

CAPÍTULO I. ASPECTOS GENERALES DEL ÁREA DE INFLUENCIA DEL PROYECTO

1.1. ANTECEDENTES

1.1.1. Ubicación Geográfica del Proyecto

El propósito del presente Trabajo Dirigido denominado **“DISEÑO FINAL PUENTE VEHICULAR APACHETA”** sobre el río Ocurí, servirá para conseguir financiamiento y construcción por los ejecutivos del Municipio de San Lucas.

La provincia NorCinti se encuentra al Oeste del departamento de Chuquisaca, limita al norte con el departamento de Potosí, al este con la provincia Azurduy, al sur con la provincia Sud Cinti y al Oeste con el departamento de Potosí. La comunidad de San Lucas se encuentra, una distancia aproximada de 19 Km de Padcoyo.

La Segunda Sección Municipal Provincial de San Lucas, cartográficamente se ubica:

Cuadro 1: Coordenadas geográficas y UTM

	Coordenadas Geográficas		Coordenadas UTM	
	Latitud Sur	Longitud Oeste	X	Y
Mínimas	20°33'33.71``	65°18'26.71``	307484.47	7763560.06
Máximas	19°46'32.61``	64°32'32.43``	320412.71	7739858.29

Fuente: Elaboración propia

Los límites territoriales del Municipio son como sigue: Al Este limita con la Provincia Azurduy, al Oeste y al Norte con la Provincia J. M. Linares del Departamento de Potosí y al Sur con la Primera Sección (Municipio Camargo) y la Tercera Sección (Municipio Incahuasi) Municipal de la provincia NorCinti.

En principio la Segunda Sección Municipal de San Lucas, está compuesta de 15 distritos: Pirhuani, Canchas Blancas, Uruchini, Collpa, Padcoyo, Chinimayu, Ocurí, Acchilla, San Lucas, Payacota del Carmen, Huañumilla, Sacavillque, Tambo Kasa, Tambillos y Malliri. La superficie territorial de San Lucas alcanza un total de 4251.93 Km², que significan el 54.65% del total de la superficie provincial (7780.59 Km²), lo

que demuestra su significativa extensión territorial en relación a la 1ra. y 3ra. Secciones municipales provincial.

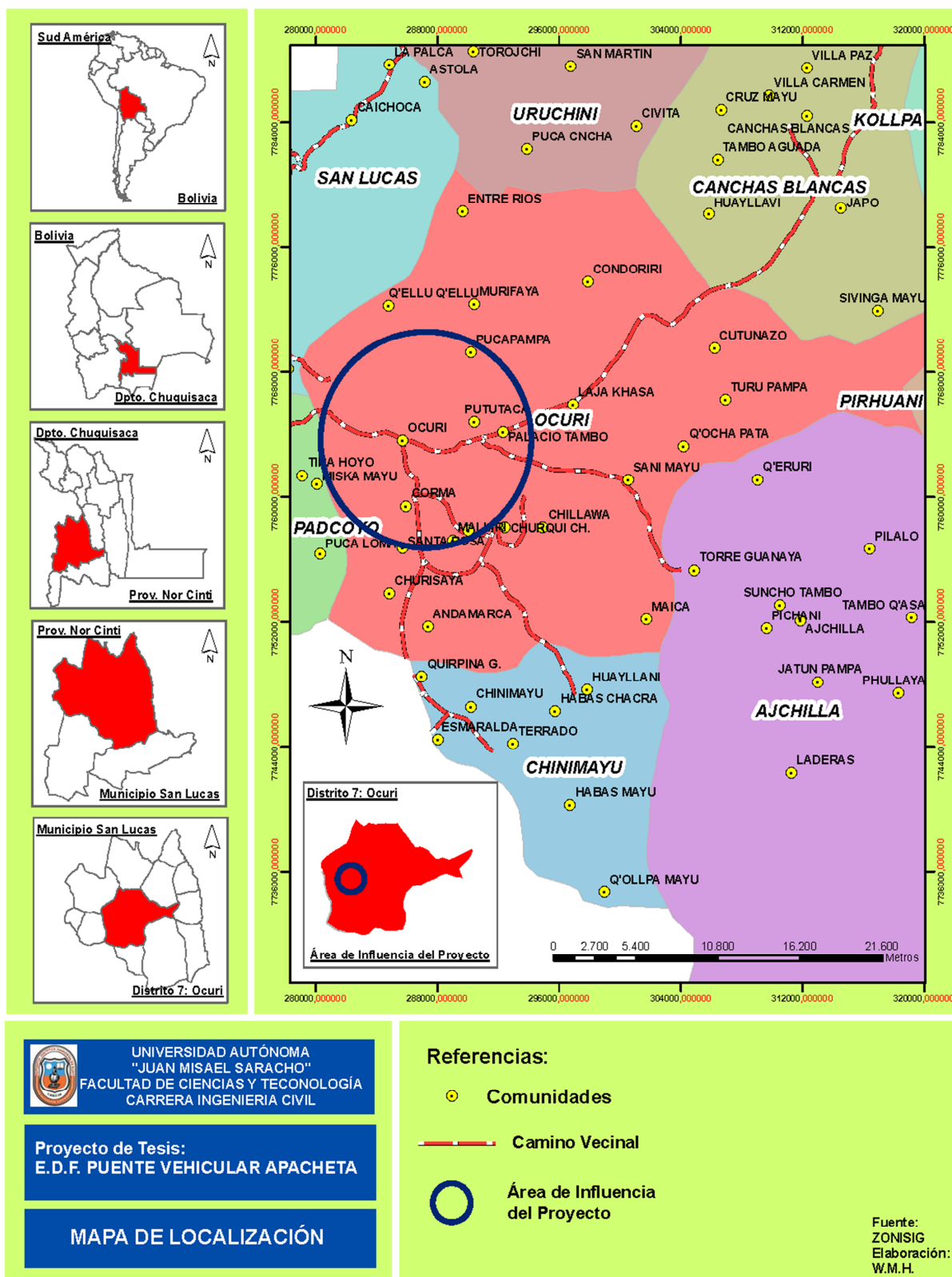
Gráfico 1: Ubicación del Puente vehicular Apacheta



El proyecto se encuentra ubicado políticamente en el cantón y distrito 7 de Ocuri, en la comunidad de CinteñoTambo perteneciente a la segunda sección municipal de la provincia NorCinti del departamento de Chuquisaca, Bolivia.

Localizado en el trayecto del Camino vecinal Padcoyo – Chajwa Cocha, sobre el río Ocuri, a 39 Km de San Lucas y 22 Km de Padcoyo, entre las comunidades de Ocuri y Cinteño Tambo, que unirá con las comunidades del Municipio de Tarvita de la Provincia Azurduy.

MAPA 1. MAPA DE LOCALIZACIÓN



Geográficamente, se encuentra en las coordenadas 20° 13' 26" latitud sur y 65° 01' 39,5" de longitud oeste, a una altura de 3.225,50 m.s.n.m.

1.2. Diagnóstico del área de influencia del proyecto

1.2.1. Aspectos demográficos

1.2.1.1. Población del Área de Influencia Diferenciada por Sexo

Considerando la superficie del Municipio de San Lucas, que es una de las más grandes de Chuquisaca, se tiene una población bastante dispersa con una densidad poblacional de 7.5 hab/km².

Cuadro 2: Población total departamental y municipal

Sexo	Chuquisaca	Municipio San Lucas	% Dpto.
Hombres	260.604	15.352	5.89
Mujeres	270.918	16.757	6.19
Total	531.522	32.109	6.04

Fuente: INE CNPV 2001

Según datos obtenidos en las Encuestas Comunales y Familiares tenemos un total de 36.714 habitantes en todo el Municipio de San Lucas; sin embargo según información extraoficial proporcionados por el INE sobre la base del censo de población y vivienda 2001, el Municipio de San Lucas tendría un total de 32.109 habitantes de los cuales 15.352 son hombres que representa el 47.81%, 16.757 mujeres equivalente al 52.19%.

La tasa de crecimiento ha disminuido considerablemente, dado que el censo de 1992 era de 2.35% y en el 2001 es de 0.1%, por otra parte esta Tasa es la más baja de toda la provincia;ésto se debe principalmente a los grandes movimientos poblacionales, especialmente a la migración al interior y exterior de nuestro país.

El área directamente beneficiada del Municipio de San Lucas son 9 distritos de los 15 distritos que hay en el municipio actualmente, las cuales son 59 comunidades

beneficiadas, con un total 17620 habitantes, de las cuales 8254son hombres, lo que representa el 46.84%, 9366 mujeres equivalente al 53.15%.

Cuadro 3: Distritos directamente beneficiadas

DISTRITO	N° de Comunidades	Hombres	Mujeres	Total
Pirhuani	5	717	828	1.545
Canchas Blancas	10	1.086	1.269	2.355
Uruchini	7	832	1.021	1.853
Qollpa	4	513	554	1.067
Ocurí	10	1.886	2.148	4.034
Acchilla	6	620	611	1.231
Huañumilla	7	901	1.036	1.937
Sacavillque	4	813	975	1.788
Tambo Kasa	6	886	924	1.810
Total General	59	8.254	9.366	17.620

Fuente: PDM San Lucas

1.2.1.2. Estabilidad poblacional

Las poblaciones de la región vienen registrando hace varios años movimientos migratorios que son más de salida que de ingreso, comportamiento que se va acrecentando en los últimos años. Siendo la base la economía, la producción agrícola, las razones de este comportamiento poblacional radican en el deterioro de los suelos, bajando sustancialmente la productividad de la tierra y ésta es condicionada por los factores climáticos debido a que se producen mayormente a secano, entonces; si la tierra no produce lo suficiente, la población sale en busca de fuentes de trabajo que le permitan obtener ingresos necesarios para vivir.

Los lugares que albergan este importante contingente en mayor porcentaje por motivos de trabajo son los centros de producción agroindustrial como Santa Cruz, Cochabamba, Tarija, Sucre, los países como la Argentina, y últimamente se está viendo que van a España. Las actividades que van a realizar las mujeres emigrantes son: trabajos en labores domésticas, empleadas o simplemente por motivos de estudio. Los hombres migran a los países mencionados o ciudades a emplearse en trabajos de chofer, albañil, construcción, agricultura, comercio, zafra, etc.

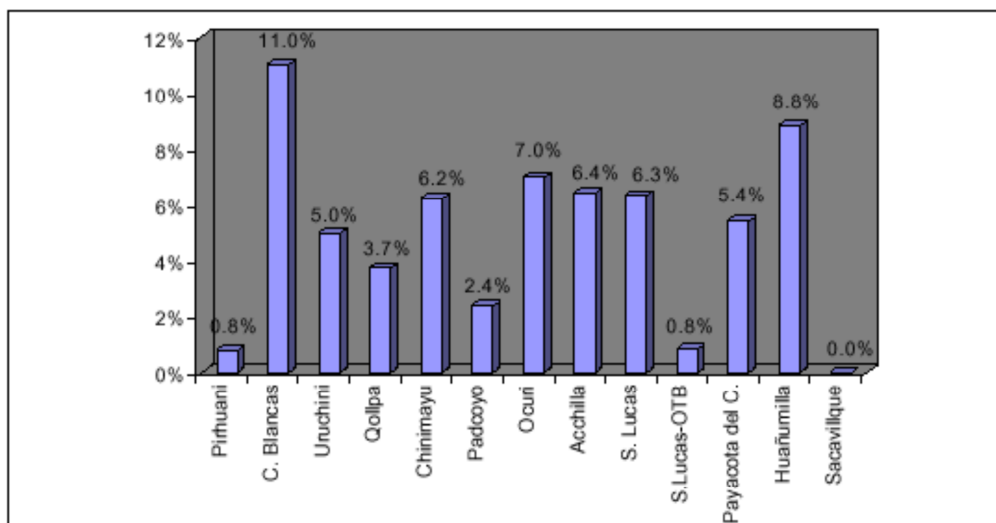
1.2.1.2.1. Emigración Estacional

La emigración en todo el país se ha constituido en un fenómeno de mucha importancia debido al impacto socioeconómico que se traduce en una actividad muy importante del movimiento económico. La emigración temporal en el Municipio de San Lucas es muy frecuente y significativa.

La población que emigra temporalmente significa el 5.53% del total de la población del Municipio, donde se puede observar que el rango entre 16 a 30 años es la que más migran en comparación al total de personas que salen de sus comunidades. Los motivos fundamentalmente, son que los habitantes del lugar no cuentan con los recursos económicos suficientes para vivir dignamente. No tienen suficientes tierras cultivables, producen sólo para autoconsumo familiar, las tierras son pequeños y a secano. Por eso el motivo de emigración temporal son por lo general los estudios y el trabajo.

El siguiente cuadro y gráfico demuestra la situación global de la emigración temporal en el Municipio de San Lucas según los distritos.

Gráfico 2: Migración temporal por distritos



FUENTE: Elaboración propia en base a boletas comunales, Abril 2002.

De acuerdo a la información obtenida en los talleres comunales observamos que el distrito de Canchas Blancas es el que tiene mayor porcentaje de emigración temporal en comparación al total de su población con un 11.0%, en el distrito de Huañumilla con el 8.8% de su población migran temporalmente.

Los distritos de Sacavillque, Pirhuani y la localidad de San Lucas presentan la menor migración del municipio.

1.2.1.2.2. Emigración Definitiva

Con respecto a la emigración definitiva en el Municipio de San Lucas, indiquemos que un 9.10% de la población total del Municipio se fue definitivamente en el transcurso de 10 años, principalmente a Santa Cruz, seguido de Argentina, Tarija y Yacuiba.

Los motivos de la emigración definitiva son muy variados, van desde los económicos, pasando por las familiares hasta por los problemas de salud. Los hombres son los que emigran definitivamente más (5,31 %) que las mujeres (3,44 %).

La edad de los emigrantes definitivos, tanto de los hombres como de las mujeres, oscila entre los 5 a 20 años. Sin embargo, cabe hacer notar que muchas personas y familias tienen una doble residencia; es decir, tienen casas, tierras y animales tanto en su lugar de origen como en su lugar de radicatoria actual.

1.2.1.2.3. Inmigración

En cuanto a las personas que llegan a las comunidades es casi nula, este fenómeno solo se presenta en las fiestas de fin de año como consecuencia de las visitas familiares para luego regresar a sus lugares de residencia.

1.2.1.3. Composición de la población según diferentes etnias

No se cuentan con estudios concretos en estos temas; sin embargo el descubrimiento de yacimientos arqueológicos en la zona que hacen presumir la existencia de culturas muy antiguas. Actualmente, en el Municipio aún persisten y sobreviven tres ayllus quechuas: El JatunQhellaja, el Asanake y el Yucasa. Estos ayllus, probablemente,

fueron originarios de los ayllus aymaras, collas del altiplano, por la cantidad de comunidades que llevan nombres de origen aymara, por ejemplo: Uruchini, Quirpini, Kumuni, Andamarka, Pirhuani, etc.

1.2.1.3.1. Base cultural de la población

Según algunos estudiosos de la región los actuales quechuas de San Lucas son una mezcla de otros grupos étnicos anteriores a la conquista del imperio incaico. Sin embargo, la fuerza conquistadora de los incas se impuso en todo y succionó al resto de las culturas originarias. Es así que actualmente aún se conservan muchas costumbres y tradiciones de la cultura aymará, por ejemplo, algunos nombres de las comunidades existentes actualmente. En el Municipio existen tres grandes ayllus: el JatunQhellaja, el Asanake y el LlaqtaYucasa(CantuYucasa).

Cada uno de estos ayllus comprende bastos territorios y comunidades con un sistema de gobierno piramidal de caciques y curacas que actualmente tienen poca vigencia.

Aunque se está intentando recuperar toda su riqueza cultural a través del “Encuentro de Ayllus” que se ha iniciado en 1992, gracias a la iniciativa del profesor, Filemón Ulpana y el apoyo de algunas Instituciones extranjeras y nacionales.

1.2.1.3.2. Origen étnico

El origen étnico de los pobladores del municipio de San Lucas es compleja y difícil de precisar; ya que si nos remontamos al origen, a la pre - historia de los diversos pueblos y civilizaciones de esta parte del Continente, sabemos que han existido antes de la conquista de los españoles los Urus, Chipayas, Collas e Incas como grandes grupos humanos asentados principalmente en las orillas del lago Titicaca, el Poopó y sus cuencas.

El estado colla (collasuyu) era muy extenso y abarcaba tanto el altiplano los valles y las llanuras orientales. Es decir, también ocupaba la zona sur del actual Bolivia y en concreto de la provincia NorCinti y San Lucas (hasta Tucumán). Por tanto, los actuales quechuas de San Lucas tendrían como sus antepasados a los collas que hablaban aymara y estaban muy bien organizados.

Por tanto, se puede atribuir el origen étnico de los pobladores de San Lucas a la cultura colla - incaica. Es decir, la cultura quechua tiene como base a la cultura colla –aymará. Por otra parte, la mayoría de las comunidades actuales de San Lucas, son reconfiguraciones de las antiguas haciendas hispánicas, o criollas que se formaron después de la Revolución del 52. Algunas de ellas son comunidades “originarias”, desprendimiento de algunos ayllus originarios.

1.2.1.4. Lenguajes que habla la población

En general, los pobladores de estas comunidades beneficiadas por el proyecto hablan el idioma quechua. Sin embargo, también hablan el castellano como fruto de la conquista española, la escuela y las migraciones. Es por eso, que la mayoría de los pobladores del Municipio de San Lucas se sienten bilingües, es decir que hablan, el castellano y el quechua. Aunque el castellano se hable con ciertas dificultades y poco fluidamente, sobre todo las mujeres hablan menos el castellano que los hombres.

1.2.1.5. Número aproximado de familias beneficiadas

El número total de familias beneficiadas con el proyecto “Puente Apacheta” son 9 distritos con sus respectivas comunidades en un total de 4.045 familias.

Cuadro 4: Número de familias beneficiadas

DISTRITO	Numero de Comunidades	Total Habitantes	Prom, de personas	Numero de Familias
Pirhuani	5	1.545	5,0	309
Canchas Blancas	10	2.355	4,2	561
Uruchini	7	1.853	5,1	363
Qollpa	4	1.067	4,5	237
Ocurí	10	4.034	4,1	984
Acchilla	6	1.231	4,0	308
Huañumilla	7	1.937	5,2	373
Sacavillque	4	1.788	3,9	459
Tambo Kasa	6	1.810	4,0	453
Total General	59	17.620	4,4	4.045

Fuente: PDM San Lucas

1.2.1.6. Tamaño Promedio de las Familias

En la distribución de familias se observa que en las comunidades beneficiadas directamente con el proyecto, el promedio es de 4.4 miembros por familia, para los distritos beneficiados tenemos el siguiente cuadro.

Cuadro 5: Promedio de miembros por familia

DISTRITO	Número de Comunidades	Familias Afiliadas	Prom. de personas por Familia
Pirhuani	5	341	5,0
Canchas Blancas	10	584	4,2
Uruchini	7	356	5,1
Qollpa	4	284	4,5
Ocurí	10	1.099	4,1
Acchilla	6	332	4,0
Huañumilla	7	387	5,2
Sacavillque	4	391	3,9
Tambo Kasa	6	431	4,0
Total General	59	4.205	4,4

Fuente: PDM San Lucas

1.2.1.7. Densidad

La densidad de Población, se expresa como el número de personas por unidad de superficie.

$$D = \frac{\text{Poblacion}}{\text{Sup.Km}}$$

El Municipio de San Lucas, tiene un promedio de 7.6 habitantes/Km², superior y a la media nacional (6,7 Hab/Km²) e inferior al departamental (8,81 Hab/Km²), como se observa en el cuadro siguiente:

Cuadro 6: Densidad de población 2001 – 2007

MUNICIPIO	POBLACIÓN		SUPERFICIE Km ²	DENSIDAD	
	2001	2007		2001	2007
San Lucas	32.109	40.455	4.251,93	7,6	9,5

Fuente: Elaboración propia en base a datos INE 2001 y Censo Comunal.

El área directamente beneficiada del Municipio de San Lucas son 9 distritos de los 15 distritos que hay en el municipio actualmente, las cuales son 59 comunidades beneficiadas, con un total 17.620 habitantes de las cuales 8.254 son hombres que representa el 46.84% y 9.366 mujeres equivalente al 53.15%.

1.2.2. Aspectos Económicos

Referidos a la actividad que realizan las familias para mantenerse, se detalla a continuación.

1.2.2.1. Tenencia de la tierra

Muchos productores campesinos explotan irracionalmente la tierra, en parte en la conciencia de tener inseguridad sobre el futuro propietario de la tierra.

Sin embargo, es importante mencionar que existen tierras comunales que son destinadas a la construcción de escuelas, postas, internados, huertos escolares. Los terrenos abandonados las destinan como área de pastoreo, que se considera como usufructo de todas las familias que habitan la comunidad.

Cuadro 7: Tenencia de tierra familiar por distrito

Distrito	Promedio Tenencia de tierras Has.
Pirhuani	2,71
Canchas Blancas	2,16
Uruchini	2,23
Qollpa	4,99
Ocurí	1,51
Acchilla	2,54
Huañumilla	2,17
Sacavillque	1,34
Tambo Kasa	2,54

Fuente: ZONISIG

1.2.2.2. Uso de la tierra

Los pobladores del Municipio están dedicados casi íntegramente a las tareas agropecuarias por lo que el uso de la tierra se destina a la producción agrícola y

ganadera. Debido a su configuración geográfica, los pastizales, montes bosques y otros conforman la mayor parte del territorio y las tierras del cultivo son reducidas con relación a la superficie total de las comunidades.

Las familias productoras del municipio tienen acceso a la tierra tanto individual como colectivamente para el desarrollo de la actividad agrícola; por otra parte la actividad pecuaria de pastoreo se desarrolla en base al aprovechamiento de tierras comunales.

La superficie total que tiene el Municipio de San Lucas alcanza a 4.251,93 Km², distribuidas de la siguiente manera:

Cuadro 8: Uso de suelo Municipio San Lucas

USO DEL SUELO	Sup, Km2	%
31 (Agrícola extensivo con cultivos anuales y perennes)	45,97	1,08%
4 (Ganadero extensivo con ovinos y caprinos)	2.408,19	56,64%
5 (Agropecuario extensivo con cultivos anuales, ovinos, caprinos y vacunos)	1.304,27	30,67%
6 (Agropecuario extensivo, con cultivos anuales y perennes y vacunos)	11,39	0,27%
7 (Silvopastoril con vacunos y caprinos)	218,24	5,13%
16 (Sin uso (agropecuario o forestal))	263,87	6,21%
TOTAL	4.251,93	100,00%

Fuente: Elaboración en base a datos de ZONISIG 2002.

Las tierras sin uso alcanzan el 6.21% del total es decir son 263.87 Km²., mientras que las de uso agropecuario alcanzan a 88.66% es decir 3769.76 Km², esta actividad no es intensa, tampoco permanente, pero a futuro se podrían aprovechar mejor estos espacios a base de trabajos de forestación y reforestación. Las tierras no útiles comprenden espacios que no pueden ser utilizados para ningún tipo de actividad productiva, pero sí pueden ser utilizados para otras finalidades como espacios de recreación, habitabilidad, embellecimiento del paisaje y otros.

1.2.2.3. Promedio de personas por vivienda

El estado de las viviendas en su gran mayoría en todo el Municipio es precario, presentan condiciones de habitabilidad y la calidad se encuentra en malas condiciones.

El número de habitantes por vivienda es de 4 normalmente, todas las familias tienen una cocina, un dormitorio y un depósito para guardar productos. Al lado de estos tres ambientes está, generalmente, un corral para las ovejas, cabras o vacas. Considerando el número de personas por familia es de 4 supone un gran hacinamiento ocasionando la facilidad de transmisión de enfermedades infectas contagiosas.

1.2.2.4. Principales actividades económicas de las familias

Para determinar las actividades económicas más importantes por los habitantes de las comunidades analizaremos las siguientes variables.

1.2.2.4.1. Población Económicamente Activa (PEA)

En este sentido la PEA, que es el número de personas que pertenecen a la población económicamente activa (PEA) por cada cien personas de 7 a 65 y se define como la población que durante el periodo de referencia del censo “la semana anterior “ trabajo, no trabajó pero tenía un trabajo o buscó trabajo , es de 68.2%.

La P.E.A. (Población Económicamente Activa) de San Lucas viaja por unos cuantos meses (sobre todo, entre los meses de Junio a Octubre) al interior o exterior del País motivados básicamente por las necesidades económicas.

La explotación agropecuaria es la actividad principal de las familias campesinas del área de influencia del proyecto. La producción se realiza fundamentalmente a nivel de la unidad de producción familiar.

La actividad agrícola está orientada a la producción de papa, cebada, trigo, haba, arveja, maíz, hortalizas y en menor escala frutales; la actividad pecuaria a la crianza de ganado ovino, caprino, vacuno, porcino, equipo y aves de corral.

Asimismo, se deduce que la actividad primaria de los hombres es la agropecuaria, pues un 75% de su tiempo es entregada a esas labores, una actividad secundaria es la artesanal que consiste básicamente en la fabricación de herramientas para su propio trabajo, a la que se dedican un 17% del tiempo. Finalmente una ocupación del 8% del tiempo está dirigida a otra actividad que generalmente son desarrollados a través de la migración de manera temporal.

En caso de las mujeres, se da un equilibrio entre la actividad agropecuaria y las labores de casa, que conforman las actividades primarias, en tanto que las actividades secundarias no son representativas en términos de dedicación.

Las mujeres se encargan de las actividades domésticas, cuidado de ganado menor, mientras que el hombre tiene bajo su responsabilidad, fundamentalmente, las labores agrícolas.

La composición del ingreso familiar del campesino tiene diversas fuentes orígenes; entre las más importantes anotamos: el proveniente de las actividades agrícolas, el ingreso de las actividades pecuarias, el originado por las actividades de transformación de algunos productos o artesanías, el proveniente por la migración temporal en lugares fuera de su comunidad y otras.

1.2.2.4.2. Producción pecuaria

La producción pecuaria, como en gran parte de la zona andina y de los valles del país, se realiza de forma tradicional, con técnicas y medios que se practican y usan desde hace siglos, sin haber realizado casi ninguna mejora. Es decir, no se hace mejoramiento ni renovación genética, no se realiza introducción de nuevas razas, no se hacen los tratamientos sanitarios respectivos y sobre todo la alimentación es deficiente siendo el pastoreo y ramoneo extensivo y sólo en época de lluvias, en época seca se recurre a restos de la cosecha y rastrojos de cultivos de cereales; finalmente el manejo no es el adecuado.

La población ganadera en el municipio de San Lucas, dadas las condiciones físicas naturales, tiene características importantes.

Como especie principal se tiene al ganado ovino, 112668 cabezas en el municipio, seguidamente se encuentran como especie principal los caprinos, 65970 cabezas en el municipio; las llamas son la especie que menor número de individuos cuenta en el municipio concentrándose toda la población en el distrito de canchas blancas más propiamente en la comunidades de Canchas Blancas y Japo.

Las demás especies son también importantes y participan con un número significativo dentro la distribución de cabezas en el municipio, el cuadro siguiente ilustra la población de ganado por distritos en el municipio.

En cuanto al ganado mayor, el de mayor importancia dentro el municipio se encuentra el bovino, el distrito de Ajchilla se muestra como potencial para la explotación, en cambio el distrito de Padcoyo es el que menos bovinos cuenta debido a la vegetación de la zona. El ganado menor de número por familia es el porcino en contraposición del ovino que parece ser el ganado con más presencia en el municipio

Existen diferencias que son de considerar respecto a la tenencia de ganado por familia. Se hace notar que el ganado ovino se constituye como la principal especie dentro el municipio ya que como promedio municipal se tiene 17.55 individuos por familia se hace notar que la llama es una buena alternativa para la cría, sobre todo en las zonas de altura (piso ecológico puna)

La explotación dentro el municipio es extensivo semi estabulado pero con grandes deficiencias en el manejo de praderas, y el desconocimiento de tecnologías que mejoren los rendimientos en este rubro.

A continuación, se resume en un cuadro la producción principal de la actividad pecuaria y sus subproductos en el municipio, cuyo uso y disposición es el mismo para todos los distritos.

Cuadro 9: Producción principal de la actividad pecuaria y subproductos

Producto	Subproducto	Derivados
Vacas y bueyes	Carne, leche, cuero, fuerza de trabajo	Charque, queso
Ovejas	Carne, lana, cuero, leche	Charque, queso
Cabras	Carne, cuero, leche	Charque, queso
Aves (gallinas)	Carne, huevos	
Cerdos	Carne, manteca	
Asnos	Fuerza de trabajo	
Mulas	Fuerza de trabajo	
Llamas	Carne, lana, fuerza	

Fuente: elaboración propia

1.2.3. Aspectos Sociales

1.2.3.1. Descripción de las Características sociales de los Beneficiarios, relevantes al proyecto

En el Municipio de San Lucas, como en muchos otros municipios del país, del departamento y de las provincias, las relaciones de género son muy desiguales, injustas e inequitativas. Es decir, las relaciones entre hombres y mujeres al interior de las familias, comunidades y organizaciones son desiguales en todos los aspectos: social, económico, político y cultural.

En el caso de San Lucas, esta situación de desigualdad entre hombres y mujeres es más notoria y patética; ya que las mujeres son sistemáticamente marginadas de sus derechos más elementales como el derecho a la educación y participación en la toma de decisiones a nivel familiar y comunal, por parte de los hombres. Para las mujeres del Municipio, no hay suficientes oportunidades y medios para que puedan desarrollar sus capacidades y cualidades. Por tanto, es urgente y necesario tener presente esta situación a la hora de planificar el Desarrollo integral del Municipio.

1.2.3.1.1. Religión y Costumbres

La religión principal en el Municipio de San Lucas es la Iglesia Católica centrándose en la administración de sacramentos (Bautismos, Eucaristías, Confirmaciones, Matrimonios) y la Evangelización. Es decir, en el trabajo pastoral que la parroquia

realiza, la mayor parte de su tiempo ocupan estas actividades. La Parroquia, por lo extenso del Municipio y las múltiples necesidades de las comunidades, intenta atender a través de la formación de catequistas, líderes, promotoras; a través de la promoción integral del hombre y la mujer, a través del anuncio de la Palabra. En fin, a través de la Evangelización integral. En este sentido coordina con las Instituciones públicas (Alcaldía) y privadas (Escuelas de Cristo, Tréveris) para cumplir con sus objetivos.

Finalmente, indiquemos también que muchos pobladores y comunidades de San Lucas practican un sincretismo religioso. Es decir, por una parte creen en Dios, la Virgen María y los Santos; por otra parte, también creen en la Pachamama (Madre Tierra), los cerros, los animales, los brujos, adivinos, etc. La conquista y la religión católica no pudieron extirpar sus creencias y prácticas religiosas ancestrales. Durante más de cuatro siglos los quechuas de San Lucas mantuvieron ocultas muchas de sus tradiciones, creencias y costumbres. Actualmente, se están tratando de recuperar esas tradiciones, costumbres y valores. Muchas de sus prácticas religiosas ahora son públicas y no están ocultas, aunque cuatro siglos de dominio, marginación y explotación no están siendo fáciles de superar.

Las manifestaciones culturales de los pobladores de San Lucas, son sus fiestas y sus ritos. A través de esas fiestas y prácticas rituales también se puede apreciar el modo de ser y vivir de los quechuas de San Lucas. Las fiestas y los ritos son momentos extraordinarios de convivencia familiar, de esparcimiento y regocijo. Estos rompen la monotonía del diario vivir y equilibran el trabajo duro y cíclico de los campesinos.

Las fiestas más comunes son: el Carnaval, la Pascua, el Aniversario Departamental, el Día de la Patria, y Todos los Santos. Estas fiestas son celebradas en todos los 12 Distritos del Municipio de San Lucas.

El carnaval, fiesta tradicional donde se ch'alla (libaciones con chicha, "moquetu" – alcohol con soda o sin ella- aguardiente y otras) a la Pachamama (Madre Tierra) como agradecimiento por la buena cosecha que obtuvieron y la multiplicación de los animales. Esta fiesta es movable y puede durar de 2 días a 1 semana.

La Pascua, es una fiesta religiosa católica que se celebra en Abril normalmente (es una fiesta movable) recordando la pasión, muerte y resurrección de Jesucristo. Ésta es una fiesta introducida por la conquista, sin embargo, es la fiesta más celebrada y recordada. Porque es la fiesta central y principal de todos los cristianos y católicos.

Todos Santos o Día de los Difuntos. Ésta es una fiesta en honor a los difuntos, normalmente dura de 2 a 3 días. En esta fiesta los comunarios preparan altares o tumbas en una parte visible y central de la casa con una serie de adornos hechas de masitas de pan, flores, ramas, comidas y bebidas. Según sus costumbres el día primero de noviembre, justo al medio día visitan las almas de sus seres queridos, para lo cual habían preparado los altares con diligencia y con mucho tiempo de anticipación para recibirlos lo mejor que puedan. Ya que de esa manera, ese año habrá mejor cosecha porque a las almas de los difuntos hay que tratarlas muy bien. Después de la visita de las almas de los difuntos, hay que despedirlos también. Se debe hacer la “alma cacharpaya” (despedida de las almas), en el cementerio hasta el próximo año.

1.2.3.1.2. Rol de Varones y Mujeres

Los roles tanto del hombre como de la mujer son transmitidos de generación en generación, como en toda la localidad rural se observa roles de género, que nos permite clasificar las diferentes acciones de género.

Rol productivo; en la mujer comprende las responsabilidades de la crianza y educación de los hijos y las tareas domésticas emprendidas; también se le encarga la comercialización de la mayoría de la producción agropecuaria. En cuanto al hombre, se dedica a la producción y la generación de ingresos económicos para la familia.

Rol de gestión comunal y/o política comunal; comprende las actividades emprendidas por las mujeres sobre todo a nivel de la comunidad, como una extensión de su nivel reproductivo. Tiene el fin de asegurar la provisión y el mantenimiento de los escasos recursos de consumo colectivo como el agua, la salud y la educación. Es un trabajo no remunerado emprendido durante el tiempo libre.

En los casos en que las mujeres quedan solas por algún motivo (como ser migración o fallecimiento del marido) ellas toman absolutamente todas las responsabilidades agropecuarias. De tal manera dentro del plan es considerada a la mujer en un rol preponderante en el desarrollo de la sección; por lo tanto ésta deberá ser considerada también en la ejecución del plan.

A continuación, en el siguiente cuadro, presentamos el resumen de roles de hombres y mujeres en los sistemas de producción del Municipio de San Lucas.

Cuadro 10: Roles de hombres y mujeres en los sistemas de producción

QUIENES REALIZAN ACTIVIDADES	SOLO LOS HOMBRES		LOS HOMBRES CON AYUDA DE LAS MUJERES		LOS DOS IGUAL		LAS MUJERES CON AYUDA DE LOS HOMBRES		SOLO LAS MUJERES		TOTAL RESP*
	No.	%	No.	%	No.	%	No.	%	No.	%	
AGRICULTURA	1.693	33,9	1.580	31,7	115	2,3	115	2,3	270	5,4	4.989
GANADERIA	600	24,0	377	15,1	165	6,6	165	6,6	1.088	43,6	2.495
TRANSFORMACION	119	4,8	576	23,1	157	6,3	157	6,3	1.549	62,1	2.494
COMERCIALIZACION	494	36,6	530	39,3	24	1,8	24	1,8	78	5,8	1.349
CONSTRUCCION	1.179	63,8	354	19,2	11	0,6	11	0,6	59	3,2	1.848
TOMA DE DECISIONES											
INTERNAS	1.226	27,8	2.007	45,6	143	3,2	143	3,2	582	13,2	4.404
EXTERNAS	2.026	48,0	1.646	39,0	46	1,1	46	1,1	179	4,2	4.225

FUENTE: Boletas Familiares 1.999.

