

1.- INTRODUCCIÓN

El proyecto de grado denominado “*Estudio de Caudales Máximos y Obras de Protección en la Alta Cuenca del Río Caraparí*” consiste en el diseño de obras de protección para las riberas de las quebradas que conforman la Alta Cuenca del Río Caraparí, realizando la determinación de las características morfológicas como hidrológicas de la zona de estudio.

Generando con éste, obras que puedan garantizar la protección de las tierras de pastoreo y de cultivos en toda época del año dando seguridad a los comunarios, puesto que el agua de escorrentía es el principal elemento de deterioro de taludes de los terrenos producto de la socavación producida, convirtiéndose estas obras en una necesidad primordial para los habitantes de la zona beneficiaria.

2.- IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA Y MATRIZ DE PLANIFICACIÓN

2.1. Descripción Detallada y Exhaustiva del Problema

Una de las grandes necesidades que existen en nuestra región como en el país para el manejo y protección de cuencas hidrográficas con fines de protección y recuperación de tierras cultivables, abastecimiento de agua potable, captación de agua para riego y otros usos, es mediante el diseño y ejecución de planes de manejo que permitan la implementación adecuada de tareas, bajo el enfoque de la conservación de sus recursos naturales.

El control de cárcavas y deslizamientos tiene un enfoque integral, mediante el cual se reconoce que la protección de los recursos naturales como el suelo y agua debe realizarse dentro del contexto del desarrollo y mejoramiento de las condiciones de vida de los pobladores que hacen uso de éstos para su subsistencia.

En el presente estudio se prioriza en función de mejorar la infraestructura fluvial bajo buenas condiciones de estabilidad, la solución a los requerimientos de las diferentes comunidades, en lo que se refiere a mejorar la protección de los terrenos comunales.

Este estudio ofrece grandes ventajas para el medio donde se pretende realizarlo, lo que implicará un cambio importante en el aspecto productivo, que permitirá la recuperación de tierras cultivables y la seguridad de su producción, que por sí solo justifica cualquier inversión que tenga como objetivo el de mejorar las condiciones de vida de la población y por ende mejorar el nivel de ingresos de los beneficiarios.

La construcción de defensivos en la rivera de la Alta Cuenca del Río Caraparí permitirá a los comunarios de la zona, darles seguridad a los productores que tienen sus plantaciones adyacentes a las quebradas, es decir, tendrán la seguridad de que las quebradas ya no les causarán destrozos en sus terrenos agrícolas afectando su magra economía.

Por otro lado las condiciones de vida de sus habitantes serán favorecidos; se elevará el nivel económico, educativo y participativo de los beneficiarios; como también se promoverá el uso racional de sus recursos.

2.2. Antecedentes y Justificación del Proyecto

El Departamento de Tarija con una superficie de 37.623 Km². (3,4% del territorio nacional), cuenta con una población aproximada de 291.407 habitantes según datos del Censo Poblacional de 2001, con una población económicamente activa del 53% y una tasa de crecimiento estimada de 2,5 %, ligeramente superior al promedio nacional.

El rol que cumple Tarija en el contexto económico nacional está enmarcado, principalmente, dentro de las actividades de explotación hidrocarburífera por un lado y la producción agropecuaria por el otro, dependientes estas actividades del mercado nacional e internacional, lo que introduce el factor riesgo a través de las fluctuaciones de éstos y de las condiciones de vinculación y transitabilidad de sus vías de transporte.

Tarija ha demostrado en los últimos años un gran dinamismo, reflejado por ejemplo en el aumento de su tasa de crecimiento poblacional y en el aumento de su tasa de crecimiento del Producto Interno Bruto, sin embargo se debe mencionar que el porcentaje de migración y el abandono a tierras potencialmente fuertes en

algunas zonas es grave, toda vez que estas migraciones anuales alcanzan cifras considerables y que estas zonas están siendo abandonadas, no por falta de producción, sino por falta de infraestructura de apoyo a la misma, por falta de medios económicos.

Finalmente dentro de las múltiples aportaciones de una obra que proteja los terrenos adyacentes a la Alta Cuenca del Río Caraparí, se puede decir que será un factor preponderante en el crecimiento indirecto y asentamiento poblacional en las zonas de su influencia, factores estos que refuerzan grandemente el desarrollo económico de las regiones.

La necesidad de mejorar las condiciones de vida de la zona, que ha tenido y tiene cultura en el mantenimiento de este tipo de obras, no sólo aumentará los volúmenes de comercialización, sino permitirá la diversificación de la producción, al aumentar las alternativas de cultivos, con lo que se tenderá a disminuir los riesgos de la producción y por ende de la economía campesina.

3.- OBJETIVOS Y METAS

3.1. Objetivo General

El objetivo principal de este estudio es: “Contar con un adecuado y efectivo sistema de defensivos que permita controlar de la mejor manera los constantes desbordes de las quebradas que conforman la cabecera del Río Caraparí, mejorando las condiciones de vida y producción de las familias involucradas en las comunidades de la zona de influencia del proyecto, a través de un proceso de implementación de componentes de recuperación y conservación de suelos”.

3.2. Objetivos Específicos

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

- La gran necesidad de las comunidades involucradas en el área del proyecto es contar con un adecuado y efectivo sistema de defensivos debido a lluvias de elevada intensidad, estos defensivos colaborarán en

gran medida a la población de la alta cuenca del río Caraparí caracterizada por su producción agrícola y ganadera. Todas las familias de estas comunidades no cuentan con un sistema de control estratégico de las riadas producidas anualmente por estos desbordes las cuales sufren por la inexistencia de estas obras de protección.

- Implementar acciones conservacionistas en las Comunidades integrantes de la Alta Cuenca del Río Caraparí, con el propósito de mitigar efectos negativos como: la erosión y degradación de suelos, protección de áreas vulnerables y uso sostenible de los recursos.
- Dotar de un control de riadas para las comunidades económicamente deprimidas, que les permitirá contar a todos sus habitantes con los medios adecuados para poder elevar el nivel de ingresos, disminuir la migración y vivir en mejores condiciones.
- Disminuir la migración de pobladores de la zona dotando de una infraestructura adecuada para el aprovechamiento de su territorio.
- Mejorar las condiciones de vida, aumentando la productividad de la zona, y el ingreso de sus habitantes, mediante la conservación y recuperación de tierras para el cultivo, beneficiando a las poblaciones más pobres y de esta manera puedan tener mejores ingresos, una vida sana y una zona más productiva.

3.3. Metas

Prácticas de manejo y conservación de suelos propuestas en el Proyecto:

- Implementación de 22 defensivos de gavión, con su respectiva colchoneta antisocavante y geotextil.
- Construcción de 880 metros lineales de defensivos.
- Beneficiar a más de 233 familias en forma directa de la zona.
- Generación de mayor fuente de trabajo, ya que los terrenos se encontrarán debidamente protegidos y seguros contra las crecidas del río Caraparí.

4.- DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

4.1. Generalidades

El Municipio de Caraparí, Segunda Sección de la Provincia Gran Chaco, se encuentra ubicado al sur – oeste de esta provincia, entre las coordenadas 21°10'39'' a 22°19'58'' de latitud sur y los meridianos 63°33'34'' a 64°18'24'' de longitud oeste.

La capital de la Segunda Sección es Caraparí, que se encuentra situada a 760 m.s.n.m. de altitud, a 32 Km. de la capital de la Provincia - Yacuiba y a 232 km. de la capital del Departamento - Ciudad Tarija.

Fue fundado el 20 de agosto de 1.658 por el misionero jesuita Pedro Lozano, por disposición del capitán español *Dn. Luis de Fuentes y Vargas*.

La creación de la 2da. Sección tiene varias versiones entre ellas:

- Se señala que la sección provincial de Caraparí, fue creada por la Mención Legal (ML) del 19 de octubre de 1.880, con una población de 3.199 habitantes.
- Otra fuente anota que oficialmente, fue creado mediante Ley de 8 de noviembre de 1.912, durante el gobierno del Gral. Eliodoro Villazón, según el Art. 1º; *“créase una segunda sección provincial en la provincia del Gran Chaco, compuesta de los cantones: Caraparí (capital), Saladillo, Itaú y Zapatera”*.

Así como los padres jesuitas abrieron camino a la colonización del Chaco Boreal, fundaron misiones para evangelizar a los originarios, de la misma forma procedieron los franciscanos, estos últimos se destacaban como arquitectos, músicos, agricultores, escultores, organizadores y administradores en las siguientes misiones fundadas: Caraparí en 1.658 por el Fraile Lozano, Itaú en 1.790 por Lorenzo Ramos, y Zapatera en 1.792 por Francisco del Pilar.

4.2. Descripción del área del proyecto

El área del proyecto se caracteriza por ser una zona eminentemente agropecuaria, pues la totalidad de sus habitantes viven de la agricultura y la ganadería en pequeña escala. La actividad principal dentro de las comunidades del área es la agricultura, que forma un conjunto de actividades que las familias campesinas organizan, dirigen y realizan de acuerdo a sus objetivos, cultura y recursos, utilizando prácticas tradicionales, como resultado de su trabajo, obtienen alimentos para el consumo familiar y también ingresos monetarios adicionales.

La producción pecuaria de la zona puede caracterizarse como un sistema de tipo extensivo tradicional, en la mayor parte de las unidades familiares, es la fuente de proteínas en su alimentación, especialmente el ganado menor y fuente real de ingresos monetarios a través de la venta del ganado mayor.

En el *ANEXO 1*, se presentan gráficos de ubicación geográfica del proyecto, contexto provincial, departamental y nacional.

4.3. Aspectos Demográficos

El departamento de Tarija cuenta con una superficie de 37.623 Km². que representan el 3,42% del territorio nacional, tiene una población estimada de 456.583 habitantes, la densidad poblacional es de aproximadamente 10 habitantes por Km², registra una tasa anual promedio de crecimiento poblacional del 3,18 %.

Entre tanto la provincia Gran Chaco tiene aproximadamente 116.318 habitantes, de los cuales 59.350 son hombres y 56.968 son mujeres. Así también la Segunda Sección de la provincia tiene una tasa de crecimiento del 4,62 %, presenta una densidad de 3,9 habitantes por Km². como se puede ver en el Cuadro N° 1.1.

Finalmente, en la localidad de Caraparí se estima una población de 1.074 habitantes, mientras que en la Segunda Sección de la provincia Gran Chaco tiene 14.715 habitantes, de los cuales 8.034 son hombres y 6.681 mujeres. Sobre este

tema, más adelante se hace un análisis con mayor profundidad, respecto a la población beneficiaria directa e indirecta.

Cuadro N° 1.1
Densidad de Población - Municipio de Caraparí

<i>Año</i>	<i>Habitantes / Km²</i>	
	<i>Sección</i>	<i>Provincia</i>
1976	2,05	2,49
1992	2,39	4,38
1998	2,77	
2000	3,4	
2005	3,9	

Fuente: INE, CNPV. 1992; Diagnósticos Comunes 97, 2000 y 2005

4.4. Población del Área de Influencia Diferenciada por Sexo

La zona beneficiada comprende la fusión de las comunidades de Saladillo, Cañada Ancha, Acheral, Canto del Agua y Nazareno, en el área de influencia del proyecto la disposición de las viviendas se encuentra al lado de las áreas productoras.

Según la distribución por comunidades que tiene el municipio, la población beneficiada en forma directa abarca prácticamente a cinco comunidades, las cuales se presentan en el Cuadro N° 1.2, que por su condición social se clasifican como población económicamente heterogénea, es decir, generalmente cuentan con recursos e ingresos económicos diversos y por épocas, lo que se traduce en un nivel de vida variable según las características de cada familia y de la población en que habitan.

En el área beneficiada directamente por el proyecto habita el 12.10% de la población total de la Segunda Sección de la Provincia Gran Chaco, se puede evidenciar la predominancia del sexo masculino respecto al femenino.

También se observa que la zona que cuenta con mayor cantidad de población es la comunidad de Saladillo con 437 habitantes, mientras que la población menos poblada es Acheral con tan solo 157 habitantes.

*Cuadro N° 1.2
Población Beneficiada por comunidad y sexo*

<i>Comunidad</i>	<i>N° de Familias</i>	<i>Total Habitantes</i>	<i>Hombres</i>	<i>Mujeres</i>	<i>Hombres [%]</i>	<i>Mujeres [%]</i>
Saladillo	75	437	238	199	54,46	45,54
Acheral	27	157	86	71	54,78	45,22
Canto del Agua	60	350	190	160	54,29	45,71
Cañada Ancha	31	181	98	83	54,14	45,86
Nazareno	40	234	127	107	54,27	45,73
<i>Totales</i>	233	1359	739	620	54.38	45.62

Fuente: Diagnóstico Municipal Caraparí 2007 y Encuestas Propias

4.5. Estabilidad Poblacional (Emigración / Inmigración)

La migración es frecuente en todas las comunidades del Departamento de Tarija y la provincia Gran Chaco no es la excepción, la población urbana y rural migra hacia la ciudad de Tarija, Yacuiba, Villamontes, al interior del país y a la República de Argentina, siendo las ocupaciones de los emigrantes las actividades agrícolas, construcción, hidrocarburíferas, servicios domésticos, estudio, etc. El tiempo promedio de ausencia generalmente es de 4 a 8 meses (mayo a octubre), retornando a sus comunidades para los periodos de siembra y cosecha y posteriormente regresar a sus lugares de trabajo temporal fuera de sus respectivas comunidades.

La emigración se produce cuando sufren la pérdida de su producción, tienen que migrar a otros lugares en busca de nuevas fuentes de trabajo y de ingresos adicionales que aseguren mínimamente la subsistencia de su familia, ya que sus ingresos propios se ven reducidos. Algunos años esta migración se incrementa,

con relación al rendimiento de las cosechas, pérdidas de la cosecha y de la producción agrícola en su conjunto.

La migración temporal de las personas mayores trae consigo una serie de consecuencias como son: el descuido de los terrenos, de la hacienda, de la educación de los hijos y otros de importancia en el desarrollo de la familia. Supone también un mayor recargo de trabajo para la mujer y los hijos. Sin embargo, la migración temporal se constituye en otro mecanismo de subsistencia porque les permite captar otros recursos económicos frescos para el sustento de la familia.

La edad de las pocas personas que migran de forma temporal está entre los 17 a 29 años, mientras que la migración definitiva en la zona es prácticamente nula.

Las personas que migran constituyen en la práctica la mano de obra no calificada que va a cubrir los trabajos más pesados que existen en los lugares de destino, los cuales suelen ser: la zafra azucarera, trabajos agrícolas, peones en la construcción y empleadas domésticas en el caso de las mujeres.

El flujo migratorio hacia la provincia Gran Chaco registra movimientos significativos, la inmigración está representada fundamentalmente por campesinos principalmente del valle central de Tarija y del norte del país que durante la temporada agrícola se trasladan a diversas comunidades de la provincia a realizar diversas actividades agropecuarias adquiriendo predios en calidad de *alquiler* para la siembra de diversos productos agrícolas, además del gran atractivo que significa la explotación de hidrocarburos, produciendo que personas de diversos lugares lleguen para poder trabajar en las empresas petroleras, pudiendo ser personas nacionales o extranjeras las que llegan para optar por estos trabajos.

4.6. Disponibilidad de Mano de Obra

La población de la zona del proyecto, tiene la necesidad de contar con una infraestructura pluvial que les permita controlar los desbordes de las quebradas circundantes, tienen disponibilidad de mano de obra para trabajar en el proyecto, considerando sus actividades habituales y otros proyectos en que participan, ya que en lugar de migrar a conseguir otros ingresos debido a la falta de empleo luego de terminadas las cosechas, estos habitantes de la zona podrán cumplir trabajos remunerados para la ejecución de este proyecto de mejor calidad, puesto que será una obra para su beneficio directo.

4.7. Composición de la Población Según Diferentes Etnias

Debido a la ubicación geográfica y a la proximidad de las comunidades de los cantones beneficiados con la capital de la Segunda Sección de la Provincia Gran Chaco, en esta zona subsisten diferentes etnias, que se reflejan en la forma de ocupación y organización del espacio. El origen de los pobladores es diverso, pues todas estas tierras pertenecían a los originarios, pero con la migración se tiene personas del norte del país, de Tarija y otros lugares, que fueron llegando con motivos laborales y que finalmente se asentaron en el lugar, siendo que algunos se beneficiaron con dotaciones realizadas por el Gobierno.