1.2.3.1.3. Horarios de actividad

Dentro de la propia costumbre, una población beneficiaria del proyecto tiene como actividad principal la agrícola, iniciando su actividad en las primeras horas de la mañana 6 a 7:00 de la mañana, para almorzar aproximadamente a las 10 de la mañana y concluir su actividad a los 17:00 horas, en la atención del área de sembradío, mientras las mujeres se encargan de alistar a los niños para la escuela y posteriormente se reúnen con sus esposos o compañeros, algunas veces también se reparten las funciones de producción y comercialización. La preparación de los alimentos se realiza en el lugar de trabajo.

Otros beneficiarios también cumplen las funciones de dirigentes, de tal forma que las comunidades beneficiadas cuentan con varias organizaciones de base, todos los miembros de estas organizaciones son elegidos democráticamente; pudiendo ser suspendidos cuando no cumplen con sus funciones o violan normas y reglas.

Debido a la escasa tecnología con que se cuenta para la producción agropecuaria, (principalmente en la tecnificación), los horarios de trabajo están sujetos a la luz natural del día, por esta razón el comunario aprovecha al máximo este recurso desde los primeros rayos del sol hasta que se pierde en la tarde.

1.2.3.1.4. Disponibilidad de mano de obra

El trabajo en las distintas actividades refleja una adaptación a la estructura tradicional de ocupación en los diferentes sectores económicos.

En general, los comunarios cuentan con mucha predisposición para poder trabajar en bien de la comunidad, quedando demostrado que en las comunidades se cuenta con varios servicios, donde el aporte de la comunidad en mano de obra e insumos fue significativo; también, el mayor interés en el mejoramiento del camino con la construcción del Puente Vehicular sobre el Río Ocuri.

El proyecto tendrá un gran impacto social dentro de las comunidades beneficiadas, de manera que se incentiva el crecimiento de su frontera agrícola; además, de que podrán explotar al máximo las superficies aptas para el cultivo que hoy en día no se las siembra por temor de perder la producción, al no contar con un camino estable.

Al generarse mayores fuentes de trabajo en las comunidades beneficiadas y existiendo la posibilidad latente de una mejora económica, se disminuye la migración de las personas y familias que salen de sus comunidades hacia otros lugares y países en busca de fuentes de trabajo para complementar las necesidades y requerimientos de las familias del área del proyecto.

1.2.4. Servicios básicos existentes

1.2.4.1. Agua Potable

De las 59 comunidades beneficiadas, sólo en 35 comunidades existen los sistemas de agua potable. De estas 35 comunidades, solamente en 13 comunidades el agua potable es a nivel comunal, en 29 comunidades la conexión de agua potable es sólo para las escuelas y en 11 comunidades sólo en los puestos de Salud, pudiendo existir

sistemas de agua potable, para las infraestructuras de Salud y educación y no así para la comunidad.

En el siguiente cuadro, presentamos de modo sintético el número de comunidades, escuelas y puestos de Salud que cuentan con agua potable a nivel distrital beneficiada.

Muchos de estos sistemas de agua potable han sido financiados, por organismos o Instituciones como por ejemplo ADRA, PARROQUIA, HAM de San Lucas, CARE, FSE y otras fuentes de recursos como del TGN y otros que en contrapartida y también en forma aislada contribuyeron para hacer realidad los sistemas de agua potable de muchas comunidades.

Las demás comunidades restantes para proveerse de agua tienen que recurrir a diversas fuentes de provisión de agua, entre ellas podemos nombrar a los ríos ya que algunas comunidades cuentan con este recurso en las proximidades. Otros serían las quebradas, que en algunas épocas del año se secan, también tenemos a las vertientes u ojos de agua, o comúnmente llamados manantiales, y también podemos hablar de los canales de riego, que también son fuente de aprovisionamiento del líquido elemento. Otra fuente de aprovisionamiento también son los pozos, gran parte de esta agua de las diversas fuentes no son directamente aptas para el consumo humano, sino previamente realizado el hervor. Por el contrario muchas de ellas son propensas a provocar infecciones de tipo estomacal, si se la bebe en estado crudo, la calidad del agua es regular y está entre lo dulce y semi dulce.

1.2.4.2. Alcantarillado sanitario

Los medios para la eliminación de excretas en el municipio de San Lucas apenas son perceptibles en las comunidades, de San Lucas, Malliri, Palacio Tambo y Padcoyo que cuentan con un sistema de Alcantarillado, actualmente uno esta en ejecución es la comunidad de Cinteño Tambo.

En resumen, en las comunidades por distritos donde cuentan o no con sistemas de eliminación de excretas se puede ver en el cuadro siguiente de donde se deduce que,

las comunidades apenas cuentan con letrinas, aunque no todas sino un 32.24 %, el resto 67.76%, eliminan sus excretas a campo abierto, lo que pone en riesgo la salud del propio habitante, también al ganado menor y mayor a contraer enfermedades de tipo parasitarias.

1.2.4.3. Electricidad

En las comunidades del municipio, las familias que conviven usan como fuente de energía a diversos tipos de recurso energético, como ser la leña, kerosén, gas licuado los cuales pueden ser usados en diferentes formas y para diversos objetivos.

Para la iluminación de los hogares beneficiados de las cuales sólo cuentan en 4 comunidades con energía eléctrica como ser Cinteño Tambo (Pututaca) y Palacio Tambo, Laja Kasa y Chillagua. Recurso energético bastante arraigado después de la leña es el Kerosén, que sigue siendo alto llegando a un 86.96 % en todo el municipio, se lo usa en la iluminación de las casas en las noches, que es cuando llega a ser el más alto uso doméstico de esta fuente de energía. En lo referido a la producción apenas alcanza a un 0.58 %, manteniéndose bajo y la abstinencia o el no uso llegaría a un 12 % invirtiendo la situación con relación al uso de electricidad.

1.2.4.4. Educación

La Educación en el Municipio de San Lucas, no está al margen de la crisis que está atravesando la Educación boliviana en general; empero, debemos darle una gran importancia a esta región que es la que está siendo azotada por la crisis económica y social en la que se encuentra atravesando el país; por lo que muchos habitantes en edad de escolar no tienen la gran oportunidad de acceder por lo menos a la educación primaria. Si se accede a la educación, es demasiado limitada para poder obtener logros que se quieren obtener por una serie de factores que influyen en su plena realización. Desde la infraestructura insuficiente, difícil acceso a los establecimientos por los pésimos caminos de ingreso y la topografía de la zona, hasta la preparación de los educadores y mal manejo de los programas educativos de enseñanza-aprendizaje.

1.2.4.4.1. Educación Formal

La educación formal es uno de los pilares importantes que determinan el desarrollo de un pueblo, en este sentido impartirla hasta en el último rincón del municipio sería lo ideal, pero muchos factores influyen, para que no se puedan satisfacer todas las necesidades de la población en el Distrito de San Lucas, especialmente en lo educativo. Se la imparte en sus distintos grados, con la incorporación y cooperación de algunas instituciones gubernamentales y no gubernamentales como las ONGs, parece haber cambiado la forma de vida de los habitantes, como por ejemplo al poder mejorar sus conocimientos y su forma de vida, la emigración hacia otros confines de la patria, necesariamente obliga a las familias por lo menos a leer y escribir para mejorar su situación socio-económica.

Existen 105 Unidades Educativas que están agrupados en 15 Núcleos Escolares: San Lucas, Padcoyo, Malliri, Chillagua, Chinimayu, Payacota del Carmen, Jatum Pampa, Tambo K'asa, Canchas Blancas, Huañumilla, Qollpa, Palacio Tambo, Murifaya, Sacavillque y Buena Vista. Dos Sub-centrales (La Palca y Tambillos) con un director con la nueva re nuclearización efectuada. 1 Sub-Distrital en Canchas Blancas.

Las distancias entre las diferentes Unidades Educativas, en el Municipio de San Lucas son muy difíciles de precisar con exactitud, por la situación topográfica ya que de las 105 Unidades Educativas 74 escuelas carecen de caminos carreteros, solamente caminos vecinales y de herradura en un estado totalmente lamentable. Los niños deben recorrer diariamente entre una hora y media o más, promedio para ingresar a sus respectivas escuelas y el otro 31 restante de las escuelas, se encuentra en mejores condiciones que las anteriores por estar dentro la red caminera y en otras cercana a esta.

En la época de lluvias, el asistir a clases en muchos casos es muy complicado, por las mismas dificultades que este fenómeno entraña, y los peligros a que expone a los educandos, cuando los tramos de camino vecinal y de herradura están en mal estado, ya que las precarias condiciones en que se encuentran las construcciones de los

puentes y senderos de paso, y ponen en grave riesgo a los transeúntes, particularmente a los niños del nivel inicial y primaria que van a la escuela.

1.2.4.4.2. Educación no formal

La educación no formal es manejada y patrocinada siempre por instituciones privadas, como ONGs que cuentan con financiamiento propio y/o que manejan contrapartes con el Gobierno Municipal y la Prefectura Departamental. De un tiempo atrás se ha visto que las obligaciones del estado boliviano se vean cada vez más limitadas, por que el presupuesto que asigna a la Salud y Educación son cada vez más insuficientes por el aumento de la población estudiantil. En este sentido, en el Municipio existen diferentes Organizaciones e Instituciones, que se dedican a la capacitación y formación a grupos sociales fuera del aula, por ejemplo tenemos la Parroquia, Treveris, ADRA, YachayWasi, ONG “AYNI”, y otros, que eventualmente cumplen esta función.

Entre las Instituciones privadas de capacitación que desarrollan diferentes actividades de capacitación no formal, en el municipio hay muy pocas a pesar que están ingresando nuevas organizaciones en el área de la Educación Alternativa, que detallamos a continuación:

ADRA, ESPERANZA / BOLIVIA, TREVERIS, IMCC, DANIDA, RE.TE. ONGP.A.N. (Programa Nacional de Atención a Niñas y Niños Menores de Seis Años), ACLO, CENTRO DE EDUCACIÓN Y DESARROLLO DE LA MUJER ONG “AYNI”, DELA, PARROQUIA, INTI PALLAY, CETA ITALY.

Estas Instituciones no se dedican sólo a la cuestión educativa, sin embargo tienen en alto grado un componente educativo alternativo en sus respectivos proyectos que serán de mutuo beneficio para los habitantes.

1.2.4.5. Salud

Dadas las características de este municipio y sobre todo los diferentes pisos ecológicos y la enorme cantidad de comunidades, que en él se hallan asentadas y por la diversidad etnológica de las familias y población que existen en el Municipio de

San Lucas, el sistema del servicio de Salud en cuanto a atención es deficitaria, no porque los encargados de impartir este servicio lo quieran así, sino por las amplias dificultades que se presentan para poder brindar este servicio, que van desde la disponibilidad de personal hasta el equipamiento e infraestructuras insuficientes, y ni que decir de la posibilidad de tener acceso a medicamentos, que en muchos casos son insuficientes y limitados.

Cuadro 11: Tipo y cobertura de los establecimientos

Nº	DISTRITO	NOMBRE DEL ESTABLECIMIENTO	ESTABLECIMIENTO		COBERTURA
			Nivel	Tipo	
1	San Lucas	Hospital San Lucas	2	Centro de Salud	Atiende 6 Comunidades
2	Padcoyo	Puesto de Salud Padcoyo	1	Puesto de Salud	Atiende 7 Comunidades
3	Payacota del Carmen	Puesto de Salud Payacota del C.	1	Puesto de Salud	Atiende 6 Comunidades
4	San Lucas	Puesto de Salud Chaupi Ckocha	1	Puesto de Salud	Atiende 6 Comunidades
5	Ocuri	Puesto de Salud Ocuri	1	Puesto de Salud	Atiende 5 Comunidades
6	Ocuri	Puesto de Salud Malliri	1	Puesto de Salud	Atiende 5 Comunidades
7	Chinimayu	Puesto de Salud Chinimayu	1	Puesto de Salud	Atiende 5 Comunidades
8	Ocuri	Puesto de Salud Pututaca	1	Puesto de Salud	Atiende 5 Comunidades
9	Ocuri	Puesto de Salud Palacio Tambo	1	Centro de Salud	Atiende 7 Comunidades
10	Ajchilla	Puesto de Salud Ajchilla	1	Centro de Salud	Atiende 7 Comunidades
11	Ajchilla	Puesto de Salud Tambo kasa	1	Puesto de Salud	Atiende 6 Comunidades
12	Sacavillque C.	Puesto de Salud Sacavillque Chico	1	Puesto de Salud	Atiende 5 Comunidades
13	Pirhuani	Puesto de Salud Pirhuani	1	Puesto de Salud	Atiende 5 Comunidades
14	Qollpa	Puesto de Salud Qollpa	1	Puesto de Salud	Atiende 4 Comunidades
15	Huañumilla	Puesto de Salud Huañumilla	1	Puesto de Salud	Atiende 7 Comunidades
16	Canchas Blancas.	Puesto de Salud Canchas Blancas	1	Centro de Salud	Atiende 9 Comunidades
17	Uruchini	Puesto de Salud Buena Vista	1	Puesto de Salud	Atiende 6 Comunidades
18	Uruchini	Puesto de Salud Uruchini	1	Puesto de Salud	Atiende 2 Comunidades
19	San Lucas	Puesto de Salud La Palca	1	Puesto de Salud	Atiende 6 Comunidades
20	Chinimayu	Puesto de Salud Huayllani	1	Puesto de Salud	Atiende 4 Comunidades

Fuente: Hospital de San Lucas.2002

1.2.4.5.1. Medicina Tradicional

Por la disponibilidad de la medicina tradicional la mayor parte de los pobladores de San Lucas siguen acudiendo a la medicina tradicional ancestral. Los factores pueden ser varios como la económica, distancias a recorrer y la disponibilidad entre otros. Siguen acudiendo a sus curanderos, partero(a)s comunales, siguen curándose con sus medicinas caseras (hierbas, hojas, raíces, cortezas y otros).

1.2.4.5.2. Medicina Convencional

En el distrito de San Lucas la medicina convencional, está atendida principalmente, por la Dirección Distrital de Salud y el “Hospital” (segundo nivel) y los 19 Puestos de Salud y 179 RPSs dispersos en todo el Municipio, los que regularmente cumplen su función, por que pudieron haber sido un número más elevado, los que cumplen la función de atender las necesidades básicas en salud, donde es difícil llegar con profesionales más específicos y más interiorizados del servicio de salud. Para cubrir algunas deficiencias en cuanto personal y equipamiento, e incluso dotación de fármacos específicos, se recurre al aporte de algunas instituciones, comprometidas en su plan de trabajo que no excluye el servicio de salud, que en contra partida subsanan junto al gobierno municipal y a las entidades estatales, que están encargadas de suministrar recursos, equipo y personal para alivianar estas deficiencias.

1.2.4.6. Modalidades de Recolección y Disposición de Residuos Sólidos

En las comunidades beneficiarias con el proyecto del puente no cuentan con un sistema de recolección de residuos sólidos; sin embargo la poca generación de basura por parte de las familias es enterrada en sus terrenos con el fin de convertirla en abono orgánico.

CAPÍTULO II. SITUACIÓN SIN PROYECTO

2.1. Estudio de Demanda

2.1.1. Demanda actual de Transporte

En varias reuniones de evaluación y diagnóstico realizado en el área de influencia, con participación de los principales dirigentes, beneficiarios y tesista, se establece fundamentalmente que la oferta de vialidad tiene bastante relevancia en el funcionamiento del mercado de transporte, puesto que de ella depende la eficiencia en que se realicen los viajes tanto de pasajeros y carga, integrando y desarrollando la económica de los habitantes de la zona de influencia.

En el entendido y concreción de la implementación del puente vehicular, indudablemente, inducirá a un mayor uso de la vía de acceso Padcoyo–Cinteño Tambo - Palacio Tambo. Y de Palacio Tambo a Acchilla, Palacio Tambo a Chajwa Cocha que conecta con el municipio de Tarvita, Palacio Tambo a Buena vista, en si a varias comunidades, el transporte de carga y pasajeros. Por otra parte el salvar el obstáculo de paso a través de un puente por el Río Ocuri, indudablemente promoverá la ampliación de la red vial hacia las comunidades del área de influencia, favorable, ya que el límite provincial y físico municipal de San Lucas, termina y está delimitada por el río Pilcomayo, será un vinculo importante paso y de transposición hasta el río Pilcomayo y su indudable vinculación integral hacia la Provincia Azurduy municipio de Tarvita, también del Departamento de Chuquisaca.

2.1.2. Flujo Vehicular Actual

En la actualidad (época de lluvia) se cuenta con un flujo regular y establece en el tramo que dicho sea de paso tiene un mantenimiento constante por parte de las comunidades beneficiarias que garantiza el ingreso y flujo vehicular seguro. El tramo de acceso pertenece a la red municipal, cuya finalidad es la vincular principalmente a las comunidades que se ubican en el sector oriental del municipio, considerada la de mayor atención especialmente por falta de vinculación que como el caso que nos

ocupa, la construcción de puente facilitar el paso por el Río Ocuri, y que promoverá indudablemente el desarrollo de todas las comunidades del área de influencia.

El flujo vehicular actual del tramo Padcoyo - Palacio Tambo, tiene una frecuencia de 20 a 25 movilidades/día de todo tipo de movilidad en todo el año y en las ferias que hay en las comunidades beneficiadas una frecuencia de 150 a 200 movilidades/día.

En la actualidad existe el servicio de buses de dos a tres veces a la semana, con los horarios por el día, primero en las primeras horas del día (salida) y el segundo en las tardes (llegada).

El costo de transporte de la ciudad de Potosí a la comunidad de Cinteño Tambo es de 25 Bs. por persona y el quintal o carga de 7 Bs. Con relación a los insumos que internan a la zona es similar al costo de los productos de Bs. 5 por quintal, tal el caso de los fertilizantes, víveres, varios, etc. El costo de transporte Cinteño Tambo – Padcoyo o viceversa es de 6 Bs. por persona. Por último el costo de transporte por el traslado de algunos materiales de construcción, es variado, quedando el costo entre usuario y transportista.

2.1.3. Diversidad de la Producción Actual

La producción **AGRÍCOLA** más importante en la Sección Municipal de San Lucas está compuesta por el maíz, papa, trigo, cebada, oca y lisa, considerándose los aún como productos tradicionales. También existen otros cultivos que son producidos prioritariamente para el autoconsumo familiar y los escasos excedentes sirven para la comercialización.

Ya en el área de influencia se tiene maíz (amarillo, criollo), papa (malcacho, waycha, sani), trigo (arrobero, blanco, florentino, barba amarillo), ají (colorado) y maní (colorado).

La producción **FRUTÍCOLA** en el Municipio de San Lucas está caracterizada por realizarse en pequeños espacios cultivables y con una mayor aplicación de tecnologías rudimentarias.

El sistema productivo frutícola tiene sus variaciones en función a los pisos ecológicos que existen en el Municipio, siendo actualmente los principales productos el durazno, uva, naranja, chirimoya y otros cítricos.

En el área de influencia del proyecto se tiene dentro de la producción frutícola chirimoya, naranja, limón, mandarina, lima, guayaba y durazno.

La producción pecuaria, como en gran parte de la zona andina y de los valles del país, se realiza de forma tradicional, con técnicas y medios que se practican y usan desde hace siglos, sin haber realizado casi ninguna mejora. Es decir que no se hace mejoramiento ni renovación genética, no se realiza introducción de nuevas razas, no se hacen los tratamientos sanitarios respectivos y sobre todo la alimentación es deficiente siendo el pastoreo y ramoneo extensivo y sólo en época de lluvias. En época seca se recurre a restos de la cosecha y rastrojos de cultivos de cereales. Finalmente el manejo no es el adecuado.

La población **PECUARIA** en el área de influencia del proyecto está compuesto por ovinos, aves, porcinos, bovinos, caprinos y acémilas (asnos y mulas).

En el sistema de producción **FORESTAL** existentes en el municipio son de gran valor económico y de uso diverso, especialmente en los distritos de Valles; existen especies arbóreas maderables.

Estos recursos no son aprovechados de manera sistemática ni sostenible; en la actualidad son cortados para diversas formas de uso que le dan los campesinos (leña, madera, construcción, forraje, medicina, alimentación, artesanía, herramientas y otros usos) que no son restituidos a través de trabajos de reforestación, mucho menos se realizan trabajos de forestación con especies nativas.

También se menciona la existencia de especies introducidas (exóticas) de gran adaptabilidad e importancia, como son los pinos, eucaliptos, álamos, sauces y otros, que son aprovechados para la explotación de madera ya sea de construcción o para la fabricación de muebles.

Las especies en el área de influencia del proyecto son el pino morocho, molle, cedro, algarrobo, jarca, queuña y thola.

El sistema de **CAZA, PESCA Y RECOLECCIÓN**, en el área de proyecto no son considerables; por lo tanto por especie se tiene la vizcacha y la pesca es a lo largo del río Pilcomayo y la especies más recolectadas son Algarrobo, nogal y palqui, se usa para la alimentación tanto animal como humana, En el Distrito de San Lucas también se recolecta el Churqui (fruto para la alimentación de animales, sin embargo no es de consideración).

En la producción artesanas y/o microempresarial, Este tipo de actividad varía de acuerdo a dónde se realiza, por ejemplo, si es en el área rural, se da una producción artesanal de autoconsumo, en tanto que en los centros poblados esta actividad ya se convierte en comercial y aún en microempresarial, dependiendo de los volúmenes de producción. En el área de proyecto se tiene los aguayos, costal, fullu, ponchos, arados, yudos y platos.

2.1.4. Producción de cultivos

Según el diagnóstico y sondeo de la zona, se determinó la importancia de cada uno de los cultivos, el área que ocupan cada uno de éstos, las rotaciones y el porcentaje que ocupan dentro de una unidad productiva agropecuaria. En el siguiente cuadro se tiene el resumen.

Cuadro 12: Producción Agrícola de las Comunidades Beneficiadas

Tipo de Cultivo	Sin Proyecto	
	Superficie (has)	Superficie de Cultivo (%)
Papa Invierno	99	15,25%
Papa Verano	115	17,72%
Maíz Grano	115	17,72%
Maíz Choclo	121	18,64%
Arveja	74	11,40%
Cebolla	104	16,02%
Frutales	21	3,24%
Total	649	100,00%

Fuente: Elaboración propia

2.1.5. Estimación de Volúmenes de Comercialización

Considerando el sistema de explotación agrícola que se practica en el área de influencia, agricultura tradicional, el mal manejo del recurso suelo, la desmedida utilización de productos químicos, control de plagas y enfermedades, la falta de la introducción de semillas mejoradas, la falta de asistencia técnica y financiera, etc. condicionan considerablemente los rendimientos y productividad de la zona. En los siguientes cuadros se tiene las estimaciones de comercialización.

Cuadro 13: Rendimientos y Volúmenes de Producción Agrícola

Tipo de Cultivo	Superficie (has)	Rendimiento Ton/Ha	Prod. Total Ton
Papa Invierno	99	8,3	821,7
Papa Verano	115	8,2	943
Maíz Grano	115	1,8	207
Maíz Choclo	121	2,67	323,07
Arveja	74	3,2	236,8
Cebolla	104	10,15	1055,6
Frutales	21	4,5	94,5
Total	649	38,82	3,681,67

Fuente: Elaboración propia

De la producción bruta total que se obtiene del producto de la superficie cultivada por los rendimientos promedio de la zona, de los cuales no toda la producción se comercializa sino que de acuerdo al cultivo, consumo en la dieta alimentarla y precio en los mercados, se tiene estimaciones de las encuestas realizadas en la población de las comunidades beneficiadas. De los porcentajes que se estimaron, se tiene en el siguiente cuadro de volúmenes de comercialización.

Cuadro 14: Porcentajes y Volúmenes de Comercialización Agrícola

Tipo de Cultivo	Producción total Ton	Porcentaje de Comercialización	Prod. comercializada Ton
Papa Invierno	822	85%	698
Papa Verano	943	85%	802
Maíz Grano	207	80%	166
Maíz Choclo	323	85%	275
Arveja	237	90%	213
Cebolla	1.056	90%	950
Frutales	95	85%	80
Total	3.682	86%	3184

Fuente: Elaboración propia

2.1.6. Modalidades de Transporte al Mercado

La población de las comunidades que comprende el área del proyecto, se moviliza a las ciudades de Potosí, Sucre y Tarija mediante el servicio de transporte de buses y camiones que hacen servicio a la comunidad de Palacio Tambo, Cinteño Tambo y las demás comunidades enmarcadas dentro del área del proyecto, con dos y tres turnos por semana según la época. Por la mañana de llegada a las comunidades del área del proyecto respectivamente y por la tarde de salida de las ciudades, los cuales también realizan el traslado de los productos de la comunidad hacia la ciudad y los insumos que son trasladados de la ciudad a la comunidad. En la zona tienen animales de carga que son utilizados para el traslado de los productos desde los terrenos a la vía del camino.

Con el mejoramiento del camino a través de la construcción del Puente Vehicular Apacheta, se puede bajar el precio por pasaje y flete; además, el mejoramiento del servicio de buses, tanto para los transportistas como para los usuarios.

La situación sin proyecto, de la actual ruta caminera presenta los siguientes problemas:

1. En época de lluvias, el tráfico disminuye notablemente por las crecidas del río Ocurí.

2. Costos de transporte se incrementan en época de lluvias, haciendo que sus productos se eleven y no sean competitivos en los mercados de consumo, que afectan directamente en las débiles economías de los habitantes del área., desfavoreciendo en la economía de los agricultores de la zona.
3. La falta de una infraestructura vial estable, ha limitado la comercialización de la producción y un desarrollo de la zona, es decir las pérdidas de productos por el mal almacenaje durante el tiempo de crecida del río Ocurí.
4. En su afán desesperado de los beneficiarios, por evitar las mermas de producción y querer atravesar el río se han tenido que lamentar pérdidas de vidas humanas y vehículos de transporte, aumentando más aún los económicos.

2.1.7. Posibilidades de Incremento en la Producción por Efecto de la Vía, por Superficie, Productividad y Cambio de Cultivo

El incremento en la producción que se espera con el mejoramiento del camino, es el siguiente:

El mejoramiento del camino con relación a la posibilidad de incrementar la superficie cultivable es de gran importancia ya que en la zona existen una buena cantidad de superficies aptas para el cultivo que no son aprovechadas por la falta de condiciones para la producción y la falta de una vía segura que permita la exportación de sus productos a los mercados locales y nacionales. Además, se podría mejorar la producción agrícola por medio de alguna institución que podría trabajar en la zona con la construcción de terrazas y así habilitar más tierras, (el proyecto tendría importancia para el traslado de tierra, piedra, etc.). La productividad se incrementaría con la construcción del Puente Vehicular ya que se tendrá mayor presencia de instituciones que trabajen en la zona. De esta manera, la introducción de nuevas tecnologías y cultivos que incrementarían la productividad y por ende los ingresos de la comunidad.

2.2. Estudio de Oferta

La vía de acceso abarca un tramo óptimo, ejecutado por los beneficiarios con ancho de calzada mínimo de 7 metros hasta 6 m, transitable. Tramo que concluye en el río Ocuri y transpone hasta las comunidades beneficiadas, el tráfico es regular, siendo además la única vía de acceso al sector, con una vinculación caminera deficitaria ya que no cubre las necesidades del área, que con la implementación del puente indudablemente incrementará sustancialmente.

En cuanto a otras rutas y alternativas de acceso directo e indirecto, lamentablemente no existen, por lo que debemos volcar nuestra atención a esta posibilidad.

2.2.1. Balance de la infraestructura vial existente en el Municipio

Lamentablemente, de acuerdo a estudios de infraestructura vial, no existe una cobertura acorde a los requerimiento de densidad poblacional y más por la ubicación desplazada de la capital de sección en relación al total del municipio involucra a una desigualdad de atención y desarrollo, por lo que la zona de influencia, está considerada de primer orden por lo que se promueve la construcción del puente vehicular Apacheta.

2.2.2. Accesibilidad y Tiempo de Viaje

En la actualidad existe el camino que une la población de Padcoyo con las comunidades de Ocurí y Cinteño Tambo y las demás comunidades beneficiadas: pero, este tramo caminero se ve cortado e intransitable durante la época de lluvias en el cruce del río Ocuri, al llegar a la comunidad de Cinteño Tambo. Esta situación hace que se vean desvinculadas en ésta época, ya que durante este período existe la necesidad de llevar sus productos al mercado, corriendo el riesgo de ser exportados a destiempo.

La accesibilidad con que cuenta la comunidad y otras durante todo el año se podría considerar sin muchos problemas por estar cerca, la topografía no es muy accidentada, donde el Río Ocuri es un obstáculo que interrumpe el tráfico, durante los meses de lluvia del año.

El tiempo que se tarda en llegar de la comunidad de Cinteño Tambo y las comunidades vecinas a la Población de Padcoyo está desde cuatro a cinco horas y a la ciudad de Potosí y de siete a ocho horas a Tarija, dependiendo de la movilidad, Toda la población tiene un flujo constante hacia la ciudad, tanto para la venta de productos producidos en las comunidades (hortalizas, papa, arveja, maíz y otros), como también para la compra de insumos que no se producen en la comunidad (azúcar, harina, aceite, etc.)

2.2.3. Lista de rutas alternativas de acceso directo e indirecto al área de influencia

La única ruta de acceso directo o indirecto al área de influencia del proyecto es precisamente la descrita en el presente proyecto Tomando la vía San Lucas – Padcoyo de 18 Km., y de Padcoyo llegamos hasta Ocuri y llegamos al lugar llamado Apacheta (lugar del proyecto) que son unos 22 Km., siendo ésta la vía única de acceso a la zona de proyecto, desde San Lucas y el resto del municipio.

2.2.4. Déficit de servicios

Las diferencias entre las necesidades que las comunidades del municipio tienen y la capacidad que este Municipio tiene para cubrirlas, abre una gran brecha, la misma que se trata de minimizar a través de la implementación de proyectos viales que permitan reducir las necesidades de los habitantes de éstas comunidades. A partir de éstos la consideración del co-financiamiento da esta iniciativa por parte de Organismos financiadores, tales como el F.P.S. y el Gobierno Departamental Autónomo, plantean al municipio la posibilidad de extender el alcance de sus acciones y maximizar el impacto generado.

2.3. Entidades Encargadas de la Operación y Mantenimiento en el Área de Influencia

Actualmente, la vía de acceso al puente en proyección es permanentemente mantenida por la comunidad beneficiaria en diferentes épocas del año, inclusive época de lluvia, donde se le da mayor interés, acompañada de organizaciones no

gubernamentales que promueven esta actividad con la provisión de insumos y en muchos casos alimentos que son entregados a los beneficiarios como retribución.

La ruta de acceso pertenece a la red vial municipal, que de obra manera y por derecho le corresponde la operación y mantenimiento de la vía que en épocas anteriores también participó en la propia apertura conjuntamente los comunarios. En el estudio y fin del presente proyecto, en lo referente a la operación y mantenimiento del puente vehicular sobre el Río Ocuri, será de responsabilidad en principio del municipio de San Lucas en trabajo conjuncionado las comunidades beneficiarias.

En la sección Plan de Administración, Operación y Mantenimiento se hace una descripción más detallada de estas variables de estudio.

2.4. Ingresos y Egresos en la Situación sin Proyecto (para la infraestructura existente)

2.4.1. Estimación de los Ingresos

En el proyecto no se considera el flujo de caja directo que podría generar, debido a que no existe este movimiento de fondos en la actualidad; sin embargo, se considera de manera indirecta, vale decir, a través del flujo de fondos que podría generar la producción agrícola en la situación sin proyecto. A continuación se detalla dicha posición:

Los niveles de ingreso de la población ocupada bajo dependencia están determinados por la actividad que realizan. La actividad agrícola es la que proporciona los mayores ingresos de la población principalmente por la producción de los cultivos de arveja, papa, maní, hortalizas, durazno y manzano. Dentro la producción pecuaria, la que aporta con mayores ingresos es la producción de ganado bovino (derivados leche, queso), también la crianza de pavos y gallinas que representa buenos ingresos, finalmente la venta de mano de obra tanto en la propia comunidad, en la ciudad de Tarija, Santa Cruz, Cochabamba y otras ciudades, como también en el extranjero como ser Argentina, norte de la Argentina en actividades agrícolas.

2.4.2. Precio de los Productos Puesto en el Mercado

La fijación del precio puesto en mercado está determinada más por cuestiones de mecanismos propios de mercado competitivo. La falta de un camino permanente hace que los productores no tengan información respecto a las expectativas de precios del mercado regional; por tanto, se ven fuertemente influenciados por los comercializadores intermediarios en el mercado de Potosí y Tarija, quienes hacen que los precios se mantengan al nivel más bajo posible. La relación de precios puesto en mercado se estima en el siguiente cuadro:

Cuadro 15: Precios de Comercialización de Productos

Cultivos Principales de Producción	Unidad	Precio de venta (Bs/Ton)
Papa Invierno	ton	1.112
Papa Verano	ton	1.112
Maíz Grano	ton	1.000
Maíz Choclo	ton	1.667
Arveja	ton	2.000
Cebolla	ton	845
Frutales	ton	2.800

Fuente: Elaboración propia

El valor de frutales es un promedio de los precios de durazno, manzano y ciruelas que ha sido transformado en moneda extranjera para realizar un Balance General de los Costos, considerando un tipo de cambio de 1 \$us = 7.07 Bs.

Los valores que se indican en el cuadro anterior, representan los ingresos brutos, sin contemplar los costos de producción.

2.4.3. Costos de Producción

Los costos de producción de los diferentes cultivos son variables, de acuerdo a las labores culturales que se realizan para cada cultivo, los insumos que se utilizan, la mano de obra que se utiliza, los problemas que se puedan presentar (por ejemplo, el ataque de plagas y enfermedades), llegándose a estimar en 50 % del total de los ingresos brutos.

Cuadro 16: Costos de Producción de Cultivos

Cultivos Principales de Producción	Unidad	Insumos (\$us/Ha)	Mano de obra (\$us/Ha)	Costo de Transporte (\$us/Ton)
Papa Invierno	ton	563,9	210,5	3,7
Papa Verano	ton	626,2	185,8	3,7
Maíz Grano	ton	30,1	106,9	3,7
Maíz Choclo	ton	91,1	173,0	4,3
Arveja	ton	24,9	146,9	4,3
Cebolla	ton	179,6	236,4	3,7
Frutales	ton	248,2	165,1	3,7

Fuente: Elaboración propia

El costo de producción manifestado en el anterior cuadro representa los costos de: insumos, mano de obra, tracción animal o mecanizada y costo del transporte hacia el mercado.

Cuadro 17: Ingresos Netos de Toda el Área del Proyecto

Tipos de Cultivos	Superficie (Has.)	Rendimiento (Ton/Ha)	Valor bruto de la producción (\$us)	Costo total (\$us)	Beneficio (\$us)
Papa Invierno	99	8,3	107.166	79.557	27.609
Papa Verano	115	8,2	122.986	96.697	26.289
Maíz Grano	115	1,8	24.533	16.495	8.038
Maíz Choclo	121	2,7	63.829	33.295	30.534
Arveja	74	3,2	56.423	13.698	42.725
Cebolla	104	10,2	107.368	47.079	60.289
Frutales	21	4,5	31.687	9.019	22.668
Total	649		513.992	295.840	218.151

Fuente: Elaboración propia

El ingreso neto de la producción agrícola alcanza por año a 218.151 \$us, situación que se presenta debido a las grandes áreas de cultivo que beneficiará el proyecto, contemplando a siete comunidades vecinas de todo el cantón Ocuri.

El ingreso neto por la producción pecuaria de la población se estima en 150 \$us por familia año, entonces por las 4.045 familias de la comunidad se tiene 606.750\$us.

También debemos mencionar que de los ingresos que se obtienen por la venta de mano de obra fuera de la comunidad no se tiene estimaciones, porque no todos viajan

y los que lo hacen no lo hacen todos los años, sino más bien año por medio, según las situaciones de economía y empleo de la comunidad.

Entre algunos indicadores socioeconómicos que se pueden evaluar, en base a los costos obtenidos con anterioridad tenemos: Ingreso neto producción agrícola 218.151 \$us. Ingreso neto producción pecuaria 606.750,00 \$us.

- Ingreso neto total actividad agropecuaria 824.901 \$us.
- Población número de familias 4.045 familias
- Número de miembros por familia 4,4 miembros
- Ingreso neto por familia por año 204 \$us.
- Ingreso neto per. cápita por año 46 \$us.

2.4.4. Producción Agropecuaria e Ingresos

La transformación esperada en el aparato productivo por el mejoramiento del camino, con la construcción del Puente Vehicular sobre el Ocuri, conducirá hacia la reorganización de la producción y su redimensionamiento con sus efectos directos sobre la productividad; por tanto, en una reducción en el costo unitario de producción (considerando la relativa apertura de las economías de escala),

En consecuencia, la falta de información sobre las hojas de costo, ha hecho que se estime el incremento en las utilidades esperadas, respecto al precio puesto en mercado.

Con la implementación del proyecto, se prevé una disminución del 15% en los costos de transporte lo cual se transferirán a los productores vía precios, especialmente en época de lluvias. En el siguiente párrafo se estima los ingresos netos con proyecto.

2.4.5. Producción Futura

La producción futura esperada es buena, tomando en cuenta las proyecciones de contar con el mejoramiento del camino Padcayo – Chajwa Cocha con la implementación del Puente Vehicular y la puesta en marcha de proyectos nuevos que

se incorporarán en la zona, los mismos que podrían aumentar su accionar en beneficio de las condiciones de vida de los comunitarios de la zona.

Esta producción futura está relacionada con el crecimiento rápido de la población de Tarija y la unión de numerosas comunidades aledañas a la zona. Asimismo, la construcción como el mejoramiento de vías de transporte posibilitará la comercialización de éstos productos en los mercados internos del país, en general. La mejora del camino vecinal con la construcción del puente vehicular, generará consigo que los costos de transporte disminuyan, en un 15%, porcentaje que incide en el costo global de producción en un 5 % de rebaja, es así que para la situación futura se han disminuido los costos de producción en el porcentaje indicado.

En las circunstancias mencionadas, se estima un 25% de incremento en la producción agrícola comprendida entre incremento de las superficies cultivadas y mejoras de la productividad y un crecimiento de la actividad pecuaria de un 15% con la colaboración de entidades e instituciones que trabajan con las comunidades del área en el rubro respectivo.

Sobre la base de las anteriores consideraciones, los ingresos futuros por concepto de la mejora e incremento de la producción agrícola serán los que se manifiestan en el siguiente cuadro de resultados.

Cuadro 18: Ingresos Netos de Toda el Área Situación Futura

Tipos de Cultivos	Superficie (Has.)	Rendimiento (Ton/Ha)	Valor bruto de la producción (\$us)	Costo total (\$us)	Beneficio (\$us)
Papa Invierno	99	8,3	125.540	90.330	35.210
Papa Verano	115	8,2	131.710	100.400	31.310
Maíz Grano	115	1,8	25.346	16.461	8.884
Maíz Choclo	121	2,7	66.743	33.684	33.059
Arveja	74	3,2	58.667	13.762	44.904
Cebolla	104	10,2	111.004	47.383	63.621
Frutales	21	4,5	33.709	9.394	24.315
Total	649		552.718	311.415	241.303

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO III. PROPUESTA DE PROYECTO

3.1. Identificación del Problema y Matriz de Planificación

3.1.1. Antecedentes y Justificación del Proyecto

El Departamento de Chuquisaca con una superficie de 37.623 Km² (3,42% del territorio nacional), cuenta con una población aproximada de 391.226 habitantes según datos del último Censo Poblacional de 2002, lo que constituye aproximadamente el 4.73 % de la población nacional, con una población económicamente activa del 53 % y una tasa de crecimiento del 4.43 %, ligeramente superior al promedio nacional que es del 2.74 %.

Los índices de pobreza bastante bajos que se encuentran la región, determina que la mayoría de los habitantes de la estas comunidades se dediquen a la agricultura como la única manera de poder dar alimento a sus familias.

Cuando la producción es para el consumo propio no presenta mayor problema, pero cuando tratan de producir algo más para poder comercializar, se encuentran con la limitación principal de no contar con la facilidad y paso garantizado, que permita acceder el ingreso de un camino existente para trasladar los productos hacia la vía fundamental y su posterior transporte a los mercados próximos de consumo, obligándose a reducir y limitar su actividad a una subsistencia obligada.

Gráfico 3: El problema que representa el rio Ocuri (Apacheta)



Las características y necesidad de los pobladores beneficiarios los llevaron a identificar la necesidad de construir, mejorar y mantener un camino de acceso imprescindible para su subsistencia, cuya preocupación y aspiración de los habitantes del sector ha sido participando, a las autoridades, especialmente a la H. Alcaldía Municipal de San Lucas.

El problema que representa la falta de un puente vehicular que dé continuidad y proyección al caminos de acceso que se encuentra en buen estado de conservación y mantenimiento, hacen que los productores tropiecen con la dificultad de transportar sus productos, primero porque no se tiene los medios necesarios para poder trasladar y comercializar oportunamente sus productos a los centros de consumo por lo cual los comunarios no se arriesgan a producir más de lo que consumen, ya que lo más seguro es que no van a poder comercializar sus productos, afectando aún más su débil economía.

El presente estudio trata precisamente de dotar de una vía caminera de vinculación, con condiciones buenas de estabilidad y transitabilidad durante todo el año, situación que se logra con la ejecución del puente vehicular sobre el Río Ocuri, objeto del presente estudio, sobre la ruta que une las comunidades Padcoyo-Chajwa Cocha, como parte de una red de vertebración y apoyo fundamental a las actividades agropecuarias de éstas zonas y como parte de un programa de beneficio directo a la economía de sus habitantes y de la región.

La base económica de la zona de influencia de este proyecto, es la producción de la papa, maíz, maní, trigo, arveja, manzana, durazno y ciruelas; además, de la crianza tradicional de animales menores y de ganado mayor.

La implementación del puente implica muchas ventajas para incrementar la producción, por ejemplo, el transporte de ingreso y salida tanto de productos de siembra y producto de mercadeo, como la compra y transporte de abonos, fertilizantes, fungicidas y otros que se requieren en el manejo de cultivos; los transportistas accederán a transportar diariamente cualquier producto, originando una

garantía a la recuperación de su inversión. El incremento estimado es del 30 % de la producción, lo que justifica la implementación del proyecto vial.

La falta de un puente vehicular para transponer el Río Ocuri durante todo el año, hace que sea dificultoso el transporte de la producción agrícola de la zona con el resto del municipio y su articulación a los mercados capitalinos. Situación determinante en la economía de los pobladores del sector, que actualmente producen para su auto subsistencia, llegando a un nivel de extrema pobreza en la zona.

3.1.2. Objetivo General

Los caminos constituyen uno de los más valiosos factores de desarrollo económico y social de cualquier región, de ahí que el objetivo general del proyecto es Dotar a las comunidades beneficiadas de una vía expedita y transitable durante todo el año, situación que se logra con la construcción del puente vehicular sobre el Río Ocuri, que es el principal obstáculo para la transitabilidad en época de lluvias.

El transporte desempeña un papel esencial en lo que se refiere a la producción de las tierras, comercialización de los productos agrícolas e interrelación cultural de los pueblos, es un factor significativo en la expansión de las fronteras agrícolas, en la implementación y conducción de programas sanitarios y educativos.

Finalmente, dentro de las múltiples aportaciones de un tramo caminero, se puede decir que es factor preponderante en el crecimiento indirecto y asentamiento poblacional en las zonas de su influencia, son factores que refuerzan de gran manera el desarrollo económico de las regiones.

La premisa de construir un puente vehicular sobre ésta ruta de carácter vecinal, es que se da una cobertura vial a una zona bastante grande que se caracteriza por su potencial agrícola y ganadero, y económico que éste puede generar, facilitando el ingreso y la salida de productos de estas zonas hacia los mercados de consumo y facilitando la relación y comunicación entre estas zonas esencialmente similares en clima, suelos, población y producción; tradicionalmente iguales en costumbres, folklore y ancestro. El impacto social que generará el mejoramiento de ésta vía de

comunicación, permitirá la fraternización de sus habitantes y el intercambio sociocultural entre las comunidades beneficiadas y el resto de las comunidades de la Provincia.

Al margen de lo manifestado, se pretende afianzar esta ruta que si bien en la actualidad tienen un carácter vecinal, en el futuro se tienen intenciones por parte de las instituciones de la provincia de convertir la vía en una de carácter provincial y departamental, ya que es factible la prolongación del tramo caminero existente hasta la población de Tarvita.

3.1.3. Objetivos Específicos

Los objetivos específicos más importantes que podemos enumerar son los siguientes:

- Asegurar un camino permanente, para el transporte de los productos agropecuarios y la comercialización de la producción de la zona del proyecto hacia los centros de consumo potencial para la producción de la zona.
- Disminuir los costos de transporte y las distancias; de manera, que se bajen los costos de comercialización de los productos de la zona.
- Garantizar un camino que sea transitable en toda época del año, en especial durante la época de lluvias, de tal manera que no exista dificultad de traslado a través del Río Ocuri y el camino en su integridad, garantizando el transporte de la producción agropecuaria de la zona de influencia del proyecto.

Como ya indicamos, mejorar las vías de comunicación son indicadores del desarrollo de una región; por tanto, tener un desarrollo en la zona repercutirá en la mejora del nivel de vida de los beneficiarios del proyecto.

3.1.4. Metas del Proyecto

Las metas concretas del proyecto Puente Vehicular sobre el Río Ocuri son las siguientes:

- Construcción de un puente vehicular de vigas de Hormigón Pretensado con una longitud total de 34.00 m, constituido por tramo simplemente apoyado,

de dos carriles de 7.00 m de ancho, dos aceras peatonales de 0.60 m cada una y la construcción de dos estribos extremos.

- Construcción de accesos en ambas márgenes del Río Ocuri, para vincular el trazo de camino existente con la nueva obra de arte.
- Construcción de un sistema de defensivos en ambas márgenes del río para proteger el estribo y garantizar la vida útil del puente vehicular.

Para que los accesos logren afianzarse perfectamente a la estructura del puente, se prevé un método de estabilización mecánica por medio de compactadores de rodillo liso.

3.1.5. Fuentes de Financiamiento

Este proyecto se enmarca dentro de los lineamientos de política que tiene el gobierno, debido a que se trata de un proyecto de apoyo a la producción; por tanto, la fuente de financiamiento más adecuada sería el Fondo de Inversión Productiva y Social FPS debido a que este fondo cuenta con recursos de alivio a deuda externa nacional, los cuales son recursos de donación a fondo perdido.

La fase operativa y de mantenimiento del proyecto, el municipio local está previendo fondos a través de un presupuesto que la Alcaldía realizó para el mantenimiento de sus tramos camineros y especialmente el puente proyectado.

3.2. Proyección de la Oferta-Demanda y Dimensionamiento

3.2.1. Análisis de la demanda

El análisis de la demanda fue efectuado considerando todos los rubros productivos de la zona, que fundamentalmente se basan en la producción agrícola, frutícola y pecuaria principalmente, con productos de clima considerado cálido, ya que son los que definen el comportamiento de los requerimientos de uso.

Se prevé que el beneficio fundamental del proyecto será el de proveer una vía transitable a lo largo de todo el año existente y de un paso vehicular garantizado sobre el Río Ocuri, mejorando de esta manera las condiciones de transitabilidad de las

comunidades beneficiarias y de atención de las áreas de cultivo, incentivando su incremento, favoreciendo fundamentalmente a la estabilidad de la población beneficiaria del proyecto, e inclusive el repoblamiento del lugar.

El comportamiento de la demanda, después de la ejecución e implementación del proyecto, será de un crecimiento sostenido y de proyección y alcance importante. Una vez que se alcancen los estándares de las demás comunidades de la zona que sí cuentan con una ruta garantiza de acceso que les permita sacar sus productos y comercializarlos. Es lógico pensar que la mejora en la condición vial, originará un incremento de las superficies de sembradío y proyectos adicionales de apoyo a la producción para que los comunarios empiecen a desarrollar su actividad propia.

Para el cálculo de la proyección de la demanda, se va a considerar que todos los productos son de consumo masivo; por lo tanto, el crecimiento de la producción esta relacionado de manera directa con el crecimiento de la población. En este caso como su mercado potencial es la municipalidad de San Lucas entonces se utilizará su tasa de crecimiento poblacional para la proyección de la producción, Según los datos de INE 2001, para Chuquisaca la tasa de crecimiento poblacional fue de 1.71 %. Para la Provincia NorCinti era de 0,61% y para San Lucas indicaba 0,10 %. Estas tasas de crecimiento indican que el crecimiento poblacional anual es muy leve según fuentes oficiales como el INE. Ésto puede deberse a que en el Municipio existe un alto porcentaje de migración y mortalidad.

3.2.2. Análisis de la Oferta

La oferta de servicios del puente vehicular Apacheta y propiamente de la infraestructura vial para las comunidades beneficiarias del proyecto, está marcada por la única vía de acceso que tienen estas, además de ser la única alternativa en todas las épocas del año, emplazando un puente de 34 metros de longitud, que comunicará a nueve distritos con sus respectivos comunidades.

3.2.3. Dimensionamiento

Por las consideraciones de orden técnico y económico corresponde dimensionar la obra y optimizar los recursos, por lo que principalmente el puente corresponderá de una sola vía y dar cumplimiento a las normas de diseño para este fin que garantice las metas y objetivos.

3.3. Estudio de alternativas técnicas y alternativa elegida

3.3.1. Tipo de Proyecto

El proyecto desarrollado es de construcción de puente vehicular sobre el Río Ocuri, al extremo oeste de la ruta San Lucas – Padcoyo- Ocurí – río Ocuri – y la comunidad de Cinteño Tambo, que pretende atender los requerimientos de transitabilidad y vinculación entre las poblaciones del municipio de San Lucas, vinculando en principio acerca de una veintena de comunidades como beneficiarios directos y una triple proporción a beneficiarios indirectos a través de la elaboración de un proyecto a diseño final de construcción de puente vehicular que cumpla con los criterios y normas técnicas vigentes.

3.3.2. Estudio de Alternativas

3.3.2.1. Alternativas de Ubicación

El emplazamiento del puente ha sido definido sobre la base de la información presentada en el perfil de proyecto, en oportunidad de la visita de campo para el levantamiento de la información necesaria para la elaboración del proyecto, en coordinación con autoridades del Municipio de San Lucas como Entidad Promotora, autoridades de la localidad de Cinteño Tambo, como beneficiarios directos, y beneficiarios indirectos del proyecto. Además el factor preponderante es el análisis y resultados de suelos, que establece fundamentalmente las condiciones técnicas del suelo para fundar la estructura. Entre otros aspectos, la alternativa elegida es única por las características topográficas, estratigráficas y características del comportamiento del río y demás consideraciones técnicas al respecto.

Se realizó una inspección de los sitios probables para el emplazamiento de la mencionada obra de arte, 1 Km aguas arriba y abajo del sitio actual de cruce por el lecho del río, considerando los siguientes aspectos:

- Que la variación del trazo actual del camino sea mínima, con la finalidad de reducir los costos y que la variación mencionada reduzca en lo posible la longitud del camino e incremente la comodidad de tránsito.
- Que se obtenga la menor longitud de puente y que el sitio de emplazamiento ofrezca condiciones favorables para el emplazamiento, ofreciendo seguridad a la estructura, evitando la construcción de grandes accesos y sistemas de defensivos.
- Que en el sitio escogido se pueda establecer la estructura de puente de forma perpendicular al cauce del río, para reducir la longitud de puente.
- Reducir daños a los comentarios, es decir, que ni los accesos ni el puente afecten terrenos de cultivo y viviendas de los mismos.

Sobre la base de los criterios establecidos y considerando la inspección de campo, se ha decidido plantear la estructura de puente el sitio descrito en la ubicación geográfica, **20° 13' de Latitud Sur, 65° 03' de Longitud Oeste** y a una cota de 3219.80 m.s.n.m, obteniendo una longitud total del puente de 34.00 m, logrando con ello rectificar el trazo actual del camino, aprovechar el la margen izquierda, que brinda seguridad para la fundación del estribo y reducir al mínimo la longitud del puente.

3.3.2.2. Alternativas de tipo de estructura

Se realiza un estudio de alternativas de tipo de estructura a nivel de prediseño, con la finalidad de encontrar la alternativa técnica y económicamente viable, en ese entendido se han formulado tres tipos de estructura de puente que son los más empleados para puentes vehiculares de similares características.

Se planteado un puente de Ho Ao con vigas de alma llena de dos tramos con vigas continuas acarteladas; un puente de Ho Po con vigas I de tramos simplemente apoyados y puente segmentado por dovelas.

Para la alternativa de vigas de hormigón armado se considera una infraestructura de tipo continuo apoyado sobre dos estribos y una pila circular.

Para la viga de hormigón pretensado será apoyada sobre dos estribos abiertos sobre fundaciones en zapatas continuas para cada estribo.

En las alternativas planteadas se consideran los siguientes aspectos importantes:

- Plantear una estructura acorde a las características del sitio como de las solicitaciones presentes, de manera de obtener una superestructura balanceada entre luces y peraltes, además que la cantidad de infraestructura se acople perfectamente a la superestructura
- Que la estructura obtenida se enmarque dentro de los parámetros económicos de los financiadores como el FPS.
- Calcular diseñar una infraestructura más reducida posible y estructurar la misma a través de pórtico con columnas circulares para que el comportamiento hidrodinámico sea adecuado. En este acápite se debe considerar que a menor infraestructura, menor será la obstrucción al flujo y el comportamiento hidráulico de la sección será óptima.
- En el sitio escogido para el emplazamiento se tiene un desnivel aproximado de 5.00 m, entonces debe construirse un acceso en elevación en la margen derecha para empalmar la rasante actual del camino con la rasante del puente. Considerando este aspecto el estribo deberá formularse para tales condiciones.
- Las alternativas consideradas deben proponer metodologías de construcción que se ajusten a las condiciones del sitio, de manera que los costos de los métodos empleados no influyan de manera significativa en el costo total del proyecto.

3.3.2.2.1. Alternativa I: Puente de Hormigón Armado de dos tramos continuos con vigas acarteladas

Se plantea un puente de 34.00 m de longitud, con 2 tramos iguales simplemente apoyados con las siguientes características:

- 3 Vigas por tramo, continuas de 17,50 m de Longitud, de sección 0.50 x 1.7 m
- Diafragmas ubicados cada 8.50 m dos centrales y tres en los apoyos dos en cada extremo y uno en la pila central haciendo un total de 5 para todo el puente, los mismos que tendrán una sección rectangular de 0.25x1.60 m.
- Losa de tablero de 0.22 m de espesor.
- Acera peatonal de 0.60 m con una elevación de 0.25 m respecto del Tablero
- Barandado conformado de postes de Hormigón Armado espaciados c/2.00 m y 3 pasamanos por acera de hormigón armado
- 1 pila central tipo pórtico con dos columnas circulares de $D = 0.90$ m con cabezal superior de apoyo de vigas y fundadas sobre una zapata continua
- Dos estribos extremos de Hormigón Armado de dimensiones iguales, según su correspondiente estudio de alternativas.
- Accesos en elevación en la margen derecha

Luego de realizado el análisis estructural para los estados y combinaciones de carga considerados previamente al estudio de alternativas, se ha verificado que las secciones planteadas cumplen y son suficientes para absolver las solicitaciones, sin exceder la resistencia de los materiales en cada uno de los elementos estructurales.

La estructura obtenida se logra ajustar a los criterios de emplazamiento resumidos anteriormente.

3.3.2.2.2. Alternativa II: Puente con vigas de Hormigón Postensado

Se plantea un puente con vigas simplemente apoyada de 34.00 m de longitud, y estribos laterales con las siguientes características:

- 3 Vigas simplemente apoyadas de 1,75 m.
- 4 Diafragmas ubicados cada 11.00 m, dos en el centro de los vanos y dos en cada uno de los apoyos (Estribos), haciendo un total de 4 diafragmas, los cuales tendrán secciones de 2.32x1.53 m.
- Losa de tablero de 0.22 m. de espesor.
- Acera peatonal de 0.80 m con una elevación de 0.25 m respecto del Tablero
- Barandado conformado de postes de Hormigón Armado espaciados c/1.95 m y 2 pasamanos por acera de hormigón armado
- Dos estribos laterales de Hormigón Armado de dimensiones iguales
- Accesos en elevación en la margen derecha e izquierda

El análisis estructural fue realizado a plenitud según el modelo planteado, es decir, se ha realizado el cálculo para los diferentes estados y combinaciones de cargas preestablecidos, la construcción de líneas de influencia y envolventes se ha realizado a través de un programa computarizado que nos ha permitido captar de mejor manera la respuesta del tablero ante las solicitaciones de orden estático y dinámico consideradas.

3.3.2.2.3. Alternativa III: Puente de Hormigón Postensado de tramos simplemente apoyados Segmentados

Se plantea un puente con la misma longitud que las anteriores alternativas, de 34.00 m con vigas simplemente apoyados considerando 9 segmentos.

Luego de realizado el análisis estructural, y las correspondientes envolventes para los estados y combinaciones de carga consideradas previamente al estudio de alternativas, se ha verificado que las secciones planteadas pueden absolver las solicitaciones presentes en la estructura de puente. Se determinó la sección correspondiente de cables de alta resistencia de acuerdo a especificaciones predefinidas.

3.3.3. Selección de la Alternativa óptima

La alternativa óptima se la seleccionó tomando en cuenta aspectos como costo de construcción, el mantenimiento, beneficios a los campesinos, daños y perjuicios, el funcionamiento hidráulico – estructural, el aspecto estético y la metodología de construcción de cada alternativa.

Cuadro 19: Costo de la construcción

Alternativa / Tipo de puente	No Tramos Luz/ tramo	Costo Total Bs.	Costo Lineal Bs/m.
Alt.I / Puente con vigas de H° A° de tramos continuos	2 17.00	3.657.261,70	107.566
Alt.II / Puente con vigas de H° P° de tramos Simple	1 34.00	3.326.597,87	97.841
Alt.III / Puente con vigas de H° P° de tramos simple segmentado	1 34.00	3.172.418,34	93.306

Como se puede observar en el cuadro anterior, los costos elaborados sobre la base de dimensiones preliminares verificadas de cada una de las alternativas, indican que todas las alternativas se encuentran dentro de un mínimo margen de variabilidad del costo, siendo así que la Alternativa III tiene un costo inferior en un 4,86 % a la Alternativa II, la alternativa II tiene un costo inferior en un 9.94 % con relación a la Alternativa I, razón por la cual todas las alternativas son económicamente posibles de ejecutar y se enmarcan dentro de los parámetros de elegibilidad de los financiadores del proyecto.

El mantenimiento. El mantenimiento en un puente de hormigón armado y pretensado resulta similar, razón por la cual las tres alternativas ofrecen iguales condiciones.

Beneficios a los Usuarios. Las tres alternativas garantizan la transitabilidad de la carretera durante todo el año, de manera que se beneficia a todas las comunidades de manera efectiva y segura.

Daños y perjuicios. Dentro del área de influencia para el emplazamiento del puente se logra afectar en forma mínima a terrenos de cultivo en la margen izquierda del río con las tres alternativas planteadas.

Comportamiento Hidráulico – Estructural y Estético. Si consideramos que todo elemento de infraestructura que se encuentra en la sección hidráulica de un río representa un obstáculo al flujo natural del mismo y que modifica su curso y produce alteraciones en el lecho del río, entonces la alternativa con menor cantidad de infraestructura será la de mejor comportamiento hidráulico, desde este punto de vista la Alternativa III presenta mayores ventajas, ya que cuenta con tan solo un tramo.

Considerando la respuesta estructural de las alternativas ante las solicitaciones de orden estático y dinámico, todas ofrecen garantía de manera similar.

Metodología de construcción. Las Alternativas I y II presenta mayor complicación constructiva, ya que, tienen una gran cantidad de fundaciones (Pilas), situación que se complica por la existencia del nivel freático, además que este tipo de estructura debe ser moldeado en sitio, lo que significa la construcción de encofrado en toda la longitud del puente que representa un encarecimiento en el costo de construcción.

Por otra parte la Alternativa III, al tener menor cantidad de infraestructura presenta menor complicación constructiva a nivel de fundaciones. En la construcción del tablero ofrece ventajas constructivas, ya que, las vigas pueden ser hormigonadas en su totalidad o en segmentos en sitios cercanos al emplazamiento y luego colocarse en posición a través de grúas y encofrados por tramos para su respectivo tesado.

Toma de decisión. Sobre la base de las anteriores consideraciones, se ha calificado como óptima a la Alternativa III (Puente de 1 tramos de Hormigón Postensado Segmentado), alternativa para la cual se realizará el DISEÑO FINAL del puente vehicular.

3.3.4. Justificación de alternativa

3.3.4.1. Emplazamiento

El emplazamiento del puente ha sido definido sobre la base de la información presentada en el perfil de proyecto, en oportunidad de la visita de campo para el levantamiento de la información necesaria para la elaboración del proyecto, en coordinación con autoridades del Municipio de San Lucas como Entidad Promotora,

autoridades de la localidad de Cinteño Tambo, como beneficiarios directos, y beneficiarios indirectos del proyecto. Además el factor preponderante es el análisis y resultado de suelos, que establece fundamentalmente las condiciones técnicas del suelo para fundar la estructura. Entre otros aspectos la alternativa elegida es única por las características topográficas, estratigráficas y características del comportamiento del río y demás consideraciones técnicas al respecto.

3.3.4.2. Tipo de estructura

Por las características que se han podido observar en primera instancia, se puede ver que el puente tendrá una longitud aproximada de 34 metros de longitud y una elevación de 4,0 metros. Para esta característica se plantean las tres alternativas siguientes:

PRIMERA ALTERNATIVA

Se propone como primera alternativa puente de Hormigón Armado continuo de dos tramos con cartelas que varía de 3,50 m. a 2,00 m., apoyada en dos estribos y una pila central.

SEGUNDA ALTERNATIVA

Esta alternativa se ha elegido porque el Hormigón Preesforzado es una de las técnicas modernas, con múltiples ventajas, permitiendo salvar luces grandes y por ser un material muy elástico y ofrece gran seguridad.

El concreto reforzado es particularmente apropiado para utilizar en puentes de toda clase por su durabilidad, rigidez y economía, al igual que por la facilidad comparativa con la cual puede lograrse fuera de una apariencia agradable, suficiente resistencia y funcionalidad.

De acuerdo a conclusiones que se obtienen del análisis geométrico, estético y funcionamiento de los elementos estructurales, para luces menores a 25 metros pueden utilizarse vigas de concreto vaciadas en el sitio. En puentes vaciados en el sitio el tablero monolítico de concreto se extiende a manera de losa transversal y proporciona también un ala de compresión amplia para las vigas principales. Este tipo

de puente puede ser continuo o simplemente apoyado. Por la facilidad de construcción se ha elegido el diseño de 3 vigas de hormigón armado con un pos tensado, simplemente apoyadas de 34m.

TERCERA ALTERNATIVA

Puentes cuya superestructura está constituida por segmentos o dovelas prefabricadas o colados en sitio mediante cimbra móvil, que se colocan sucesivamente, ahorrando considerablemente el costo de encofrado y no es necesario tener que utilizar grúas de alta capacidad.

3.3.4.3. Justificación de alternativas, considerando costos, seguridad y facilidad de construcción

Es posible también la construcción de un puente con vigas prefabricadas, postensadas; que sin embargo, es descartado las otras alternativas por las razones que continuación se describe:

3.3.4.3.1. Costos

Requerimiento de personal altamente capacitado en puentes especiales pretensados, (no existe en el medio), lo que implicaría un encarecimiento del costo del proyecto debido a la necesidad ineludible de contratar profesionales especializados de otras plazas del país para su ejecución.

Las empresas constructoras locales al contar con poca experiencia en este tipo de obras, carecen del equipamiento necesario por lo que deben realizar fuertes erogaciones para alquilar y trasladar equipos especializado tanto de tesado, lanzado y elevación, además del restante equipo que coadyuve a la ejecución propia de la obra.

3.3.4.3.2. Seguridad

Al tratarse el puente principalmente con elementos prefabricados en general, éstos requieren de manipuleo y lanzamiento con equipo especial de elevación (grúas, gatos y encofrados deslizantes, etc.) o lanzamiento con obra falsa, lo cual genera siempre

riesgo en la ejecución de la obra, además que su movilización considera un alto riesgo, considerando las características de la accesibilidad al área de proyecto.

3.3.4.3.3. Factibilidad de construcción

- Construcción de obras de asiento o terraplenes para las vigas necesariamente con el traslado de equipo pesado.
- Falta de equipo disponible de tesado, ya que la dependencia de este ítem es absoluto de empresas del interior del país, lo cual dificulta la continuidad de la obra oportunamente.
- Disponibilidad de mano de obra calificada y no calificada en el área de proyecto y el propio municipio de San Lucas.

Obras complementarias que determina la alternativa elegida: Accesos al puente

Es indudable que como consecuencia de la ubicación o emplazamiento del puente, hace necesaria el acondicionamiento y construcción de accesos en ambas márgenes del río, los mismos que son incluidos en el presupuesto de ejecución y encomendada su realización por el contratista, con la utilización de equipo pesado apropiado, con las exigencias técnicas especificadas tanto general y específico.

Protección de los estribos y encauce del río

Por efectos de la construcción del puente, características del sector y como única alternativa de emplazamiento y propicia ubicación, se produce lógicamente un estrangulamiento del río que en caso que nos ocupa no es de proporción, más aún se trata de mantener la sección transversal regulando su curso y evitar erosiones que afecten la estabilidad de las estructuras, construyendo muros laterales longitudinales en las ribera agua arriba, como también fundación y elevación reforzada en la pila central por el arrastre que presenta el río, además de proteger los dos estribos, emplazados en las riberas opuestas del río.

Participación de la comunidad

Se ha consultado para la elaboración del proyecto, hubo un intercambio de opiniones y se resolvió el trazo conveniente y de ubicación del puente con participación de las autoridades, representantes y comunarios beneficiarios, principalmente con los criterios técnicos y económicos para la elección de la alternativa más conveniente y apropiada, ajustada además a los análisis de suelos, como factor importante para la toma de decisiones.

También se explicó a los comunarios en reunión general, el alcance y riesgos del proyecto antes, durante y después de ejecución del proyecto, la comunidad principalmente deberá participar con el aporte consistente en mano de obra no calificada establecido por el financiador para este fin. Como también será prioritario en principio la participación de mano de obra calificada especializada disponible en el lugar o área de proyecto para luego recurrir a la contratación de personal del exterior del proyecto.

3.4. Aspectos técnicos, financieros y sociales de la alternativa elegida

3.4.1. Descripción técnica del proyecto

Las obras hidráulicas tienen como concepción básica, la armonizar entre la infraestructura y las condiciones naturales presentes en el lugar de emplazamiento de la misma; perseguir la mayor eficiencia del sistema, alterar mínimamente las condiciones geomorfológicas de la región, la utilizar materiales de construcción existentes en la zona y el emplear una tecnología propicia en la zona del proyecto.

Bajo los anteriores conceptos, se plantea un sistema hidráulico, considerando los siguientes aspectos:

- Facilidad de construcción.
- Ejecución de la obra con utilización de materiales locales o tratados y no locales existentes en mercados cercanos al proyecto.
- Gran cantidad de mano de obra no calificada de la misma región.

- Diseño de estructuras con funcionamiento hidráulico óptimo y acordes a las características del sector de emplazamiento y del río, accesos y demás elementos complementarios.
- Tecnología apropiada y accesible al constructor.

3.4.2. Normas, criterios y parámetros de diseño

3.4.2.1. Consideraciones previas de diseño

La mayor parte de los proyectos para carreteras en Bolivia se diseñan de acuerdo con los requisitos de la American Association of State Highway and Transportation Officials (especificación AASHTO).

Sus especificaciones incluyen disposiciones que controlan las cargas y su distribución, al igual que disposiciones detalladas que se relacionan con el diseño y la construcción.

La AASHTO no recomienda ninguna norma de diseño del hormigón como materia, dejando en plena libertad al proyectista la utilización del Método de las Cargas de Servicio que satisfaga la resistencia y el funcionamiento o alternatively el Método de la Resistencia Última con mayoración de cargas.

Ancho de vía, cargas, clima, efectos erosivos del cauce, soportabilidad de los suelos

Las cargas vivas de la especificación AASHTO constan de camiones estándares idealizados o de cargas vivas que son equivalentes a una serie de camiones. Se considera para el proyecto el Camión Tipo MS -18, que consta de 2 ejes con un remolque de un solo eje.

Como se ilustra en las figuras incluidas en anexo, las cargas para carreteras se dividen en varias clases. La cantidad de carga indica el peso bruto en toneladas del camión tipo. El peso bruto se reparte entre los ejes delantero y trasero como se indica a continuación.

Asimismo aparecen las cargas por carril que deben utilizarse cuando produzcan esfuerzos mayores que las cargas correspondientes por camión. En general, las cargas por carril, que se diseñan para aproximar los efectos de una serie de camiones, controlan el diseño de puentes de luces grandes.

De acuerdo a las especificaciones técnicas el puente tiene las siguientes características generales:

Ancho de vía:	7,00m
Tipo de cargas de servicio:	Camión MS-18
Ancho de vereda:	0.80 m
Superestructura:	H°A°postensado segmentado
Infraestructura:	H°A°
Capacidad de soporte del suelo:	3.6 Kg/cm ²
Pendiente del río:	1.55 % optado 2 %
Temperatura media:	12 a 20°C
Efecto erosivo del cauce:	Moderado

Para la concepción del análisis de la estructura se ha preparado un gráfico de hipótesis de cargas, que se encuentra en memoria de cálculo.

Cálculos estructurales de la infraestructura y superestructura

Los cálculos estructurales de todos los elementos del puente se hallan incluidos en anexos pertinentes de memoria de cálculo.

Obras de seguridad

Para el diseño de obras de seguridad destinadas fundamentalmente a la protección de los estribos del puente y el encauce del río, considerado además el comportamiento del cauce y las características del escurrimiento del río, el arrastre de material, así como la disponibilidad de materiales y mano de obra existente en la zona, la necesidad y construcción de muros de contención y encauce de H°A°, emplazado en

las riberas próximo y antes del puente más la utilización de rieles férreas como refuerzo estructural al corte.