No existen etnias originarias, por lo tanto se presenta el fenómeno socio-cultural de una mezcla de etnias o razas, aunque sí se verifica diversidad sanguínea, sin que predomine familia alguna como pionera del lugar.

4.8. Lenguaje que Habla la Población

En toda el área de influencia se tiene un solo tipo de idioma o lengua que hablan, ésta es el español o castellano, ver cuadro N°1.3, existe sólo una parte de los comunarios de la zona beneficiada que hablan otras lenguas, debido a la influencia que existe de otras zonas de la provincia y el país (Guaraní, Quechua y Aymará).

El lenguaje en el que desenvuelve sus actividades la población en general, es el español. El 86.71 % de la población tiene como idioma materno el español, en tanto que el 12.97 % tiene como idioma materno el quechua, aymará, guaraní y otros nativos; mientras que una pequeña minoría tiene como idioma materno otros idiomas.

*Cuadro N° 1.3
Idioma Materno De La Población*

UBICACIÓN	1 ^{ra} SECCIÓN YACUIBA		2 ^{da} SECCIÓN CARAPARÍ		3 ^{ra} SECCIÓN VILLAMONTES		TOTAL PROVINCIA GRAN CHACO	
	Número De Personas	%	Número De Personas	%	Número De Personas	%	Número De Personas	%
Quechua	8.820	11,92	456	5,68	679	3,19	9.955	9,64
Aymará	1.425	1,93	27	0,34	202	0,95	1.654	1,60
Español	61.825	83,55	7249	90,31	18.450	86,71	87.524	84,72
Guaraní	358	0,48	218	2,72	558	2,62	1.134	1,10
Otro Nativo	564	0,76	1	0,01	1234	5,80	1.799	1,74
Extranjero	825	1,11	7	0,09	87	0,41	919	0,89
No Habla	182	0,25	69	0,86	68	0,32	319	0,31
Total	73.999	100,0	8027	100,0	21.278	100,0	103.304	100,0

FUENTE: INE censo Nacional de Población y Vivienda 2001

4.9. Número Aproximado de Familias

La composición de la población de las comunidades rurales está agrupada en pequeños conjuntos de personas denominadas *FAMILIAS*, que vienen a ser la base de la sociedad. Grupos de personas vinculadas por parentesco familiar y sanguíneo.

En la zona el número de familias, ver cuadro N° 1.4, tiene un total de 233 familias, lo que significa el 11,86% de toda la segunda sección de la provincia Gran Chaco.

La comunidad con menor número de familias es la de Acheral con 27 familias, mientras que Saladillo cuenta con 75 familias que es la comunidad con mayor cantidad.

*Cuadro N° 1.4
Número de familias y habitantes por familia*

<i>Comunidad</i>	<i>Hombres</i>	<i>Mujeres</i>	<i>Total Habitantes</i>	<i>N° de Familias</i>	<i>Promedio Hab./Flia.</i>
Saladillo	238	199	437	75	5.82
Acheral	86	71	157	27	5.81
Canto del Agua	190	160	350	60	5.83
Cañada Ancha	98	83	181	31	5.84
Nazareno	127	107	234	40	5.85
Totales	739	620	1359	233	5.83

Fuente: I.N.E. 2005 y Encuestas Propias.

4.10. Tamaño Promedio de las Familias

Debido a que la población beneficiaria la constituyen comunidades vecinas, el número de integrantes promedio por familia varía de 4 a 6 miembros dependiendo de la comunidad, pero si analizamos el total de los habitantes de los cantones y lo relacionamos con el número de familias conformadas, podemos decir que el tamaño promedio por familia se aproxima a cinco miembros, como se muestra en el cuadro N° 1.4. Cada familia cuenta con un promedio aproximado de 5.83 habitantes, lo que significa que se encuentra por arriba de la media provincial que es de 5,77 hab/flia.

La comunidad de Acheral es la que cuenta con menor cantidad de familias y también es la que tiene menor promedio de habitantes por cada núcleo familiar 5.81, mientras que Nazareno cuenta con un promedio de 5,85 miembros por familia, que se convierte en el porcentaje más alto de todas las comunidades influenciadas por el proyecto.

4.11. Aspectos Económicos

La producción agrícola es la principal actividad en la que gira la economía del campesino. El agricultor seguirá por la tradicionalidad de los cultivos y aspectos culturales con muy poco cambio, como la introducción de la producción de algunas plantas de hortalizas, adaptación y buenos rendimientos, haciendo falta en la zona la difusión de nuevas técnicas.

Dadas las condiciones propias de la zona su agricultura es rudimentaria, se puede decir que no ha salido de su etapa inicial, pues todavía se emplean arados de yunta o pequeños implementos de labranza, semillas no clasificadas, labores culturales inapropiadas, incipiente uso de abonos orgánicos. En pocos casos, especialmente en las comunidades cercanas al camino nacional utilizan arados con tractores agrícolas.

Dentro de los cultivos anuales de mayor importancia, podemos indicar: Maíz, papa, sandía, maní, etc.

Otra de las importantes actividades cumplidas en la zona por los pobladores es la crianza y comercialización de ganado vacuno y porcino que se presenta como otro sustento importante en la zona.

4.12. Tenencia de la Tierra

Los tipos de propiedad guardan relación con el acceso a la tierra, condiciones del suelo, la forma de organización productiva y otros aspectos socio – culturales. En la información obtenida del Diagnóstico Municipal Consolidado, de la segunda sección de la provincia Gran Chaco, ésta tiene una extensión de 327.440,00 Has., de las cuales 84.092,00 Has. son montes y bosques, 8.240,00 Has. son tierras cultivadas, 102.780,00 Has. para el pastoreo del ganado, 5.478,00 Has. cultivables y 126.850,00 Has. sin uso.

Se distinguen tres tipos característicos:

- Unidades familiares individuales de propiedad privada, que tienen demarcadas y delimitadas tanto sus parcelas de cultivo como sus áreas de pastoreo.
- Unidades familiares individuales que tienen demarcadas y delimitadas sus parcelas de cultivo pero que comparten áreas de pastoreo en común con otros pobladores de la comunidad, encontrándose también unidades familiares que no cuentan con ningún tipo de propiedad.
- Unidades comunales, referidas a las propiedades de toda la comunidad, referidas especialmente a escuelas, campos deportivos, postas de salud, etc.

El total de superficie de tierra destinada a la producción, fue adquirida por sus propietarios a través de la ley de Reforma Agraria de 1952; a través de la cual se ha efectuado un proceso de distribución de la tierra que originó un cambio en la estructura de la propiedad a favor de los campesinos. Posteriormente, las propiedades fueron traspasadas a sus hijos, quienes adquirieron las tierras por herencia, compra y otras formas de tenencia. Dentro del sistema de propiedad de la tierra, la modalidad más frecuente de dotación es la producida por herencia, donde los hijos varones gozan de una relativa preferencia respecto a la mujer.

A partir de 1953 se ha efectuado un proceso de distribución de las tierras que buscaba cambiar la estructura de la propiedad de la tierra, la misma que no ha tenido el resultado esperado. A partir de la *ley N° 1551 del 20 de Abril de 1994*, ley de Participación Popular, se le otorga a la jurisdicción del Municipio de Caraparí, los cantones que a su vez comprenden las comunidades anteriormente mencionadas y beneficiadas con este proyecto. Los terrenos son propiedad de los productores (campesinos), cuyas parcelas tienen tamaño que va de 2,00 Has. a mayores de 15,00 Has., representando a las familias con mayores extensiones de tierra.

4.13. Principales Actividades Económicas de las Familias

El área rural de la Segunda Sección de la Provincia Gran Chaco, es una de las zonas más descuidadas del municipio de Caraparí, pese a contar con tierras aptas para el cultivo de granos y hortalizas, así como también para la cría de ganado bovino y porcino por el clima y las características productivas del suelo; pero por problemas de crecidas de las quebradas, las zonas que están siendo explotadas corren el riesgo de tener pérdidas por las crecidas y/o deslizamientos de taludes.

En la actualidad los comunarios de la zona, en su mayoría no explotan sus tierras aptas para el cultivo que están ubicadas en la ribera, por temor a sufrir nuevamente pérdidas en su producción agrícola y pecuaria en época de lluvia, hasta el momento no se ha realizado ningún tipo de obras que vaya a conservar y realizar un manejo integral de la cuenca existente para prevenir otro desastre natural.

Teniendo en cuenta que a partir de este trabajo se pueden viabilizar otros de importancia en la zona, demostrando el interés de las comunidades beneficiarias en este tipo de obras de infraestructura, se puede optar por otras de orden productiva o de otra índole.

Por otra parte, se deben buscar nuevas fuentes de financiamiento con el objeto de atraer recursos, presencia y tecnología de instituciones gubernamentales y no gubernamentales, que puedan trabajar en la zona.

En la Provincia Gran Chaco la producción agrícola se desarrolla en diversos sistemas, las mismas que son condicionadas por diferentes factores interrelacionados como: el clima, los suelos (topografía, textura y fertilidad), disponibilidad de agua para riego, insumos y recursos económicos, el tamaño de la propiedad o unidad productiva y la vinculación caminera con los centros de consumo.

La principal actividad de las familias es la agricultura, entre los cultivos más importantes se citan: la papa, el maíz, el maní y sandía. Otra actividad de importancia en la zona es la producción pecuaria, principalmente bovino, caprino,

porcino y otros. Algunas zonas cercanas al proyecto presentan también explotación forestal de relativa importancia.

La producción pecuaria, especialmente en lo referente al ganado vacuno o porcino es comercializado fuera de la comunidad, también tienen la comercialización de otro tipo de ganado como el caprino, bovino y ovino, son comercializados generalmente en las mismas comunidades, además cuentan con aves para el consumo familiar y ganado equino para trasladarse y sacar sus productos.

El uso extensivo de los factores productivos, tanto en la producción agrícola como en la pecuaria, se refleja por las siguientes características: precariedad de sus instalaciones, carencia de obras civiles, falta de silos de almacenamiento, uso generalizado de tecnología rudimentaria, sistemas de pastoreo en campo abierto, utilización de la mano de obra tan solo en ciertas épocas del año, lo que restringe en la actualidad la posibilidad de incrementar y diversificar la producción agropecuaria y por lo tanto lograr la optimización en el uso de los factores productivos.

Es por esta razón que la implementación del proyecto permitirá satisfacer esta sentida necesidad para los productores del área de influencia, puesto que con ello se logrará elevar su nivel de ingresos y poder acceder en tiempo mediano a la satisfacción de una gran parte de los servicios básicos e indispensables.

Dadas las características de los cantones beneficiados, se ha podido definir un modelo productivo tradicional basado en la producción agropecuaria, la cual se constituye en el pilar fundamental de la economía de las familias que habitan en estas zonas, sin dejar de lado como complemento la ganadería, que se constituye en una importante fuente de ahorro para las familias.

La labor de comercialización de los productos agrícolas, pecuarios y forestales se realiza entre comunidades y también hacia los centros poblados como Tarija y al interior del departamento como son Caraparí, Yacuiba y Villamontes, la comercialización está a cargo de los varones como de las mujeres de la familia.

4.14. Producción Agrícola

Como se dijo anteriormente, la principal actividad de las familias es la agricultura, entre los cultivos más importantes podemos citar: maíz, sandía, maní, entre otros.

En su mayoría los productores no practican la renovación de semillas, generalmente utilizan aquellas provenientes de gestiones pasadas. La agricultura en la zona se desarrolla en forma tradicional, siendo las características más importantes:

- La preparación del suelo lo realizan mediante tractores y en algunos casos con tracción animal con bueyes (yuntas).
- Todas las labores agrícolas lo realizan ellos mismos en base de azadones, arados de palo, etc.

El área que cubre el proyecto está caracterizada por un sistema de producción basado en el uso extensivo de los factores productivos, lo cual se refleja por la falta de apoyo técnico, carencia de obras civiles, sistemas de almacenamiento muy deficientes, uso generalizado de tecnología rudimentaria, sub-utilización de la mano de obra (empleo estacional).

Esta situación probablemente se debe a la baja vinculación comercial con los mercados de consumo, debido principalmente a la falta de caminos estables, lo que restringe en la actualidad las posibilidades de incrementar y mejorar los sistemas de producción, por lo tanto elevar el nivel productivo y por ende los ingresos económicos de la zona.

4.15. Producción Pecuaria

Según el diagnóstico y estudio socio-económico de la zona, la actividad pecuaria es considerable, las principales actividades que se tienen son:

La crianza de ganado mayor (vacas, bueyes) con promedio de 16 vacas, un par de bueyes (una yunta para la tracción animal) por familia, con respecto al manejo del ganado bovino se lo realiza de manera rústica, alimentación mediante el pastoreo

libre sin contar con instalaciones como bretes y otros, finalmente sin un control en la sanidad ya que en la zona existen algunas enfermedades como la brucelosis y presencia de parásitos.

La explotación de ganado menor como ganado ovino y caprino es muy tradicional de la zona, casi en su totalidad las familias que tienen residencia permanente se dedican a esta crianza con promedio de 3 ovejas y 5 cabras por familia, existiendo algunas familias con mayor número de animales. Prácticamente el 50% del total de estos animales se destina al consumo de los mismos dueños o productores.

Otra actividad producida de manera familiar en pequeña cantidad y de manera rústica, es la crianza de ganado porcino, contando casi todas las familias que viven permanentemente en sus unidades productivas, con promedio de 8 animales por familia, destinada al consumo y a la comercialización.

La actividad avícola, la cual es de manera rústica y no así a nivel de granja son alimentados con granos de los diferentes cultivos y desechos de cocina, con promedio de 20 aves por familia, comercializándose solo el 20 %, el resto está destinado para el consumo familiar.

Tanto los asnos como los caballos son destinados como animales de carga solamente y cada familia cuenta con 1 o 2 caballos y asnos como promedio, pudiendo tener algunas familias solo caballos y otras solo asnos.

Con relación al manejo (alimentación, sanidad, etc.) de las diferentes actividades pecuarias que se explotan en la zona, es de manera rústica, sin la orientación técnica, ya sea en el control de algunas enfermedades, alimentación, tipo de crianza y en la falta de infraestructura especializada para dicha actividad.

En base a toda esta actividad pecuaria en mediana escala, se obtienen derivados de los diferentes ganados como: carne, huevos, lana, cueros, abono y otros de manera modesta, exclusivamente para el consumo personal.

Con este proyecto se podrá incrementar esta actividad, con presencia de instituciones en la zona, capacitación, crédito, etc., especialmente en la comercialización de los animales, además contando, los productores no tendrán

ningún temor de aumentar los recursos, invertir en la actividad pecuaria, sabiendo que tienen las puertas abiertas hacia el mercado de Caraparí, Yacuiba, Villa Montes, Tarija y otras capitales de provincia importantes del departamento, con un rápido crecimiento demográfico y una alta migración campo ciudad que bien podrían absorber toda la producción.

4.16. Explotación forestal

Actualmente la población explota algunas especies para la utilización como leña, para cocinar, elaboración de pan y otros, también existen especies forestales que sirven como alimento complementario en épocas de escasez de pastos y forraje tanto al ganado bovino, ovino y caprino, finalmente la producción de especies para la obtención de madera para la construcción tal el caso del urundel, cebil, quina, palo blanco, toboroche, quebracho colorado, guayabo y laurel. La mayor parte de esta zona está cubierta de bosques de diferentes tipologías y potencialidades, ubicados íntegramente en paisajes de serranías y colinas, que dominan la fisiografía de la zona.

4.17. Aspectos Sociales

4.17.1. Costumbres y Características Sociales

Como se ha mencionado, todas las familias beneficiadas son netamente agropecuarias, las ocupaciones primarias son las labores en la tierra, comercialización de sus productos y cría de sus animales.

Por otro lado, la producción ganadera con que cuenta la unidad familiar, la organización dentro de los pequeños productores la distribución de actividades es eminentemente familiar, existiendo en su interior una marcada división del trabajo en función de sexo y edad, el ganado menor (porcinos, caprinos, ovinos y aves), está a cargo de las mujeres y los niños menores mientras que el ganado mayor (vacuno y equino) está a cargo de los hombres adultos y jóvenes. Los productores medianos y grandes utilizan gente encargada de los diferentes puestos con que cuentan, este personal (vaqueros o puesteros), están a cargo del traslado y cuidado del ganado; muchas veces este personal está comprendido por familias enteras.