3.4.3. Memoria de cálculo (demanda insatisfecha y el porcentaje óptimo de cobertura)

3.4.3.1. Dimensionamiento de infraestructura

TOPOGRAFÍA

La topografía corresponde a una zona de características montañosa, siendo el puente emplazada en una playa de río con un ancho variable promedio de 50 a 100 metros y una pendiente longitudinal del -2.0 % en promedio.

Debido a las características del proyecto, cuyo levantamiento topográfico ha sido realizado a 250 metros tanto aguas arriba como aguas abajo del sector de emplazamiento o ubicación del puente, se ha elaborado un plano general topográfico a escala especificada que detalla claramente el comportamiento, características topográficas, relieve del terreno y , recorrido del cauce del río.

Por otro lado, la existencia de desniveles relativos sobre el lecho del río, no permite la utilización de escalas grandes, que no permitan apreciar las curvas de nivel cada metro, por tanto es recomendable optar por escalas adecuadas para la topografía del proyecto, escalas que permitan mostrar elementos importantes y relevantes para tomar definiciones técnicas.

El levantamiento topográfico está propuesto y basado en el planteamiento y establecimiento de una poligonal topográfica base de tres puntos estratégicos (PR) puntos de referencia a saber, monumentazos de hormigón, de conocimiento por los comunarios, identificadas por sus coordenadas este, norte y elevación; Poligonal que permite en principio proceder a la ubicación y replanteo de la obra, control altimétrico. La poligonal base tiene los siguientes datos:

Climatología de la Zona

La zona no se cuenta con una estación meteorológica, por lo que los datos climáticos asumidos se tornaron de las estaciones meteorológica vecinas como ser de Padcoyo y de San Lucas; del período comprendido entre 1975 - 2004 las cuales presentan similares características ecológicas y ambientales, distantes a menos de 15 Km. de la zona del proyecto, por lo que nos sirve como referencia.

Temperatura

La temperatura de la zona se caracteriza por frecuentes heladas, granizadas y sequías, factores muy perjudiciales y con gran amplitud de variación definida a través de todo el año.

Las temperaturas más altas se presentan en los meses de Octubre a Marzo, registrándose hasta 19.5 °C de temperatura media en Marzo de algunos años.

Las temperaturas mínimas se presentan en los meses de Mayo a Julio, las variaciones diarias de temperatura en este período, son mayores a las que se presentan en verano.

Los datos de medias mensuales y la media anual del período comprendido entre 1981 - 2004 según información de SENAMHI son:

Máxima media: 24.9 ° C

Mínima media: 9.3 ° C

Medía ambiente: 16.9 ° C

Humedad

La zona presenta una humedad relativa media mensual con valores promedios para el período comprendido entre 1973 - 2002 del 61 % como mínimo y un máximo de 74 % mientras que la media anual es de 67 %.

Precipitación Pluvial

Las precipitaciones pluviales y períodos presentados son los siguientes:

- Estación San Lucas Precipitación media anual de 532,1 mm.

- Meses lluviosos: octubre, noviembre, diciembre, enero, febrero y marzo, con un promedio de precipitación de 80,6 mm.
- Meses secos: abril, mayo, junio, julio, agosto y septiembre con un promedio de 8,0 mm.
- Estación Padcoyo Precipitación media anual de 767,7 mm.
- Meses lluviosos: diciembre, enero, febrero y marzo con una caída de agua media de 156,9 mm.
- Meses secos: abril, mayo, junio, julio, agosto, septiembre, octubre y noviembre con una precipitación media de 27,5 mm.
- Valor de la lámina media de agua caída
- La precipitación anual en estas comunidades alcanza a 767,7 mm. Presentándose la precipitación promedio de noviembre a mayo de 80,6 mm.

Clima en Época de Verano

- El período de verano coincide con la estación lluviosa.
- La mayor parte de las lluvias resultan de situaciones atmosféricas causadas por intersección meteorológica del aire frío, con masas húmedas de aire tropical.
- Una proporción superior de 90 % del total de la precipitación, cae durante el período Noviembre-Marzo.
- Durante los cinco meses (Noviembre a Marzo) las temperaturas medias mensuales alcanzan valores extraordinariamente altos, alrededor de 30 °C.
- Las temperaturas máximas extremas alcanzan valores de 39.5 °C en algunos meses del período de verano.
- Las temperaturas altas son interrumpidas por caídas bruscas en los días nublados e inmediatamente después de las lluvias.

- Las diferencias diarias de temperatura entre los valores del día y las primeras horas del amanecer, pueden alcanzar a 25 °C. Esta situación hace que se presente el fenómeno de rocío y neblinas en las madrugadas. Se estima que este fenómeno puede contribuir entre el 10 a 20 % de humedad.

Clima en Época de Invierno

- En el período de invierno la región se considera como estación seca.
- Las precipitaciones generalmente, son nulas.
- La característica sobresaliente del clima de invierno es la extraordinaria variación de las temperaturas diarias. En las primeras horas del amanecer la temperatura puede descender hasta los 0 °C; pero, en el mismo día puede llegar a temperaturas superiores a los 20 °C.
- Durante los meses fríos, Mayo a Agosto, se presentan heladas moderadas.

Altitud y relieve

Geográficamente, la región se encuentra ubicada en la faja sub-andina. La topografía del área de estudio se enmarca a un valle que corre con dirección sudeste - noroeste. La fisiografía del área es típicamente cordillerana con alturas que fluctúan entre los 1469 msnm. y 4234 msnm., lo que muestra una gran variabilidad de niveles altimétricos que tienen sus propias características de acuerdo a la ubicación en la que se encuentran.

Referente a la ubicación altimétrica donde será emplazada el puente es 3033 m.s.n.m.

Referente al relieve, en la zona se presenta con mayor preponderancia el Sistema Geomorfológico de la Cordillera Andina Oriental, la cual a su vez comprende Unidades de Paisaje, que al ser descritas dan un mayor detalle para explicar los procesos, que en mayor o menor grado, están afectando al desequilibrio de los componentes ambientales (ver mapa de unidades de suelo).

Las Unidades Geomorfológicas identificadas son:

- a) Unidades Geomorfológicas de Origen Estructural**

b) Unidades Geomorfológicas de Origen Coluvio Aluvial

c) Unidades Geomorfológicas de Origen Aluvial

d) Unidades Geomorfológicas de Origen Glacial

La topografía del Municipio San Lucas esta diferenciada de acuerdo al piso ecológico en que se encuentra. La zona de puna se caracteriza por tener una topografía muy accidentada, conformada por serranías rocosas donde la presencia de especies arbustivas y arbóreas son nulas, lo cual no permite en su mayor parte desarrollar prácticas agrícolas, más al contrario éstas son aptas para el componente pecuario (pastoreo).

El área de proyecto es de valle predominante a cabecera de valle e inclusive sub puna.

3.4.4. Referencias generales del proyecto

Nombre del Proyecto:	Construcción Puente Vehicular “Apacheta”.
Localización:	Rio Ocuri, Comunidad Cinteño Tambo (zona Apacheta), Distrito 7 Ocuri, Municipio San Lucas, Provincia NorCinti del Departamento de Chuquisaca, Bolivia.
Característica del Puente:	Puente de Hormigón Postensado, Longitud total 34 metros, de dos vías de tráfico (7,00 metros), con dos estribos de hormigón armado.
Familias Beneficiadas:	4.045 familias – 17.620 habitantes de las comunidades beneficiarias directa.
Prioridad:	Considera de prioritario dentro el Plan de Gestión Vial Municipal y Plan Operativo Anual, POA 2010.
Financiamiento Pre inversión:	H. Alcaldía Municipal de San Lucas.

Financiamiento Elab. Proyecto: H. Alcaldía Municipal de San Lucas.

Costo Financiable Estimado de la Obra por componente:

Obras Preliminares	Bs. 37634.86
Infraestructura Puente	Bs. 817464.5
Súper Estructura Puente	Bs. 1286739.8
Accesos y Obras de Drenaje	Bs. 1030579.18
Supervisión	Bs. 158620.917

Costo Total Financiable: Bs. 3297728.864

Costo Total No Financiable: Bs. 33310.393

Costo Total: Bs. 3331039.257° 100%

Aporte Financiadador	Bs. 2664831.406	80%
Aporte Municipal	Bs. 632897.459	19%
Aporte Comunal	Bs. 33310.393	1%

Costo por familia beneficiada: Bs. /flia. 823.50

Costo por metro lineal de puente es de: Bs. /ml. 97971.74

Tiempo de Ejecución: 270 días calendario (seis meses).

Modalidad de Ejecución: Licitación

Evaluación Económica: TIRp:49,52 % TIRs:63,68%

VANp: Bs. 9.531,502VANs: Bs. 10.139,047

3.4.5. Datos de la Entidad Solicitante

La entidad solicitante del Proyecto son las OTB's de la Comunidad de Cinteño Tambo, a través del Gobierno Municipal de San Lucas, el mismo que ha incluido en su plan operativo (POA 2010) la contraparte del costo para la Pre inversión del proyecto de acuerdo a la estructura de financiamiento del FPS.

Nombre de la Entidad: GOBIERNO MUNICIPALDE “SAN LUCAS”

Nombres y Apellidos del Representante Legal:Sr.: Eloy Acuña Esposo

Dirección de la Entidad: Plaza Trigo Arce s/n (localidad de San Lucas)

Teléfonos Fax: 04 – 6937890

3.4.6. Datos del Proyectista

El Gobierno Municipal de San Lucas, en convenio firmado entre la Universidad Juan Misael Saracho con el Egr. Efraín Acuña para el diseño del proyecto, la cual siguió la guía de presentación de proyecto de Infraestructura del Fondo Nacional de Inversión Productiva y Social (FPS).

3.5. ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO DE LA CUENCA

Está orientado a la determinación de la lluvia máxima que puede presentarse en un determinado periodo de retorno, el cálculo del caudal de escurrimiento superficial en la desembocadura de la cuenca (sitio de emplazamiento del puente). Por último la definición del tirante correspondiente a la crecida máxima, tirante que permitirá la definición de la rasante del puente.

Para lo cual, se desarrolla a continuación el estudio y análisis de la Cuenca.:

3.5.1. Conceptos y Aspectos Generales

La lluvia máxima en la cuenca será calculada sobre la base de datos históricos de lluvias máximas diarias registradas en las estaciones pluviométricas más cercana al área específica del proyecto. La estación considerada es la: Estación de San Lucas, cuya ubicación geográfica se presenta en el Cuadro 21. La información fue proporcionada por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI) del departamento. En toda la región el periodo de lluvias se inicia en los meses de octubre-noviembre y concluye en abril.

Cuadro 20: Ubicación Geográfica de la Estación Considerada

Estación	Latitud Sud	Longitud Oeste	Altura (m.s.n.m.)
San Lucas	20° 05'	65° 05'	3055

Fuente: SENAMHI

3.5.2. Propiedades de la cuenca en estudio

Cuando hablamos del área que puede aportar escurrimiento hacia una sección nos referimos a una cuenca de drenaje, el área de la que se hace referencia está delimitada por una línea imaginaria denominada divisoria (parte aguas) de tal forma que la lluvia que cae dentro de esa zona produce escurrimiento hacia una sección considerada. Debido a la importancia de la relación Precipitación - Escurrimiento las características de la cuenca nos interesan por dos aspectos.

- La cantidad de escurrimiento que se produce por una tormenta
- La conformación del hidrograma, la cual depende fundamentalmente de las propiedades de la cuenca

La mayoría de los autores consideran una gran cantidad de características de la cuenca, para este estudio con fines académicos trataremos de estudiarlas a todas.

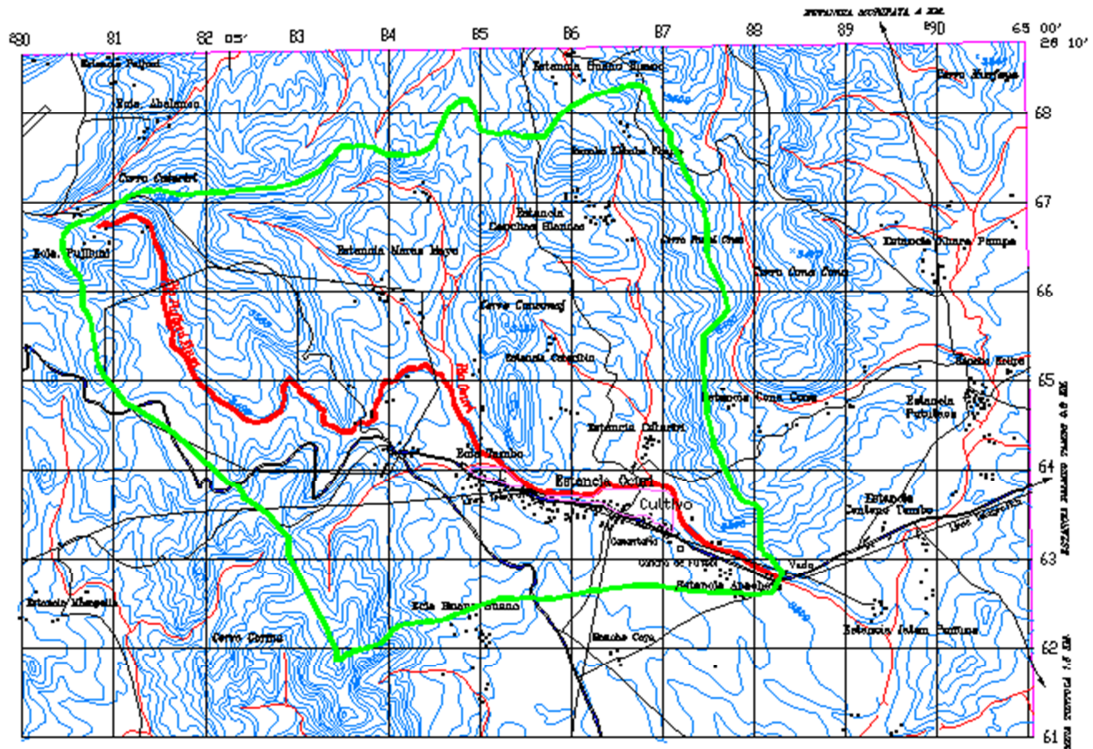
3.5.2.1. Propiedades Geométricas

3.5.2.1.1. Área (A)

Es la superficie que está siendo objeto de estudio o es la zona en proyección horizontal encerrada por la divisoria. La divisoria lo conforman los puntos más altos de la cuenca.

Área de la cuenca = 31.53 Km²

Perímetro de la cuenca= 24.75 Km.



3.5.2.1.2. Perímetro (P)

Es el contorno de la superficie considerada o límite máximo de la cuenca.

PERÍMETRO REAL

$$P=24.75km$$

3.5.2.1.3. Longitud Principal del cauce (L_P)

Se considera como principal al cauce de mayor longitud dentro de la zona en estudio.

$$L_r = 11.47 \text{ km}$$

3.5.2.1.4. Índice de forma a dimensional de Horton (k_f)

Horton ha sugerido un factor adimensional de forma designado como “Kf” que puede deducirse a partir de la ecuación siguiente:

$$Kf = \frac{A}{L^2} = \frac{31.53}{11.47^2} \longrightarrow Kf = 0.24$$

Siendo:

Kf: factor a dimensional de forma de Horton

A: Area de la cuenca

L: Longitud de la cuenca, medida desde la salida hasta el límite, cerca de la cabecera del cauce principal, a lo largo de una línea recta.

Este índice de Horton ha sido usado frecuentemente como indicador de la forma del Hidrograma Unitario.

3.5.2.1.5. Índice de compatibilidad o de Gravelius (I_C)

Es la relación entre el perímetro de la cuenca y la circunferencia de área igual a la de la cuenca, que da una idea de la regularidad de su forma.

$$I_C = 0.28 * \frac{P_e}{\sqrt{S}} = 0.28 * \frac{24.75}{\sqrt{31.53}} \longrightarrow I_C = 1.24$$

3.5.2.1.6. Rectángulo Equivalente ($L \cdot l$)

Es un rectángulo que tiene la misma área de la cuenca, el mismo índice de compacidad e idéntica repartición hipsométrica.

$$L = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16 * S}}{4} = \frac{24.75 + \sqrt{24.75^2 - 16 * 31.53}}{4}$$

$L = 8.79 \text{ km} \quad \rightarrow \text{Lado mayor}$

$$l = \frac{P - \sqrt{P^2 - 16 * S}}{4} = \frac{24.75 - \sqrt{24.75^2 - 16 * 31.53}}{4}$$

$l = 3.59 \text{ km} \quad \rightarrow \text{Lado menor}$

3.5.2.2. Otros indicadores de la cuenca

3.5.2.2.1. Pendiente Media del río principal ($I_{\text{río}}$)

La pendiente de un cauce influye de manera directa en la velocidad del flujo, con tal preocupación algunos autores recomiendan algunos métodos para su cálculo nosotros usaremos la relación de alturas en función de la longitud.

Longitud del río (L)= 11,47 Km.

Cota Mayor (HM)= 3525,00 m.

Cota Menor (HM)= 3220,00 m.

$$I_{\text{río}} = \frac{H_M - H_m}{1000 * L_r} \Rightarrow \frac{3525 - 3220}{1000 * 11.47}$$

— Pendiente — media — del río → $I_{\text{río}} = 0.03$

3.5.2.2.2. Alejamiento medio (a)

Es el coeficiente que relaciona el curso de agua más largo con la superficie de la cuenca.

$$A = \frac{L}{\sqrt{S}} \Rightarrow \frac{11.47}{\sqrt{0.3153}} \Rightarrow \text{— alejamiento — o medio —} \rightarrow A = 2.04$$

3.5.2.2.3. Tiempo de concentración (T_c)

Kirpich (1940).

$$t_c = \frac{0.0078 * L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

L : Longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, en pies.

$L=11470,00[m]$

$L=37631,23[pies]$

S : Pendiente promedio de la cuenca, pies/pie.

$S=0,03$

D =305,00[m]

Tc=105,13[min].

Tc=1,752[hrs].

Chereque.

$$T_c = \left(0.871 \frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$$

L: Longitud del río principal, en [Km].

L=11,47[km].

H: Desnivel del curso principal de la cuenca, en (m)

H=305,00[m].

Tc=1,755[hrs]

Ventura Heras.

$$T_c = 0.05 \sqrt{\frac{A}{J}}$$

Tc: Tiempo de concentración, en [hrs].

J: Pendiente media del curso principal

J=0,03

A: Área de la cuenca, en [km^2].

A=31,53[Km2].

Tc=1,722[hrs].

California CulvertsPractice (1942).

$$t_c = 60 * \left(\frac{11.9 * L^3}{H} \right)^{0.385}$$

L: Longitud del curso de agua más largo, [mi].

$$L=7,127[\text{mi}]$$

H: Diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salida, en [pies].

$$H=1000,66[\text{pies}].$$

$$T_c=105,2552[\text{min}].$$

$$\mathbf{T_c=1,754[\text{hrs}].}$$

Dirección general de carreteras y la State of california División of Highways.

$$T_c = 0.066 \left(\frac{L}{\sqrt{J}} \right)^{0.77}$$

J: Pendiente media del curso principal.

$$J=0,03$$

L: Longitud del curso de agua más largo, en [Km].

$$L=11,47[\text{km}].$$

$$\mathbf{T_c=1,745[\text{hrs}].}$$

Federal aviationAdministration (1970).

$$t_c = \frac{1.8 * (1.1 - C) * L^{0.5}}{S^{0.333}}$$

C: Coeficiente de escorrentia del método racional.

$$C=0,53$$

L: Longitud del flujo superficial, en [pies].

$$L=37631,23[\text{pies}]$$

S: Pendiente de la superficie, en [%].

$$S=2,66[\%].$$

$$T_c=143,709[\text{min}]$$

Tc=2,395[hrs].

A continuación se presenta una tabla en la que se observa el tiempo de concentración

Kirpich (1940).	California CulvertsPractice (1942).	Chereque.	Dirección Gral de carreteras y la state of California División of Highways.	Ventura Heras.	Federal aviationAdministration (1970).
1,752	1,754	1,755	1,745	1,722	2,395

El valor máximo es: Tc= **2,395** [hrs]

El valor mínimo es: Tc= **1,722** [hrs]

Estos valores seran descartados por ser los extremos

SE TOMA COMO DECISIÓN PARA EL TIEMPO DE CONCENTRACION

Tc= 1,754 [hrs].

3.5.3. Análisis de precipitaciones máximas

3.5.3.1. Precipitaciones máximas anuales en 24 horas

AÑO	MÁXIMA	AÑO	MÁXIMA
1975	45,5	1995	30
1977	26,1	1996	50
1978	31	1997	58
1979	77	1998	21,8
1980	39,2	1999	57
1981	45	2001	28
1982	41	2002	47,6
1983	40	2003	43
1988	20	2004	23,5
1989	20	2005	30
1991	28	2006	47
1992	20	2007	50
1993	72	2008	29,5
1994	20		

3.5.3.2. Ajuste de la serie de datos a las distribuciones de probabilidad

3.5.3.2.1. Distribución normal

Función de densidad

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}S} e^{-\frac{1}{2}\left[\frac{x-\bar{x}}{S}\right]^2}$$

Función de distribución acumulada

$$F(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^z e^{-\frac{z^2}{2}} dz$$

Cálculos del ajuste SmimovKolmogorov:

	m X	P(X)	(Z) Ordinario	F(Z) Mom Lineal	Delta
1	20,0	0,0357	0,1192	0,1189	0,0835
2	20,0	0,0714	0,1192	0,1189	0,0477
3	20,0	0,1071	0,1192	0,1189	0,0120
4	20,0	0,1429	0,1192	0,1189	0,0237
5	21,8	0,1786	0,1436	0,1433	0,0350
6	23,5	0,2143	0,1695	0,1692	0,0448
7	26,1	0,2500	0,2146	0,2144	0,0354
8	28,0	0,2857	0,2516	0,2514	0,0341
9	28,0	0,3214	0,2516	0,2514	0,0698
10	29,0	0,3571	0,2723	0,2721	0,0848
11	30,0	0,3929	0,2939	0,2937	0,0990
12	30,0	0,4286	0,2939	0,2937	0,1347
13	31,0	0,4643	0,3162	0,3160	0,1481
14	39,2	0,5000	0,5176	0,5176	0,0176
15	40,0	0,5357	0,5379	0,5379	0,0022
16	41,0	0,5714	0,5631	0,5632	0,0083
17	43,0	0,6071	0,6126	0,6128	0,0055
18	45,0	0,6429	0,6604	0,6606	0,0176
19	45,5	0,6786	0,6720	0,6722	0,0065
20	47,0	0,7143	0,7058	0,7060	0,0085
21	47,6	0,7500	0,7188	0,7190	0,0312
22	50,0	0,7857	0,7680	0,7682	0,0177
23	50,0	0,8214	0,7680	0,7682	0,0534
24	57,0	0,8571	0,8806	0,8809	0,0235
25	58,0	0,8929	0,8929	0,8931	0,0000
26	72,0	0,9286	0,9836	0,9837	0,0550
27	77,0	0,9643	0,9929	0,9930	0,0286

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0,1481, es menor que el delta tabular 0,2617. Los datos se ajustan a la distribución Normal, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución normal:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de localización (Xm)= 38,5074

Parámetro de escala (S)= 15,6957

Con momentos lineales:

Media lineal (Xl)= 38,5074

Desviación estándar lineal (Sl)= 15,6784

3.5.3.2.2. Distribución Gumbel

Función de densidad

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} e^{-\frac{x-\mu}{\alpha}} e^{-\frac{x-\mu}{\alpha}}$$

Función de distribución acumulada

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-\mu}{\alpha}}}$$

Cálculos del ajuste SmirnovKolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	20,0	0,0357	0,0806	0,0935	0,0449
2	20,0	0,0714	0,0806	0,0935	0,0091
3	20,0	0,1071	0,0806	0,0935	0,0266
4	20,0	0,1429	0,0806	0,0935	0,0623
5	21,0	0,1786	0,0981	0,1118	0,0804
6	23,0	0,2143	0,1392	0,1535	0,0751
7	26,0	0,2500	0,2135	0,2272	0,0365
8	28,0	0,2857	0,2693	0,2816	0,0164
9	28,0	0,3214	0,2693	0,2816	0,0521
10	29,0	0,3571	0,2985	0,3097	0,0587
11	30,0	0,3929	0,3281	0,3383	0,0647
12	30,0	0,4286	0,3281	0,3383	0,1005
13	31,0	0,4643	0,3580	0,3670	0,1063
14	39,0	0,5000	0,5857	0,5851	0,0857
15	40,0	0,5357	0,6107	0,6092	0,0750
16	41,0	0,5714	0,6348	0,6323	0,0634
17	43,0	0,6071	0,6797	0,6757	0,0726
18	45,0	0,6429	0,7204	0,7152	0,0775
19	45,0	0,6786	0,7204	0,7152	0,0418
20	47,0	0,7143	0,7568	0,7508	0,0425
21	47,0	0,7500	0,7568	0,7508	0,0068
22	50,0	0,7857	0,8040	0,7972	0,0183
23	50,0	0,8214	0,8040	0,7972	0,0174
24	57,0	0,8571	0,8840	0,8771	0,0269
25	58,0	0,8929	0,8926	0,8858	0,0003
26	72,0	0,9286	0,9644	0,9603	0,0358
27	77,0	0,9643	0,9762	0,9729	0,0119

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0,1063, es menor que el delta tabular 0,2617. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución Gumbel:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de posición (μ)= 31,3285

Parámetro de escala (alfa)= 12,2639

Con momentos lineales:

Parámetro de posición (μ_l)= 31,0289

Parámetro de escala (alfal)= 12,7829

3.5.3.2.3. Distribución Gamma de 2 parámetros

Función de densidad

$$f(x) = \frac{x^{\gamma-1} e^{-\frac{x}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)}$$

Función de distribución acumulada

$$F(x) = \int_0^x \frac{x^{\gamma-1} e^{-\frac{x}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)} dx$$

Cálculos del ajuste SmimovKolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	20,0	0,0357	0,0861	0,2146	0,0503
2	20,0	0,0714	0,0861	0,2146	0,0146
3	20,0	0,1071	0,0861	0,2146	0,0211
4	20,0	0,1429	0,0861	0,2146	0,0568
5	21,0	0,1786	0,1032	0,2347	0,0754
6	23,0	0,2143	0,1423	0,2758	0,0720
7	26,0	0,2500	0,2118	0,3383	0,0382
8	28,0	0,2857	0,2636	0,3798	0,0221
9	28,0	0,3214	0,2636	0,3798	0,0578
10	29,0	0,3571	0,2907	0,4003	0,0664
11	30,0	0,3929	0,3184	0,4206	0,0744
12	30,0	0,4286	0,3184	0,4206	0,1102
13	31,0	0,4643	0,3465	0,4407	0,1178
14	39,0	0,5000	0,5675	0,5886	0,0675
15	40,0	0,5357	0,5929	0,6052	0,0572
16	41,0	0,5714	0,6175	0,6213	0,0461
17	43,0	0,6071	0,6641	0,6522	0,0569
18	45,0	0,6429	0,7070	0,6813	0,0641
19	45,0	0,6786	0,7070	0,6813	0,0284
20	47,0	0,7143	0,7460	0,7084	0,0318
21	47,0	0,7500	0,7460	0,7084	0,0040
22	50,0	0,7857	0,7974	0,7458	0,0117
23	50,0	0,8214	0,7974	0,7458	0,0240
24	57,0	0,8571	0,8859	0,8179	0,0288
25	58,0	0,8929	0,8954	0,8267	0,0026
26	72,0	0,9286	0,9722	0,9156	0,0437
27	77,0	0,9643	0,9834	0,9355	0,0191

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0,1178, es menor que el delta tabular 0,2617. Los datos se ajustan a la distribución Gamma de 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%

Los 2 parámetros de la distribución Gamma:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de forma (gamma)= 6,5153

Parámetro de escala (beta)= 5,895

Con momentos lineales:

Parámetro de forma (gammal)= 2,8718

Parámetro de escala (betal)= 13,3741

3.5.3.2.4. Distribución Gamma de 3 parámetros

$$\text{Función de densidad } f(x) = \frac{(x-x_o)^{\gamma-1} e^{-\frac{(x-x_o)}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)}$$

$$\text{Función de distribución acumulada } F(x) = \int_{x_o}^x \frac{(x-x_o)^{\gamma-1} e^{-\frac{(x-x_o)}{\beta}}}{\beta^{\gamma} \Gamma(\gamma)} dx$$

Cálculos del ajuste SmimovKolmogorov:

	m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1		20,0	0,0357	0,0993	0,0942	0,0636
2		20,0	0,0714	0,0993	0,0942	0,0279
3		20,0	0,1071	0,0993	0,0942	0,0078
4		20,0	0,1429	0,0993	0,0942	0,0435
5		21,0	0,1786	0,1170	0,1146	0,0616
6		23,0	0,2143	0,1566	0,1602	0,0577
7		26,0	0,2500	0,2254	0,2374	0,0246
8		28,0	0,2857	0,2759	0,2924	0,0098
9		28,0	0,3214	0,2759	0,2924	0,0455
10		29,0	0,3571	0,3022	0,3204	0,0550
11		30,0	0,3929	0,3288	0,3485	0,0640
12		30,0	0,4286	0,3288	0,3485	0,0997
13		31,0	0,4643	0,3558	0,3765	0,1085
14		39,0	0,5000	0,5672	0,5855	0,0672
15		40,0	0,5357	0,5915	0,6085	0,0558
16		41,0	0,5714	0,6151	0,6307	0,0437
17		43,0	0,6071	0,6599	0,6725	0,0528
18		45,0	0,6429	0,7014	0,7109	0,0585
19		45,0	0,6786	0,7014	0,7109	0,0228
20		47,0	0,7143	0,7393	0,7457	0,0250
21		47,0	0,7500	0,7393	0,7457	0,0107
22		50,0	0,7857	0,7895	0,7917	0,0038
23		50,0	0,8214	0,7895	0,7917	0,0319
24		57,0	0,8571	0,8777	0,8729	0,0206
25		58,0	0,8929	0,8874	0,8819	0,0055
26		72,0	0,9286	0,9678	0,9602	0,0392
27		77,0	0,9643	0,9802	0,9736	0,0159

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0,10846, es menor que el delta tabular 0,2617. Los datos se ajustan a la distribución Gamma de 3

parámetros, con un nivel de significación del 5%

Los 3 parámetros de la distribución Gamma:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de localización (Xo)= -1,451

Parámetro de forma (gamma)= 6,4214

Parámetro de escala (beta)= 6,2071

Con momentos lineales:

Parámetro de localización (Xol)= 8,0877

Parámetro de forma (gammal)= 3,469

Parámetro de escala (betal)= 8,7402

3.5.3.2.5. Distribución Loggumbel o distribución de Frechet

Función de densidad ($x=\ln x$)

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} e^{-\frac{x-\mu}{\alpha}} e^{-\frac{x-\mu}{\alpha}}$$

Función de distribución acumulada

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-\mu}{\alpha}}}$$

Cálculos del ajuste SmirnovKolmogorov:

m	X	P(X)	G(Y) Ordinario	G(Y) Mom Lineal	Delta
1	20,0	0,0357	0,0314	0,0472	0,0043
2	20,0	0,0714	0,0314	0,0472	0,0400
3	20,0	0,1071	0,0314	0,0472	0,0758
4	20,0	0,1429	0,0314	0,0472	0,1115
5	21,0	0,1786	0,0515	0,0711	0,1270
6	23,0	0,2143	0,1083	0,1325	0,1060
7	26,0	0,2500	0,2216	0,2447	0,0284
8	28,0	0,2857	0,3038	0,3227	0,0181
9	28,0	0,3214	0,3038	0,3227	0,0176
10	29,0	0,3571	0,3444	0,3606	0,0128
11	30,0	0,3929	0,3839	0,3974	0,0090
12	30,0	0,4286	0,3839	0,3974	0,0447
13	31,0	0,4643	0,4219	0,4327	0,0423
14	39,0	0,5000	0,6592	0,6535	0,1592
15	40,0	0,5357	0,6807	0,6738	0,1450
16	41,0	0,5714	0,7007	0,6928	0,1293
17	43,0	0,6071	0,7365	0,7269	0,1294
18	45,0	0,6429	0,7674	0,7566	0,1245
19	45,0	0,6786	0,7674	0,7566	0,0888
20	47,0	0,7143	0,7940	0,7825	0,0797
21	47,0	0,7500	0,7940	0,7825	0,0440
22	50,0	0,7857	0,8273	0,8152	0,0416
23	50,0	0,8214	0,8273	0,8152	0,0059
24	57,0	0,8571	0,8824	0,8704	0,0252
25	58,0	0,8929	0,8883	0,8764	0,0046
26	72,0	0,9286	0,9421	0,9327	0,0135
27	77,0	0,9643	0,9529	0,9445	0,0114

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0,1592, es menor que el delta tabular 0,2617. Los datos se ajustan a la distribución logGumbel, con un nivel de significación del 5%

Parámetros de la distribución logGumbel:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de posición (μ)= 3,3875

Parámetro de escala (alfa)= 0,3155

Con momentos lineales:

Parámetro de posición (μ_l)= 3,374

Parámetro de escala (alfal)= 0,3389

Del análisis realizados a las diferentes distribuciones de probabilidad se determina mediante el test de SmirnovKolmogorov que la distribución Gumbel es la que mejor se ajusta a los datos de precipitaciones de la estación en estudio.

Función de densidad

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} e^{-\frac{x-\mu}{\alpha}} e^{-\frac{x-\mu}{\alpha}}$$

Función de distribución acumulada

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-\mu}{\alpha}}}$$

3.5.3.3. Precipitaciones máximas en 24 horas para un determinado periodo de retorno T

PARÁMETROS DE DISTRIBUCIÓN GUMBEL

Parámetro de Escala	$\alpha =$	12,23
Parámetro de Posición	$\mu =$	31,47
Media	$X_m =$	36,97
DesviaciónEstandar	$S =$	15,10

El diseño se realizará para un periodo de retorno **T=100 (años).**

$$F(Q=q) = P(Q \leq q) = 1 - \frac{1}{T}$$

Además se tiene que: $F(Q=q) = F(Y)$

Por lo tanto se tiene que: $F(Q=q) = 0,99$

$G(y) = 0,99$

De la función acumulada reducida se tiene que:

$$G(Y) = e^{-e^{-Y}}$$

Despejando el valor de Y, se tiene que:

$$Y = -\ln[-\ln(G(Y))]$$

$$Y = -\ln(-\ln(G(Y)))$$

$$Y = 4,60$$

De la relación:

$$\text{Despejando el valor de } x \text{ tenemos: } Y = \frac{x - \mu}{\alpha} \quad x = Y\alpha + \mu$$

Por lo que tenemos: (precipitación máxima) $X_{\max} = 87.75 \text{ mm}$.