Dentro las actividades más importantes de la producción agropecuaria, se encuentran: La preparación de los terrenos, siembra, las labores culturales (deshierbes, control de plagas, enfermedades, malezas), cosecha, almacenamiento, comercialización, paralelamente a estas actividades, realizan trabajos relacionados con la comunidad.

Dentro de las costumbres de las comunidades, podemos mencionar las siguientes: La mayor parte de los habitantes de la zona profesa la religión católica; sienten un profundo respeto y devoción por Dios, La Virgen María, El Niño Jesús.

Entre las fiestas religiosas que festejan en las comunidades beneficiadas por el proyecto podemos mencionar:

*Cuadro N° 1.5
Fiestas Religiosas*

<i>Fecha</i>	<i>Festividad</i>
Enero	Año Nuevo
Enero	Reyes
Febrero	La Candelaria
Marzo	Semana Santa
Abril	La Pascua
Mayo	La Cruz
Junio	San Juan
Junio	San Antonio
Julio	Santiago
Octubre	Fiesta de Guadalupe
Noviembre	Todos Santos
Diciembre	Navidad

FUENTE: Encuestas a ancianos del lugar

Otras fiestas que celebran son San Antonio en Saladillo el 13 de Junio, las fiestas patrias del 6 de agosto, el día de la primavera el 21 de septiembre, aniversario de la provincia y carnaval. Estas fiestas generalmente se las pasa en familia, compartiendo con la comunidad y contando con la participación de los profesores

de las escuelas que juegan un papel importante en el ámbito educativo y de organización.

También se realizan ferias educativas con la colaboración de los profesores, padres de familia y en general de toda la comunidad, como también campeonatos deportivos en las disciplinas de fútbol y futsal principalmente.

4.17.2. Rol de los Varones y las Mujeres

La unidad básica de producción agrícola es la familia, los roles de los miembros de esta unidad están definidos a partir de la edad, adultos y jóvenes responsables de la subsistencia de la unidad familiar y los niños apoyan en tareas puntuales. Los roles se hacen por género, los varones adultos y jóvenes están a cargo de las labores mayores de la producción de cultivos y las mujeres adultas y jóvenes encargadas de la reposición de la fuerza de trabajo de toda la familia y también apoyan en la producción de cultivos, los niños y niñas apoyan indistintamente de acuerdo a la delegación de los mayores.

El rol que desempeñan los varones en la comunidad es netamente agrícola y comercial, es el jefe de familia y es el encargado de la toma de decisiones en el hogar. Se encarga de realizar los trabajos más pesados de las labores agrícolas, manejo de yuntas, chaqueo, desmontes y preparación de los terrenos para la siembra, construcción de potreros, corrales, cercas, etc.

Los varones también se encargan de la comercialización de los productos agrícolas y del ganado, transportarlos a los centros de consumo, aprovisionarse de semillas, abonos, fertilizantes, etc. Aunque en algunos casos son realizados por las mujeres o en forma paralela por ambos.

Las mujeres se dedican a las labores domésticas, cuidado de los niños, es la encargada de preparar los alimentos para toda la familia y atender la casa en general. También colaboran en las labores agrícolas juntamente con los niños en trabajos livianos. En la actividad pecuaria, es la que más tareas específicas realizan, como ser el pastoreo, ordeño y transformación, sin olvidar que el hombre también colabora en estas actividades, más aún si tiene una buena cantidad de ganado.

Los niños acuden a la escuela en horas de la mañana, pero en horarios fuera de clases se encargan principalmente de llevar al campo y alimentar a los animales, así como ayudar a los padres en algunos trabajos livianos en la agricultura como la cosecha, siembra o deshierbe de los terrenos.

Las jornadas de trabajo empiezan en la madrugada a horas 5:00, con la atención del ganado si fuera el caso, labores de casa y labores agrícolas hasta el medio día, después un descanso para el almuerzo y termina la jornada al caer el alba a horas 18:00

4.18. Servicios Básicos Existentes

4.18.1. Sistema de Agua Potable

En el área rural de la Provincia Gran Chaco la disponibilidad de los servicios de agua potable es escasa, según el diagnóstico del municipio: alrededor del 48% de las familias tiene acceso a la distribución de agua potable por cañería, esto significa que el 52 % de las familias no cuentan con sistemas de agua potable.

Las comunidades que cuentan con sistemas de agua potable fueron construidos con el apoyo del Corregimiento Mayor de Caraparí con su proyecto Saneamiento Básico y el apoyo de la Alcaldía Municipal, esto sistemas cuentan con una red de distribución domiciliaria y con piletas públicas de acuerdo a las necesidades.

El sistema cubre aproximadamente 233 familias, lo que significa el 100 % de las familias del distrito, en general se aprecia que el caudal y la calidad del agua de los sistemas son buenos como característica de las fuentes de aprovisionamiento, además se observa que los sistemas presentan deterioros prematuros, debido especialmente, a las deficiencias en los servicios de mantenimiento y operación, y en algunos casos debido a la baja calidad de los materiales utilizados según el criterio de los beneficiarios. También se presentan graves problemas en época de lluvias debido a los derrumbes en zonas críticas por donde pasa la tubería del sistema y que en la mayor parte del tiempo en ésta época se corta el servicio.

Los comunarios pagan por este servicio un monto mensual, que se destinan a la compra de algunos materiales y en otros casos para el pago de las personas encargadas de realizar las reparaciones necesarias.

4.18.2. Sistema de Alcantarillado

En lo que se refiere a servicios de saneamiento básico en la región la mayor parte de las viviendas de las comunidades no cuenta con ningún tipo de eliminación de excretas.

En lo que se refiere al servicio de eliminación de excretas, solo se cuenta en algunas viviendas de la zona, con la implementación de pozos sépticos, mientras que en otras viviendas no existe ningún tipo de servicio.

De contar con todos estos servicios necesarios, se aumentarían las comodidades y el nivel de vida de los pobladores de la zona, así como se disminuiría los índices de enfermedad en esta zona.

En las comunidades del proyecto no existe el servicio de alcantarillado por red de drenaje, en la mayoría de los casos son pozos, letrinas o en su caso contrario ningún tipo de depósito de excretos humanos.

Por lo que las necesidades humanas son realizadas al aire libre generando de esta manera focos de contaminación para el medio ambiente y su posterior inhalación de estos gases.

Cuadro N° 1.6

Servicios de Alcantarillado

<i>SERVICIOS</i>	<i>TIPO</i>	<i>COBERTURA [%]</i>
Alcantarillado	Sistema Drenaje	0%
	Fosa séptica	0%
	Letrinas Individuales	70%
	Letrinas Comunal	25%
	Ninguno	5%

Fuente: Encuesta comunal

4.18.3. Red de Electricidad

El servicio de energía eléctrica es proporcionado en las comunidades beneficiadas, directamente de la red que suministra SETAR a Caraparí, En las comunidades beneficiadas se cuenta con el servicio de energía eléctrica domiciliaria. Solo en algunas viviendas separadas utilizan para la iluminación los mecheros a kerosene, diesel o en algunos casos a gas. Algunas viviendas cuentan con paneles solares adquiridos por los mismos comunarios, cuya cobertura es diferenciada según la calidad de vida de cada familia.

En la actualidad en las comunidades de la cuenca del río Caraparí existe el servicio de red domiciliaria en un 70% y un 10 % en alumbrado público.

*Cuadro N° 1.7
Servicios de Electricidad*

<i>SERVICIOS</i>	<i>TIPO</i>	<i>COBERTURA [%]</i>
Electrificación Rural	Red Domiciliara	70%
	Alumbrado Publico	10%
	Ninguno	40%

Fuente: I.N.E. 2005

4.19. Instituciones de capacitación existentes

EL PAN; Programa de Atención a Niños y Niñas Menores de 6 años, el objetivo del programa es capacitar en nutrición, salud, protección, educación inicial, organización y participación comunitaria.

CIDEA; Centro Integral de Educación para Adultos, objetivo fundamental es capacitar en alfabetismo, educación popular y capacitación técnica.

CARE – Regional Yacuiba; Implementa programas de capacitación sobre *Salud Reproductiva* al personal de los centros de Salud, en las comunidades de Saladillo, Agua Blanca, Itaú, Cañitas, Salitral, Iñiguazu.

4.20. Educación

El sistema educativo en el área rural, está organizado bajo el sistema de *Núcleos Escolares* o Escuelas Centrales, los cuales están ubicados en zonas rurales densamente pobladas, dependiendo de los mismos las seccionales, contando en su mayoría con primaria y en algunos núcleos escolares solamente hasta primeros cursos de secundaria.

De los beneficiarios directos en cuanto a educación, las comunidades disponen solamente de escuelas multigrado y la comunidad de Saladillo con una hasta secundaria. Terminados estos cursos los estudiantes que continúan sus estudios lo hacen en Caraparí e inclusive en la ciudad de Yacuiba y Tarija.

El índice de analfabetismo de las personas de las diferentes comunidades de la región, en edad escolar o de más de seis años de edad es del 5.67%, bajo con relación al promedio departamental 14.10%; en cuanto al nivel educativo de las comunidades se tiene un 39,29% que estudiaron por lo menos un curso de nivel básico, un 9,52% de los comunarios cursaron algún curso de nivel medio y un 51,19% no han estudiado, entre las personas encuestadas.

Existe un alto porcentaje de personas analfabetas en la zona de influencia, esto como consecuencia de la dispersión de las viviendas de los comunarios respecto a los centros educativos, motivo por el cual esta población en su mayoría no sale de sus lugares de origen.

Si bien la cobertura de los centros educativos es buena, incluso beneficiando a estudiantes de comunidades cercanas, las comunidades esperan que se mejoren las condiciones de educación con la implementación de *La Ley 1565 de la Reforma Educativa*.

4.20.1. Deserción Escolar

La tasa de deserción escolar es uno de los indicadores que muestra el grado de estabilidad en el proceso educativo de los alumnos que abandonan las escuelas, que migran o cumplen trabajos de hogar en sus comunidades. La tasa de deserción escolar en la Provincia Gran Chaco registra elevados índices con 6,70% para la población escolar masculina y 6,19% para la femenina.

Las causas de deserción en número de los niños se traducen principalmente por el índice de pobreza, los bajos índices económicos de las familias, el número de integrantes de las familias, la distancia de establecimientos educativos, etc.

4.20.2. Ubicación, acceso y distancias de los establecimientos

La ubicación, el acceso y la distancia se detallan en el siguiente cuadro:

Cuadro N° 1.8

Ubicación, acceso y distancias por establecimiento

<i>Establecimiento</i>	<i>Acceso</i>	<i>Año de Construcción</i>	<i>Red Troncal</i>	<i>Red Secundaria</i>	<i>Descripción – ubicación</i>
Saladillo	Vehículo	1972	Tarija – Yacuiba	Cruce Saladillo comunidad	El núcleo escolar está ubicado a 2 Km. al este del cruce de la carretera Tarija – Yacuiba.
Nazareno	Caminando	1976	Tarija – Yacuiba	Cruce Saladillo – núcleo Saladillo	La escuela está ubicada aproximadamente a 5 Km. del núcleo de Saladillo, sobre el camino vecinal
Canto del Agua	Vehículo	1964	Tarija – Yacuiba		La escuela está ubicada a 5 Km. norte del núcleo de Saladillo, 200 m. pasando el camino carretero Tarija – Yacuiba.
Acheral	Vehículo	1978	Tarija – Yacuiba		A 1 Km. al norte del núcleo de Saladillo, aproximadamente a 100 m. al este del cementerio
Antoniano de Saladillo	Vehículo	1972	Tarija – Yacuiba	Cruce Saladillo comunidad	El núcleo escolar está ubicado a 2 Km. al este del cruce de la carretera Tarija – Yacuiba.
Cañada Ancha	Caminando	1997	Tarija – Yacuiba	Cruce Cañada Ancha	A 5 Km. norte del núcleo de Campo Largo

Fuente: SEDUCA Gestión 2000. Tarija

4.21. Comunicaciones

Se cuenta con una red de microondas vía ENTEL en la localidad de Caraparí y otras comunidades, que se beneficia con el servicio de telefonía, que lo comunica con el resto del País y el mundo. También se cuenta con las oficinas de la Dirección de Intercomunicaciones Rurales (DITER), tiene una red de radio comunicación con equipos distribuidos en las diferentes comunidades, se encarga de la comunicación intercomunal y/o interprovincial. Las comunidades beneficiadas cuentan con el servicio de telefonía administrado por ENTEL y por medio de celular gracias a la antena colocada en la serranía del Aguaragüe.

En las comunidades beneficiadas reciben señales de televisión, señales de radio como medio de comunicación es la sintonía de algunas radios de Caraparí en frecuencia modulada y otras en amplitud modulada, al igual que otras emisoras de radio de la República Argentina.

4.22. Salud

La población urbana y rural de los municipios de Yacuiba y Caraparí es atendida por el Distrito IV de salud, cuya red de servicios es dependiente de la Secretaría Regional de Salud, con asiento en la ciudad de Yacuiba, atiende las demandas de la zona de influencia del proyecto.

La actual estructura sanitaria, tiene serias dificultades para atender a la población dispersa y con escasa y/o ninguna conexión vial de transporte, recursos humanos y equipo e insumos médicos insuficientes.

La salud de la población del área del proyecto es regular, debido a los bajos niveles de educación e ingresos familiares, a la precariedad de las viviendas, a la deficiencia en las condiciones sanitarias del medio ambiente, a la insuficiencia del personal médico, paramédico; a la dispersión y poca accesibilidad a las instalaciones de los puestos de salud, que tampoco reúne las condiciones elementales de mobiliario y equipamiento.

El estado de la salud de los habitantes de la zona está enmarcado por la precariedad de sus viviendas, los bajos ingresos, niveles menores de educación, las deficientes condiciones sanitarias y medioambientales, personal médico insuficiente y muy disperso, poca accesibilidad a las mismas y mínimas condiciones de equipamiento.

El área de proyecto no cuenta con ninguna posta de salud en las comunidades beneficiadas directamente, por lo tanto los comunarios hacen uso de la Posta de Salud de la comunidad de Saladillo o en su caso del Hospital de Caraparí, que son los que se encuentran más cercanos a la zona de este proyecto, siendo esta una falta sensible en la zona.

La falta de protección de la salud de los pobladores ha sido identificada como uno de los principales problemas que afectan el desarrollo de los mismos. Este hecho se traduce en una elevada tasa de mortalidad infantil y una alta incidencia de enfermedades las que reflejan en aspectos de producción y economía.

Las enfermedades más comunes son las infecciones intestinales, infecciones respiratorias, diarrea, cólicos, chagas, paludismo, tuberculosis y otros, siendo los más propensos a estas enfermedades los niños, por la falta de educación referente a higiene y alimentación.

La desnutrición en el área es un problema que se presenta específicamente en la población de bajos ingresos, manifestándose en los escolares en forma aguda, creando condiciones propicias a las enfermedades.

La carencia de centros hospitalarios y puestos sanitarios, sumado a los bajos niveles de ingreso y educación, limita el acceso a la población a la medicina científica, resultando frecuente que la población recurra a médicos empíricos, curanderos y parteras para la atención de su salud, particularmente entre las comunidades más alejadas.

Los curanderos o médicos caseros como se los llama, desempeñan un papel importante en el cuidado de la salud en las comunidades, porque son ellos los que

desde hace mucho tiempo han curado diversas enfermedades con medicina natural, por lo que se han ganado la confianza de la población campesina.

En varias comunidades se cuenta con promotoras de salud, personal no remunerado, las cuales disponen de pequeños botiquines comunales para la atención de primeros auxilios a la población.

4.23. Modalidades de Recolección y Disposición de Residuos Sólidos

No tienen ningún tipo de modalidad de recolección de residuos sólidos en las comunidades, la basura que consisten en plásticos, nylon, vidrio y otros, son generalmente echados en el mismo campo, existiendo en algunos pocos casos personas que los queman.