Tabla de periodos de retorno

PERIODO	F(y)	Y	Pmax
5	0,80	1,500	49,82
10	0,90	2,250	59,00
15	0,93	2,674	64,18
20	0,95	2,970	67,80
25	0,96	3,199	70,60
50	0,98	3,902	79,20
100	0,99	4,600	87,75

Fuente: Elaboración Propia

3.5.3.4. Precipitaciones máximas horarias para un determinado periodo de retorno T

PRECIPITACIONES MAYORES A 2 hrs. MENORES A 24 hrs.

$$h_{tT} = h_{dT} * \left(\frac{t}{t_d} \right)^{\beta}$$

h_{tT} : Precipitación Máxima Horaria para un Periodo T en función de t

h_{dT} : Precipitación Máxima Diaria para un Periodo T

t : Duración de la Precipitación

td : Equivalente de Precipitación Diaria D=12hrs.

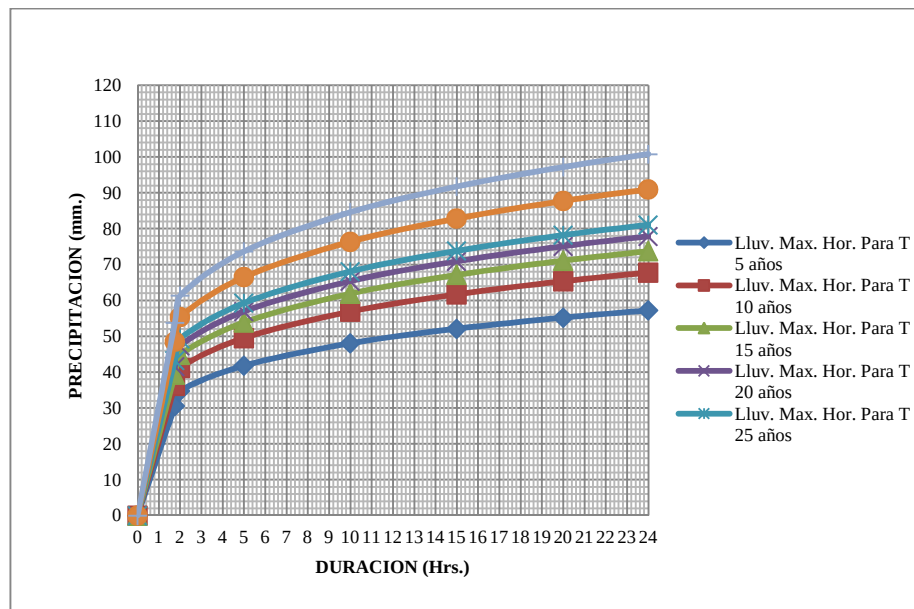
β : Coeficiente en función del registro de valores = 0.2

Cuadro 21: Duración de lluvias

PERIODO	DURACIÓN DE LA LLUVIA (HORAS)						
AÑOS	1,754	2	5	10	15	20	24
	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.	mm.
5	30,54	34,81	41,82	48,03	52,09	55,18	57,23
10	36,16	41,23	49,52	56,89	61,69	65,34	67,77
15	39,34	44,85	53,87	61,88	67,11	71,08	73,72
20	41,56	47,38	56,91	65,38	70,90	75,10	77,89
25	43,27	49,34	59,26	68,07	73,82	78,19	81,10
50	48,55	55,35	66,48	76,37	82,82	87,72	90,98
100	53,78	61,32	73,65	84,60	91,75	97,18	100,79

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 4: Lluvias máximas horarias para un determinado T



3.5.3.5. Intensidad, duración y frecuencia

Uno de los primeros pasos que debe seguirse en el proyecto de diseño hidrológico, como el diseño de drenaje, es la determinación del evento de lluvia que debe usarse, como se determinó en el subtítulo anterior.

La forma más común de determinar la intensidad es con la estimación de las precipitación dividida entre los diferentes duración, además de la utilización de diferentes periodos de retorno definidos para cada una de las obras a ser diseñadas.

$$I_{(tT)} = \frac{h_{(tT)}}{t}$$

Donde:

I_{tT} : intensidad para una duración igual al tiempo de concentración para cada periodo de retorno

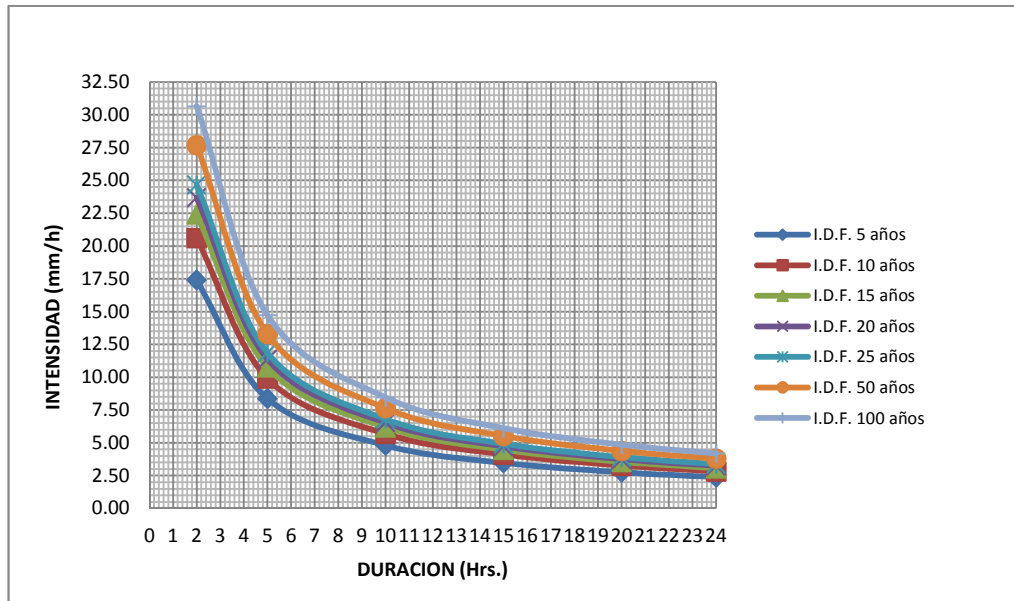
h_{tT} : Altura de lluvia para una determinado tiempo t, además de considerar un determinado periodo de retorno

t: tiempo para el cual se quiere determinar la intensidad, generalmente se lo considera para el diseño un tiempo t igual al tiempo de concentración.

TIEMPO HORAS	PERIODO DE RETORNO T [AÑOS].						
	1,754	2	5	10	15	20	24
	mm/hrs	mm/hrs	mm/hrs	mm/hrs	mm/hrs	mm/hrs	mm/hrs
5	17,41	17,41	8,36	4,80	3,47	2,76	2,38
10	20,61	20,61	9,90	5,69	4,11	3,27	2,82
15	22,42	22,42	10,77	6,19	4,47	3,55	3,07
20	23,69	23,69	11,38	6,54	4,73	3,75	3,25
25	24,67	24,67	11,85	6,81	4,92	3,91	3,38
50	27,67	27,67	13,30	7,64	5,52	4,39	3,79
100	30,66	30,66	14,73	8,46	6,12	4,86	4,20

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 5: Curva de intensidad-duración-frecuencia



3.5.3.6. Coeficiente de Escorrentía

El coeficiente de escorrentía C es la variable menos precisa del método racional. Su valor en la fórmula implica una relación fija entre la tasa de escorrentía pico y la tasa de lluvia para la cuenca de drenaje, la cual no es cierto en la realidad. Una selección apropiada del coeficiente de escorrentía requiere del conocimiento y la experiencia del hidrólogo. La porción total de lluvia que alcanzara los drenajes de tormenta depende del porcentaje de permeabilidad, de la pendiente, de las características de escarchamiento de la superficie, superficies impermeables.

El coeficiente de escorrentía también depende de las características y las condiciones del suelo. La tasa de infiltración a medida que la lluvia continua y también es influida por las condiciones de humedad antecedentes en el suelo, por la intensidad de la lluvia, la proximidad al nivel freático, el grado de compactación del suelo, la porosidad del subsuelo y el almacenamiento por depresión. Debe escogerse un coeficiente razonable para reflejar todos estos factores.

Cuadro 22: Permeabilidad de suelos

tipo de cubierta vegetal	tiempo de concentraci ^{on} tc	Permeabilidad de los suelos						
		prácticamente impermeable	Muy poco permeables	Poco permeable	Medianamente permeables	Bastante Pearmeables	Permeables	Muy permeables
	Hrs	pavimento, roca viva	Arcillas, rocas descomp	loam arcilloso	loam	loam limoso loam arenoso	Suelos limosos y limo arenosos	Suelos arenosos y muy porosos
Suelos desnudos	0	0,90	0,82	0,64	0,52	0,32	0,17	0,08
	1	0,90	0,82	0,65	0,53	0,33	0,18	0,09
	2	0,91	0,84	0,70	0,56	0,37	0,23	0,13
	3	0,92	0,85	0,73	0,60	0,45	0,31	0,19
	4	0,93	0,87	0,75	0,64	0,50	0,37	0,27
Vegetacion Rala	0		0,74	0,59	0,48	0,30	0,16	0,07
	1		0,75	0,60	0,49	0,31	0,17	0,08
	2		0,79	0,66	0,54	0,35	0,22	0,12
	3		0,82	0,70	0,59	0,43	0,30	0,18
	4		0,84	0,73	0,63	0,49	0,36	0,26
cultivos en surcos monte poco tupido	0		0,60	0,49	0,41	0,27	0,14	
	1		0,62	0,51	0,43	0,29	0,15	
	2		0,70	0,59	0,49	0,34	0,20	
	3		0,77	0,66	0,56	0,42	0,29	
	4		0,82	0,71	0,61	0,48	0,35	
praderas cesped monte medianamente tupido	0		0,29	0,23	0,18	0,13		
	1		0,39	0,29	0,22	0,15		
	2		0,57	0,45	0,35	0,23		
	3		0,68	0,55	0,44	0,32		
	4		0,75	0,62	0,51	0,39		
bosques tupidos monte muy tupido	0		0,12	0,10	0,08			
	1		0,23	0,18	0,13			
	2		0,41	0,33	0,25			
	3		0,55	0,46	0,36			
	4		0,64	0,54	0,43			

Fuente: Ven Te Chow

Para el lugar donde será el puente tiene el tipo de cubierta vegetal con suelos desnudos, tomando en cuenta el tiempo de concentración, en un suelo medianamente permeable. **C = 0.53**

3.5.3.7. Caudales máximos

En el diseño de obras de drenaje se considera eventos extremos, como lo son los caudales máximos para un determinado periodo de retorno, considerando para el análisis los riesgos de acuerdo a la obra a proyectar.

Para la estimación de los caudales máximos en el caso práctico del módulo de drenaje se utilizara la formula racional.

$$Q = \frac{C * I_{(tc,T)} * A}{3.6}$$

C.- es el coeficiente de escorrentía

I.- la intensidad de la lluvia para un t igual al tiempo de concentración, periodo de retorno en mm/h

A.- Área de la cuenca Km²

Q.- Caudal máximo en m³/seg.

Cuadro 23: Caudales máximos

T años	C	i max mm/hrs	A Km2	Q max m3/s
5	0,53	17,41	31,53	80,80
10	0,53	20,61	31,53	95,69
15	0,53	22,42	31,53	104,09
20	0,53	23,69	31,53	109,98
25	0,53	24,67	31,53	114,51
50	0,53	27,67	31,53	128,46
100	0,53	30,66	31,53	142,32

$$Q_{100\text{años}} = 142,32\text{m}^3/\text{seg.}$$

Método del Hidrograma Triangular

Las fórmulas a utilizar para éste método son las siguientes:

$$Q_p = \frac{2.08 * A * h}{T_p} \qquad T_p = \frac{D}{2} + T_L$$

$$T_L = 0.6 * T_c$$

Tenemos: $T_c = 1.754$ hrs.

$T_L = 1.05$ hrs.

$$T_b = T_p + \alpha * T_p \qquad T_b = (1 + \alpha) * T_p$$

$\alpha = 1.67$ porque la cuenca no es aforada se adoptará este valor por que no se tiene buenos registros de caudales, por lo que:

$$T_b = 2.67 * T_p$$

Dónde:

Q_p = caudal pico que es el $Q_{max}(m^3/seg)$

A = área de la cuenca (km²)

H = altura de lluvia neta (cm.)

T_p = tiempo al pico (hrs)

D = duración de la lluvia (hrs)

T_r = tiempo de retardo (hrs)

T_b = tiempo base (hrs)

T_c = tiempo de concentración (hrs)

Adoptando la duración de la lluvia neta de T_c hrs, se tiene:

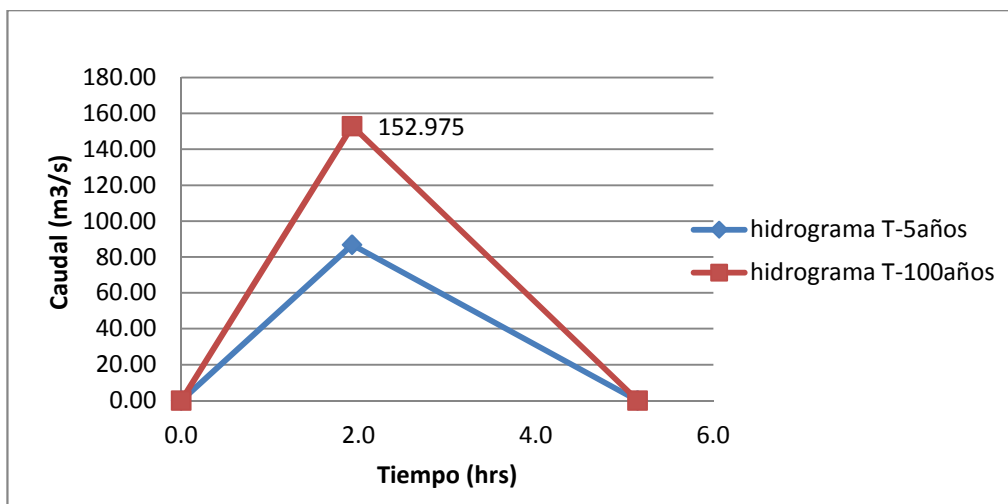
$$D = 1.754 \text{ hrs.}$$

$$T_p = 1.928 \text{ hrs.}$$

$$T_b = 5.145 \text{ hrs.}$$

Cuadro 24: Método del Hidrograma triangular

PERIODO DE RETORNO (Años)	hmax(mm)	hmax(cm)	Tiempo Pico (hrs)	Area de la cuenca (Km ²)	Qmax (m ³ /s)
5	25,53	2,55	1,928	31,53	86,853
10	30,23	3,02	1,928	31,53	102,858
15	32,89	3,29	1,928	31,53	111,888
20	34,74	3,47	1,928	31,53	118,211
25	36,18	3,62	1,928	31,53	123,081
50	40,58	4,06	1,928	31,53	138,083
100	44,96	4,50	1,928	31,53	152,975

Gráfico 6: Hidrograma triangular

$$Q_{100\text{años}} = 152,975 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Comparación de Caudales y elección del Caudal de Diseño

Para determinar el caudal de diseño, se realizó una comparación entre los métodos desarrollados, valores que se muestran en el siguiente cuadro.

Cuadro 25: Caudal Máximo de Escorrentía en m3/seg

Racional	Hidrograma Triangular
142.32	152.975

Se adopta para el diseño del puente un caudal máximo de **155.00 m3/seg.**

$n = 0.0395 * (d_{50})^{\frac{1}{6}}$ El nivel de aguas máximas NAME es calculado según Maning mediante la utilización del software ya mencionado para la sección del eje del puente planteado, el cual arroja un tirante para la crecida máxima de 0.91 m; donde el coeficiente de rugosidad de Maning se evalúa de la expresión desarrollada por la Federal Highway Administration de los EEUU para ríos con lechos de grava.

$$n = 0.0395 * (0.04852)^{\frac{1}{6}} = 0.024$$

Dónde:

d_{50} : Diámetro en pies de las partículas de lecho correspondientes al 50% en la curva granulométrica del suelo (14.79 mm = 0.04852 pies) para este trabajo.

La modelación hidráulica de la sección transversal en el lugar de emplazamiento del puente, se realizó a través de un programa computarizado HAESTAD METHODS (Flow Master), sobre la base de los parámetros obtenidos.

El detalle del cálculo y la sección correspondiente se manifiesta en el anexo correspondiente.

3.5.4. Cálculo de Profundidades de Socavación

La socavación es el fenómeno por el cual el agua a través de la fuerza de una corriente arrastra las partículas sólidas del lecho de un río. Debido a este fenómeno se ha producido la falla de innumerables estructuras de puente, por ello, debe ser tratado con mucho cuidado en cada caso particular de emplazamiento de puentes.

La socavación puede ser general o normal, se manifiesta a través del descenso del fondo o lecho del río y se produce durante una crecida o avenida por el incremento de la capacidad de transporte del río en virtud de su mayor velocidad.

En los métodos utilizados se calcula la profundidad de socavación de equilibrio Z_e y la profundidad de diseño Z_d según la expresión siguiente:

$$Z_d = Z_e + 1.50$$

3.5.5. Cálculo de Profundidad de Socavación en Estribos

El efecto que causa el fenómeno de la socavación en los estribos es diferente al de las pilas, ya que la forma como la corriente del agua actúa en cada uno es también diferente, con un arrastre lateral en los estribos y un arrastre general en las pilas.

Método AASHTO

La AASHTO ha propuesto la siguiente relación:

$$Z_e = K * H * V^2$$

Donde:

K: Coeficiente que toma en cuenta las características del terreno en el lecho del cauce. Para el presente estudio $K = 0.01$ (material aluvial o conglomerado)

H: Tirante normal de las aguas 0.91 m para el presente estudio.

V: Velocidad del flujo de agua m/s. (5.22 m/s)

El Cuadro 3.19 muestra el resumen de las profundidades de socavación calculada tanto para las pilas como para los estribos del puente.

Cuadro 26: Profundidades de Socavación para Pilas y Estribos

Método de Cálculo	Profundidad de socavación Z_e (m)		Z_d (m)
	Pilas	Estribos	
AASHTO	-----	0.25	1.75

Para el diseño se adopta una profundidad de socavación para los estribos de 1.80 m, en función de las profundidades determinadas en el anterior cuadro, se determinarán las dimensiones de fundaciones y cotas de fundación para los elementos de la infraestructura.

3.5.6. Estudio de suelos

Excavación a cielo abierto para extraer muestras del suelo.



Mayor información ver anexo

3.6. PROPUESTA DE PROYECTO

3.6.1. Planteamiento del Proyecto

En el proyecto se plantea el Diseño de un Puente Vehicular con un ancho de plataforma de 7.00 m sobre el Río Ocuri, la longitud del puente será de 34.0 m, el mismo que debe ensamblarse con el trazo de camino actual a través de la construcción de accesos en elevación, para lo cual deben planificarse alineamientos y curvas que permita enlazar la obra de arte de manera adecuada al camino existente.

3.6.1.1. Ancho de Calzada

Existen recomendaciones de las normas nacionales como internacionales respecto a los anchos de carril y bermas para diferentes tipos de caminos. En el caso particular de este proyecto, se tomaron en cuenta las especificaciones que al respecto se tienen en los términos de referencia, teniéndose un ancho de calzada de 7,00 m, ancho que ha sido adoptado para el diseño del puente vehicular y los accesos al mismo.

Por otra parte, se han considerado aspectos como movimiento de tierras, taludes de corte y relleno, los mismos que se han definido en función de las necesidades del proyecto, las recomendaciones de la ABC y lo especificado en los términos de referencia del proyecto.

3.6.2. Aspectos técnicos, financieros y sociales de la alternativa elegida

3.6.2.1. Descripción Técnica del proyecto

Las obras hidráulicas tienen como concepción básica, la armonización entre la infraestructura y las condiciones naturales presentes en el lugar de emplazamiento de la misma, perseguir la mayor eficiencia del sistema, la alteración mínima posible de las condiciones geomorfológicas de la región, la utilización de materiales de construcción existentes en la zona y el empleo de tecnología propicia en la zona del proyecto.

Bajo los anteriores conceptos, se plantea un sistema hidráulico, considerando los siguientes aspectos:

- Facilidad de construcción.
- Ejecución de la obra con utilización de materiales locales o tratados y no locales existentes en mercados cercanos al proyecto.
- Gran cantidad de mano de obra no calificada de la misma región.
- Diseño de estructuras con funcionamiento hidráulico óptimo y acorde a las características del sector de emplazamiento y del río, accesos y demás elementos complementarios.
- Tecnología apropiada y accesible al constructor.

3.6.2.2. Ubicación del puente

El Proyecto se encuentra ubicado políticamente en el cantón y distrito 7 de Ocuri, en la comunidad de Cinteño tambo perteneciente a la Segunda Sección Municipal de la provincia NorCinti del departamento de Chuquisaca, Bolivia.

3.6.2.3. Normas, criterios y parámetros de diseño

Consideraciones previas de diseño

La mayor parte de los proyectos para carreteras en Bolivia se diseñan de acuerdo con los requisitos de la American Association of State Highway and Transportation Officials (especificación AASHTO).

Sus especificaciones incluyen disposiciones que controlan las cargas y su distribución, al igual que disposiciones detalladas que se relacionan con el diseño y la construcción.

La ASSHTO no recomienda ninguna norma de diseño del hormigón como materia, dejando en plena libertad al proyectista la utilización del Método de las Cargas de Servicio que satisfaga la resistencia y el funcionamiento o alternatively el Método de la Resistencia Última con mayoración de cargas.

Cargas

Las cargas vivas de la especificación AASHTO constan de camiones estándares idealizados o de cargas vivas que son equivalentes a una serie de camiones. Se considera para el proyecto el Camión Tipo MS-18, que consta de 2 ejes con un remolque de un solo eje.

Como se ilustra en las figuras incluidas en anexo, las cargas para carreteras se dividen en varias clases. La cantidad de carga indica el peso bruto en toneladas del camión tipo. El peso bruto se reparte entre los ejes delantero y trasero como se indica a continuación.

Asimismo, aparecen las cargas por carril que deben utilizarse cuando produzcan esfuerzos mayores que las cargas correspondientes por camión. En general, las cargas por carril, que se diseñan para aproximar los efectos de una serie de camiones, controlan el diseño de puentes de luces grandes.

3.6.2.4. Cálculos estructurales de la infraestructura y superestructura

Los cálculos estructurales de todos los elementos del puente se hallan incluidos en la memoria de cálculo.

Obras de seguridad

Para el diseño de obras de seguridad destinadas fundamentalmente a la protección de los estribos del puente y el encauce del río, considerado además el comportamiento del cauce y las características del escurrimiento del río, el arrastre de material, así como la disponibilidad de materiales y mano de obra existente en la zona, la necesidad y construcción de muros de contención y encauce de gaviones , emplazado en las riberas próximo y antes del puente.

3.6.2.4.1. Dimensionamiento de Superestructura

3.6.2.4.1.1. Hormigón Pretensado

Una gran ventaja sobre el Hormigón Armado es que el Pretensado es un material homogéneo e infisurable. Porque en ciertas obras en las que se ha sobrepasado la

carga máxima, para la que han sido diseñados aparecen fisuras corrientemente microscópicas las que en el Hormigón Pretensado se cierran inmediatamente que ha dejado de actuar la sobre carga excesiva, lo que no acontece en el Hormigón Armado.

La idea fundamental del pretensado, es someter a compresión al hormigón antes de cargarlo, en todas aquellas partes en que las cargas produzcan tracciones.

El hormigón pretensado es un material muy elástico; es decir, que recupera su posición original en cuanto dejan de actuar las cargas. Es adecuado para soportar cargas dinámicas como el caso de los puentes.

Lo que hace el pretensado es transmitir fuerza de los cables a las tuercas y las tuercas al hormigón, esta fuerza del pretensado se da debido a las fuerzas exteriores en equilibrio entre sí.

Luego, sin perder la tensión y alargamiento obtenidos, los cables son alcanzados en los extremos con ayuda de cuñas y otros dispositivos mecánicos.

Dos grandes procedimientos existen para transmitir la “fuerza de pretensado”, según el cable sea estirado después o antes de que el Hormigón esté endurecido. Estos procedimientos se denominan Postesado, y Pre-tesado, respectivamente.

3.6.2.4.1.2. Variedades del Hormigón Pretensado

Con el tiempo se han ido desarrollando diferentes variedades de Hormigón pretensado que vamos a describir brevemente las más importantes y de mayor uso:

Tesado antes del endurecimiento del Hormigón o con Armadura pretesa; se tesan las armaduras en los llamados “bancos de tesado” o mesa de tesado y después se hormigona.

El banco de tesado puede consistir en una larga pista con estribos finales fijos cimentados suficientemente para que puedan soportar las fuerzas de tesado.

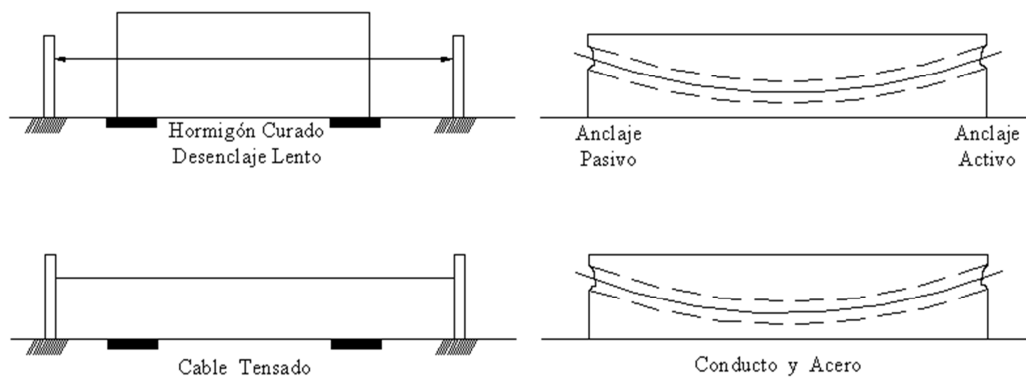
Tan pronto como ha endurecido el Hormigón, se sueltan las armaduras de los estribos del banco, transmitiéndose al hormigón la fuerza de pretensado.

Esta forma de pretensar se emplea especialmente en la prefabricación masiva de elementos.

Tesado después del endurecimiento del Hormigón o con armaduras postesas; los cables son colocados con posibilidad de movimiento longitudinal, bien fuera del hormigón o bien dentro de él, en conductos de deslizamiento (tubos). Los dispositivos de tesados, se apoyan contra el hormigón ya endurecido. Los cables en tensión son anclados en sus extremos en el hormigón, transmitiéndole la fuerza de pretensado. En la construcción de puentes es más corriente el Postesado.

Cuando los valores previstos de presión y alargamiento son obtenidos, se anclan los cables y los conductos o vainas que envuelven a los mismos son rellenos con mortero o lechada de cemento.

Viga Pretensada y Viga Postensada



Por otra parte, las estructuras de hormigón pretensado pasan por dos etapas de carga principales, la primera es la etapa inicial o de transmisión del pretensado en la que actúan la fuerza de pretensado inicial P_i , el peso propio y otras cargas muertas que puedan presentarse. Esta etapa proporciona las máximas compresiones en la zona fraccionada precomprimida, fibras inferiores en el caso de una viga simplemente apoyada.

La segunda etapa, es la etapa final o de servicio, cuando además de las cargas muertas de la etapa inicial, actúan las cargas de servicio y la fuerza de pretensado se encuentra reducida por ciertas pérdidas de pre-esfuerzo debidas a los fenómenos de retracción, influencia del hormigón, relajación del acero y acortamiento elástico.

Se denomina η al coeficiente que representa el porcentaje de pérdidas de preesfuerzo que normalmente varía entre 0.75 y 0.85 y está representado por la relación:

$$\eta = P/P_i$$

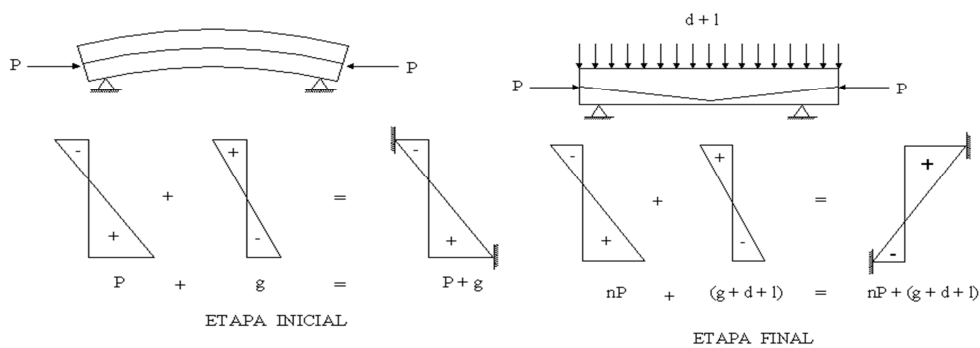
Donde:

η : Coeficiente de Pérdidas de la Fuerza de Pretensado.

P_i : Fuerza de Pretensado inicial.

P : Fuerza de Pretensado final En la figura se pueden observar estas dos etapas:

Etapas de Carga Inicial y Final



3.6.2.4.1.3. Parámetros Generales para el Diseño Final (materiales a emplear)

a). Cables o Torones

Los cables para la Alternativa de Puente de Ho Po, estarán constituidos por torones estructurales de 1/2", 12.7 mm de grado 270 Ksi, con resistencia última a la tensión de 18980 Kg/cm², con módulo elástico $E = 1.9 \cdot 10^6$ Kg/cm²

Aceros para Pretensar

El acero para pretensado debe ser por necesidad un acero de alta resistencia, con el objeto de que la fuerza de pretensado final sea la mayor posible.

Tipos de Acero Presforzado

Existen tres formas comunes en las cuales se emplea el acero como tendones en concreto presforzado: alambres redondos estirados en frío, cable trenzado y varillas de un acero de aleación, de los cuales veremos el cable trenzado que es de nuestro interés.

Cable Trenzado

El cable trenzado se usa casi siempre en miembros pretensados y a menudo se usa también en construcción postensada. El cable se fabrica de acuerdo con la especificación ASTM A 416. Para los cables trenzados se usa el mismo tipo de Alambres relevados de esfuerzo y estirados en frío que los que se usan para los alambres individuales de preesfuerzo. Sin embargo, las propiedades mecánicas se evidencian ligeramente diferentes debido a la tendencia de los alambres torcidos a enderezarse cuando se les sujeta a tensión.

Los cables pueden obtenerse entre un rango de tamaños que va desde 0.25 pulg. hasta 0.6 pulg. de diámetro, tal como se muestra en la tabla. Se fabrican dos grados: el grado 250 y el grado 270 los cuales tienen una resistencia última mínima de 250,000 y 270,000 lb./pulg² respectivamente, estando éstas basadas en el área nominal del cable.

Cuadro 27: Tabla de Propiedades del Cable (ASTM A 416)

Diámetro Normal pulg. (mm)	Resistencia a la ruptura lb. (KN)	Área Nominal del cable Pulg ² (mm ²)	Carga mínima para una elongación de 1% lb. (KN)
Grado 250			
0,250 (6,35)	9.000 (40,00)	0,036 (23,22)	7.650 (34,0)
0,313 (7,94)	14.500 (64,50)	0,058 (37,42)	12.300 (54,7)
0,375 (9,53)	20.000 (89,00)	0,080 (51,61)	17.000 (75,6)
0,438 (11,11)	27.000 (120,1)	0,108 (69,68)	23.000 (102,3)
0,500 (12,70)	36.000 (160,1)	0,144 (92,90)	30.600 (136,2)
0,600 (15,24)	54.000 (240,2)	0,216 (139,35)	45.900 (204,2)
Grado 270			
0,375 (9,53)	23.000 (102,3)	0,085 (54,84)	19.550 (87,0)
0,438 (11,11)	31.000 (137,9)	0,115 (74,19)	26.350 (117,2)
0,500 (12,70)	41.300 (183,7)	0,153 (98,71)	35.100 (156,1)
0,600 (15,24)	58.600 (260,7)	0,217 (140,00)	49.800 (221,5)

Fuente: Apuntes (Puentes de clases) Ing. Ernesto Alvarez

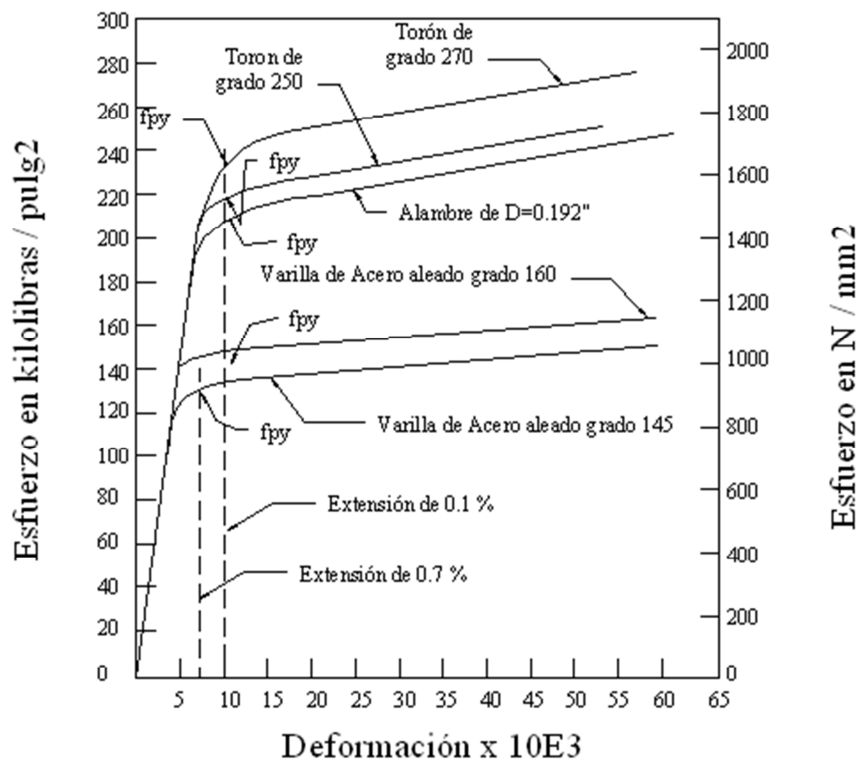
El grado, significa la resistencia nominal de rotura de Kips por pulgada cuadrada (k.s.i). en U.S.A. Por ejemplo, se usan alambres de $\varnothing$ 7 mm grado 235 (235 kilo libra/pulg²) con área = 0.385 cm². Torones grado 250 (250 kilo libra/pulg²) y 270 (270 kilo libra/pulg²) con áreas nominales de 0.929 y 0.897 cm².

Las propiedades geométricas mecánicas de los aceros se pueden obtener directamente de sus curvas de esfuerzo- deformación. Tales características importantes como el

límite elástico proporcional, el punto de fluencia, la resistencia, la ductilidad y las propiedades de endurecimiento por deformación.

Para alambres y cables el esfuerzo de fluencia, se define como al cual corresponde una deformación de 1%. Para varillas de aleación, el esfuerzo de fluencia, se toma como aquel que produce una deformación del 0.7 %.

Curvas de Esfuerzo-Deformación Típicas para Aceros de Preesfuerzo



Para los alambres $E_p \cong 29000$ kilo libras / pulg²

Para los torones $E_p \cong 27000$ kilo libras / pulg²

Para las varillas $E_p \cong 27000$ kilo libras / pulg²

Tensiones Admisibles en el Acero para Pretensado

En la tabla se muestra los esfuerzos, permisibles de tensión para el acero de preesfuerzo en función de f_{pu} y f_{py} ,

Donde:

f_{pu} = Resistencia última del acero

f_{py} = Resistencia especificada de fluencia

Cuando recién se aplica la fuerza del gato, se permite el menor de los siguientes esfuerzos: $0.80 f_{pu}$ o $0.94 f_{py}$. La justificación para estos valores del esfuerzo límite es que durante el tesado los esfuerzos en el acero pueden conocerse de una manera muy precisa, la que la presión hidráulica y la deformación del acero se pueden medir fácilmente. Además, si un tendón defectuoso se rompiera accidentalmente, se podría reemplazar fácilmente. Después que hayan ocurrido las pérdidas por acortamiento elástico y por deslizamiento de anclajes, se aplica el valor de $0.7 f_{py}$; pero, antes de la ocurrencia de las pérdidas dependientes del tiempo debidas a la contracción, al escurrimiento plástico y al relajamiento. No se dará ninguna limitación para los esfuerzos en el acero después de ocurridas todas las pérdidas, debido a que tales esfuerzos siempre serán menores que los esfuerzos del acero en las condiciones iniciales cuando debe obtenerse un factor de seguridad adecuado.

Cuadro 28: Esfuerzos Permisibles en el Acero del Preesfuerzo

1. Debido a la fuerza de tensión del gato	$0.8 f_{pu}$ ó $0.94 f_{py}$
El que sea menor; pero, no mayor que el máximo valor recomendado por el fabricante de los tendones de preesfuerzo o de los anclajes	
2. tendones pretensados, inmediatamente después de la transferencia del preesfuerzo.	$0.7 f_{pu}$
3. tendones postesados, inmediatamente después del anclaje del tendón	$0.7 f_{pu}$

b). Acero de Refuerzo

El acero para el refuerzo de elementos de Hormigón Pretensado y de Hormigón Armado de la superestructura como de la infraestructura será de 4200 Kg/cm².

c). Hormigones

Para Elementos de Ho Po se empleará hormigón de alta resistencia (350 Kg/cm²), Para elementos de Ho Ao tanto del tablero como de la infraestructura se utilizará hormigón con resistencia a la compresión de 210 Kg/cm² y Hormigón tipo B con resistencia de 150 Kg/cm² para elementos de Ho Co

Propiedades deseadas y normas generales

En estructuras pretensadas se utiliza hormigón de resistencia a la compresión superior al que se utiliza en estructuras de hormigón armado. Normalmente las estructuras de hormigón Pretensado se proyectan con una resistencia a la compresión a los 28 días comprendida entre 280 Kg/cm² y 560 Kg/cm². siendo más usuales las comprendidas entre 350 y 480 kg/cm² para hormigones de peso normal y en estructuras especiales se llega a utilizar hormigones de hasta 600 a 700 kg/cm² de resistencia.

Un hormigón de mayor resistencia ofrece las siguientes ventajas al hormigón Pretensado.

- 1.- Tiene un módulo de elasticidad más elevado; es decir, que la porción elástica inicial relativamente recta de la curva de esfuerzo-deformación, tiene mayor pendiente por consiguiente mayor módulo de elasticidad. Ésto implica una reducción en la deformación por fluencia que es aproximadamente proporcional al alargamiento elástico. Ésto conduce a una reducción en las pérdidas de preesfuerzo.
- 2.- La utilización de hormigón de alta resistencia favorece el comportamiento de las estructuras de hormigón Postesado, en la transmisión del preesfuerzo a los dispositivos de anclaje apoyados en las vigas produce presiones elevadas en aquellas zonas.

3.- En construcciones por pretensado en las que la transferencia del preesfuerzo es por adherencia, el empleo de hormigón de alta resistencia permite utilizar tensiones de adherencia más altas.

4.- El hormigón pretensado prefabricado se construye mezclándolo, colocándolo y curándolo bajo condiciones de control cuidadosas, facilitando la obtención de resistencias elevadas.

Para conseguir una resistencia elevada del hormigón, deberá seguirse cuidadosamente los procedimientos y recomendaciones dadas para una buena dosificación, curado riguroso y numerosas probetas de ensayo para controlar la resistencia característica del hormigón.

El módulo de elasticidad, también llamado módulo de deformación longitudinal puede determinarse a través del diagrama esfuerzo-deformación como la pendiente del módulo secante a $0.45 f'_c$ que coincide con el módulo tangente en el origen, donde el módulo elástico es dado por la relación $E = \sigma/\epsilon$

A falta de ensayos, la referencia el código ACI, proporciona la siguiente ecuación general dada en kg/cm^2 .

$$E = 0.135 * \gamma^{1.5} \sqrt{f'_c}$$

Donde: γ = Peso específico del hormigón en kg/m^3

f'_c = Resistencia cilíndrica del hormigón a n días en kg/cm^2

Así para diferentes tipos de hormigón, varias normas llegan a los siguientes valores aproximados

Cuadro 29: Tabla Módulos Elásticos del Hormigón

Peso del Hormigón	Módulo de Elasticidad
2500 kg/m^3	17100 f_c
2400 kg/m^3	16084 f_c
2000 kg/m^3	12236 f_c

Fuente: Álvarez G. Oscar Proyecto de Grado

d). Vainas y sistemas de anclaje.

Las vainas serán de Chapa corrugada de alta resistencia, que se colocarán adheridos al Ho, su diámetro será de 7.00 cm. ó en su defecto debe seleccionarse en función del número de cables, y el tipo de anclaje.

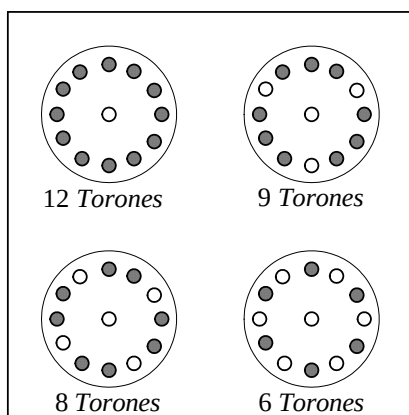
e). Elementos de anclaje

Para el proyecto se han definido los sistemas de anclaje extremos fijos en banco de hormigón, sistema para el cual los dispositivos de anclaje más empleados son el sistema de anclaje postensado de cono con cables múltiples ya que ofrece elementos que pueden fijar distintos grupos de cables.

Mencionamos el Sistema de POSTENSADO FREYSSINET, más utilizado en Bolivia y que a la vez ofrece grandes ventajas a la hora del tesado, permitiendo tesar, destesar e incrementar las fuerzas de tesado sin mayores complicaciones.

Disposición de Torones en los Conos y Nomenclatura de Grupos de Torones

Grupos de torones para el tesado



Nomenclatura de grupos de Torones

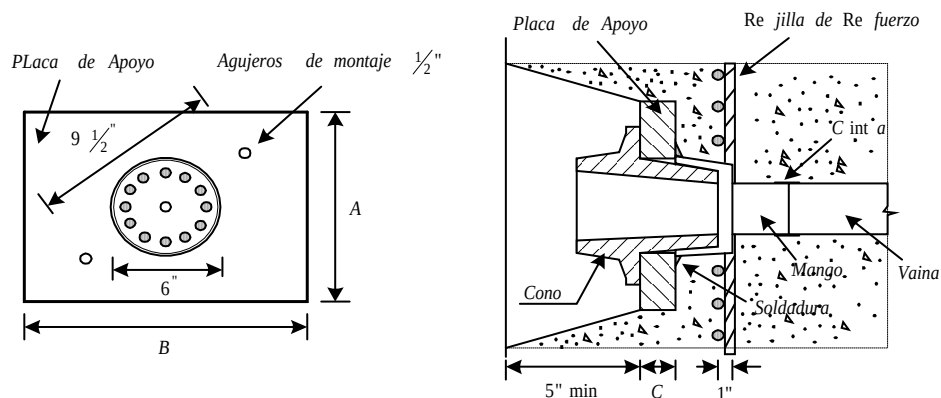
Cables 0.50" de diámetro

<i>Grado 250 Ksi</i>	<i>Grado 270 Ksi</i>
6/500 = 6 Torones	6/500K = 6 Torones
8/500 = 8 Torones	8/500K = 8 Torones
9/500 = 9 Torones	9/500K = 9 Torones
12/500 = 12 Torones	12/500K = 12 Torones

Cables 0.60" de diámetro

6/600 = 6 Torones	6/600K = 6 Torones
8/600 = 8 Torones	8/600K = 8 Torones
9/600 = 9 Torones	9/600K = 9 Torones
12/600 = 12 Torones	12/600K = 12 Torones

Detalle de Conos de Anclaje y Placa de Apoyo Sistema Freyssinet



Los cables están compuestos por grupos de torones que pueden ser de 6, 8, 9 y 12, los diámetros disponibles de los torones son de 0.5" y 0.6". Como se puede observar en las figuras anteriores, dichos torones se encapsulan dentro de vainas de chapa corrugada de alta resistencia que son previamente colocadas dentro de la sección de las vigas para luego ser tesados y anclados según el sistema explicado.

En el Cuadro siguiente se enuncian dimensiones estándares de conos y placas de apoyo según el número de torones a tesar en el sistema Freyssinet.

Cuadro 30: Dimensiones de Cono de Anclaje y Placa de Apoyo Freyssinet

Tamaño Estándar	1/2"			
Resistencia última de un torón	41300 lbs			
Área nominal de un torón	0.1531 pulg ² = 0.9871 cm ²			
Número de torones de los tirantes	6	8	9	12
Área de acero nominal (pulg ²)	0.92	1.22	1.38	1.84
Resistencia última del tirante ((Kips)	247.8	330.4	371.7	495.6
Fuerza máxima de tesado - 80% (Kips)	198.24	264.32	297.36	396.48
Fuerza máx. después del anclaje - 70% (Kips)	173.46	231.28	260.19	346.92
Fuerza efectiva máxima - 60% (Kips)	148.68	198.24	223.02	297.36
Peso del tirante sin envoltura (lb./pie)	3.15	4.2	4.73	6.3
Diámetro de envoltura (Diam. interior pulg)	1 7/8	2 1/4	2 1/4	2 5/8
Dimensión A (Pulg)	9	9 1/2	10	10
Dimensión B (Pulg)	9	10 1/2	11	13 1/2
Dimensión C (Pulg)	1	1 1/4	1 1/4	1 1/2

Fuente: Diseño de estructuras de concreto preesforzado: Arthur H. Nilson

Para el presente trabajo se empleará un anclaje extremo externo del tipo Freyssinet, con dimensiones según el cuadro 3.27 para 12 torones de 1/2" de diámetro.

f). Mortero de Inyección

La resistencia cilíndrica a la compresión (probetas de 10 cm. de diámetro y 12 cm. de altura) a los 7 días de edad debe ser de 200 Kg/cm² y a los 28 días de 300 Kg/cm².

El mortero de inyección debe cumplir además con las exigencias y ensayos descritos en las especificaciones técnicas de construcción.

3.6.2.4.1.4. Análisis de Cargas

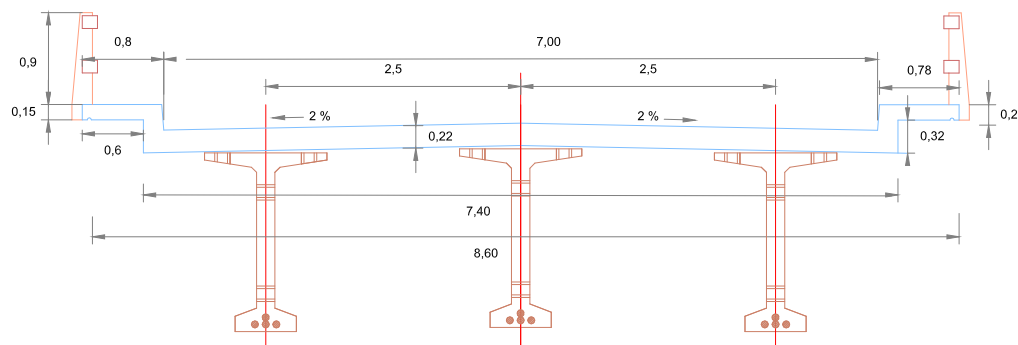
Conceptos y Normas Para las Cargas

El puente está constituido fundamentalmente por la superestructura y la infraestructura.

Superestructura

Constituida en términos generales por las vigas de puente diafragma, tablero, aceras, postes, pasamanos, capa de rodadura o durmientes, rieles, etc.

Figura 4.6 Componentes en la Superestructura



Infraestructura

Todo conjunto de estribos (muros de contención en los costados), con la función estructural específica de soportar las cargas y solicitaciones provenientes de la superestructura, recibirlas a manera de reacciones en los apoyos y a través de ella transmitir las de manera directa al suelo o terreno de fundación.

Los estribos además de esta función estructural, deben comportarse como muros de contención, al tener que contener el material de relleno recargado sobre las paredes posteriores a objeto de lograr el nivel de la razante y calidad de transición para el tráfico

Como elementos intermedios entre la superestructura y la infraestructura se tienen los aparatos de apoyo.

3.6.2.4.2. Cargas en la Superestructura

3.6.2.4.2.1. Postes y Pasamanos

Éstos se disponen en puentes donde las aceras y calzadas coinciden con la sección de los accesos a los mismos.

Para su cálculo se considera dos tipos de cargas:

Cargas Permanentes.-Como este tipo de carga se considera la carga por peso propio.

Cargas Móviles.- Estas sobrecargas son las cargas debido al viento, al peatón, etc.

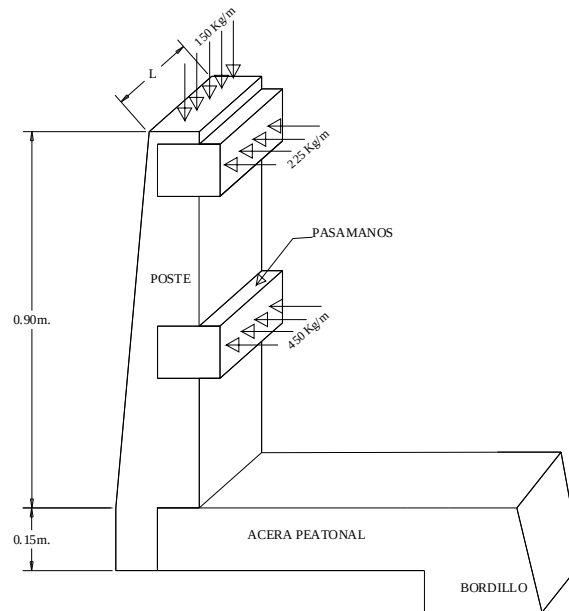
Los pasamanos pueden ser de hierro galvanizado o de Hormigón Armado.

La altura del pasamanos superior debe llegar a 0.9 m.

En los pasamanos peatonales se aplican simultáneamente cargas distribuidas de 75 Kg/m en el sentido vertical y ± 225 Kg/m en sentido horizontal.

La separación de postes se calcula según la longitud del puente; $(1.5 \leq S \leq 2.2)$.

Cargas en el Barandado



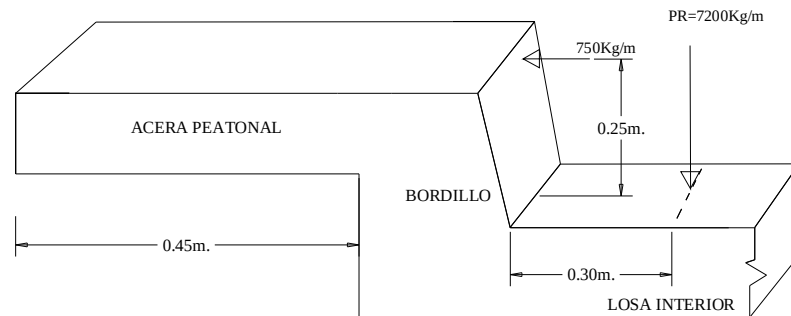
3.6.2.4.2.2. Acera Peatonal y Viga de Borde

Los pisos de las aceras serán diseñadas para una carga viva de 4.15 KN/m^2 .

Al calcular los esfuerzos en las estructuras que soportan aceras en voladizo, la acera será considerada cargada en su totalidad solamente a un lado de la estructura si es que esta condición produce los máximos esfuerzos.

Los bordillos de seguridad deben ser de uso ocasional de peatones, serán diseñados para las cargas especificadas anteriormente si es que el ancho del bordillo es mayor a 0.6 m porque de ser menor no se aplica la carga viva.

El ancho mínimo para que se pueda denominar acera es de 0.45 m .

Figura 4.8 Cargas en Acera y Bordillo**Choque**

Es una fuerza horizontal de 7.5 KN/m provocada por el choque lateral de los vehículos contra los bordillos.

Se aplica a una altura máxima de 0.25 m por encima de la capa de rodadura, y en caso de que el bordillo sea de menor altura, esta se aplicará en la parte superior.

3.6.2.4.2.3. Losa de Hormigón Armado

Longitud de las luces: Para tramos simplemente apoyados, la luz de cálculo es distancia de centro a centro de los apoyos.

Distancia de la Carga de la Rueda al Bordillo: En el diseño de losas, el de la carga de una de las ruedas traseras debe ser ubicado a 0.3 m de la del bordillo.

Losa Interior

Los momentos que incidieron en la losa exterior serán el momento por carga muerta, que no será más que la suma del momento debido al peso propio más el momento por rodadura.

El momento por carga viva.

$$M_{cv} = \frac{0.8 * (L_c + 0.61) * P}{9.75}$$

El momento por Impacto.-

$$M_I = I * M_{CV}$$

Momento Último:

$$M_U = 1,3 * (M_{cm} + 1,67 * M_{CV+I})$$

La armadura de la losa será diseñada mediante normas de la ACI.

$$\mu d = \frac{M d}{b * d^2 * 0.765 * f_{ck}}$$

$$\mu_d < \mu_{lim}$$

$$\mu_{lim} = 0.332$$

$$\frac{a}{d} = 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu d}$$

$$A_s = b * d * \frac{a}{d} * 0.85 * \frac{f_{ck}}{f_{yk}}$$

$$A_{min} = \delta * b * d$$

3.6.2.4.3. Armadura de Distribución

En la parte inferior de todas, se dispondrá una armadura perpendicular a la armadura principal para proveer una distribución lateral de las cargas vivas.

La cantidad ésta dada como un porcentaje de la armadura principal requerida para el momento positivo, de acuerdo a las siguientes expresiones:

Para armadura principal perpendicular al tráfico:

$$D = \frac{1.22}{\sqrt{Lc}} \text{ (Máximo 0.67)}$$

3.6.2.4.4. Tensiones de Corte y Adherencia en las Losas

Las losas diseñadas para el momento flexor de acuerdo con lo anterior, se consideran satisfactoriamente aseguradas para el corte y a la adherencia.

Losa Exterior

Dichas losas se diseñarán con las siguientes fórmulas:

- Ancho de Distribución de la Carga Viva.- La carga de la rueda en el elemento perpendicular al tráfico será distribuida en un ancho E dado por la siguiente expresión:

$$E = 0.8 * x * 1.14 \text{ (metros)}$$

$$\text{Momento por carga viva} = \frac{P * x}{E} \text{ (KN/m)}$$

Donde:

X = Distancia de la carga al punto de apoyo en metros.

3.7. CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL

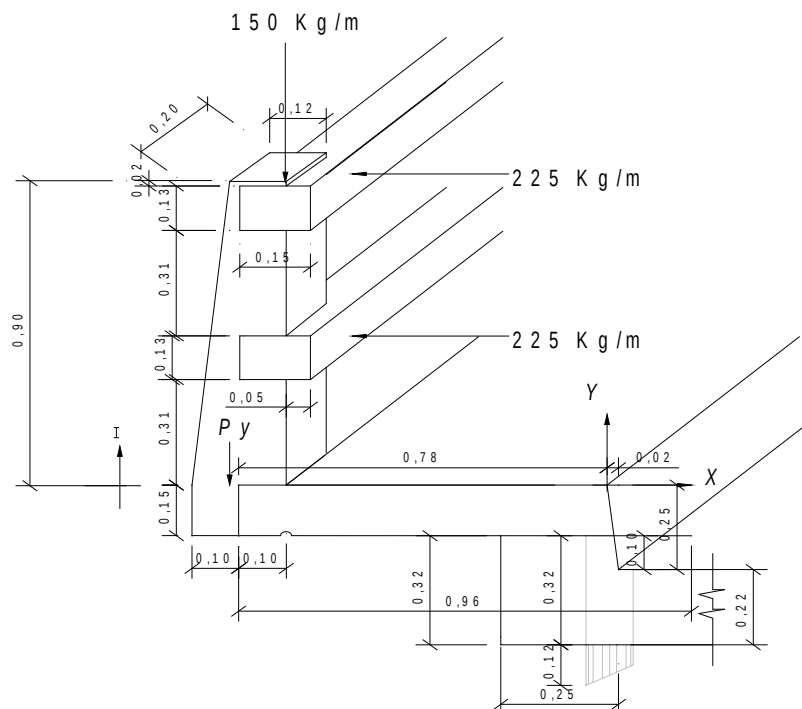
El cálculo y diseño estructural se ha realizado tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- a.- Se calcularon las solicitaciones máximas producidas por la carga viva sobre le tablero del puente, utilizando el método de la repartición transversal que especifica la NORMA AASHTO-83 para el tipo de camión MS-18 y otras cargas equivalentes.
- b.- El trazo geométrico de la carretera, se ha efectuado considerando una velocidad directriz de 40 Km/h.

3.7.1. Morfología y dimensionamiento transversal

3.7.1.1. Diseño del barandado.

El sistema de barandado comprende los pasamanos superior e inferior (asumiendo dos pasamanos) y los postes distribuidos cada 1.97 metros.



El diseño de todos los elementos de Hormigón Armado se realiza según las rutinas de cálculo proporcionadas por el Código ACI de Hormigón y se realiza una verificación con la Norma Boliviana de Hormigón.

a) **Diseño de pasamanos.-**

Se considerará la alternativa de pasamanos de Hormigón Armado

Pasamanos Superior.-

Asumiendo una vigueta de H°A° de 0.15 * 0.13 m. y las cargas de la fig. se tiene:

Carga Muerta (DL)

Carga Viva (LL)

Combinaciones de Carga (Mu)

$$M_{CV} = \frac{q * l^2}{8}$$

$$M_{CV} = \frac{150 * 1.97^2}{8} = 72.77 \text{ Kg} * \text{m}$$

$$M_{CV} = \frac{225 * 1.97^2}{8} = 109.15 \text{ Kg} * \text{m}$$

$$0.15 * 0.13 * 2400 = 46.80$$

$$M_{CM} = \frac{46.80 * 1.97^2}{8} = 22.70$$

$$Mu_x = 1.30 * (22.70 + 1.67 * (72.77)) = 187.49 \text{ Kg} * \text{m}$$

$$Mu_y = 1.30 * (0 + 1.67 * (109.15)) = 236.96 \text{ Kg} * \text{m}$$

$$Mu = 2400 \text{ Kg} * \text{m} = 2400 \text{ Kg} * \text{cm}$$

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 * \frac{f_c'}{f_y} * \frac{6090}{6090 + f_y}$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ para } f_c <$$

$$\rho_b = 0.85 * \frac{210}{4200} * \frac{6090}{6090 + 4200}$$

$$\rho_b = 0.021$$

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b$$

$$\rho_{max} = 0.75 * 0.021$$

$$\rho_{max} = 0.016$$

$$d = 13 - 2 = 11 \text{ cm.}$$

$$a = d \pm \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{0.85 * f_c' * b * \phi}}$$

$$a = 11 - \sqrt{11^2 - \frac{2 * 23696}{0.85 * 210 * 15 * 0.9}} = 0.934 \text{ cm}$$

$$As = \frac{0.85 * a * f_c' * b}{f_y}$$

$$As = \frac{0.85 * 0.934 * 210 * 15}{4200} = 0.595 \text{ cm}^2$$

Pasamanos Inferior.-

Se considera una vigueta de las mismas dimensiones que el pasamanos superior, obteniendo las siguientes solicitaciones.

Carga Muerta (DL)

Carga Viva (LL)

Combinaciones de Carga (Mu)

$$Mu_x = 1.30 * (22.70 + 1.67 * (0)) = 29.51 \text{ Kg*m}$$

$$Mu_y = 1.30 * (0 + 1.67 * (109.15)) = 236.96 \text{ Kg*m}$$

$$d = 13 - 2 = 11 \text{ cm.}$$

$$a = d \pm \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{0.85 * f_c' * b * \phi}}$$

$$a = 11 - \sqrt{11^2 - \frac{2 * 23696}{0.85 * 210 * 15 * 0.9}} = 0.934 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0.85 * a * f_c' * b}{f_y}$$

$$A_s = \frac{0.85 * 0.934 * 210 * 15}{4200} = 0.595 \text{ cm}^2$$

Usar 2 $\phi 10$

$$A_s = 0.98 \text{ cm}^2$$

Por construcción

4 $\phi 10$

$$\rho = \frac{0.98}{12 * 12} = 0.007 < 0.016 \text{ Ok}$$

b) Diseño de poste de barandado.-

El análisis se realiza en la sección I-I de la fig.3.6.-, el ancho del poste es de 0.15 m.

Carga muerta (DL)

Peso del poste: $P_y = 57.60 \text{ Kg.}$; $e = \frac{\sum P_i * e_i}{\sum P_i} = 0.082 \text{ m.}$

Peso de pasamanos de HºAº: $P_y = 34.56 * 1.97 * 2 = 136.17 \text{ Kg.}$

El peso total y centro de gravedad de cada poste son:

$P_{\text{Tot}} = 214.74$: $X_g = 0.009 \text{ m.}$

El momento flector M y la fuerza cortante V en la sección I-I resulta:

$M_Z = 214.74 * (0.10 - 0.09) \equiv 0$; $V = 0$

Carga viva (LL):

$M_Z = 540.00 \text{ Kg.*m.}$; $V = 450 \text{ Kg.}$

Momento y cortante última (M_u , V_u)

$M_{uZ} = 1.30 * (0 + 1.67 * 540) = 1172.34 \text{ Kg.*m.}$

$V_u = 1.30 * (0 + 1.67 * 450) = 976.95 \text{ Kg.}$

Cálculo de Armaduras.-

El cálculo de las armaduras para todos los elementos de Hormigón Armado se realiza considerando un recubrimiento de 2.50 cm. se tiene:

$$a = 17.5 - \sqrt{17.5^2 - \frac{2 * 117234}{0.85 * 210 * 20 * 109}} = 2.227$$

$$A_s = \frac{0.85 * 2.227 * 210 * 20}{4200} = 1.893 \text{ cm}^2$$

Armaduras a Flexión

Armaduras a Corte

$$A_s = 1.893 \text{ cm}^2 A_{s_{\min}} = 1.667 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$2 \phi 12$; $A_s = 2.26$

$$q_y = 290 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$M_z = 290 * \frac{0,80^2}{2} + 150 * 0.725 = 201.55 \text{ Kg} * \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

El peso de una rueda delantera del camión tipo y ancho de distribución son:

$$E = 0.80 X + 1.14$$

$$P_R MS_{18} = 1816.25 \text{ Kg}$$

$$E = 0.80 * 0.48 + 1.14 = 1.52 \text{ m}$$

$$M_z = \frac{1816.25}{1.52} * 0.48 = 573.55 \text{ Kg} * \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Momento último de diseño (Mu)

$$Mu_z = 1.30 * (201,55 + 1.67 * (573,55)) = 1507,19 \text{ Kg} \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Cálculo de Armaduras.-

Considerando un recubrimiento de 2.50 cm. se tiene:

Armadura principal Perpendicular al tráfico.

$$d = 12,5 \text{ cm.}$$

$$a = 12,5 - \sqrt{12,5^2 - \frac{2 * 150719}{0.85 * 210 * 100 * 0.90}}$$

$$a = 0.77$$

$$As = \frac{0.85 * 0.77 * 210 * 100}{4200}$$

$$As = 3,29 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y}$$

$$\rho_{\min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0033 * 12,5 * 100 = 4,125 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_s = 4,675 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Se utilizará ϕ 10 c/15 cm. y como armadura de distribución paralela al tráfico se utilizará, 7 ϕ 8, distribuidos en todo el ancho de la acera.

$$D = \frac{1.22}{\sqrt{L_c}} = 1.095 \cong 0.67$$

$$A_{s_{\text{dist}}} = 0,67(4,675) = 3,13 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

c) Diseño de bordillo.-

El bordillo se analizará en la sección *III – III* de la Fig.

Carga Muerta (DL): Resulta la siguiente:

$$M_z = \frac{360 * 0,80^2}{2} + \frac{202.41}{1,97} * (0,60 + 0.027) = 179.62 \text{ Kg} * \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Carga Viva (LL): La carga viva resulta de la suma de la carga viva peatonal más la fuerza de choque.

$$M_u = 750 * 0.25 + \frac{290 * 0.80^2}{2} + 150 * 0.66 = 379.30 \text{ Kg} * \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Momento último de diseño (M_u)

$$M_{u_z} = 1.30 * (179.62 + 1.67 * 379.30) = 1.056.96 \text{ Kg} * \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Cálculo de armaduras.-

Considerando un recubrimiento de 2.50 cm. se tiene:

$$d = 20 - 2.5 = 17.5$$

$$a = 17.5 - \sqrt{17.5^2 - \frac{2 \cdot 105696}{0.85 \cdot 210 \cdot 100 \cdot 0.9}}$$

$$a = 0.38 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{0.85 \cdot 0.38 \cdot 210 \cdot 100}{4200}$$

$$A_s = 1.615 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0033 \cdot 22.5 \cdot 45 = 3.34 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_s = 3.34 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Se utilizará $\phi 10$ c/15 cm. y 6 $\phi 8$, distribuidos dentro de la viga de borde.

3.7.2. Losa tablero sobre vigas de hormigón pretensado.-

El puente con arco de hormigón armado “in-situ” consta de la losa superior o de tablero que cumple las funciones de soportar las cargas de servicio, siendo esta placa la más segura y será la sección más económica, esta losa, transfiere la sobrecarga a los montantes.

Altura total de la losa de rodadura**Relación canto – luz**

La relación canto luz es muy importante para el espesor de la sección transversal, se admite que el canto de los puentes con sección constante a lo largo de toda su longitud, se tomará

$$h = L/10.$$

$$h = \frac{L}{10} = \frac{1.90}{10} = 0.19 \text{ m.}$$

Asumimos:

$h = 0.22$ m. altura total de la losa de rodadura.

Cargas permanentes sobre la losa de rodadura.-

Acera	$P1 = 432,00 \frac{\text{Kg.}}{\text{m}}$
-------	---

Bordillo	$P2 = 270,00 \frac{\text{Kg.}}{\text{m}}$
----------	---

Postes y barandado	$P5 = 92.16 \frac{\text{Kg.}}{\text{m}}$
--------------------	--

$$\text{Total} = 794.16 \frac{\text{Kg.}}{\text{m}} \frac{2}{7,00} = 226.90 \frac{\text{Kg.}}{\text{m}}$$

Se considera un metro de ancho y se tiene las siguientes cargas:

Losa	$P3 = 528.00 \frac{\text{Kg.}}{\text{m}}$
------	---

Capa de rodadura	$P4 = 135.00 \frac{\text{Kg.}}{\text{m}}$
------------------	---

Acera, bordillo, postes y barandado	$P5 = 226.90 \frac{\text{Kg.}}{\text{m}}$
-------------------------------------	---

$$\text{Total} = 889.90 \frac{\text{Kg.}}{\text{m}}$$

Aplicación de la carga directa a la losa tablero.-

La losa de rodadura es tratada como barra de viga principal con sus rigideces a flexión. Las propiedades geométricas de la sección, considerando la técnica en la cual la sección trabaja como material homogéneo.

Tiene una masa de hormigón, la que la hace apta para soportar momentos flectores positivos y negativos.

- Por la propiedad anterior la sección puede soportar cargas descentradas sin desequilibrar la sección transversal de la tensión longitudinal de flexión.
- Su gran rigidez transversal le permite reducir el espesor de sus paredes.

Calculo de la losa de rodadura.-

Distribución de la carga viva.-

La distribución de la carga de las ruedas sobre la viga longitudinal se hace con la consideración que estas actúan como puntales, en el sentido longitudinal y transversal.

CARGA VIVA.-

Se consideran según AASHTO dos formas de cargas: carga camión tipo y carga reemplazante eligiendo el que origine máximos esfuerzos..

a) Camión tipo.

La losa será armada perpendicular al tráfico, se toma $L_c = 2,50$ m.

$$E = 1,22 + 0,06 * L_c \leq 2,10 \text{ m (ancho efectivo)}$$

$$E = 1,22 + 0,06 * 2,50 = 1,37 \text{ m}$$

Las cargas por el camión Tipo son las siguientes:

$$\text{Eje delantero} = 3.630 \text{ Kg.} \quad \text{Por rueda } 1.815 \text{ Kg}$$

$$\text{Eje trasero} = 14.530 \text{ Kg.} \quad \text{Por rueda } 7.265 \text{ Kg}$$

Para el cálculo de los momentos por metro de ancho del camión tipo se toman los siguientes valores:

$$\text{Carga delantera} = 1.815 / 1,37 = 1.324,82 \text{ Kg}$$

$$\text{Carga trasera} = 7.265 / 1,37 = 5.302,62 \text{ Kg}$$

$$P_1 = 1.324,82 \text{ Kg.}$$

$$P_2 = 5.302,62 \text{ Kg.}$$

b) Carga equivalente

Se considera las cargas de:

$$q = 950 \frac{\text{Kg.}}{\text{m.}} \quad L = 8170 \text{ Kg.} \quad Q = 11.800 \text{ Kg}$$

$$E = 1,22 + 0,06 * 2,50 = 1,37 \text{ m}$$

Estas cargas actúan en un ancho de faja de tráfico igual a 3,00 m pero $2E = 2*1,37 = 2,74\text{m.} < a 3,00$

Luego las cargas aplicadas como carga equivalente por metro de ancho serán:

$$q = \frac{950}{2,74} = 346,72 \frac{\text{Kg.}}{\text{m.}} \quad L = \frac{8.170}{2,74} = 2.616,79 \text{ Kg.} \quad Q = \frac{11.800}{2,74} = 4306,57$$

Kg

Con estas cargas, se han determinado los momentos máximos por la carga equivalente de la siguiente manera:

c) Incremento de impacto

Se consideró: Igual a 33% de incremento de impacto.

d) Obtención de los momentos flectores

Para obtener las solicitaciones máximas positivas y negativas, hacemos variar la posición de la carga viva cada 0,1 L, también se procedió con el análisis de la carga equivalente, y la mayor de estas se suma con el análisis de la carga muerta.

e) Diseño de losa de rodadura

$$M_{\text{Diseño}} = 1.3*(M_g + 1.67*(M_v + M_i)) = 1.3*(190.74 + 1.67*(2253.74 + 743.73))$$

$$M_{\text{Diseño}} = 7003,43 \text{ Kg.*m.}$$

Cuantía mecánica:

$$w = \rho_{\max} * \left(\frac{f_y}{f'_c} \right) \quad w = 0.2125$$

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} = 0.0033$$

Cálculo de la armadura considerando un recubrimiento de 2.50 cm. se tiene:

$$d = 22 - 0.5 - 2.5 = 19 \text{ cm.}$$

$$a = 19 - \sqrt{19^2 - \frac{2 * 700343}{0.85 * 210 * 100 * 0.9}}$$

$$a = 2.19$$

$$A_s = \frac{0.85 * 2.19 * 210 * 100}{4200}$$

$$A_s = 9.3 \text{ cm}^2$$

Se utilizará $\phi 10$ c/8.5 cm.