Los residuos orgánicos se descomponen, pero los inorgánicos como el plástico, vidrio y envases metálicos no se desintegran constituyendo una contaminación del medio ambiente y la ecología de la región.

Cuadro N° 1.9

Comunidades de Caraparí: Modalidades de Recolección de basuras y residuos

<i>Servicios</i>	<i>Modalidades</i>	<i>Cobertura [%]</i>
Recolección de basura y Residuos	Echan a los terrenos	6%
	Queman	85%
	Alimentan a sus animales	10%
	Botan al Aire Libre	4%

Fuente: Encuesta comunal

Algunas capacitaciones en las que se los ha instruido tanto a los pobladores como así mismo a los niños por parte del profesor, es no botar la basura, prueba de ello son los mensajes y letreros que existe dentro de la Unidad Educativa y también en las afueras.

4.24. Vivienda

Las viviendas existentes en la zona ó área del proyecto se caracterizan por presentar construcciones rústicas, están hechas de materiales obtenidos de la misma zona o de zonas aledañas al área de proyecto, materiales de menor calidad y fácilmente deteriorables como ser techos de caña o paja y barro, cubiertos con teja común en algunos casos y en otros de calamina, las paredes son tabiques de adobe o ladrillo y piso de tierra, con revoque de barro, yeso o cal-cemento.

Por lo general la construcción de estas viviendas es realizada por los mismos campesinos de la zona con la colaboración de las instituciones que trabajan en el lugar para la refacción de las mismas.

1. MORFOLOGÍA DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA

1.1. Definición De Hidrología

“La hidrología es la ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas, físicas y su relación con el medio ambiente incluyendo a los seres vivos”.

1.2. Importancia

La hidrología proporciona al ingeniero o hidrólogo, los métodos para resolver los problemas prácticos que se presentan en el diseño, la planeación y la operación de estructuras hidráulicas.

Entre estos problemas podemos mencionar:

- Determinar si el volumen aportado por una cierta corriente es suficiente para:
 - El abastecimiento de agua potable a una población
 - Satisfacer la demanda de un proyecto de irrigación
 - Satisfacer la demanda de un proyecto de generación de energía eléctrica

- Definir la capacidad de diseño de obras como:
 - Puentes
 - Estructuras de control de avenidas
 - Presas
 - Vertedores
 - Alcantarillas

Estos diseños requieren del análisis hidrológico cuantitativos para la selección del evento de diseño necesario.

En las ciencias de la tierra ha sido reconocida la dependencia de la geomorfología en la interacción de la geología, el clima y el movimiento del agua sobre la tierra. Esta interacción es de gran complejidad y prácticamente imposible de ser concretada en modelos determinísticos, y se debe tomar como un proceso de comportamiento mixto con una fuerte componente estocástica.

Las características físicas de una cuenca forman un conjunto que influye profundamente en el comportamiento hidrológico de dicha zona tanto a nivel de las excitaciones como de las respuestas de la cuenca tomada como un sistema.

Así pues, el estudio sistemático de los parámetros físicos de las cuencas es de gran utilidad práctica en la Ingeniería de la Hidrología, pues con base en ellos se puede lograr una transferencia de información de un sitio a otro, donde exista poca información: bien sea que falten datos, bien que haya carencia total de información de registros hidrológicos, si existe cierta semejanza geomorfológica y climática de las zonas en cuestión.

Los proyectos hidráulicos son de dos tipos: los proyectos que se refieren al uso del agua y los que se refieren a la defensa contra los daños que ocasiona el agua. Los proyectos típicos de uso del agua son los de abastecimiento de agua potable, los de irrigación y los de aprovechamiento hidroeléctrico; comprenden, además, los de navegación, recreación y otros.

1.3. Propiedades Geométricas De La Cuenca

1.3.1. Definición De Cuenca Hidrográfica

“Es el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación, se unen para formar un solo curso de agua”. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida para cada punto de su recorrido.

1.3.2. *Delimitación de la Alta Cuenca del Río Caraparí*

Toda cuenca en estudio debe estar delimitada en cuanto a su río principal tanto aguas abajo como aguas arriba. Aguas abajo idealmente por la estación de aforo más cercana a los límites de la cuenca en que se está interesado (siendo el punto de la estación el punto más bajo en el perfil del río y en el borde de la cuenca de interés). Aguas arriba por otra estación que sea el punto más alto en el perfil del río donde se incluya el área en estudio, o por las cabeceras del río si es el caso del estudio de la cuenca desde el nacimiento.

La delimitación de una cuenca se hace sobre un plano, mapa a curvas de nivel o sobre una *fotografía satelital*, siendo las líneas del *divortium acuarum*, la cual es una línea imaginaria que divide a las cuencas adyacentes y distribuye el escurrimiento originado por la precipitación, que en cada sistema de corriente, fluye hacia el punto de salida de la cuenca. El parteaguas está formado por los puntos de mayor nivel topográfico y cruza las corrientes en los puntos de salida, llamado estación de aforo.

Una cuenca se puede clasificar atendiendo a su tamaño, en cuenca grande y cuenca pequeña.

Cuenca Grande, es aquella cuenca en la que predominan las características fisiográficas de la misma (pendiente, elevación, área, cauce). Una cuenca, para fines prácticos, se considera grande, cuando el área es mayor de 250 Km².

Cuenca Pequeña, es aquella cuenca que responde a las lluvias de fuerte intensidad y pequeña duración, y en la cual las características físicas (tipo de suelo, vegetación) son más importantes que las del cauce. Se considera cuenca pequeña aquella cuya área varía desde pocas hectáreas hasta un límite, que para propósitos prácticos, se considera 250 Km².

No necesariamente se analiza con el mismo criterio una cuenca pequeña que una grande. Para una cuenca pequeña, la forma y la cantidad de escurrimiento están influenciadas principalmente por las condiciones físicas del suelo; por lo

tanto, el estudio hidrológico debe enfocarse con más atención a la cuenca misma, para una cuenca muy grande el efecto de almacenaje del cauce es muy importante, por lo cual deberá dársele también atención a las características de este último.

1.3.3. Área de la cuenca

El área de la cuenca es probablemente la característica geomorfológica más importante para el diseño. Está definida como la proyección horizontal de toda el área de drenaje de un sistema de escorrentía dirigido directa o indirectamente a un mismo cauce natural, se obtiene después de delimitar la cuenca.

El área es un parámetro geomorfológico muy importante. Su importancia radica en las siguientes razones:

- Es un valor que se utilizará para muchos cálculos en varios modelos hidrológicos.
- Para una misma región hidrológica o regiones similares, se puede decir que a mayor área mayor caudal medio.
- Bajo las mismas condiciones hidrológicas, cuencas con áreas mayores producen hidrogramas con variaciones en el tiempo más suaves y más llanas. Sin embargo, en cuencas grandes, se pueden dar hidrogramas picudas cuando la precipitación fue intensa en las cercanías, aguas arriba de la estación de aforo.

Estadísticamente se ha demostrado que el factor "área" es el más importante en las relaciones entre escorrentía y las características de una cuenca. Esto se puede afirmar por el alto valor de los coeficientes de correlación cuando se grafica escorrentía respecto al área. Pero hay otros parámetros que también tienen su influencia en la escorrentía como la pendiente del canal, la pendiente de la cuenca, la vegetación y la densidad de drenaje.

En hidrología, para el cálculo de las áreas, se puede emplear el planímetro. Sin embargo actualmente se usan más y más los computadores para hallar este parámetro. La divisoria de la cuenca se puede delimitar indicando la longitud y latitud de los puntos a lo largo de ésta, asumiendo que entre ellos la línea que los une es una línea recta.

El área será entonces, la encerrada por la serie de segmentos así obtenidos y es calculada por la mayoría del software existente en el mercado usando los principios de la trigonometría. Generalmente se trabaja con una sola cifra decimal, cuando las cuencas tienen áreas de km². Este parámetro se simboliza con la letra mayúscula A.

1.3.4. Perímetro Real de la cuenca

El perímetro de la cuenca o la longitud de la línea de divorcio de aguas es un parámetro importante, pues en conexión con el área nos puede decir algo sobre la forma de la cuenca. Usualmente este parámetro físico es simbolizado por la mayúscula P.

Debido a que la forma de la cuenca es muy irregular, el cálculo del perímetro de la cuenca no se puede realizar por fórmulas geométricas.

1.3.5. Perímetro Estilizado de la Cuenca

Es aquel polígono que compensa las partes entrantes y salientes de la cuenca en planta, logrando así un polígono más suave.

1.3.6. Índice de compacidad o de Gravelious

El índice de compacidad de una cuenca, definido por Gravelious, expresa la relación entre el perímetro de la cuenca, y el perímetro equivalente de una circunferencia, que tiene la misma área de la cuenca, es decir:

$$K = \frac{P}{2 \cdot \sqrt{\pi \cdot A}} = \text{Adim.}$$

Donde:

K = Índice de Compacidad.

P = Perímetro de la Cuenca.

A = Área de la cuenca.

El índice de compacidad, trata de expresar la influencia del perímetro y el área de una cuenca en la escorrentía. Si $K = 1$, la cuenca será de forma circular; por lo general, para cuencas alargadas se espera que $K > 1$. Las cuencas de forma alargada, reducen las probabilidades, de que sean cubiertas en su totalidad por una tormenta, lo que afecta el tipo de respuesta que se presenta en el río y sus aguas drenaran más rápido.

1.3.7. Índice o Factor de Forma de la Cuenca

La forma de la cuenca hidrográfica afecta a los hidrogramas de escorrentía y a las tasas de flujo máximo. Se han hecho esfuerzos para tratar de descubrir el efecto de la forma por medio de un solo valor numérico. La mayoría de las cuencas tienden a tener la forma de una pera, sin embargo los controles geológicos conducen a numerosas desviaciones a partir de esta forma.

Expresa la relación, entre el ancho promedio de la cuenca y su longitud, es decir:

$$F = \frac{\text{ancho}}{\text{longitud}} = \frac{B}{L} = \text{Adim.}$$

Donde:

F = Índice o factor de forma.

B = Ancho de la cuenca.

L = Longitud de la cuenca.

Si una cuenca tiene un mayor F que otra, existe la posibilidad de tener una tormenta intensa simultanea, sobre toda la extensión de la cuenca. Por el contrario, si la cuenca tiene un F menor, tiene menos tendencias a concentrar

las intensidades de lluvias, que una cuenca de igual área pero con un F mayor, si $F < 0,50$ es una cuenca alargada y si $F > 0,50$ la cuenca será achatada.

1.4. Propiedades De Relieve De La Cuenca

1.4.1. Longitud del Río Principal (L)

Es la distancia medida en kilómetros (planta) desde el nacimiento hasta su desembocadura o punto de aforo, generalmente se considera río principal al de mayor longitud.

1.4.2. Desnivel del Curso Principal (D)

Es la diferencia de cotas entre el nacimiento y la desembocadura del curso principal. Para la alta cuenca esta diferencia es:

1.4.3. Índice Global o Pendiente Media del Cauce Principal

Uno de los indicadores más importantes del grado de respuesta de una cuenca a una tormenta, es la pendiente del cauce principal, que viene a ser el índice global:

$$I_G = \frac{H}{L_{\text{Total}}}$$

Donde:

I_G = Índice Global.

H = Desnivel Total del Río (cota mayor – cota menor).

L_{TOTAL} = Longitud Total del Río Principal.

En general, la pendiente de un tramo de cauce de un río, se puede considerar como el cociente que resulta de dividir, el desnivel de los extremos de un tramo, entre la longitud horizontal de dicho tramo. El conocimiento de la pendiente del cauce principal de una cuenca, es un parámetro importante, en el estudio del comportamiento del recurso hídrico, como por ejemplo, para la determinación de las características óptimas de su aprovechamiento hidroeléctrico o en la solución de de problemas de inundaciones.

1.4.4. *Pendiente Media de la Cuenca*

Este parámetro es de importancia pues da un índice de la velocidad media de la escorrentía y su poder de arrastre y de la erosión sobre la cuenca.

La pendiente de una cuenca, es un parámetro muy importante en el estudio de toda cuenca, tiene una relación importante y compleja con la infiltración, la escorrentía superficial, la humedad del suelo, y la contribución del agua subterránea a la escorrentía. Es uno de los factores, que controla el tiempo de escurrimiento y concentración de la lluvia en los canales de drenaje, y tiene una importancia directa en relación a la magnitud de las crecidas.

La pendiente media ponderada de la cuenca hidrográfica, toma como dato fundamental las curvas de nivel, siendo la ecuación:

$$P_m = \frac{\frac{D \cdot l_1}{a_1} \cdot a_1 + \frac{D \cdot l_2}{a_2} \cdot a_2 + \frac{D \cdot l_3}{a_3} \cdot a_3 + \dots}{a_1 + a_2 + a_3 + \dots} = D \cdot \frac{\sum l_i}{\sum a_i} = \frac{D \cdot l}{A}$$

Donde:

L_i = Longitud total de cada curva de nivel, en Km.

a_i = Área correspondiente a cada curva, en Km².

D = Diferencia consecutiva de cota entre curvas de nivel, en Km.

P_m = Pendiente promedio ponderada de una cuenca determinada, en %.

1.4.5. *Curva Hipsométrica*

Es la curva que puesta en coordenadas rectangulares, representa la relación entre la altitud, y la superficie de la cuenca que queda sobre esa altitud.

Esta curva representa el área drenada variando con la altura de la superficie de la cuenca. También podría verse como la variación media del relieve de la cuenca.

La curva hipsométrica se construye llevando al eje de las abscisas los valores de la superficie drenada proyectada en km² o en porcentaje, obtenida hasta un

determinado nivel, el cual se lleva al eje de las ordenadas, generalmente en metros. Normalmente se puede decir que los dos extremos de la curva tienen variaciones abruptas.

La función hipsométrica es una forma conveniente y objetiva de describir la relación entre la propiedad altimétrica de la cuenca en un plano y su elevación.

Altitud Media, es la ordenada media de la curva hipsométrica, en ella, el 50% del área de la cuenca, está situado por encima de esa altitud y el 50% está situado por debajo de ella.

1.4.6. Curva de Frecuencia de Altitudes

Es la representación de la superficie, en km^2 o en porcentaje, comprendida entre dos niveles de las superficies ocupadas por diferentes altitudes, siendo la marca de clase el promedio de las alturas.

De esta forma, con diferentes niveles se puede formar el histograma. Este diagrama de barras puede ser obtenido de los mismos datos de la curva hipsométrica. Realmente contiene la misma información de ésta pero con una representación diferente, dándonos una idea probabilística de la variación de la altura en la cuenca.

Con las dos anteriores curvas se puede determinar las altitudes características como la **Altitud más Frecuente**, que es el máximo valor en porcentaje de la curva de frecuencia de altitudes.

1.5. PROPIEDADES MORFOMÉTRICAS

1.5.1. Red de drenaje

La red de drenaje de una cuenca, se refiere a las trayectorias o al arreglo que guardan entre sí, los cauces de las corrientes naturales dentro de ella. Es otra característica importante en el estudio de una cuenca, ya que manifiesta la eficiencia del sistema de drenaje en el escurrimiento resultante, es decir, la

rapidez con la que desaloja la cantidad de agua que recibe. La forma de drenaje, proporciona también indicios de las condiciones del suelo y de la superficie de la cuenca.

Las características de una red de drenaje, pueden describirse principalmente de acuerdo con:

- El orden de las corrientes.
- Longitud de los tributarios.
- Densidad de corriente
- Densidad de drenaje.

1.5.2. Orden de las corrientes

Antes de hablar del orden de las corrientes, conviene ver su clasificación. Todas las corrientes pueden dividirse en tres clases generales dependiendo del tipo de escurrimiento, el cual está relacionado con las características físicas y condiciones climáticas de la cuenca. Así, una corriente puede ser efímera, intermitente o perenne.

Una corriente efímera, es aquella que solo lleva agua cuando llueve e inmediatamente después.

Una corriente intermitente, lleva agua la mayor parte del tiempo, pero principalmente en época de lluvias; su aporte cesa cuando el nivel freático desciende por debajo del fondo del cauce.

La corriente perenne, contiene agua todo el tiempo, ya que aun en época de sequia es abastecida continuamente, pues el nivel freático siempre permanece por arriba del fondo del cauce.