Armadura de distribución

$$D = \frac{55.2}{\sqrt{L_c}} = \frac{55.2}{\sqrt{1.7}} = 42.33 \Rightarrow 42.33\%$$

$$A_{s_{\text{dia}}} = 9.30 * 0.4233 = 3.94 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Se utilizará $\phi 10$ c/10 cm.

3.7.3. Vigas Maestras

Para el diseño de las vigas las cargas actúan como puntuales tanto en el sentido longitudinal como en el transversal.

Si nos imaginamos una sección transversal de un puente, la reacción de cada fila de ruedas en el sentido longitudinal no incidirá en su totalidad sobre una sola viga, sino que la influencia sobre cada viga será de todas y cada una de las filas de ruedas. Para considerar esta influencia se tiene para las vigas interiores las denominadas fracciones de carga que son coeficientes en función de la separación “s” entre ejes de vigas.

Por otra parte, se debe ubicar el camión tipo a una distancia de 0.6 m. del bordillo y si se aplica pesos unitarios a las ruedas, la fracción de carga para las vigas exteriores será la reacción isostática sobre ella.

Longitud del Voladizo y Separación entre Vigas Maestras

Existen varios criterios para hallar los valores “a” y “s”, el criterio que se tomará es que:

$$f_{ci} = f_{ce}$$

Donde:

f_{ci} = Factor de carga interna.

f_{ce} = Factor de carga externa.

El momento flector en la viga interior sea igual al momento flector en la viga exterior:

$$M_i = M_e$$

Factor de carga interna.

Para puentes sobre vigas **I** de hormigón prefabricado para dos o más fajas de tráfico

$$F_{ci} = 0.469 * s.$$

Donde:

s = separación promedio entre ejes de vigas longitudinales.

Cálculo de la Separación entre Vigas y Longitud del Voladizo

Para calcular la separación de vigas, primero se debe estimar el número de vigas (y la longitud del puente), de acuerdo al ancho de la calzada y la longitud del puente.

Ancho de vía = L

Número de Vigas = N

Si hacemos: $\sum MB = 0$

$$(I) \quad s * fe = P*(s + a - 0.6) + P*(s+a-2.40)$$

Si $P = 1$ tendremos que:

$$(I) \quad fe = (2*(s + a) - 3) / s$$

$$(II) \quad L = s + 2 * a$$

$$(II) \quad a = (L - s)/2$$

$$(II) \text{ en } (I) \quad fe = (2 * (s + (L - s)/2 - 3) / s$$

$$fe = (2s + L - s - 3) / s$$

$$fe = (s + L - 3) / s$$

De Tabla $fi = 0.469*s$ (una faja de tráfico)

Igualando $fi = fe$

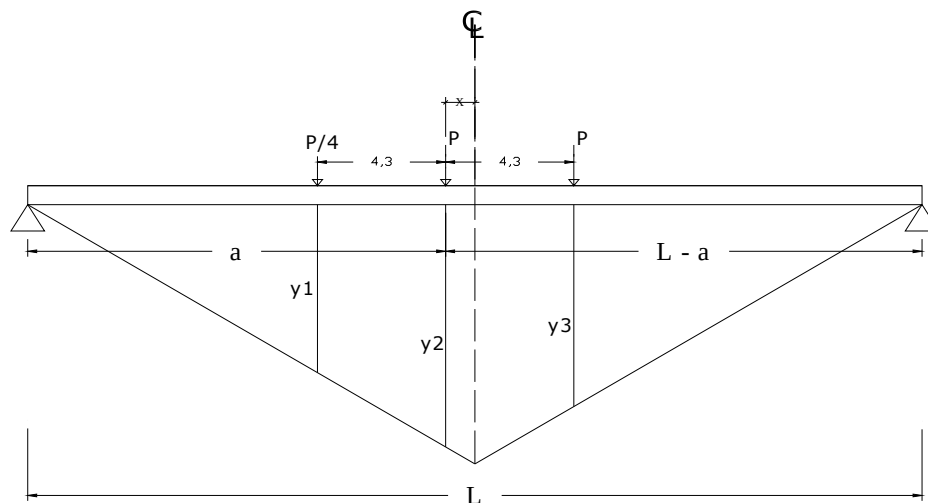
$$(0.469 * s) = (s + L - 3) / s$$

$$0.469 s^2 - s - L + 3 = 0$$

Resulta $x_1 ; x_2$, de donde se adopta el valor más racional de s y en consecuencia se halla el valor de a .

El factor de carga adoptado será el mayor valor entre fe y fi .

FIGURA 4.9 INFLUENCIA DE LA CARGA VIVA



Para: a

$$Y = \frac{a * (L - a)}{L} \frac{Y_1}{4} + Y_2 + Y_3 = f$$

Para la carga viva se aplica el teorema de Barré para una fila de ruedas y luego se afecta con la fracción de carga establecida inicialmente para que el momento solicitante sea por viga.

Las vigas para puente, son elementos dispuestos en la dirección del tránsito. Entre los aspectos que se requiere considerar en el diseño de las vigas, se incluyen los momentos flexionantes, a las fuerzas cortantes, el aplastamiento, pandeo del alma, el soporte lateral, la flecha y ocasionalmente la fatiga.

Camiones Tipo

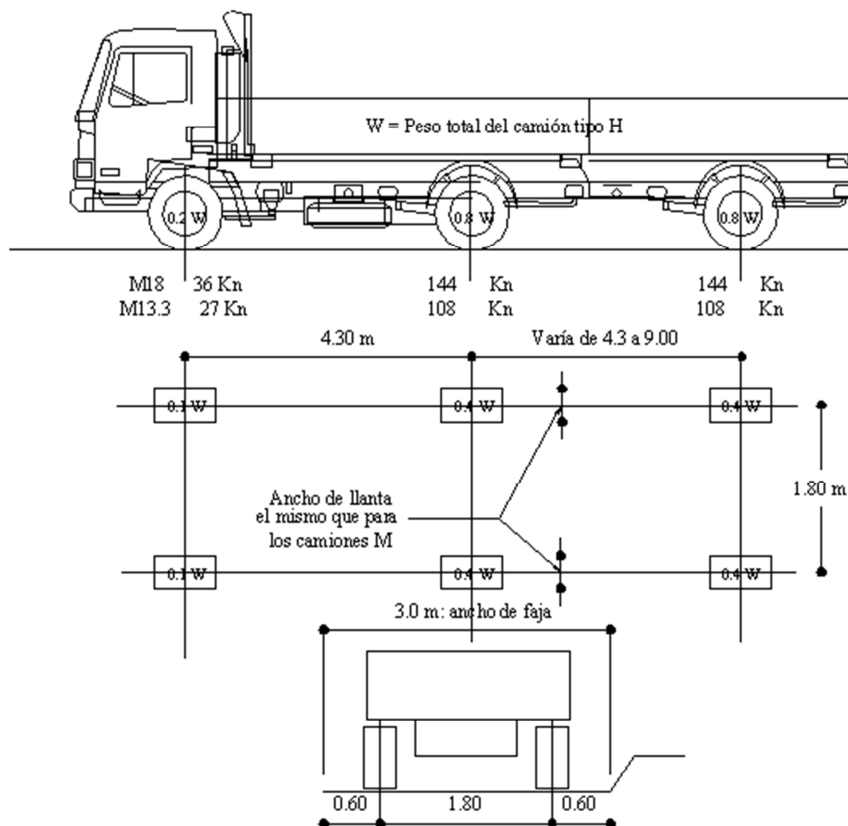
Adoptando la nomenclatura del sistema internacional se distinguen; los tipos M y MS.

Los camiones M están formados por dos ejes de ruedas espaciados a 4.3 m con las ruedas pesando la cuarta parte de las traseras, cada eje consta de dos ruedas las que están espaciadas a 1.8 m.

Los camiones MS están formados por un camión M y su acoplado S; es decir, que el M es el detallado anteriormente y su acoplado corresponde a la adición de un eje trasero cuya separación es variable entre 4.3 y 9.0 m.

En todos los casos incluida la carga equivalente al ancho mínimo de cada faja de tráfico para el diseño es de 3 m pudiendo alcanzar un máximo de 4.5 m.

FIGURA 4.11 DETALLES DE LOS CAMIONES TIPO MS



3.7.4. Análisis por Flexión

En el caso de análisis por flexión las dimensiones del acero y del concreto, así como la magnitud y la línea de acción de la fuerza efectiva pretensora son generalmente conocidas. Si se dan las cargas, es posible que se desee calcular los esfuerzos resultantes y compararlos con los respectivos esfuerzos permisibles.

En contraposición en el diseño por flexión, se conocen los esfuerzos permisibles, y la resistencia de los materiales, se dan las cargas por soportar y el ingeniero debe determinar las dimensiones del concreto y el acero así como la magnitud y la línea de acción de la fuerza de pretensado

Estados de Carga

Tanto el análisis como el diseño del concreto Pretensado, pueden necesitar de la consideración de varios estados de carga, tal como sigue:

- 1.- Pretensado inicial, inmediatamente después de la transferencia, cuando solo P_i actúa en el hormigón.
- 2.- Pretensado inicial más peso propio del miembro.
- 3.- Pretensado inicial más la totalidad de la carga muerta.
- 4.- Pretensado efectivo, P_e , después de ocurridas las pérdidas más las cargas de servicio consistentes en la totalidad de la carga muerta más las cargas vivas esperadas.
- 5.- Carga última, cuando se incrementan las cargas esperadas de servicio mediante factores de carga y el miembro se encuentra al inicio de la falla.

En el nivel de cargas de servicio o por debajo de él, tanto los esfuerzos en el concreto como los actuantes en el acero están por lo general dentro del campo elástico. Sin embargo, si el miembro llega a sobrecargarse, es posible que uno o los dos materiales pueda ser esforzado dentro del campo inelástico, en cuyo caso, las predicciones de la resistencia última deben basarse en las relaciones reales no lineales de esfuerzo de deformación.

3.7.4.1. Esfuerzos Permisibles de Flexión

La mayoría de las especificaciones para la construcción de concreto pretensado imponen ciertas limitaciones a los esfuerzos en el hormigón y en el acero, para inmediatamente después de la transferencia de la fuerza pretensora al hormigón y para cuando actúa la totalidad de la carga de servicio.

Estas limitaciones, en el esfuerzo tratan de evitar daños al miembro durante la construcción y asegurar buenas condiciones de servicio mediante la limitación indirecta del ancho las grietas y la flexión. En la práctica actual, las especificaciones que limitan el esfuerzo proporcionan a menudo el punto de partida para la selección de las dimensiones de los miembros de hormigón Pretensado.

Los límites en el esfuerzo del hormigón que impone el código ACI, se resume en la tabla donde:

f'_{ci} = Resistencia del hormigón a compresión inicial.

f'_c = Resistencia del hormigón a compresión

Cuadro 31: Esfuerzo Permisible en el Concreto de Miembros Presforzados Sujetos a Flexión

1.- Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia del preesfuerzo (antes que ocurran las pérdidas del preesfuerzo) no deben exceder los siguientes valores.	Kg/cm ²
σ_{ti} = Esfuerzo de tracción admisible en el hormigón en el estado inicial.	$-0.8\sqrt{f'_{ci}}$
σ_{ci} = Esfuerzo de tracción admisible en el hormigón en el estado inicial.	$-0.6 f'_{ci}$
2.- Esfuerzos bajo cargas de servicio (después de considerar todas las cargas de preesfuerzo) no deben exceder los siguientes valores.	Kg/cm ²
σ_{ts} = Esfuerzo de tracción admisible en el hormigón en el estado final.	$1.6 \sqrt{f'_c}$
σ_{cs} = Esfuerzo de tracción admisible en el hormigón en el estado final.	$-0.45 f'_c$

Los diferentes estados de carga, se resumen en dos etapas de cargas principales, expresadas a través de las siguientes ecuaciones:

1.- Etapa Inicial ($P_i + M_{min.}$)

En esta etapa, actúan la fuerza de Pretensado inicial y las cargas muertas existentes, como ser el peso propio u otros.

$$-\frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i * e_o}{S_1} - \frac{M_o}{S_1} \leq \sigma_{ti}$$

$$-\frac{P_i}{A_c} - \frac{P_i * e_o}{S_2} + \frac{M_o}{S_2} \geq \sigma_{ci}$$

2.- Etapa Final (n.Pj +Mmax.)

Esta etapa final de cargas, además de las cargas muertas de la etapa inicial, actúan las cargas de servicio y la fuerza de Pretensado final.

$$-\frac{n * P_i}{A_c} + \frac{(n * P_i * e_o)}{S_1} - \frac{M_t}{S_1} \geq \sigma_{cs}$$

$$-\frac{n * P_i}{A_c} - \frac{(n * P_i * e_o)}{S_2} + \frac{M_t}{S_2} \leq \sigma_{ts}$$

3.7.4.2. Factor de Eficiencia a la Flexión

Para el caso general de secciones transversales asimétricas, uno podría desear maximizar simultáneamente las relaciones S_1/A_c y S_2/A_c .

Como:

$$S_1 = \frac{I}{C_1} \text{ y } S_2 = \frac{I}{C_2}$$

Estas relaciones pueden escribirse tal como sigue:

$$\frac{S_1}{A_c} = \frac{I_c}{A_c \times C_1} = \frac{r^2}{C_1}$$

$$\frac{S_2}{A_c} = \frac{I_c}{A_c \times C_2} = \frac{r^2}{C_2}$$

Así para valores de c_1 y c_2 , la sección transversal más eficiente es aquella que tiene el más grande radio de giro; ésta es, aquella en la cual el área de hormigón se encuentra concentrada lo más posible hacia los extremos superior e inferior de miembro.

Los miembros del lado derecho de las ecuaciones 2.37 y 2.38 se reconocerán como las dimensiones inferior y superior del núcleo de la sección, respectivamente.

Resulta conveniente expresar las distancias, representadas por las ecuaciones de una manera adimensional, en la función de las distancias C_1 y C_2 a las caras superior e inferior del miembro. Con $K_1 = r^2/c_2$ y $K_2 = r^2/c_1$.

Estas relaciones son:

$$\frac{K_1}{C_1} = \frac{r^2}{C_1 * C_2}$$

$$\frac{K_2}{C_2} = \frac{r^2}{C_1 * C_2}$$

En consecuencia la expresión simple:

$$Q = \frac{r^2}{C_1 * C_2}$$

Donde:

Q = factor de eficiencia para la Sección adoptada

Puede usarse como una base conveniente para la estimación de la eficiencia a la flexión de varias secciones transversales con un peralte dado.

3.7.4.3. Redimensionamiento de la Sección I

Conocidas las relaciones en los diferentes estados de carga, es posible a partir de las mismas, determinar el módulo resistente a la sección necesaria

De donde se tiene el módulo resistente de la sección necesaria para las fibras superiores:

$$S_1 = -\frac{M_o * (1-n) + \Delta M}{\sigma_{cs} - n * \sigma_{ti}}$$

Por analogía se obtiene el módulo resistente de la sección necesaria para las fibras inferiores:

$$S_2 = -\frac{M_o * (1 - n) + \Delta M}{n * \sigma_{ci} - \sigma_{ts}}$$

Donde:

$$M_{max} = M_o + M_d + M_{VI}$$

$$M_{p.p} = M_o$$

$$\Delta M = M_{max} - M_o = M_d + M_{VI}$$

3.7.4.4. Variación de la Excentricidad a lo Largo del Claro

En otros puntos del claro, en donde los momentos son más pequeños, la excentricidad del acero debe reducirse con el objeto de evitar sobrepasar los esfuerzos límite en el concreto cuando la viga se encuentra en el estado descargado. Contrariamente existe una excentricidad mínima o un límite superior para el centroide del acero tal que los esfuerzos límites en el concreto no se sobrepasen cuando la viga se encuentre en un estado completamente cargado.

Para indicar que tanto la excentricidad e como los momentos M_g o M_t son funciones de la distancia x desde el apoyo ellos se presentarán como $e(x)$ y $M_0(x)$ o $M(x)$, respectivamente.

Considerando primero el estado descargado, se halla que el esfuerzo de tensión en la parte superior de la viga no debe exceder a f_{ti} .

$$f_{ti} \geq -\frac{P_i}{A_c} * \left(1 - \frac{e(x) * c_1}{r^2}\right) - \frac{M_0(x)}{S_1}$$

Resolviendo para la máxima excentricidad se obtiene

$$e(x) \leq \frac{f_{ti} * S_1}{P_i} + \frac{S_1}{A_c} + \frac{M_0(x)}{P_i}$$

En la parte inferior de la viga descarga, el esfuerzo no debe sobrepasar la compresión inicial límite.

$$f_{ci} \leq -\frac{P_i}{A_c} \left(1 - \frac{e(x) * c_2}{r^2} \right) + \frac{M(x)}{S_2}$$

De donde el segundo límite inferior para el centroide de acero resulta

$$e(x) \leq \frac{f_{ci} * S_2}{P_i} - \frac{S_2}{A_c} + \frac{M(x)}{P_i}$$

Considerando ahora que el miembro se encuentra en su estado totalmente cargado, se pueden hallar los valores límite superiores para la excentricidad.

$$f_{cs} \leq -\frac{P_e}{A_c} \left(1 - \frac{e(x) * c_1}{r^2} \right) - \frac{M(x)}{S_1}$$

De la cual

$$e(x) \geq \frac{f_{cs} * S_1}{P_e} + \frac{S_1}{A_c} + \frac{M(x)}{P_e}$$

Y usando la ecuación

$$f_{ts} \geq -\frac{P_e}{A_c} \left(1 + \frac{e(x) * c_2}{r^2} \right) + \frac{M(x)}{S_2}$$

De la cual

$$e(x) \geq -\frac{f_{ts} * S_2}{P_e} - \frac{S_2}{A_c} + \frac{M(x)}{P_e}$$

El límite inferior de la excentricidad del tendón se puede establecer para varios puntos sucesivos del claro. También se establece el correspondiente límite superior. Este límite superior bien puede ser negativo, lo cual indicaría que el centroide del tendón pueda estar por encima del centroide del concreto en aquel lugar.

Debe de recalarse que solamente en el centroide del tendón es el que debe caer dentro de la zona límite de los cables, los cables individuales están a menudo fuera de ella.

El perfil del tendón que a menudo se usa en la práctica es una curva parabólica a una catenaria, en el caso de las vigas postensadas. El ducto que contiene el acero del preesfuerzo se cuelga según la forma deseada y se fija en tal posición atándole con alambres al refuerzo transversal del alma. Después se puede colocar el concreto.

En vigas pretensadas a menudo se emplean tendones atirantados. Los cables se sujetan hacia abajo en el centro del claro y en sus puntos tercios y cuartos y se sujetan hacia arriba en los extremos, de tal manera de que se obtiene una curva suave con mayor o menor grado.

Para las vigas de un solo claro diseñadas con los métodos de balance de carga, el centroide del tendón debe pasar a través del centroide del concreto en los apoyos, debido a que los momentos de las cargas exteriores son cero en los apoyos.

3.7.4.5. Vigas Compuestas

3.7.4.5.1. Tipos de Construcción Compuesta

El término construcción compuesta, aplicado al concreto presforzado, se refiere en general a la construcción en la cual un miembro de concreto precolado actúa en combinación con concreto colado posteriormente *in situ* y ligado a aquél, para formar un miembro compuesto con sección T. En uno u otro caso, la losa colada *in situ* cumple con los requisitos funcionales de proporcionar una superficie lisa y útil además de rigidizar y reforzar a la unidad precolada.

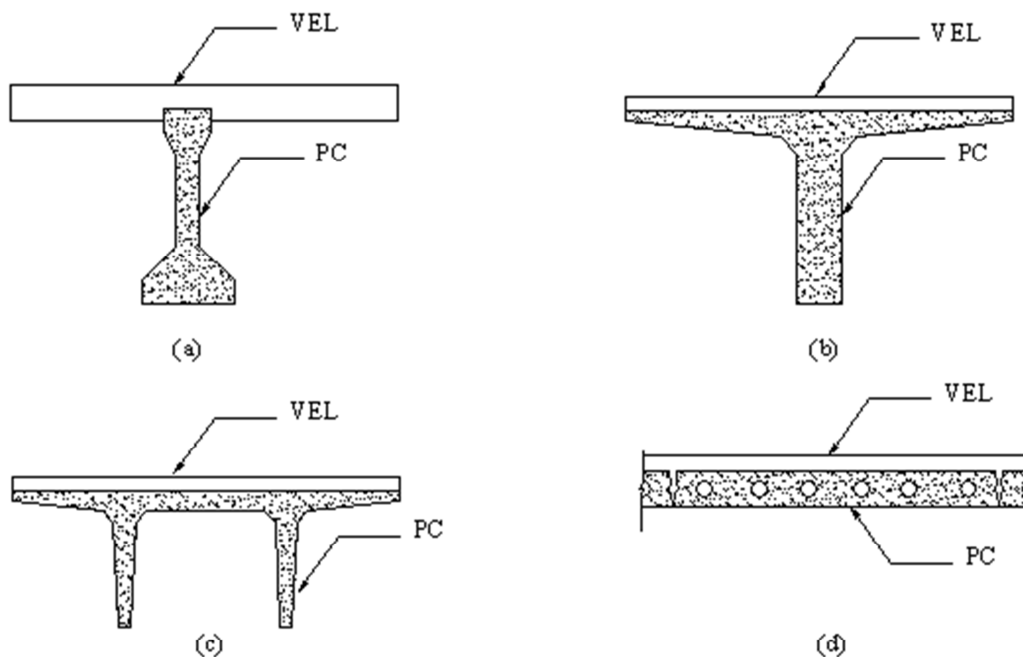
La construcción compuesta ofrece las ventajas del precolado, incluyendo la prefabricación en planta de secciones estandarizadas, las cimbras reutilizables, el tensado de cables en línea larga y un excelente control de calidad.

La construcción compuesta puede adoptar muchas formas. Los tipos del miembro más comunes en la práctica de los Estados Unidos se muestran en la figura 2.19.

La sección I asimétrica se emplea en combinación con una losa de rodamiento colada *in situ*, creando una viga nervada T con el centroide de la sección compuesta cercano al lado inferior de la losa.

El prerequisite inicial para la acción es buena adherencia entre el concreto precolado y el colado in situ.

FIGURA 4.12 SITUACIONES DE SECCIONES COMPUESTAS



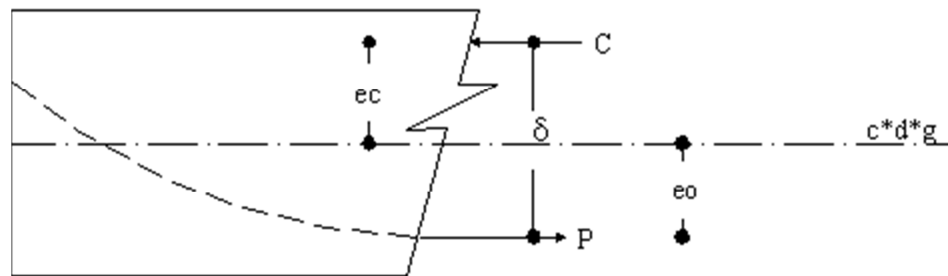
En casi todos los casos, la cantidad obtenida para el concreto precolado es superior a la del concreto de la parte colada in situ de la sección compuesta. El concreto colado bajo las condiciones de una planta de precolado, donde puede mantenerse fácilmente el control de calidad, tiene generalmente resistencias de 4000 a 6000 lb/pulg². el concreto colado en el lugar de la obra es de calidad más variable y de menor resistencia, generalmente en el rango de 3000 a 4000 lb/pulg². tales diferencias deben tomarse en cuenta en el diseño.

3.7.4.5.2. Núcleo Límite y Zona Límite de Cables

El núcleo límite, está definido como el área de la sección dentro de la cual una fuerza de compresión axial de magnitud dada, pueda ser aplicada sin producir esfuerzos que superen los valores admisibles de los especificados por norma

A diferencia del núcleo central, el núcleo límite depende además de la geometría de la sección, de la fuerza de pretensado y de la acción del momento flector en cualquier punto considerado de la viga.

FIGURA 4.13 NÚCLEO LÍMITE Y ZONA LÍMITE DE CABLES



Ahora bien, cuando solamente actúa la fuerza de pretensado, el centro de gravedad de compresión del hormigón coincide con el centro de tracción del acero; pero, a medida que el peso propio actúa el centro de compresión se desplaza hacia arriba una distancia $\delta = M_{\min}/P$; de la misma forma cuando se aplica la carga total transversalmente sobre la viga, el centro de compresión continua desplazándose hacia arriba una distancia $\delta = M_{\max}/P$, a partir de su emplazamiento original.

Por tanto, la excentricidad e_c dentro del núcleo límite, es variable a lo largo de la viga y puede escribirse de manera general como:

$$e_c = e_o - \frac{M}{P}$$

Su valor puede obtenerse a partir de las condiciones de esfuerzo. Así tenemos, la posición límite inferior $K'b$ de la resultante de compresión por debajo del eje neutro, de manera tal que se produzca la tensión admisible de tracción σ_{ti} en la fibra superior de la sección, puede obtenerse a partir de la sección y a partir de la inecuación conocida:

$$\frac{P_i}{A_c} * \left(1 - \frac{e_o}{Kb}\right) + \frac{M_{\min}}{W_t} \geq \sigma_{ti}$$

$$\frac{Pi}{Ac} * \left(\frac{eo}{Kb} - 1 \right) - \frac{M_{\min}}{Wt} \leq \sigma_{ti}$$

Teniendo en cuenta además las siguientes relaciones:

$$\sigma_{gi} = \frac{Pi}{Ac} \sigma_g = \frac{P}{Ac} = \frac{n * Pi}{Ac}$$

Reemplazando y haciendo operaciones, se obtiene finalmente:

$$-1 * \left(eo - \frac{M_{\min}}{Pi} \right) \geq Kb * \left(1 + \frac{\sigma_{ti}}{\sigma_{gi}} \right)$$

De manera similar, se obtienen los valores restantes del núcleo límite para las cuatro principales condiciones de esfuerzo

$$-1 * \left(eo - \frac{M_{\min}}{Pi} \right) \geq Kb * \left(1 + \frac{\sigma_{ti}}{\sigma_{gi}} \right)$$

$$-1 * \left(eo - \frac{M_{\min}}{Pi} \right) \geq Kb * \left(1 + \frac{\sigma_{ci}}{\sigma_{gi}} \right)$$

$$-1 * \left(eo - \frac{M_{\max}}{nPi} \right) \leq Kb * \left(1 + \frac{\sigma_{cs}}{\sigma_g} \right)$$

$$-1 * \left(eo - \frac{M_{\max}}{nPi} \right) \leq Kt * \left(1 + \frac{\sigma_{ts}}{\sigma_g} \right)$$

dadoque la variación de la excentricidad ec , depende del valor de la fuerza de pretensado y la acción del momento flector aplicado; dos de éstas condiciones ubicarán a la excentricidad por encima del eje centroidal de la viga y las otras dos por debajo del mismo. Sin embargo, para definir debidamente los límites, habrá de considerarse como máxima excentricidad del núcleo, los valores que se encuentren más próximos al eje centroidal, es decir:

$$K'_t: \text{ El menor valor algebraico de. } \begin{cases} K_b(1 + \delta_{cs}/\delta_g\delta_{gi}) \\ K_b(1 + \delta_{cs}/\delta_g\delta_{gi}) \end{cases}$$

$$K'_b: \text{ El mayor valor algebraico de. } \begin{cases} K_b(1 + \delta_{cs}/\delta_g\delta_{gi}) \\ K_b(1 + \delta_{cs}/\delta_g\delta_{gi}) \end{cases}$$

Donde:

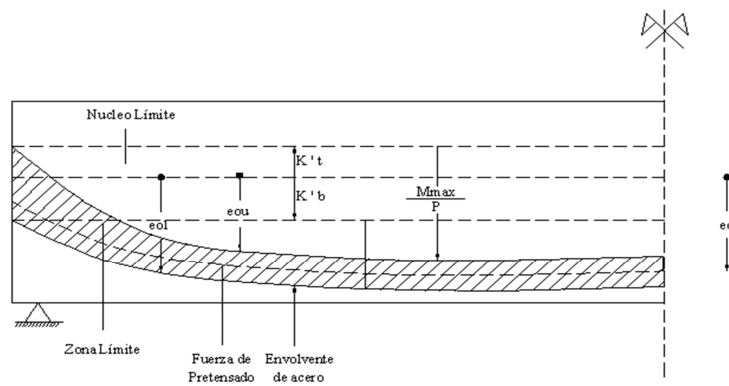
K'_t = Excentricidad máxima superior del núcleo límite.

K'_b = Excentricidad máxima inferior del núcleo límite.

De esta manera, queda definido el núcleo límite de la sección para la excentricidad e_c de la resultante de compresiones, debiendo satisfacer la condición:

$$K'_t \leq e_c \leq K'_b$$

FIGURA 4.14 DETERMINACIÓN DE LA ZONA DE CABLES



La posición del núcleo límite de la sección y la posición admisible de la excentricidad e_c en sus límites superior e inferior, e_{cu} y e_{cl} , respectivamente, son:

$$e_{cu} = e_o - M_{max} / nP_i \geq K'_t$$

$$e_{cl} = e_o - M_{min} / P_i \leq K'_b$$

Luego, éstas mismas condiciones respecto del eje centroidal de la viga, quedan definidas de la siguiente manera:

$$e_{ou} = K't + M_{max} / nP_i$$

$$e_{ol} = K'bo + M_{min} / P_i$$

De donde se puede afirmar que:

$$e_{ou} \leq e_o \leq e_{oi}$$

Así como puede observarse que e_{ou} y e_{oi} definen la zona límite de cables de la viga.

3.7.4.5.3. Pérdida de la Fuerza de Pretensado

La fuerza de pretensado inicial P aplicado a una sección transversal de hormigón no es constante porque disminuye con el tiempo hasta alcanzar un valor final o permanente (ηP), donde η es el coeficiente de pérdida. Se suponen conocidos ηP y P . En efecto, se calcula ηP con la condición de tensión ≤ 0 en una fibra extrema para $T = Q$ y luego se fija η ; valor que debe ser verificado después de un análisis de las pérdidas o de la adaptación de un valor total de las pérdidas.

En general es importante el análisis de las pérdidas si éstas se subestiman se producirán tracciones no previstas. Por el contrario, si dichas pérdidas se superestiman, se originarán deformaciones y tensiones no anticipadas

Pérdidas Separadas.- Las pérdidas se las consideran como si ocurrieran en forma separada aunque se incluyen ciertos ajustes arbitrarios para tener en cuenta la interdependencia de las pérdidas dependientes del tiempo.

Las pérdidas se distinguen en:

Instantáneas.- Se generan en el momento de la transferencia de la fuerza pretensora al hormigón.

- FR = Pérdidas por fricción.
- DA = Pérdidas por desplazamiento de anclajes.

- ES = Pérdidas por acortamiento elástico del concreto.

Diferidas.- Están referidas en función del tiempo.

- CRs = Pérdidas por relajación del acero de pretensado.
- SH = Pérdidas por retracción de fraguado del concreto.
- FPC = Pérdidas por flujo plástico del concreto.

3.7.4.5.4. Pérdida por Fricción (FR)

En los miembros postensados, por lo general, los torones se anclan en un extremo y posteriormente se retiran mediante los gatos desde el otro. A medida en que el acero se desliza a través del ducto, se desarrolla la resistencia friccionante, con el resultado de que la tensión en el extremo anclado es menor que la tensión en el gato. La pérdida total por fricción debida a la curvatura intencional del tendón. Estos efectos se consideran separadamente primero, y luego en forma combinada. Las pérdidas debidas a la fricción por deformaciones no intencionales del ducto se encontrarán presentes aún para los casos de tendones rectos, debido a que en los casos reales el ducto no puede ser perfectamente recto. La cantidad de pérdidas depende del tipo de tendón y el ducto a emplearse, así como del cuidado que se tome durante la construcción.

La deformación de estas pérdidas se basa principalmente en los valores de μ y k que representan el coeficiente de fricción por curvatura y el coeficiente de fricción por deformación no intencional del ducto respectivamente; estos valores que han sido obtenidos experimentalmente por grandes laboratorios especializados, se muestra en la tabla para distintos tipos de acero.

La estimación de las pérdidas, pueden ser calculadas mediante la siguiente expresión:

$$FR = f_{ps} - f_{ps}(x)$$

Que es lo mismo

$$FR = f_{ps} * (1 - e^{-(u\infty + kx)})$$

$$f_{ps(x)} = f_{pj} * (1 - e^{-(\mu\alpha + kx)})$$

Donde:

FR = Pérdida por fricción

f_{pi} = Tensión del cable en el gato

$f_{ps(x)}$ = Tensión del cable en la longitud x

e = Función exponencial

μ = Coeficiente de fricción por curvatura

α = Ángulo central de desviación por la curvatura del cable

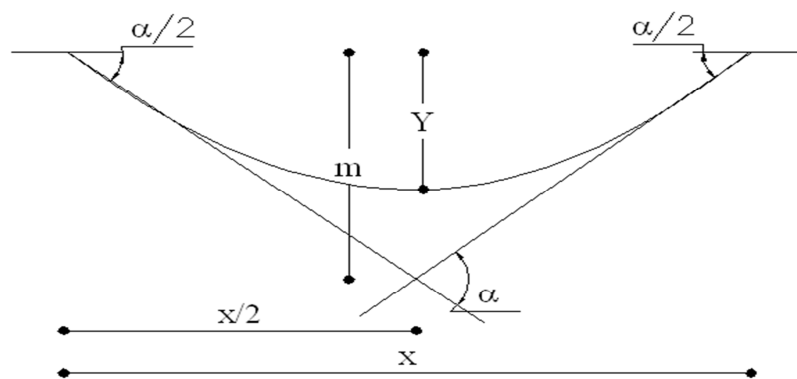
k = Coeficiente de fricción por deformación no intencional del ducto

x = Longitud del cable en la sección considerada

Si la curva es relativamente suave, como generalmente es el caso, será suficiente un cálculo aproximado. En la figura, si el ángulo central es α , la pendiente en cada

extremo es $\alpha/2$. Entonces: $\operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} = \frac{m}{x/2} = \frac{2 * m}{x}$

FIGURA 4.15 ÁNGULO Y PENDIENTE DE TRAYECTORIA



La distancia m es aproximadamente igual a 2 veces la flecha “Y”. También para ángulos pequeños, la tangente de un ángulo es aproximadamente igual al ángulo mismo, medido en radianes. En consecuencia

$$\alpha = \frac{8Y}{X} \text{radianes}$$

Cuadro 32: Coeficiente de Fricción para torones

Tipo de Tendón	Coef. de Desviación Km/m	Coef. de Curvatura μ
Tensores En Forro Metálico de Alambre	0.0033-0.0066	0.15 – 0.25
Barras De Alta Resistencia	0.0033 – 0.0020	0.08 – 0.30
Cable De 7 Alambres	0.0016 – 0.0066	0.15 – 0.25
Tensores No Adheridos Con recubrimiento Bituminoso de Alambres	0.0033 – 0.0066	0.05 – 0.15
Cable De 7 Alambres	0.0033 – 0.0066	0.05 – 0.15
Tensores No Adheridos Pre-Engrasados de Alambre	0.0010 – 0.0066	0.05 – 0.15
Cables De 7 Alambres	0.0010 – 0.0066	0.05 – 0.15

3.7.4.5.5. Pérdida por Deslizamiento de Anclajes (DA)

En pos-tensado, después del anclaje, se produce en muchos casos hundimiento o pérdidas de alargamiento y la correspondiente disminución de tensión; posteriormente las cuñas o anclajes definitivamente por la tensión del cable.