El orden de las corrientes, es una clasificación que proporciona el grado de bifurcación dentro de la cuenca. Para realizar esta clasificación, se requiere de un plano de la cuenca que incluya tanto corrientes perennes como intermitentes. El procedimiento más común para esta clasificación, es

considerar como corrientes de orden uno, aquellas que no tienen ningún tributario; de orden dos, a las que solo tienen tributarios de orden uno; de orden tres, aquellas corrientes con dos o más tributarios de orden dos, etc. Así, el orden de la principal, indicará la extensión de la red de corrientes dentro de la cuenca.

1.5.3. Densidad de Drenaje

Es la relación entre la longitud de los cauces (L_S) de una cuenca y el área drenada, define como la densidad de drenaje o longitud de cauces por unidad de área, es decir:

$$D_d = \frac{L_S}{A} = \frac{\text{Km.}}{\text{Km}^2}.$$

Donde:

D_d = Densidad de drenaje.

L_S = Longitud de los cauces.

A = Área total de la cuenca, en Km^2 .

Para determinar el número de corrientes, solo se consideran las corrientes perennes e intermitentes. La corriente principal se cuenta como una desde su nacimiento hasta su desembocadura. Después se tendrán todos los tributarios de orden inferior, desde su nacimiento hasta la unión con la corriente principal, y así sucesivamente, hasta llegar a los tributarios de orden uno.

Una densidad de drenaje alta refleja una cuenca bien drenada que debería responder relativamente rápido al flujo de precipitación, en cambio una cuenca con baja densidad refleja un área pobremente drenada con respuesta hidrológica muy lenta.

La densidad de drenaje, es un parámetro que indica la posible naturaleza de los suelos, que se encuentran en la cuenca. También da una idea sobre el grado de cobertura que existe en la cuenca. Valores altos, representan zonas con poca cobertura vegetal, suelos fácilmente erosionables o impermeables.

Por el contrario, valores bajos indican suelos duros, poco erosionables o muy permeables y cobertura vegetal densa.

Este valor está entre el rango de 0,5 (Km/Km²) para cuencas con drenaje pobre, y 3,0 (Km/Km²) para cuencas bien drenadas. El valor para nuestra cuenca es de $D_d = 0,557 \text{ Km/Km}^2$, resultado que nos expresa que nuestra cuenca tiene un drenaje lento, mostrando este resultado la buena cobertura vegetal existente y las pocas pendientes fuertes que existen en la cuenca.

1.5.4. Relación de Confluencia

Es la relación que existe entre el número total de los ríos de un determinado orden y el número total de los ríos del orden inmediatamente superior.

La fórmula de la relación de confluencia es:

$$R_C = \frac{\text{N}^\circ \text{ de corrientes de orden}_i}{\text{N}^\circ \text{ de corrientes de orden}_{i+1}}$$

1.5.5. Relación de Longitud

Es la relación entre la longitud media de los ríos de un determinado orden y la longitud media de los ríos de un inmediatamente inferior, es decir:

$$R_L = \frac{\text{N}^\circ \text{ de afluentes de longitud}_i}{\text{N}^\circ \text{ de afluentes de longitud}_{i+1}}$$

2. ESTUDIO HIDROLÓGICO

2.1. Definición de Hidrología

“Es la ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos.”

2.2. Enfoque de los problemas hidrológicos

Los procesos naturales que intervienen en los fenómenos hidrológicos son sumamente complejos, resulta difícil examinarlos mediante un razonamiento deductivo riguroso.

No siempre es aplicable una ley física fundamental, para determinar el resultado hidrológico esperado.

Para determinar el resultado hidrológico esperado, es razonable partir de una serie de datos observado, analizarlos estadísticamente y después tratar de establecer la norma que gobierna dichos sucesos:



Es decir, en hidrología no siempre se cuenta con una gran información, su proceso para obtener los datos de diseño, se hacen estadísticamente con una determinada probabilidad de ocurrencia.

En general, cada problema hidrológico es único, y las conclusiones cuantitativas de su análisis no pueden extrapolarse a otro problema.

2.3. Precipitación

La precipitación, es toda forma de humedad que originándose en las nubes, llega hasta la superficie del suelo; de acuerdo a esta definición la precipitación puede ser en forma de:

- **Lluvias**, gotas de agua con diámetro mayor a 0.5 mm.
- **Llovizna**, pequeñas gotas de agua, cuyo diámetro varía entre 0.1 y 0.5 mm., las cuales tienen velocidades de caída muy bajas.
- **Escarcha**, capa de hielo por lo general transparente y suave, pero que usualmente contiene bolsas de aire.
- **Nieve**, compuesta de cristales de hielo blanco translúcido, principalmente de forma compleja.
- **Granizo**, precipitación en forma de bolas o formas irregulares de hielo, que se producen por nubes convectivas, pueden ser esféricos, cónicos o de forma irregular, su diámetro varía de 5 y 125 mm.

Desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica, la precipitación es la fuente primaria del agua de la superficie terrestre, sus mediciones y análisis forman el punto de partida de los estudios concernientes al uso y control del agua. La precipitación que produce escorrentía directa se denomina precipitación en exceso, precipitación neta o efectiva.

2.4. Clasificación de la precipitación

La formación de la precipitación, requiere la elevación de una masa de agua en la atmósfera, de tal manera que se enfríe y parte de su humedad se condense.

Atendiendo al factor que provoca la elevación del aire en la atmosfera, la precipitación se clasifica en:

- Precipitación de convección
- Precipitación orográfica
- Precipitación ciclónica
- Precipitación por turbulencia mecánica

2.5. La Escorrentía

El agua de un río, en general, puede así estar formada de dos partes, una parte de escorrentía superficial y sub-superficial que recibe el nombre de *escorrentía directa* y otra parte de agua subterránea que recibe el nombre de *flujo base*. Constituye una preocupación permanente de la hidrología la obtención de la escorrentía directa que corresponde a una determinada lluvia en un cierto lugar. Una manera simple de determinar este valor es mediante la siguiente fórmula:

$$P_{neta} = C . P$$

Donde:

P_{neta} = Precipitación o lluvia bruta.

P = Precipitación directa, también llamada lluvia neta.

C = Coeficiente de escorrentía.

2.6. Análisis de Lluvias Máximas Diarias

“El objetivo del estudio de valores extremos es obtener la frecuencia y magnitud de las avenidas que se van a presentar en una cuenca”.

Para alcanzar el fin enunciado es preciso seguir las siguientes etapas:

- Determinación de la precipitación máxima de 24 horas de duración para distintos períodos de retorno.
- Determinación de la precipitación máxima correspondiente a los aguaceros de duración inferior a las 24 horas, y también para distintos períodos de retorno para el tiempo de concentración de la cuenca.

Los valores extremos de eventos como lluvias y caudales han sido objeto de estudio de los hidrólogos durante muchos años debido a sus efectos catastróficos sobre el entorno humano. Por esta razón, el diseño de algunas estructuras hidráulicas, se debe realizar con caudales cuyas probabilidades de falla sean de casi cero.

Para tales estructuras, la máxima precipitación que puede esperarse en esa zona se usa para calcular caudales máximos. Esto significa, que hay un límite máximo de precipitación que puede físicamente caer sobre una región en un tiempo dado.

Esta es la llamada precipitación máxima probable, PMP. Desde este punto de vista, la PMP puede definirse como la precipitación que produce sobre una cuenca, con riesgo cero de ser excedida. Se usan dos tipos de metodologías para hallar la PMP: La primera usa métodos estadísticos aplicados a los registros de lluvias extremas y el segundo método estudia los mecanismos físicos que producen las máximas tormentas, este último método es dominio de la meteorología.

La ley de las precipitaciones de máxima intensidad está definida a partir de la ley de Gumbell, es una distribución de eventos hidrológicos extremos en su análisis se emplean secuencias de observaciones máximas y mínimas de un conjunto de datos, esta distribución de probabilidad (K_{Di}) y moda (E_{Di}) de la altura de lluvia máxima caída en un día (h_{dT}), asuma un único valor (K_D) y (E_D). La función de distribución acumulada de la ley de Gumbell viene expresada de la siguiente manera:

$$\Phi_{h_{dT}} = e^{-e^{-y}}$$

Desarrollando la ecuación de Gumbell para lluvias máximas diarias es:

$$h_{dT} = E_D \cdot [1 + K_D \cdot \log T]$$

Donde:

h_{dT} = Precipitación máxima correspondiente a 24 horas.

E_D = Valor modal de la precipitación máxima diaria.

K_D = Característica de la precipitación máxima diaria.

2.7. Precipitación Máxima en Períodos de Tiempo Inferiores a 24 Horas

Para obtener los valores de las lluvias máximas en períodos de 2, 3,4, etc. horas, ante la carencia de pluviógrafos, se estimaron éstos a partir del desarrollo de la fórmula de Fuller que no es nada más que la ley de regresión de valores modales, dentro de la cual se conoce un punto.

La ecuación de Fuller es la siguiente:

$$\log h_{tT} = \log E_D + \beta \cdot \log t - \log \alpha$$

Desarrollando:

$$\log \frac{h_{tT}}{E_D} = \beta \cdot \log \frac{t}{\alpha}$$

Eliminando logaritmos se obtiene:

$$\frac{h_{tT}}{E_D} = \frac{t}{\alpha}^\beta$$

Finalmente queda:

$$h_{tT} = E_D \cdot \frac{t_i}{\alpha}^\beta$$

Donde:

h_{tT} = Valor modal de la precipitación máxima correspondiente a la duración t horas.

E_D = Valor modal de la precipitación máxima diaria.

t_i = Tiempo en horas.

r = Equivalente de lluvia diaria (para cuencas menores a 20 km² posee un valor igual a 2, y para cuencas mayores a 20 km², posee un valor de 12).

s = Coeficiente angular que varía entre 0.2 y 0.5 (depende de la región). En éste estudio se adoptó el valor de 0.2, ya que con éste se incrementan los valores de la precipitación y el cálculo estará del lado de la seguridad.

Agregando el período de retorno, la fórmula de precipitación máxima para una duración de lluvia inferior a la diaria, es la siguiente:

$$h_{tT} = E_D \cdot \frac{t_i}{\alpha}^\beta \cdot 1 + K_D \cdot \log T$$

2.8. Precipitación Máxima con Duración Inferior a la Diaria y Menor a 2 Horas

La fórmula limita al cálculo de precipitación inferior a 2 horas; por ello estos intervalos pueden calcularse mediante dos métodos:

2.8.1. Método gráfico (lineal)

Se realiza un gráfico de curvas que represente las precipitaciones mayores a 2 hrs. vs. tiempo (para diferentes períodos de retorno); luego se une mediante una recta al inicio de las precipitaciones de 2 hrs. con el origen y se procede a leer las precipitaciones de 0.5, 1, 1.5 hrs.

2.8.2. Método analítico

Se determina el valor del coeficiente angular (S) para $t = 2$ hrs., aproximadamente se determina en función de los valores obtenidos de $h_{T2Hrs.}$ para los diferentes períodos de retorno.

2.9. Curvas Intensidad – Duración - Frecuencia

La intensidad de las tormentas decrece con su duración. Para una tormenta de cualquier duración se tendrá mayor intensidad a mayor período de retorno. Las relaciones entre intensidad frecuencia y duración se representan por las llamadas curvas de intensidad-frecuencia-duración. Las curvas intensidad frecuencia duración son una de las herramientas más útiles para el diseño hidrológico de caudales máximos, cuando se utilizan modelos lluvia-escorrentía como los hidrogramas unitarios o el método racional.

Durante el análisis de las lluvias máximas hay que considerar:

- **La intensidad**, es la cantidad de agua caída por unidad de tiempo. Lo que interesa particularmente de cada tormenta, es la intensidad máxima que se haya presentado, ella es la altura máxima de agua caída por unidad de tiempo. De acuerdo a esto la intensidad se expresa así:

$$I_{m\acute{a}x} = \frac{P}{t}$$

Donde:

$I_{m\acute{a}x}$ = Intensidad máxima, en mm/hora.

P = Precipitación en altura de agua, en mm.

t = Tiempo, en horas.

- **La duración**, corresponde al tiempo que transcurre entre el comienzo y el fin de la tormenta. Aquí conviene definir el *periodo de duración*, que es un determinado periodo de tiempo, tomado en minutos u horas, dentro del total que dura la tormenta. Tiene mucha importancia en la determinación de las intensidades máximas.
- **La frecuencia**, es el número de veces que se repite una tormenta, de características de intensidad y duración definidas en un periodo más o menos largo, tomado generalmente en años.
- **Periodo de retorno**, intervalo de tiempo promedio, dentro del cual un evento de magnitud x, puede ser igualado o excedido, por lo menos una vez en promedio. Representa el inverso de la frecuencia, es decir:

$$T = \frac{1}{f}$$

Donde:

T = Periodo de retorno.

f = Frecuencia

2.10. **Tiempo de Concentración**

Se denomina tiempo de concentración, al tiempo transcurrido desde que una gota de agua cae en el punto más alejado “hidrológicamente” de la cuenca hasta que llega a la salida de esta. Este tiempo es función de ciertas características geográficas y topográficas de la cuenca.

El tiempo de concentración debe incluir los escurrimientos sobre terrenos, canales, cunetas y los recorridos sobre la misma estructura que se diseña. Todas

aquellas características de la cuenca tributaria, tales como dimensiones, pendientes, vegetación y otras en menor grado, hacen variar el tiempo de concentración.

Existen varias formas de hallar el tiempo de concentración t_C , de una cuenca:

- Medida directa usando trazadores.
- Usando las características hidráulicas de la cuenca.
- Usando Fórmulas empíricas.

La metodología más usada en nuestro medio es usando fórmulas empíricas desarrolladas por diferentes investigadores, se contrastaron 5 fórmulas que son: California, U.S.C.E. (United States Corps of Engeneering), Ventura – Hevas, Kirpich y Giandotti. Se utilizará las siguientes fórmulas empíricas:

Fórmula de AUSTRALIANA:

$$T_C = \frac{58.L}{A^{0.1}.S^{0.2}}$$

Fórmula de CALIFORNIA:

$$T_C = 0,30. \frac{L}{J}^{0,76}$$

Fórmula de VENTURA – HEVAS:

$$T_C = 0,05. \frac{\bar{A}}{J}$$

Fórmula de HOPKINGS:

$$T_C = 0,66. \frac{L}{J}^{0,371}$$

Fórmula de KIRPICH:

$$T_C = 0,0195. \frac{L^3}{H}^{0,385}$$

2.11. Distribuciones de Probabilidad para las Precipitaciones Máximas

Los sistemas hidrológicos se ven afectados por eventos extremos que interesan de sobremanera al ingeniero proyectista y al gestor de la cuenca. Se sabe de forma intuitiva que los sucesos extremos están relacionados con su frecuencia de forma inversa; una gran tormenta se produce con menos frecuencia que una pequeña. El objetivo del análisis de frecuencia consiste en relacionar la magnitud de dichos sucesos extremos con su probabilidad de ocurrencia.

Como primer supuesto se encuentra que la información hidrológica recogida es estocástica e independiente del espacio y del tiempo. Esta condición se satisface normalmente escogiendo solamente los valores extremos de un periodo dado, generalmente anual.

Para el estudio de la información hidrológica no se toman todos los datos de una serie sino que se escoge el valor máximo anual, serie anual.

Otra posibilidad es seleccionar los valores mayores que uno dado, con lo cual puede que consigamos algún dato más, serie de excedencia anual. La condición de independencia se satisface menos con las series de excedencia anual que con las series anuales pero a medida que el suceso a analizar es más extremo ambas series tienden a coincidir.

Los modelos me van a permitir estimar o predecir una determinada probabilidad de ocurrencia o no ocurrencia de un fenómeno hidrológico, su magnitud o tamaño.

Disponiendo de los registros de datos hidrometeorológicos que en éste caso es el de precipitación máxima en 24 hrs., se escogerá un modelo estadístico a usar, que represente en forma satisfactoria el comportamiento de la variable.

2.11.1. Distribución Gumbell

Es una distribución de eventos hidrológicos extremos, en su análisis se emplean secuencias de observaciones máximas y mínimas de un conjunto de datos.