Estos hundimientos δ en los anclajes son del orden de 6 a 8 mm para torones; y en los sistemas Freyssinet para cables 12/5 y 12/7 son de 4 y 6 mm respectivamente.

La distancia X hasta donde llega el efecto del hundimiento es variable y las pérdidas de tensión Δf_{ps} se calculan tres diferentes casos. Así tenemos:

$$X = \sqrt{\frac{Eps\delta l}{z}}$$

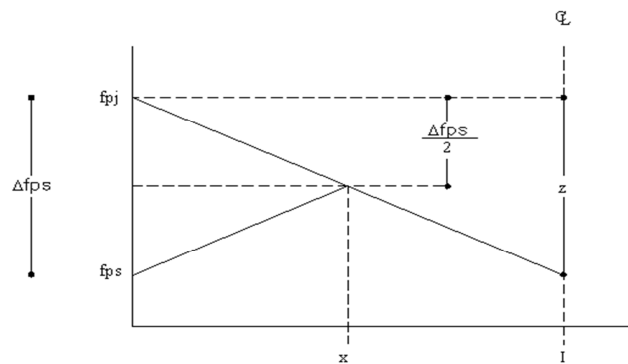
$$z = f_{pj} - f_{ps}(l)$$

$$f_{ps} = f_{pj}e^{-(kl + \mu\alpha)}$$

donde:

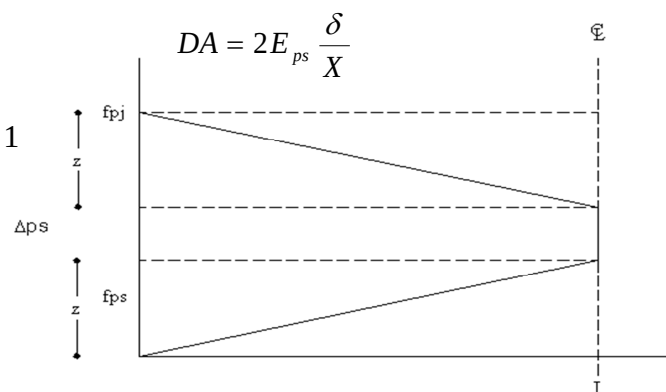
- Da = Pérdida de tensión debido al deslizamiento de anclajes
 E_{ps} = Módulo elástico del acero pretensado
 δ = Hundimiento de anclaje que normalmente está dado entre 4 y 6 mm para cables y entre 6 y 8 mm para torones.
 X = Distancia hasta donde llega el efecto del hundimiento
 I = Distancia de un extremo al eje de simetría de la viga ($I=L/2$)
 Z = Pérdida por fricción en la longitud I .
 f_{pj} = Tensión del acero pretensado en el gato o en el anclaje ($0.7 f_{pu}$)
 f_{ps} = Tensión en el acero a una distancia I del extremo

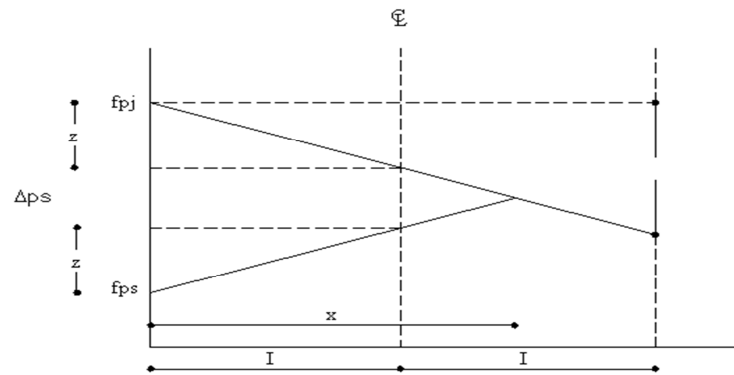
1. Primer Caso: $X < I$



Para tesado de uno o ambos lados:

2. Segundo Caso: $X > I$





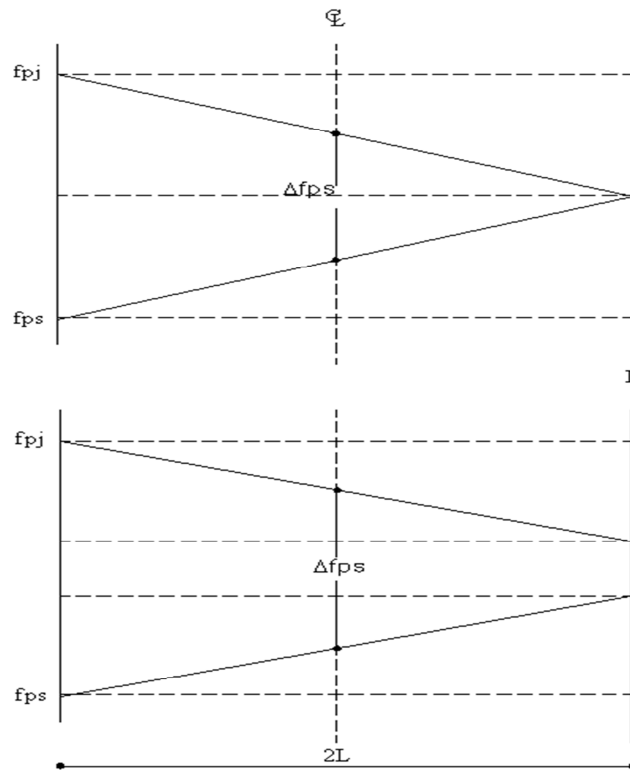
Para tesado de un solo lado:

$$DA = 2E_{ps} \frac{\delta}{X} - 2Z$$

Para tesado de ambos lados:

$$DA = E_{ps} \frac{\delta}{X} - Z$$

3. Tercer Caso: $X \geq 2I$



Para tesado de un solo lado:

$$DA = E_{ps} \frac{\delta}{2I}$$

Para tesado de ambos lados:

$$DA = E_{ps} \frac{\delta}{I} - Z$$

3.7.4.5.6. Pérdida por Acortamiento Elástico del Concreto

Para vigas Pos-tensadas

$$ES = 0.50 [Es / Ec] f_{cgs}$$

Dónde:

Ec: Módulo de elasticidad del H° en el momento de tesado

Es: Módulo de elasticidad del acero pretensado

f_{cgs} = Esfuerzo en el hormigón en el centroide del cable debido a la fuerza de pretensado y carga muerta de la viga inmediatamente después de la transferencia.

$$f_{cgs} = \frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i * e_o^2}{I_g} - \frac{M_{min} * e_o}{I_g}$$

3.7.4.5.7. Pérdidas por Relajación del Acero de Pretensado

Son las caídas de tensión en el acero producido a deformación constante.

La pérdida debido a la relajación del acero se estimará mediante las fórmulas:

– En Miembros Pretensados:

Para aceros comprendidos entre 250 y 270 ksi

$$CR_s = 1379 - 0.4 ES - 0.2 (SH + CR_c) \quad [Kg/cm^2]$$

– En Miembros Postesados:

Para aceros comprendidos entre 250 y 270 ksi

$$CR_s = 1379 - 0.3 FR - 0.4 ES - 0.2 (SH + CR_c)$$

Para aceros comprendidos entre 240 y 250 ksi (1600 y 1700 Kg/cm²)

$$CR_s = 1241 - 0.3 FR - 0.4 ES - 0.2 (SH + CR_c)$$

Para aceros menores a 240 ksi (1600 Kg/cm²)

$$CR_s = 206.8 \text{ Kg/cm}^2$$

Donde:

CR_s = Pérdida de esfuerzo debido a la relajación del acero

ES, SH, CR_c = Pérdida de esfuerzo debido a la retracción, acortamiento elástico y fluencia del hormigón expresadas en Kg/cm², respectivamente.

3.7.4.5.8. Pérdidas por Retracción del Hormigón

La retracción es un fenómeno químico que se produce durante el fraguado del hormigón y que origina cambios de volumen del elemento que se construye.

El acortamiento originado depende factores como ser las condiciones de humedad del ambiente, el contenido de agua de la mezcla, el tipo de curado empleado, etc. A la vez retracción provoca una reducción en la deformación del acero pretensado. Estas pérdidas son posibles de estimar en forma práctica a través de la siguiente relación:

En Miembros Postesados:

$$SH = 0.80 * (1172.40 - 10.34 * RH)$$

Dónde:

SH = Pérdida por contracción de fraguado del Hormigón, medida en Kg/cm²

RH = Humedad relativa ambiente promedio anual en porcentaje (0 a 100)

Cuadro 33: Valores de Humedad Relativa del Medio Ambiente

Ambiente	Humedad Relativa Aproximada
En el agua	100 por 100
En atmósfera muy húmeda	90 por 100
En ambiente medio	70 por 100
En atmósfera seca	40 por 100

3.7.4.5.9. Pérdida por Fluencia o Flujo Plástico del Concreto

La fluencia o escurrimiento plástico es la propiedad de muchos materiales mediante la cual continúa deformándose a través de lapsos considerables de tiempo bajo un estado constante de esfuerzo o carga. La velocidad del incremento de la deformación es grande al principio; pero, disminuye con el tiempo, hasta que después de muchos meses alcanza un valor constante asintóticamente

Se ha encontrado que la deformación por escurrimiento plástico en el concreto depende no solamente del tiempo, sino también depende de las proporciones de la mezcla, de la humedad, de las condiciones del curado y de la edad del concreto a la cual comienza a ser cargado. Sin embargo, la pérdida de esfuerzo en el acero asociada con la fluencia del hormigón, puede determinarse mediante la expresión:

$$\Delta f_{s_{flujo}} = FP_c = C_c * n * f_c$$

$$f_c = -\frac{P_i}{A_c} - \frac{P_i * e_o^2}{I_g} + \frac{M_o * e_o}{I_g}$$

Dónde:

FP_c = Pérdida por fluencia del hormigón.

f_{cds} = Esfuerzo en el concreto al mismo nivel del centroide del acero inmediatamente después de aplicar el preesfuerzo.

3.7.4.5.10. Pérdida Total en Elementos Pos-Tensados

En miembros pos-tensados, la pérdida total de presfuerzo viene dada por el efecto combinado de los siguientes factores:

$$\Delta f_T = SH + ES + CR_C + CR_s + FR + DA$$

Dónde:

Δf_T = Pérdida total de presfuerzo

SH = Pérdida debido al retracción del hormigón

CR_s = Pérdida debido a la relajación del acero

CR_C = Pérdida debido a la fluencia del concreto

FR = Pérdida debido a la fricción de los cables

DA = Pérdida debido al deslizamiento de anclajes

ES = Pérdida debido al acortamiento elástico del hormigón

Luego, la relación de la tensión de pretensado efectivo f_{pe} versus la tensión de pretensado inicial f_{pi} en elementos pos-tensados, resulta:

$$f_{pe} = 0.70 * f_{pu} - \Delta f_T$$

$$f_{pi} = 0.70 * f_{pu} - FR - DA - ES$$

$$n = f_{pe} / f_{pi}$$

3.7.4.5.11. Diseño por Cortante del ACI

El diseño debe basarse en el miembro cargado con estado de sobrecarga hipotético, con las cargas muertas calculadas y las vivas de servicio multiplicadas por los usuales factores de sobrecarga, excepto cuando se especifique otra cosa.

El diseño de las secciones transversales sometidas a cortante debe de basarse en la relación:

$$V_u \leq \phi V_u$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante aplicada bajo cargas factorizadas

V_n = Resistencia nominal al cortante de la sección

ϕ = Factor de reducción de la resistencia, tomando igual a 0.85 para cortante.

La resistencia nominal al cortante V_n , se calcula de la ecuación

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

V_s = Resistencia nominal al cortante de la sección proporcionada por el refuerzo para cortante.

El código ACI a través de extensos ensayos, han visto que la tensión cortante que causa la fisuración por esfuerzo cortante de flexión, puede hallarse a partir de fórmulas empíricas para V_c ; y V_{cw} , donde V_c toma el valor igual o menor de dichas ecuaciones; si embargo, el mismo código incluye como alternativa de diseño el método simplificado para el cálculo de la resistencia a esfuerzo cortante V_c del hormigón a través de la ecuación.

$$V_c = \left(0.05 * \sqrt{f'c} + 4.8 * \frac{V_{ud}}{M_u} \right) * b_w * d \quad [\text{N, m}]$$

$$V_c = \left(0.158 * \sqrt{f'c} + 48 V_u * \frac{d}{M_u} \right) * b_w * d \quad [\text{Kg, cm.}]$$

Donde:

$$0.53 * \sqrt{f'c} \leq V_c \leq 1.325 * \sqrt{f'c} \quad [\text{Kg, cm.}]$$

$$V_u = \frac{dp}{M_u} \leq 1$$

$$f_{pe} \geq 0.4 f_{pu}$$

M_u = Momento flector debido al piso propio + sobrecarga + carga viva.

V_u = Fuerza de corte debido al peso propio + sobrecarga + carga viva, en la sección considerada.

d_p = Profundidad del centroide de la fuerza de pretensado en la sección considerada (No aplicar $d_p = 0.8 h$)

$$V_s = \frac{A_u * f_y * d}{S}$$

$$V_s < 0.67 \sqrt{f'c} \quad (\text{MPa})$$

El área requerida para la sección transversal de un estribo A_u , puede calcularse mediante una adecuada transposición de términos, en donde:

$$A_v = \frac{(V_u - \phi V_c) S}{\phi f_y d}$$

Normalmente, en casos prácticos de diseño, el ingeniero escogerá un tamaño tentativo de estribo, para el cual se halla el espaciamiento requerido. Así pues, una forma más conveniente es:

$$S = \frac{\phi A_u * f_y d}{V_u - \phi V_c}$$

Si el espaciamiento hallado para el tamaño tentativo de estribo resulta muy estrecho para una colocación económica o práctica, si resulta tan grande que los requisitos para espaciamiento máximo rigen el diseño para una parte muy grande del claro de la base, entonces se selecciona un nuevo tamaño de varilla y se repiten los cálculos.

El código ACI contiene también ciertas restricciones para el espaciamiento máximo del refuerzo del alma, para asegurarse que cualquier grieta diagonal potencial será atravesada por lo menos por una mínima cantidad de acero del alma.

Para miembros presforzados, este espaciamiento máximo no debe exceder el menor de los siguientes valores:

$$S \leq 0.75 h$$

$$S \leq 24 \text{ pulg}$$

Si el valor de V_s sobrepasa $4 * \sqrt{f'c * bw * d} \left[\frac{Lb}{\text{pulg}^2} \right]$ éstos límites se reducen a la mitad.

El área mínima que debe de proporcionarse como esfuerzo para el cortante para todos los demás casos debe ser igual al menor de los siguientes valores.

$$A_v = \frac{50 * bw * S}{f_y}$$

$$A_v = \frac{A_p}{80} * \frac{f_{su} * S}{f_y * d} * \sqrt{\frac{d}{bw}}$$

Donde:

A_p = Área de la sección transversal del acero de presfuerzo

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero del estribo

f_{su} = Resistencia última de tensión del acero de presfuerzo

3.7.4.5.12. Verificación a la Flexión en el Estado Último o de Rotura

Si se toman las medidas adecuadas para la transformación de las fuerzas cortantes horizontales, a través de la cara de contacto entre los componentes de un miembro compuesto, entonces puede considerarse efectiva toda la sección transversal en el cálculo de la resistencia última a flexión.

Para grandes deformaciones de compresión, la diferencia entre módulos de elasticidad del concreto colocado in situ y el precolado, condujo al empleo del ancho del patín a compresión (transformado en los cálculo elásticos), no tiene significación y consecuentemente, los cálculos deben basarse en la totalidad del ancho efectivo del

patín; más aún, la discontinuidad relativamente pequeña en las deformaciones en la cara de contacto entre el concreto precolado no compuesta, puede ignorarse, sin consecuencias serias de este estado.

La resistencia última a la flexión de determinará tomando base la expresión aproximada del ACI para los esfuerzo en el acero en la falla.

La cuantía de acero a tensión es:

$$\rho_p = \frac{A_p}{bd}$$

Donde:

A_p = Área nominal del cable

b = Ancho efectivo

d = Altura del canto útil

Se hallará el esfuerzo en el acero a la falla basándose en las relaciones aproximadas contenidas en el código ACI.

1.- Para elementos con tendones adheridos:

$$f_{ps} = f_{pu} * \left(1 - 0.5 \rho_p * \frac{f_{pu}}{f'_c} \right)$$

Donde:

f_{ps} = Esfuerzo de falla [Kg/cm^2]

f_{pu} = Resistencia del acero pretensado [Kg/cm^2]

f'_c = Resistencia de compresión del concreto de la losa [Kg/cm^2]

El esfuerzo de falla no debe sobrepasar el esfuerzo de fluencia f_{py}

$$f_{ps} < f_{py}$$

3.7.4.5.12.1. Resistencia Nominal a la Flexión y Resistencia de Diseño

Bajo el supuesto que la altura del bloque de esfuerzo no es mayor que el espesor del ala, se aplicará:

$$a = \frac{A_{ps} * f_{ps}}{0.85 * f'_c * b}$$

De este cálculo tentativo se verifica que si a excede o no el espesor de ala superior, para que sea válido debe ser menor que el espesor del ala.

La resistencia nominal a la flexión será:

$$M_n = A_p f_{ps} \left(dp - \frac{a}{2} \right)$$

Si la altura del bloque de esfuerzos excede el espesor promedio del ala, el método para calcular la resistencia a la flexión corresponderá hallar:

El acero que actúa con las aletas sobresalientes es igual a:

$$A_{pf} = 0.85 \frac{f'_c}{f_{ps}} (b - b_w) * hf$$

El área restante de acero de preesfuerzo es:

$$A_{pw} = A_{ps} - A_{pf}$$

La altura real del bloque de esfuerzo será con la ecuación siguiente:

$$a = \frac{A_{pw} * f_{ps}}{0.85 * f'_c * b_w}$$

La resistencia nominal a la flexión es:

$$M_n = A_{pw} f_{ps} \left(dp - \frac{a}{2} \right) + A_{pf} f_{ps} \left(dp - \frac{hf}{2} \right)$$

La resistencia de diseño es:

$$\phi M_n = 0.9 * M_n$$

$$M_u = 1.3 * (M_o + 1.67 * M_{cv})$$

$$\mu < \phi M_n$$

Límites del Refuerzo

Para vigas corrientes de concreto reforzado, se establece un límite superior en la cuantía de acero a tensión igual a 0.75 veces la cuantía balanceada de acero, con el fin de garantizar que en caso de que ocurra la falla a flexión, ésta sea una falla dúctil con amplio agrietamiento y grandes deflexiones antes de que se alcance el colapso eventual. En Código ACI 18.8.1 se presenta la correspondiente disposición para vigas preesforzadas planteada de manera muy sencilla.

Verificación para determinar si la viga puede considerarse una viga preesforzada y subreforzada:

$$\text{Mínimo Refuerzo Adherido} \quad \frac{0.85 * a}{d_p} \leq 0.36 * \beta_1$$

Para controlar el agrietamiento en vigas y en losas preesforzadas en una dirección debe adicionarse en forma de barras no preesforzadas, uniformemente distribuidas en la zona de tensión y tan cerca como sea posible de la cara de tensión.

De acuerdo con el Código ACI 18.9.2, la cantidad mínima de este refuerzo es:

$$A_s = 0.004 * A$$

Donde A es el área de la parte de la Sección transversal entre la cara a tensión por flexión y el centroide de la Sección transversal bruta de concreto.

3.7.5. Cargas en la Infraestructura

3.7.5.1. Alternativas de Estribos

Se analizaron las alternativas técnico-económico de un estribo de H°C° y de H°A° con el objeto de plantear el más adecuado, de acuerdo a las solicitaciones y condiciones de sitio de la obra. Para las dimensiones de estribo, de acuerdo a estudios comparativos, un estudio de H°A° brinda una mejor respuesta a las condiciones impuestas por el sitio de emplazamiento.

De igual manera para las dimensiones obtenidas de un prediseño de estribos de ambos materiales y sobre la base de precios unitarios ha resultado más económico un estribo abierto de hormigón armado, de manera que se adopta como alternativa óptima el diseño de estribos de dicho material.

3.7.5.2. Estados de Carga para Estribos

Se realizó los análisis de estabilidad y verificaciones de esfuerzos en las fundaciones en tres estados de carga, detallados en la memoria de cálculo.

3.8. EVALUACIÓN ECONÓMICA Y SOCIAL DEL PROYECTO

Para realizar la evaluación de un proyecto de inversión pública es necesario utilizar diversos criterios que permitan conocer las ventajas y desventajas que se obtendrían de realizar esta inversión. Estos criterios son los indicadores o índices de rentabilidad, que hacen posible determinar la rentabilidad de un proyecto a partir del flujo proyectado.

Los indicadores, en principio permiten identificar la conveniencia de realizar o no un proyecto, pueden ser, además, utilizados para realizar un conjunto de proyectos, decidir entre dos o más opciones alternativas, estudiar la decisión de postergar o no una inversión entre otras. Sin embargo, cada uno de los indicadores de rentabilidad presenta ventajas y desventajas. Por lo tanto, es recomendable que un inversionista utilice dos o más de ello antes de tomar una decisión respecto al proyecto que está evaluando. Así, *“el proyectista que realiza estudios de inversión para buscar la alternativa óptima, debe tener presente los criterios de inversión y dentro de ella debe usar dos o más indicadores de evaluación, lo cual exige la consideración adecuada de los beneficios y costos”*. Para el presente caso realizaremos una evaluación desde el punto de vista del país en su conjunto (evaluación social) y desde punto de vista económico o privada.

3.8.1. Evaluación Económica o Privada

Para el cálculo de los indicadores de la evaluación privada se consideró el flujo de fondos del proyecto donde sobresalen los siguientes aspectos:

- El horizonte de evaluación es de 20 años.
- Precios constantes expresados en bolivianos.
- Tasa de descuento recomendada por el Viceministerio de Inversión Pública y Financiamiento Externo (VIPFE), para evaluaciones privadas de 12,81%.
- Las inversiones estimadas en el estudio técnico.
- Los indicadores considerados son el Valor Actualizado Privado (VACP) y el Costo Anual Equivalente Privado (CAEP) y en Índice de Valor Actual Neto Privado (IVANP).
- Los indicadores de Costo Eficiencia Privado.

Cuadro 34: Flujo de Fondos a Precios Privados

Años	Inversión	COSTOS TRANSPORTE		FLUJO DE FONDOS			
		Sin Proyecto	Con Proyecto	Ahorro Costos	Benef. Incr Pdn.	Operación Manten.	Neto del Proyecto
	a	b	c	d = b - c	e	f	g = d + e - f - a
2.010	3.172.418						-3.172.418
2.011		98.763	74.072	24.691	1.706.013	158.621	1.572.083
2.012		99.271	74.479	24.792	1.706.013	158.621	1.572.184
2.013		99.781	74.888	24.893	1.706.013	158.621	1.572.285
2.014		100.294	75.299	24.995	1.706.013	158.621	1.572.387
2.015		100.810	75.712	25.097	1.706.013	158.621	1.572.489
2.016		101.328	76.128	25.200	1.706.013	158.621	1.572.591
2.017		101.849	76.546	25.302	1.706.013	158.621	1.572.694
2.018		102.372	76.966	25.406	1.706.013	158.621	1.572.798
2.019		102.899	77.389	25.509	1.706.013	158.621	1.572.901
2.020		103.428	77.814	25.614	1.706.013	158.621	1.573.005
2.021		103.959	78.241	25.718	1.701.612	198.276	1.529.054
2.022		104.494	78.671	25.823	1.701.612	198.276	1.529.159
2.023		105.031	79.103	25.928	1.701.612	198.276	1.529.264
2.024		105.571	79.537	26.034	1.701.612	198.276	1.529.370
2.025		106.113	79.974	26.140	1.701.612	198.276	1.529.476
2.026		106.659	80.413	26.246	1.701.612	198.276	1.529.582
2.027		107.207	80.854	26.353	1.701.612	198.276	1.529.689
2.028		107.758	81.298	26.460	1.701.612	198.276	1.529.796
2.029		108.312	81.745	26.568	1.701.612	198.276	1.529.904
2.030		108.869	82.194	26.676	1.701.612	198.276	1.530.012
				VANp(10,67%)		9.531.502	
				TIRp		49,52%	

Cuadro 35: Indicadores de decisión privados

Valor Actual de Costos Privado (VAC)	Bs.	4.558.731
Costo Anual Equivalente Privado (CAE)	Bs.	560.158
Costo Eficiencia (CE) (Flas. Beneficiadas)	Bs.	138
IVANP	Bs.	3,00
TASA DE DESCUENTO		10,67%
NUMERO AÑOS		20
NUMERO DE BENEFICARIO	Flas.	4.045
INVERSIÓN PRIVADA	Bs.	3.181.908

Des del punto de vista del operador privado y bajo condiciones muy particulares, los indicadores son de una muy buena rentabilidad.

3.8.2. Evaluación Social

Para realizar la evaluación social del proyecto se toma en cuenta los Razones Precio Cuenta (rpc) que es recomendada por el SNIP, es así, los precios unitarios de mercado fueron ajustados por precios sombra según el cuadro que sigue.

El ajuste que se realiza a los precios de mercado, se efectúan considerando las Razones Precio Cuenta (RPC) para los diferentes rubros de costo de inversión y operación del proyecto. Así, los precios de mercado serian corregidos en función a los valores descritos en el cuadro siguiente.

3.8.3. Razón Precio Cuenta

RAZONES PRECIO CUENTA	
DIVISA (BIENES IMPORTADOS)	1,24
MONEDA NACIONAL (BIENES LOCALES)	1,00
MANO DE OBRA NO CALIFICADA RURAL	0,47
MANO DE OBRA NO CALIFICADA URBANA	0,23
MANO DE OBRA SEMICALIFICADA	0,43
MANO DE OBRA CALIFICADA	1,00
TASA SOCIAL DE DESCUENTO	12,67%

Fuente: VIPFE

Cuadro 36: Flujo de Fondos Sociales

Años	Inversión	COSTOS TRANSPORTE		FLUJO DE FONDOS			
		Sin Proyecto	Con Proyecto	Ahorro Costos	Benef. Incr Pdn.	Operación Manten.	Neto del Proyecto
	a	b	c	d = b - c	e	f	g = d + e - f - a
2010	2.723.897						-2.723.897
2011		98.763	74.072	24.691	1.706.013	158.621	1.730.704
2012		99.271	74.479	24.792	1.706.013	158.621	1.730.805
2013		99.781	74.888	24.893	1.706.013	158.621	1.730.906
2014		100.294	75.299	24.995	1.706.013	158.621	1.731.008
2015		100.810	75.712	25.097	1.706.013	158.621	1.731.110
2016		101.328	76.128	25.200	1.706.013	158.621	1.731.212
2017		101.849	76.546	25.302	1.706.013	158.621	1.731.315
2018		102.372	76.966	25.406	1.706.013	158.621	1.731.419
2019		102.899	77.389	25.509	1.902.992	158.621	1.928.502
2020		103.428	77.814	25.614	1.902.992	158.621	1.928.606
2021		103.959	78.241	25.718	1.902.992	182.414	1.928.710
2022		104.494	78.671	25.823	1.902.992	182.414	1.928.815
2023		105.031	79.103	25.928	1.902.992	182.414	1.928.920
2024		105.571	79.537	26.034	1.902.992	182.414	1.929.026
2025		106.113	79.974	26.140	1.902.992	182.414	1.929.132
2026		106.659	80.413	26.246	1.902.992	182.414	1.929.238
2027		107.207	80.854	26.353	1.902.992	182.414	1.929.345
2028		107.758	81.298	26.460	1.902.992	182.414	1.929.452
2029		108.312	81.745	26.568	1.902.992	182.414	1.929.560
2030		108.869	82.194	26.676	1.902.992	182.414	1.929.668
				VANs(12,67%)		10.139.047	
				TIRs		63,68%	

Elaboración: Propia

3.8.3.1. Indicadores de la Evaluación Económica

Cuadro 37: Indicadores de Evaluación Social

Valor Actual de Costos Social (VACS)	Bs.	3.900.331
Costo Anual Equivalente Social (CAES)	Bs.	544.248
Costo Efeciencia (CES) (Flías. Beneficiadas)	Bs.	135
IVANS	Bs.	3,72
TASA DE DESCUENTO SOCIAL		12,67%
NUMERO AÑOS		20
NUMERO DE FAMILIAS	Flías.	4045
INVERSIÓN SOCIAL	Bs.	2.723.897
longitud en metros		34
CAES	16.007 Bs/Año/m	
CAES	135 Bs/Año/Flia.	
RBC	3,30 Bs.	

3.8.3.2. Criterio para la toma de decisiones

VANS = 10.139.047 Bs.

Significa que el proyecto es rentable desde el punto de vista del país en su conjunto y que por tanto debe ejecutarse. Es decir, se obtendrá beneficios socioeconómicos para la población en su conjunto respecto a la inversión en otras alternativas.

TIRS = 63,68%

El rendimiento socioeconómico sobre el capital que el proyecto genera es superior al mínimo aceptable para la realización del proyecto. Entonces, el proyecto debe ser aceptado.

CAES = 544.248 Bs.

Como ya se mencionó antes, el CAE se refiere a un costo uniforme por año para el presente caso el Costo Anual Equivalente Social CAES es Bs. 544.248 Bs/año.

IVANS = 3,72 Bs.

Finalmente respecto al IVANS; por cada boliviano invertido en el proyecto se genera un incremento en el beneficio socioeconómico de 3,72 Bolivianos en el área de influencia del proyecto.

CAPÍTULO IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. RECOMENDACIONES

- ✓ Se recomienda al Gobierno Municipal Autónomo de San Lucas buscar financiamiento para su construcción de esta manera se podrá satisfacer la ansiada necesidad de un puente para asegurar un tráfico durante todo el año desde Cinteño Tambo hasta Chawa Cocha considerándose una ruta de conexión importante con el municipio de Tarvita, provincia de Azurduy de esta manera los productores podrán trasladar a los mercados sin contratiempos durante todo el año.
- ✓ En el diseño con el objeto de economizar se ha diseñado estribos abiertos donde el nivel de fundación esta sobre laja consolidada esto hace que nos permita garantizar la estabilidad de la estructura.
- ✓ La construcción de la superestructura que es por viga por segmentos esto hace que tenga un ahorro de 5% del costo de la obra además ahorrando tiempo en el proceso de construcción .
- ✓ El ancho de plataforma que es de 7m. ha sido determinado tomando en cuenta el ancho de calzada del camino que está en proceso de construcción.
- ✓ En el momento de construcción se deben tomar en cuenta todas las características contemplados en el diseño.
- ✓ El proyecto responde a los criterios económicos y financieros, por lo que se recomienda su financiamiento y ejecución.
- ✓ Una vez ejecutado el proyecto se deberá tener un plan sostenibilidad del Puente Vehicular, es decir, preparados para cualquier contingencia.
- ✓ Se deberá apoyar e incentivar a las comunidades en la agricultura, esto con el fin de subir sus niveles de ingreso, como también mantener el camino estable, con un tráfico fluido, para que el esta nueva infraestructura vial sea el instrumento de incentivo al Desarrollo de cada una de las Comunidades Beneficiarias.

4.2. CONCLUSIONES

Puesto en consideración el proyecto de este trabajo, se llegó a las siguientes conclusiones:

- ✓ La ubicación de la obra de arte fue muy discutida por parte de los afectados de los terrenos con la modificación que sufriría el camino actual para el ingreso y salida del puente tal que proponían solucionar con una ubicación que resultaba en una longitud mayor y otras consecuencias más. Obteniendo una longitud total del puente de 34 m, logrando con ello rectificar el trazo actual del camino y reducir al mínimo la longitud del puente en donde se pudo llegar a un acuerdo satisfactoriamente al final.
- ✓ En la sesión pretensada más eficiente es la sección con patines que corresponde a la sección I que es la de sección de menor peso. En las secciones transversales se fueron tanteando las dimensiones de manera que satisfaga los parámetros de diseño que deben cumplirse con el propósito de encontrar la viga más económica y que proporcione la resistencia necesaria para obtener mayor altura adoptamos la altura de la loza más de la viga como una sola altura de viga, llegando a la conclusión de que esta nueva altura es importante para la verificación a la resistencia última a la flexión. Si sólo tomamos en cuenta la altura de viga no verifica a la flexión de ésta manera es importante el trabajo en conjunto de la sección precolada y la sección compuesta.
- ✓ Se tiene bloques de anclaje en los extremo de cada viga debido a las fuerzas que se generan para el pretensado, donde se colocan cuñas para sostener el cable, su longitud está de acuerdo a la altura de la viga y a detalles constructivos para la ubicación de las cuñas.
- ✓ Una de las conclusiones obtenidas del porque la viga presenta el patín superior es mayor que el patín inferior, esto se debe a que el patín superior

presenta esfuerzos de compresión mientras que el patín inferior no presenta esfuerzos; salvo que se presente una sobrecarga, entonces el patín inferior experimenta esfuerzos de tensión y se producen fisuras.

- ✓ Los diafragmas contruidos en el puente que se encuentran perpendiculares a las vigas principales se las construyó, para evitar los desplazamientos laterales entre las vigas, en este caso los diafragmas trabajan como riostras entre las vigas, éstas son también vigas diseñadas con canto útil alto.
- ✓ Analizando teorías de normas y reglamentos para las diferentes cargas de incidencia en un Puente como también en el comportamiento del Hormigón Pretensado y el acero, se ha llegado a establecer que este estudio ha sido necesario e importante para el desarrollo de este trabajo.
- ✓ Una viga que se caracteriza por una elevada relación de módulos representará un uso más eficiente que una relación baja, característica la representa la viga de Sección I, tal que éstos elementos trabajen bien, satisfaciendo las cargas exigidas de diseño por las normas según ACI y AASHTO.
- ✓ Por otro punto de vista se concluye dando a conocer la experiencia y satisfacción poder trabajar contribuyendo al desarrollo de un Municipio como es el de San Lucas. Además, de cumplir varias tareas encomendadas a mi persona por parte del departamento técnico del Municipio aplicando los conocimientos teórico-prácticos adquiridos en nuestra superior casa de estudios que es la U.A.J.M.S.

En cuanto a la infraestructura las longitudes y capacidades de los puentes afectan notablemente en el diseño de los estribos, para poder distribuir los esfuerzos de una forma que sean menores a los esfuerzos del suelo de funda.

De acuerdo a la evaluación económica y social del proyecto, se concluye:

- Desde el punto de vista de la sociedad en su conjunto, es conveniente su ejecución por generar economías de escala y beneficiar a la población en su conjunto.
- Debido a esta conclusión se recomienda su ejecución.

El proyecto “*Construcción Puente Vehicular Apacheta*”, a nivel de Diseño Final, es viable desde el punto de vista técnico, social, económico, ambiental e institucional ya que se cuenta con todos los recursos necesarios (técnicos, financieros, humanos y materiales)

- ✓ El proyecto responde favorablemente a los criterios medioambientales, puesto que la infraestructura no tiene efectos desfavorables en las condiciones ambientales, en razón que se preverá buscar un equilibrio entre el medio ambiente y el hombre.