- a) **Función acumulada:** la función de la distribución acumulada tiene la forma:

$$F(x) = e^{-e^{-x}} \quad \text{Para: } -\infty < x < \infty$$

La variable reducida de Gumbell se define como:

$$z = \frac{x - \mu}{\alpha}$$

Donde:

$0 < \alpha < \infty$, es el parámetro de escala

$-\infty < \mu < \infty$, es el parámetro de posición, llamado también valor central o moda

- b) **Estimación de los parámetros, método de los momentos:**

- Parámetro de escala: $\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot S$
- Parámetro de posición: $\mu = \bar{X} - C \cdot \alpha$
- Constante de Euler C , cuyo valor es de 0.5772156649
- Donde \bar{X} es la media y S la desviación estándar, ambos para datos no agrupados.

2.11.2. Distribución Log Pearson Tipo III

Es una distribución para análisis de frecuencia de crecientes máximas anuales, donde la metodología exige que deban calcularse los logaritmos de los datos de la información hidrológica.

1. **Función densidad:** la función de la densidad tiene la forma:

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

Donde: $z = \log(x - x_0)$

La variable reducida de Log Pearson tipo III, es: $z = \frac{y - x_0}{\beta} \rightarrow y = \log(x)$

2. **Estimación de los parámetros, método de los momentos:**

- Parámetro de escala: $\beta = \frac{S}{\sqrt{\gamma}}$
- Parámetro de forma: $\gamma = \frac{2}{C_s}^2$
- Coeficiente de sesgo: $C_s = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{(y_i - \bar{x})^3}{S^3}}{n}$
- Parámetro de posición: $X_0 = \bar{x} - \frac{2S}{C_s}$

(Es común que los valores calculados de x_0 resulten absurdos muy grandes o negativos; en estos casos es recomendable fijar el valor por medio de una interpolación, en la ordenada al origen en una gráfica de precipitación vs. probabilidad empírica)

- Se calcula la media \bar{X} y la desviación estándar S , para los logaritmos de los datos

2.11.3. Prueba de Bondad De Ajuste

Las pruebas de bondad de ajuste consisten en comprobar gráfica y estadísticamente, si la frecuencia empírica de la serie analizada se ajusta a una determinada función de probabilidad teórica seleccionada a priori.

Las pruebas de bondad de ajuste más utilizadas son:

- Ajuste Gráfico
- Ajuste Estadístico: Chi-cuadrado y Smirnov-Kolmogorov

La prueba de bondad de ajuste utilizada es la de SMIRNOV-KOLMOGOROV.

La prueba de ajuste de SMIRNOV-KOLMOGOROV, consiste en comparar las diferencias existentes entre la probabilidad empírica de los datos de la muestra y la probabilidad teórica, tomando el valor máximo del valor absoluto, de la diferencia entre el valor observado y el valor de la recta teórica del modelo, es decir:

$$\Delta = \text{máx} |F x - P x |$$

Donde:

Δ = Estadístico de Smirnov-Kolmogorov, cuyo valor es igual a la diferencia máxima existente entre la probabilidad ajustada y la probabilidad empírica.

$F(x)$ = Probabilidad de la distribución de ajuste o teórica.

$P(x)$ = Probabilidad experimental o empírica de los datos, denominada también frecuencia acumulada.

Para la prueba de Smirnov - Kolmogorov se tomó en cuenta los siguientes aspectos:

- La probabilidad empírica $P(x)$ utilizada es la de Weibull.
- El nivel de significación igual a 5%.

2.12. Zonificación Pluviométrica de Lluvias Máximas

En el análisis de zonificación y sub-zonificación pluviométrica se interrelaciona con la definición de la unidad de paisaje. La idea de paisaje conceptualiza la “configuración de la zona”, que se circunscribe a la afección de la orografía de las unidades territoriales con la precipitación. Tomando como base este concepto, una zonificación explica la dinámica paisajística a través de un proceso de delimitación y evaluación integrada del comportamiento y naturaleza del relieve, orografía, altura, distancias a las barreras orográficas que caracterizan un lugar.

Se define como zona pluviométrica, aquella área donde las alturas de lluvia anual de las estaciones pluviométricas tienen desde un punto de vista estadístico un único valor de varianza.

Admitiéndose que las diferencias entre el valor único y aquellos de cada estación son menores a los errores de muestreo. Observando las varianzas obtenidas en las estaciones del área proyecto y verificado los valores con la prueba del Chi-Cuadrado para probabilidades 2.5% y 97.5 %. Se admite que el área pertenece a una zona pluviométrica.

La zonificación pluviométrica es la delimitación pluviométrica a partir del Chi - Cuadrado de la distribución de la varianza con $v = n - 1$, dentro de las franjas de control definido por dos curvas.

Estadísticamente se cumple:

$$\sigma^2 = \sigma'^2$$

Cuando E_a , E_b , E_c , caen dentro de la franja de control

$$\sigma^2 = S^2$$

Y σ^2 es el estimado de S^2

Las variaciones entre éstos dos valores es producido por fenómenos aleatorios o procesos aleatorios de muestreo. Aquellas estaciones que caen fuera de la franja de control pertenecen a otra zona pluviométrica. Con las siguientes ecuaciones determinaremos la *FRANJA DE CONTROL* limitado por las curvas generado por probabilidades del 2.5 % y 97.5 %:

Para la franja de control del 2,5% de probabilidad:

$$S_{0.025}^2 = \sigma'^2 \cdot \frac{0.025 \cdot x^2}{n - 1}$$

Para la franja de control del 97,5% de probabilidad:

$$S_{0.975}^2 = \sigma'^2 \cdot \frac{0.975 \cdot x^2}{n - 1}$$

2.13. Sub.-Zonificación Pluviométrica de Lluvias Máximas

Si se tiene un número de estaciones pluviométricas, se dice que pertenece a una misma sub-zona, si los valores estimados de la media X , varía aleatoriamente alrededor de un único valor medio ponderado X_P , característico de la sub-zona.

También para que una estación pertenezca a una sub-zona, el estimado de la media debe encontrarse dentro de las franjas de control. Aquellas estaciones que caigan fuera de estas franjas de control pertenecen a otra sub-zona pluviométrica.

El estudio de sub-zonificación interrelaciona “la configuración de la zona”, que se limita a la orografía que caracterizan el lugar, se atañe este hecho a la variación hidrológica existente en una zona de estudio. Dentro de una misma zona pluviométrica podemos encontrar sub-zonas pluviométricas esto es debido a la lejanía en que se encuentran o por accidentes naturales existentes.

En base a la experiencia los valores de la moda pueden presentar dos tipos de hipótesis de trabajo:

- Que la moda E_D asume un único valor en todos los puntos de la sub-zona.
- Y que los valores de la moda varían de un punto a otro en función de los parámetros que caracterizan la ubicación y morfología de la sub-zona (altura sobre el nivel del mar, distancia a la cordillera, latitud, etc.).

El análisis se realiza por medio del uso valores de la moda y el número de datos que contiene el registro de las estaciones de estudio.

Lo primero que se hace es analizar si los valores de la media son aproximados o no para hacer una clasificación somera para luego demostrarlo numéricamente.

Calculo de la media y desviación ponderada.

$$M' = \frac{\sum_{j=1}^k M_j \cdot n_j}{\sum n_j}$$

Donde:

$M(h)$ = Media de cada estación

k = Número de estaciones

n_j = Número de datos que tiene cada estación

Por lo que se tiene:

$$S' = \frac{\sum_{j=1}^k S_j \cdot n_j}{\sum n_j}$$

Donde:

$S(h)$ = Media de cada estación

k = Número de estaciones

n_j = Número de datos que tiene cada estación

Con el siguiente cuadro determinaremos la *FRANJA DE CONTROL* limitado por las curvas generados por probabilidades del 2.5 % y 97.5 % las ecuaciones teóricas son:

Para la franja de control del 2,5% de probabilidad:

$$M_{0.025} = M' - \frac{1.96}{\sqrt{n}} \cdot S$$

Para la franja de control del 97,5% de probabilidad:

$$M_{0.975} = M' + \frac{1.96}{\sqrt{n}} \cdot S$$

3. CAUDALES MÁXIMOS

3.1. Introducción

Una creciente es un evento que produce en un río o canal niveles muy altos, en los cuales el agua sobrepasa la banca e inunda las zonas aledañas. Las crecientes causan daños económicos, pérdidas de vidas humanas y trastornan toda la actividad social y económica de una región.

Los caudales son finitos y discretos y la estadística incorpora la variable aleatoria que por definición es continua e infinita, X_1 , X_2 , X_3 , X_n , con una probabilidad, P_1 , P_2 , P_3 , P_n , con un rango de $-\infty$ a $+\infty$ con diferentes probabilidades.

Para caudales se escoge el de mayor valor, por seguridad, por la independencia de sucesos o eventos, por ser el más representativo.

La magnitud del caudal de diseño, es función directa del periodo de retorno que se le asigne, el que a su vez depende de la importancia de la obra y de la vida de ésta.

Cuadro N° 2.1

Periodo de Retorno de Diseño Recomendado para Estructuras Menores

<i>Tipo de Estructura</i>	<i>Periodo de Retorno [años]</i>
Puente sobre carretera importante	50 – 100
Puente sobre carretera menos importante o alcantarillas sobre carretera importante	25
Alcantarilla sobre camino secundario	5 – 10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde puede tolerarse encharcamiento con lluvia de corta duración	1 – 2
Drenaje de aeropuertos	5
Drenaje urbano	2 – 10
Drenaje agrícola	5 – 10
Muros de encauzamiento	5 - 50

3.2. Métodos Para la Determinación de Caudales Máximos

Es casi común que no se encuentre con registros adecuados de escurrimiento en el sitio de interés para determinar los parámetros necesarios para el diseño de obras hidráulicas. En general los registros de precipitación son más abundantes que los datos hidrométricos y además no se afectan por cambios en la cuenca, como construcción de diques u obras de almacenamiento aguas arriba del sitio en interés. Por ello es conveniente contar con métodos que permitan determinar el escurrimiento en una cuenca mediante las características de la misma y la precipitación. Las características de la cuenca se conocen por medio de planos topográficos, imágenes satelitales, y la precipitación a través de mediciones directas (datos pluviométricos).

Los principales parámetros que intervienen en el análisis de caudales máximos son los siguientes:

- Área de la cuenca
- Altura total de precipitación
- Características generales o promedio de la cuenca (forma, pendiente, vegetación, etc.)
- Distribución de la lluvia en el tiempo

Los métodos más utilizados para la determinación de caudales máximos son los siguientes:

- Método del Número de Curva
- Método de Envolventes
- Fórmula Racional
- Fórmula de Passenti
- Hidrograma Unitario
- Fórmulas Empíricas

3.2.1. Método del Número de Curva

Este método fue desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos (SCS) de los Estados Unidos; tiene ventajas sobre el método racional, pues se aplica a cuencas medianas como también a cuencas pequeñas. El parámetro de mayor importancia de la lluvia generadora, es la altura de esta, pasando su intensidad a un segundo plano. Su principal aplicación es la estimación de las cantidades de escurrimiento tanto en el estudio de avenidas máximas, como en el caso del cálculo de aportaciones liquidas. El nombre del método deriva de una serie de curvas, cada una de las cuales lleva el número N, que varía de 1 a 100. Un número de curva N=100, indica que toda la lluvia escurre, y un número N=1, indica que toda la lluvia se infiltra; por lo que los números de curvas, representan coeficientes de escorrentía. Este método es utilizado para estimar la escorrentía total a partir de datos de precipitación y otros parámetros de las cuencas de drenaje. El método fue desarrollado utilizando datos de un gran número de cuencas experimentales, y se basa en la siguiente expresión:

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{P_e}$$

Donde:

F = Infiltración real acumulada.

S = Infiltración potencial máxima

Q = Escorrentía total acumulada

P_e = Escorrentía potencial o exceso de precipitación.

Desarrollando el método se obtiene:

$$Q = \frac{N \cdot P + 50,8 - 5080}{N \cdot P - 203,2 + 20320}$$

Donde:

Q = Escorrentía total acumulada, en mm.

P = Precipitación de la tormenta, en mm.

N = Número de curva.

Siendo:

$$P_{min} = \frac{5080}{N} - 50,8$$

En el *Cuadro N°2.3* el SCS presenta una tabla la cual permite determinar el número de *curva N* para diferentes prácticas agrícolas, diferentes condiciones hidrológicas y grupo hidrológico de suelos. Esta tabla fue desarrollada para una relación $Ia = 0,2 S$ y para una condición de humedad antecedente promedio (CHA II).

Para aclarar los conceptos de los parámetros, del cual depende el número de curva *N* del *cuadro N°2.3*, se indican algunas definiciones:

Condición hidrológica

La condición hidrológica se refiere a la capacidad de la superficie de la cuenca para favorecer o dificultar el escurrimiento directo, esto se encuentra en función de la cobertura vegetal, puede aproximarse de la siguiente forma:

Cuadro N° 2.2
Condición Hidrológica

<i>Cobertura Vegetal</i>	<i>Condición Hidrológica</i>
> 75% del área	Buena
Entre 50% y 75% del área	Regular
< 50% del área	Pobre

Grupo Hidrológico de Suelo

Define los grupos de suelos, los cuales pueden ser:

- Grupo A, tiene bajo potencial de escorrentía
- Grupo B, tiene un moderado bajo potencial de escorrentía
- Grupo C, tiene un moderado alto potencial de escorrentía
- Grupo D, tiene un alto potencial de escorrentía

Cuadro N° 2.3
Número de Curva N Para Complejos Hidrológicos de Suelo Cobertura (para
condición de humedad antecedente II e Ia = 0,2.S).

Cobertura			Número De Curva			
Uso De La Tierra	Tratamiento o Práctica	Condición Hidrológica	A	B	C	D
Descuidado, en descanso, sin cultivos	Surcos rectos	-----	77	86	91	94
Cultivos	Surcos rectos	Pobre	72	81	88	91
	Surcos rectos	Buena	67	78	85	89
	Curvas de nivel	Pobre	70	79	84	88
	Curvas de nivel	Buena	65	75	82	86
	Curvas de nivel y en terrazas	Pobre	66	74	80	82
	Curvas de nivel y en terrazas	Buena	62	71	78	81
Pequeños granos	Surcos rectos	Pobre	65	76	84	88
	Surcos rectos	Buena	63	75	83	87
	Curvas de nivel	Pobre	63	74	82	85
	Curvas de nivel	Buena	61	73	81	84
	Curvas de nivel y en terrazas	Pobre	61	72	79	82
	Curvas de nivel y en terrazas	Buena	59	70	78	81
Sembradíos cerrados, legumbres o sembradíos en rotación	Surcos rectos	Pobre	66	77	85	89
	Surcos rectos	Buena	58	72	81	85
	Curvas de nivel	Pobre	64	75	83	85
	Curvas de nivel	Buena	55	69	78	83
	Curvas de nivel y en terrazas	Pobre	63	73	80	83
	Curvas de nivel y en terrazas	Buena	51	67	76	80
Pastizales o similares		Pobre	68	79	86	89
		Regular	49	69	79	84
		Buena	39	61	74	80
	Curvas de nivel	Pobre	47	67	81	88
	Curvas de nivel	Regular	25	59	75	83
	Curvas de nivel	Buena	6	35	70	79
Pradera		Buena	30	58	71	78
Bosques		Pobre	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
		Buena	25	55	70	77
Patios		-----	59	74	82	86
Caminos incluyendo derecho de vía	Cieno	-----	72	82	87	89
	Superficie firme	-----	74	84	90	92

Para aclarar conceptos y entender la descripción del cuadro N°2.3, se indican las siguientes definiciones:

- **El uso de la tierra** es la cobertura de la cuenca e incluye toda clase de vegetación, escombros, pajonales, desmontes, así como las superficies de agua (lagos, ciénagas, fangales, etc.) y superficies impermeables (carreteras, cubiertas, etc.)
- **El tratamiento de la tierra** se aplica sobre todo a los usos agrícolas de la tierra e incluye las prácticas mecánicas tales como sistemas de bordos, curvas de nivel, terraplenado y ejecución de prácticas para el control de erosión y rotación de cultivos.

El uso de la tierra y las clases de tratamiento se obtienen rápidamente ya sea por observación o por medición de la densidad y magnitud de escombros y cultivos en áreas representativas. El método del SCS distingue tres clases de tierras según su uso y tratamiento, estas son:

- Tierras cultivadas
- Tierras cubiertas de pastos o hierbas
- Tierras cubiertas de bosques y arboledas

Una descripción detallada para definir el grupo de suelo se muestra en el cuadro N°2.4:

Cuadro N° 2.4
Clasificación Hidrológica de los Suelos

Grupo de Suelo	Descripción
A	Son suelos que tienen altas tasas de infiltración (bajo potencial de escurrimiento) aún cuando están enteramente mojados y están constituidos mayormente por arenas o gravas profundas, bien y hasta excesivamente drenadas. Estos suelos tienen una alta tasa de transmisión de agua.
B	Son suelos que tienen tasa de infiltraciones moderadas cuando están cuidadosamente mojados y están constituidos mayormente de suelos profundos de texturas moderadamente finas a moderadamente gruesas. Estos suelos tienen una tasa moderada de transmisión del agua.
C	Son suelos que tienen bajas tasas de infiltración cuando están completamente mojados y están constituidos mayormente por suelo con un estrato que impide el movimiento del agua hacia abajo,

	o suelos con una textura que va de moderadamente fina a fina. Estos suelos tienen una baja tasa de transmisión del agua.
D	Son suelos de alto potencial de escurrimiento, de tasas de infiltración muy bajas cuando están completamente mojados y están formados mayormente por suelos arcillosos con un alto potencial de esponjamiento, suelos con índice de agua permanentemente alto, suelos con arcilla o capa de arcilla en la superficie y suelos superficiales sobre material casi impermeable. Estos suelos tienen una tasa muy baja de transmisión del agua.

Condición de humedad antecedente (CHA)

La condición o estado de humedad tiene en cuenta los antecedentes previos de humedad de la cuenca; determinado por la lluvia total en el periodo de 5 días anterior a la tormenta.

El SCS usa tres intervalos de **CHA**:

- **CHA-I**, es el límite inferior de humedad o el límite superior de S. Hay un mínimo potencial de escurrimiento. Los suelos de la cuenca están lo suficientemente secos para permitir el arado o cultivos, pero no hasta el punto de marchitamiento. Esta condición no se considera aplicable al cálculo p.
- **CHA-II**, es el promedio para el cual el SCS preparó el *cuadro N°2.3*.
- **CHA-III**, es el límite superior de humedad o el límite inferior de S. Hay máximo potencia de escurrimiento. La cuenca está prácticamente saturada por lluvias anteriores.

El SCS presenta el cuadro N°2.5, para estimar CHA, considerando el antecedente de 5 días de lluvia, el cual es simplemente la suma de la lluvia, de los 5 días anteriores al día considerado.

Cuadro N° 2.5
Condición de Humedad Antecedente (CHA)

Condición de humedad antecedente (CHA)	Precipitación acumulada de los 5 días previos al evento en consideración (cm.)	
	Estación seca	Estación de crecimiento
I (seca)	Menor de 1,3	Menor de 3,5
II (media)	1,3 a 2,5	3,5 a 5
III (Húmeda)	Más de 2,5	Más de 5

El cuadro N°2.3 permite calcular el número de curva $N_{(II)}$ para CHA-II, si se tiene CHA-I o CHA-III el número de curva equivalente se calcula con las siguientes ecuaciones:

$$N_I = \frac{4,2 \cdot N_{II}}{10 - 0,058 \cdot N_{II}}$$

$$N_I = \frac{23 \cdot N_{II}}{10 + 0,13 \cdot N_{II}}$$

EL cuadro N°2.6 también permite determinar los números de curva equivalentes CHA-I o CHA-III, conocido el número de curva para CHA-II ($N_{(II)}$).

Cuadro N° 2.6
Número de Curva para Casos de Condición de Humedad Antecedente I Y III

$N_{(II)}$	N para condición		$N_{(II)}$	N para condición	
	I	III		I	III
100	100	100	62	42	79
99	97	100	61	41	78
98	94	99	60	40	78
97	91	99	59	39	77
96	89	99	58	38	77
95	87	98	57	37	76
94	85	98	56	36	75
93	83	98	55	35	75
92	81	97	54	34	74
91	80	97	53	33	73
90	78	96	52	32	71

89	76	96	51	31	70
88	85	95	50	31	70
87	73	95	49	30	69
86	72	94	48	29	68
85	70	94	47	28	67
84	68	93	46	27	66
83	67	93	45	26	65
82	66	92	44	25	64
81	64	92	43	25	63
80	63	91	42	24	62
79	62	91	41	23	61
78	60	90	40	22	60
77	59	89	39	21	59
76	58	89	38	21	58
75	57	88	37	20	57
74	55	88	36	19	56
73	54	87	35	18	55
72	53	86	34	18	54
71	52	86	33	17	53
70	51	85	32	16	52
69	50	84	31	16	51
68	48	84	30	15	50
67	47	83	25	12	43
66	46	82	20	9	37
65	45	82	15	6	30
64	44	81	10	4	22
63	43	80	5	2	13

Estimación del caudal máximo

La parte medular del método es la utilización del cuadro N°2.7, la cual es el resultado de una serie de estudios llevados a cabo por el SCS, sobre las intensidades, duraciones y cantidades de lluvia que deben de ser empleadas al calcular el gasto de pico de una avenida de determinado periodo de retorno. El cuadro N°2.7 fue derivado para una duración de tormenta de 6 horas y relaciona el tiempo de concentración en horas, con el llamado:

Gasto Unitario (q) cuyas unidades son:

$$\frac{\frac{m^3}{seg}}{mm. Km^2}$$

Los rangos de aplicación del método empírico del SCS se deducen del cuadro N°2.7, es decir, para tiempos de concentración de hasta 24 horas, ya que el método del SCS para la estimación de la escorrentía Q no tienen limitaciones.

Cuadro N° 2.7

Gasto Unitario q ($m^3/seg/mm.Km^2$), en función del tiempo de concentración T_C (horas)

T_C	q	T_C	q	T_C	q
0,1	0,337	1,0	0,158	8,0	0,039
0,2	0,300	1,5	0,120	10,0	0,034
0,3	0,271	2,0	0,100	12,0	0,030
0,4	0,246	2,5	0,086	14,0	0,027
0,5	0,226	3,0	0,076	16,0	0,025
0,6	0,208	4,0	0,063	18,0	0,023
0,7	0,195	5,0	0,054	20,0	0,021
0,8	0,190	6,0	0,048	22,0	0,020
0,9	0,168	7,0	0,043	24,0	0,019

3.2.2. Métodos de Envolventes

Estos métodos toman en cuenta solo el área de la cuenca. Estos métodos son de enorme utilidad en los casos en los que sólo se tiene como dato el área de la cuenca y se requiera estimaciones a grosso modo de los caudales máximos probables, o bien cuando se carezca casi por completo de información.

La idea fundamental de esta fórmula es relacionar el gasto máximo Q con el área de la cuenca en la forma:

$$Q = \alpha \cdot A^\beta$$

Donde:

Q = Caudal Máximo en m^3/seg .

α y β = Son parámetros empíricos, donde α varia en función del área, y β es del orden de $\frac{3}{4}$ para cuencas de área menor que unos 1500 Km^2 y de $\frac{1}{2}$ para cuencas mayores.

A = Área de la cuenca en Km^2 .

Nótese que, con $\beta = 1$ y $\alpha = c.i$ es la Fórmula racional. Existen muchas Fórmulas del tipo anterior, siendo las más utilizadas en nuestro medio las siguientes:

3.2.2.1. Fórmula de Creager

$$q = \frac{1,303 \cdot C_C \cdot 0,386 \cdot A^\alpha}{A}$$

Donde q es el gasto por unidad de área:

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

Y α es:

$$\alpha = \frac{0,936}{A^{0,048}}$$

A = Área de la cuenca en Km²

C_C = Coeficiente que en general tiene un valor de 100

3.2.2.2. Fórmula de Lowry

$$q = \frac{C_L}{A + 259^{0,85}}$$

Donde:

C_L = Coeficiente de Lowry que tiene un valor mundial de 3500

A = Área de la cuenca en Km²

3.2.3. Fórmula Racional

El uso de este método, tiene una antigüedad de más de 120 años, se ha generalizado en todo el mundo.

En el método racional, se supone que en la máxima escorrentía ocasionada por una lluvia, se produce cuando la duración de ésta es igual al tiempo de concentración (t_C). Cuando así ocurre, toda la cuenca contribuye con el caudal

en el punto de salida. Si la duración es mayor que el t_c , contribuye asimismo toda la cuenca, pero en ese caso la intensidad de la lluvia es menor, por ser mayor su duración y, por tanto, también es menor el caudal.

Si la duración de la lluvia es menor que el t_c la intensidad de la lluvia es mayor, pero en el momento en el que acaba la lluvia, el agua caída en los puntos más alejados no ha llegado a la salida; solo contribuye una parte de la cuenca a la esorrentía, por lo que el caudal será menor.

Aceptando este planteamiento, el caudal máximo se calcula por medio de la siguiente expresión, que representa la Fórmula racional:

$$Q = \frac{C.I.A}{360}$$

Donde:

Q = Caudal máximo, en m³/seg.

C = Coeficiente de esorrentía, que depende de la cobertura vegetal, la pendiente y el tipo de suelo, sin dimensiones.

I = Intensidad máxima de la lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración, y para un periodo de retorno dado, en mm/hr.

A = Área de la cuenca, en Has.

Para el caso en que el área de la cuenca este expresado en Km² la fórmula es:

$$Q = \frac{C.I.A.}{3,6}$$

Siendo los demás parámetros con las mismas unidades.

La esorrentía, es decir, el agua que llega al cauce de evacuación, representa una fracción de precipitación total. A esa fracción se le denomina coeficiente de esorrentía, que no tienen dimensiones y se representa por "C".

$$C = \frac{V_{\text{escorrentía superficial total}}}{V_{\text{precipitación total}}}$$

El valor de C depende de factores topográficos, edafológicos, cobertura vegetal, etc.

En el cuadro N° 2.8 se presentan valores del coeficiente de escorrentía en función de la cobertura vegetal, pendiente y textura.

Cuadro N° 2.8
Valores del coeficiente de escorrentía

<i>Tipo de vegetación</i>	<i>Pendiente (%)</i>	<i>Textura</i>		
		<i>Franco Arenosa</i>	<i>Franco Arcillo limosa franco limosa</i>	<i>Arcillosa</i>
Forestal	0 – 5	0,10	0,30	0,40
	5 – 10	0,25	0,35	0,50
	10 – 30	0,30	0,50	0,60
Praderas	0 – 5	0,10	0,30	0,40
	5 – 10	0,15	0,35	0,55
	10 – 30	0,20	0,40	0,60
Terrenos cultivados	0 – 5	0,30	0,50	0,60
	5 – 10	0,40	0,60	0,70
	10 – 30	0,50	0,70	0,80

Como ya se menciona “C” es el coeficiente de escorrentía que representa la fracción de lluvia que ocurre en forma directa, toma valores de 0 a 1 y varía considerablemente de una cuenca a otra y de una tormenta a otra debido a las condiciones iniciales de humedad. Sin embargo es común tomar valores de “C” representativos de acuerdo con ciertas características predominantes de la cuenca en estudio.

3.2.4. *Fórmula de Pasenti*

La fórmula viene representada por:

$$Q = C \cdot h \cdot \frac{A}{L}$$

Donde:

Q = Caudal en m³/seg.

C = Coeficiente que varía de 700 a 800, se adopta un valor de 750.

h = Altura de precipitación máxima en 24 hrs., en m.

A = Área de la cuenca, en Km².

L = Longitud de curso principal, en Km.

La característica de esta ecuación es que se introduce el término de periodo de retorno presente en la precipitación máxima en 24 hrs. Se ha demostrado que en nuestro medio este método da muy buenos resultados.

3.2.5. *Hidrograma Unitario*

La técnica del hidrograma unitario permite generar el hidrograma de crecida correspondiente a una tormenta dada, razón por la cual primero se describirá en qué consiste el hidrograma unitario y el método de su obtención.

Definición.-

El hidrograma unitario de las t_1 horas de una cuenca se define como el hidrograma de escorrentía directa resultante de 1 pulgada de lluvia neta caída en t_1 horas, generada uniformemente sobre el área de la cuenca a una tasa uniforme.

El principio del hidrograma está basado en la similitud hidrológica de una cuenca (similitud considerable en la forma de los hidrogramas de crecidas puesto que las características de la cuenca tales como: forma, pendiente, cubierta vegetal, etc., son constantes) tal como lo propuso Sherman (1932).

El hidrograma unitario es un modelo lineal simple que puede usarse para deducir el hidrograma resultante de cualquier cantidad de exceso de lluvia. Las siguientes suposiciones son inherentes de este modelo:

- ***El exceso de precipitación tiene una intensa constante dentro d la duración efectiva;*** las tormentas seleccionadas para el análisis deben ser de corta duración, debido a que es más probable que estas produzcan una tasa de exceso de lluvia intensa y aproximadamente constante, arrojando un hidrograma bien definido, con pico único y de tiempo base corto.
- ***El exceso de precipitación esta uniformemente distribuido a través de toda el área de drenaje;*** el hidrograma unitario puede volverse inaceptable cuando el área de drenaje es demasiado grande para ser cubierta por una lluvia distribuida aproximadamente en forma uniforme. En tales casos, el área debe dividirse y cada sub-área analizarse por tormentas individuales.
- ***El tiempo base de los hidrogramas de escorrentía directa resultante de un exceso de lluvia de una duración dada es constante;*** usualmente el tiempo base es corto si se considera que la escorrentía directa solamente incluye la escorrentía superficial, pero es largo si se incluye también la escorrentía sub-superficial.
- ***Las ordenadas de todos los hidrogramas de escorrentía directa de una base de tiempo común son directamente proporcionales a la cantidad total de escorrentía representada por cada hidrograma;*** el principio de proporcionalidad es válido de manera que las ordenadas del hidrograma unitario pueden determinarse con las ordenadas del hidrograma de escorrentía directa (H.E.D.).
- ***Para una cuenca dad el hidrograma resultante de un exceso de lluvia dado refleja las características no cambiantes de la cuenca;*** el hidrograma unitario se considera único para una cuenca dada e invariable con respecto al tiempo. Este es el principio de la *invarianza temporal*, el

cual junto con los principios de superposición y proporcionalidad es fundamental para el modelo del hidrograma unitario.

Lógicamente en condiciones naturales, dichas suposiciones no se satisfacen en forma perfecta. El modelo es inaceptable a la escorrentía originada por la nieve o el hielo.

3.2.5.1. *Hidrogramas Unitarios Sintéticos*

Para la obtención de hidrogramas unitarios es necesario disponer de registros (precipitaciones- caudales), cuando no se poseen dichos registros han sido sugeridos los *hidrogramas unitarios sintéticos*. Son hidrogramas que se construyen a base de fórmulas obtenidas empíricamente. La mayoría de los estudios se basan en lo que se llama el tiempo de retardo de la cuenca, generalmente definido como el tiempo desde el centro de gravedad del histograma de lluvia neta hasta el pico del hidrograma. El método que se describe a continuación fue desarrollado por Synder en los Estados Unidos.

$$Q_P = \frac{7000 \cdot C_2 \cdot A}{T_L}$$

Donde:

Q_P = Caudal pico, en lts/seg. para una lamina de escorrentía directa de 1 pulg.

A = Área de la cuenca, en Km^2 .

C_2 = Coeficiente que varía entre 0,56 y 0,69.

T_L = Tiempo de retardo de la cuenca, en hrs.

Fórmula válida para una duración tipo de lluvia neta (T) igual a:

$$T = \frac{T_L}{5,5}$$

Para la determinación de T_L se sugiere la siguiente ecuación:

$$T_L = C_1 \cdot L \cdot L_C^{0,3}$$

Donde:

T_L = Tiempo de retardo de la cuenca, en hrs.

L = Longitud del río principal, en Km.

L_C = Distancia desde el punto de desagüe hasta el punto de la corriente principal más próximo al centro de gravedad de la cuenca, en Km.

C_1 = Coeficiente que varía entre 1,35 a 1,65, con valores menores para cuencas con pendientes altas.

Cabe mencionar que el producto de $L.L_C$ es una medida del tamaño y de la forma de la cuenca.

La Fórmula que se presenta a continuación establece el tiempo base T_b en función del tiempo de retardo, los dos expresados en hrs.

$$T_b = 3 + 3 \cdot \frac{T_L}{24}$$

La ecuación para la determinación del caudal líquido solo es válida para una duración dada (duración tipo). Para cualquier otra duración T_D el tiempo de retardo viene dado por:

$$T_{LD} = T_L + \frac{T_D - T}{4}$$

El tiempo de retardo modificado T_{LD} se reemplaza en las anteriores ecuaciones en T_L .

3.2.5.2. *Hidrograma Unitario Triangular*

Este método fue elaborado por Mockus y es adoptado por el U.S. Conservation Service. La ecuación es la siguiente:

$$Q_P = \frac{5,556 \cdot A \cdot \alpha}{1 + \alpha \cdot T_P}$$

El valor que se adopta para α en cuencas no aforadas es de 1,67, así tenemos:

$$Q_P = \frac{2,08 \cdot A \cdot \square}{T_P}$$

Siendo:

$$T_P = \frac{D}{2} + T_L$$

Para el tiempo de retardo de la cuenca T_L se puede relacionar con:

$$T_L = 0,6 \cdot T_C$$

De modo que se tiene:

$$T_P = \frac{D}{2} + 0,6 \cdot T_C$$

3.2.6. *Generación de Caudales por Métodos Empíricos*

Debido a su sencillez, los métodos empíricos tienen gran difusión, pero pueden involucrar grandes errores, ya que el proceso de escurrimiento, es muy complejo como para resumirlo en una Fórmula de tipo directo, en la que solo intervienen el área de la cuenca y un coeficiente de escurrimiento. Existen una variedad de métodos empíricos, en general todos se derivan del método racional.

- ***Fórmula del PEA***

Esta Fórmula fue obtenida en base a estudios de crecidas medias en varias cuencas que fluyen hacia el río Pilcomayo. El PEA (Programa Estratégico de Acción) ha encontrado una relación entre el área de las cuencas y el caudal específico de crecida.

Dicha relación se puede expresar de la siguiente manera:

$$q = 20,5 \cdot A^{-0,3748}$$

Donde:

q = Caudal específico de crecidas, en $\text{m}^3/\text{seg}/\text{Km}^2$

A = Área de la cuenca en estudio, en Km^2

Dicha ecuación es válida para periodos de retorno de 50 a 100 años.

- **Fórmula de Forti**

$$Q = A \cdot 0,50 + \frac{1175}{A + 125}$$

- **Fórmula de Santi**

$$Q = C \cdot \sqrt{A}$$

Donde:

A= Área de la cuenca

C = Coeficiente que depende del periodo de retorno T

<i>T</i>	<i>C</i>
100	33
500	50
1000	66

- **Fórmula de Fanning**

$$Q = 2,5 \cdot A^{5/6}$$

- **Fórmula de Dickens**

$$Q = 6,9 \cdot A^{3/4}$$

- **Fórmula de Ganguillet**

$$Q = \frac{25 \cdot A}{5 + \sqrt{A}}$$

- **Fórmula de Kuichling**

$$Q = A \cdot \frac{1246}{A + 440} + 0,22$$

- **Fórmula Italiana**

$$Q = \frac{32 \cdot A}{0,5 + \sqrt{A}}$$

- **Fórmula de Ryves**

$$Q = 8,5 \cdot A^{2/3}$$

- **Fórmula de Fuller**

$$Q = N \cdot 0,013 \cdot A^{0,8} \cdot (1 + 0,8 \cdot \log T)^{1 + 2,66 \cdot A^{-0,3}}$$

- **Fórmula de Gonzales Quijarro**

$$Q = 17 \cdot A^{2/3}$$

- **Fórmula de Valentini**

$$Q = 27 \cdot \sqrt{A}$$

- **Fórmula de Gutman**

$$Q = \frac{2832 \cdot A}{96 + A}$$

- **Fórmula de Pagliari**

$$Q = \frac{2900 \cdot A}{90 + A}$$

- **Fórmula de Zapata**

$$Q = 21 \cdot A^{0,6}$$

4. MUROS DE CONTENCIÓN

4.1. Definición

Las estructuras de contención o de relleno son obras civiles construidas con la finalidad de proveer estabilidad contra la rotura de macizos de tierra o roca. Son estructuras que proveen soporte a estos macizos y evitan el deslizamiento causado por ser peso propio o por cargas externas.

Las estructuras de contención están entre las más antiguas construcciones humanas, acompañando la civilización desde las primeras construcciones en piedra de la prehistoria. Sin embargo, su dimensionamiento en bases racionales, utilizando modelos teóricos, solo se desarrollo a partir del siglo XVIII. En 1973, Coulomb presento su trabajo, en uno de estos capítulos trata acerca de la determinación del empuje lateral aplicado por el suelo sobre una estructura de contención. Esta determinación es el paso más importante en el dimensionamiento de una estructura de contención.

El análisis de una estructura de contención consiste en el análisis del equilibrio del conjunto formado por el macizo de suelo y la propia estructura. Este equilibrio es afectado por las características de resistencia, deformabilidad,

permeabilidad y por el peso propio de esos dos elementos, además de las condiciones que rigen la interacción entre ellos. Estas condiciones tornan el sistema bastante complejo y hay, por tanto, la necesidad de adoptar modelos teóricos simplificados que tornen el análisis posible. Estos modelos deben tener en cuenta las características de los materiales que influyen en el comportamiento global, además de la geometría y las condiciones locales.

Del lado del macizo deben ser considerados su peso propio, resistencia, deformabilidad y geometría. Aparte de eso, son necesarios datos sobre las condiciones de drenaje local y cargas externas aplicadas sobre el suelo. Del lado de la estructura deben ser considerados su geometría, material empleado y sistema constructivo adoptado. Finalmente, del punto de vista de la interacción, deben ser consideradas en el análisis las características de las interfaces entre el suelo y la estructura, además de la secuencia constructiva.

4.2. Estructuras de Contención a Gravedad

Mientras que estructuras como los tablestacados y las paredes ancladas generalmente recurren a métodos de soporte auxiliares para mantenerse estables, las estructuras a gravedad utilizan su peso propio y muchas veces el peso de una parte del bloque de suelo incorporado a ella para su estabilidad.

Los materiales utilizados y la forma de la estructura de contención a gravedad son muy variados. La estructura (muro) es formada por un cuerpo macizo que puede ser construido en concreto ciclópeo, emboquillado de piedras, gaviones o hasta una combinación de varios tipos de materiales.

Su estabilidad frente al empuje ejercido por el bloque de suelo contenido es provista por su peso propio, de ahí su nombre. La principal ventaja de un muro de gravedad es su simplicidad de ejecución. Para su construcción no se requiere, en general, mano de obra especializada. Sin embargo, para vencer desniveles muy altos el consumo de material es muy elevado, lo que restringe su utilización a estructuras de pequeño y mediano tamaño.

En función del tipo de material utilizado para su construcción, estas estructuras pueden ser subdivididas en:

- **Estructuras Rígidas:** Aquellas construidas con materiales que no aceptan cualquier tipo de deformación (Concreto ciclópeo, emboquillado de piedras, etc.)

Son muy utilizadas, pero presentan algunas limitaciones técnicas y de aplicación que son:

- Exigen buen terreno de fundación (no aceptan deformaciones o asentamientos)
- Necesitan de un eficiente sistema de drenaje
- En general, el relleno no puede ser hecho antes de la total culminación de la estructura

- **Estructuras Flexibles:** Aquellas formadas por materiales deformables y que pueden, dentro de límites aceptables, adaptarse a las deformaciones y movimientos del terreno, sin perder su estabilidad y eficiencia (Gaviones, bloques articulados, etc.)

La elección del tipo de contención ideal es un proceso juicioso e individualizado, en función de diferentes factores:

- **Físicos:** altura de la estructura, espacio disponibles para su implantación, dificultad de acceso, sobrecargas, etc.
- **Geotécnicos:** tipo de suelo a contener, presencia de nivel freático, capacidad de soporte del suelo de apoyo, etc.
- **Económicos:** disponibilidad e materiales y de mano de obra calificada para la construcción de la estructura, tiempo de ejecución, clima local, costo final de la estructura, etc.

4.3. Estructuras de Contención en Gaviones

Las estructuras de gravedad en gaviones ya son un tradicional sistema de contención. Su origen es italiano y fueron empleadas, por primera vez en su versión moderna, al final del siglo XIX, desde entonces su utilización es creciente y los campos de utilización son más amplios cada día, en América Latina esta solución comenzó a ser utilizada al inicio de los años 70' y hoy ya existen muchas obras en todos los países de la región.

Son constituidos por elementos metálicos confeccionados con redes de malla hexagonal de doble torsión, llenados con piedras. Estas estructuras son extremadamente ventajosas, desde el punto de vista técnico y económico, en la construcción de estructuras de contención, pues poseen un conjunto de características funcionales que no existen en otros tipos de estructuras.

Todas las unidades son firmemente unidas entre sí a través de costuras con alambres de iguales características a los de la malla, de modo de formar una estructura continua. La elección del material a ser usado, sea en lo que se refiere a las características de la malla o en el material de relleno, es de fundamental importancia para la obtención de una estructura realmente eficaz.

La malla, en particular, debe poseer las siguientes características:

- Elevada resistencia mecánica.
- Elevada resistencia contra la corrosión.
- Buena flexibilidad.
- No ser fácil de destejer o desmallar.

La construcción de un muro de gaviones es extremadamente simple, sin embargo la estructura final tendrá características técnicas muy importantes. De hecho podemos considerar las contenciones en gaviones como estructuras:

Monolíticas: todos los elementos que forman las estructuras en gaviones son unidos entre sí a través de amarres ejecutados a lo largo de todas las aristas en

contacto. El resultado es un bloque homogéneo que tiene las mismas características de resistencia en cualquier punto de la estructura.

Resistentes: Las redes utilizadas son hechas en malla hexagonal de doble torsión, este tipo de malla proporciona distribución más uniforme de los esfuerzos a los que son sometidos y tienen resistencia nominal a la tracción, la doble torsión impide el destejido de la red, en caso que ocurra la rotura de alguno de los alambres que la componen.

Durables: Los alambres reciben revestimientos especiales para evitar su corrosión, estos revestimientos, aplicados a los alambres que forman las mallas de los gaviones, garantizan que el deterioro de la estructura será extremadamente lento y con efectos menos graves de los que se registra en cualquier otro tipo de solución, aun cuando sean usadas en ambientes agresivos, caracterizándose como obras definitivas.

Armadas: Son estructuras armadas, en condición de resistir las solicitaciones de tracción y corte. La armadura metálica no solo tiene la función de contener las piedras, sino también de soportar y distribuir los esfuerzos de tracción originados de aquellos que actúan sobre la estructura, aun cuando tales esfuerzos son consecuencia de asentamientos o deformaciones localizados y no previstos en el cálculo.

Flexibles: Permiten la adaptación de las estructuras a las deformaciones y movimientos del terreno, sin perder su estabilidad y eficiencia. Debido a su flexibilidad es el único tipo de estructura que no requiere fundaciones profundas, aun cuando son construidas sobre suelos con baja capacidad de soporte, esta característica también permite, en la mayoría de los casos, que la estructura se deforme mucho antes del colapso permitiendo la detección anticipada del problema y dando oportunidad de realizar intervenciones de recuperación, minimizando gastos y evitando accidentes de proporciones trágicas.

Permeables: Un eficiente sistema drenante es indispensable para una buena performance y vida útil de las estructuras de contención. Las Contenciones en gaviones, por las características intrínsecas de los materiales que las componen, son totalmente permeables y, por lo tanto autodrenantes, aliviando por completo el empuje hidrostático sobre la estructura.

De bajo impacto ambiental: Las estructuras en gaviones se adaptan muy bien a este concepto, durante su construcción y a lo largo de la vida útil de la obra. Debido a su composición no interponen una barrera impermeable para las aguas de infiltración y percolación. Con eso, principalmente en obras de protección hidráulica, las líneas de flujo no son alteradas y el impacto para la flora y fauna local es el mínimo posible.

Prácticas y versátiles: presentan extrema facilidad constructiva ya que los materiales utilizados son secos – gaviones (fardos metálicos), piedras y tablas (para encofrados) y la mano de obra necesaria para el montaje y llenado de los elementos está formada básicamente por ayudantes (peones), dirigidos por maestros de obras. Cuando se opta por el llenado mecánico de los elementos, se puede usar cualquier tipo de equipo destinado a excavación en obras de movimientos de tierras.

Económicas: Cuando son comparadas a otros tipos de soluciones, con las mismas resistencias estructurales, presentan costos directos e indirectos más bajos. Pudiéndose construir en etapas, adecuando cada etapa al balance financiero de la obra.

4.4. Los Gaviones

Son elementos modulares con formas variadas, confeccionados a partir de redes metálicas en malla hexagonal de doble torsión que, llenados con piedras de granulometría adecuada y cosidos juntos, forman estructuras destinadas a la solución de problemas geotécnicos, hidráulicos y de control de erosión. El montaje y el llenado de estos elementos pueden ser realizados manualmente o con

equipos mecánicos comunes. Para las estructuras de contención a gravedad pueden ser utilizados los siguientes tipos:

4.4.1. Gaviones Tipo Caja

El gavión tipo caja es una estructura metálica, en forma de paralelepípedo, producida a partir de un único paño de malla hexagonal de doble torsión, que forma la base, la tapa y las paredes frontal y trasera. A este paño base son unidos, durante la fabricación, paneles que formaran las dos paredes de las extremidades y los diafragmas.

Cuando está en contacto con agua, es aconsejable que sea utilizada la malla producida con alambres con revestimiento adicional de material plástico, que ofrece una protección definitiva contra la corrosión.

Las dimensiones de los gaviones caja son estandarizadas:

- El largo, siempre es múltiplo de 1 m, a 4 m, con excepción del gavión de 1,5 m.
- El ancho es siempre de 1 m.
- El alto puede ser de 0,5 m o 1 m.

*Cuadro N° 2.9
Gaviones Caja con Diafragmas*

Dimensiones Estándar			Volumen m³	Diafragmas
Largo (m)	Ancho (m)	Alto (m)		
1,50	1,00	0,50	0,75	-
2,00	1,00	0,50	1,00	1
3,00	1,00	0,50	1,50	2
4,00	1,00	0,50	2,00	3
1,50	1,00	1,00	1,50	-
2,00	1,00	1,00	2,00	1
3,00	1,00	1,00	3,00	2
4,00	1,00	1,00	4,00	3

4.4.2. Gaviones Tipo Saco

Los gaviones tipo saco son estructuras metálicas, con forma de cilindro, constituidos por un único paño de malla hexagonal de doble torsión que, en sus bordes libres, presenta un alambre especial que pasa alternadamente por las mallas para permitir el montaje del elemento en obra.

Es un tipo de gavión extremadamente versátil debido a su formato cilíndrico y método constructivo, siendo que las operaciones de montaje y llenado son realizadas en obra para su posterior instalación, con el auxilio de equipos mecánicos.

Estas características hacen del gavión saco una herramienta fundamental en obras de emergencia. Después de montado, es llenado con rapidez, cerca del lugar de utilización. Su llenado es realizado por el extremo (tipo saco) o por el costado (tipo bolsa). Después de concluidas esta etapas, los gaviones tipo saco pueden ser almacenados para su posterior aplicación o pueden ser inmediatamente colocados en el lugar de aplicación con el auxilio de una grúa.

Las dimensiones de los gaviones saco son estandarizadas:

- El largo, siempre múltiplo de 1 m, varía de 1 m a 6 m.
- El diámetro es siempre de 0,65 m.

*Cuadro N° 2.10
Gaviones Tipo Saco*

<i>Dimensiones Estándar</i>		<i>Volumen (m³)</i>
<i>Largo (m)</i>	<i>Diámetro (m)</i>	
2,00	0,65	0,65
3,00	0,65	1,00
4,00	0,65	1,30
5,00	0,65	1,65
6,00	0,65	2,00

4.4.3. Gaviones Tipo Colchón Reno

El colchón Reno es una estructura metálica, en forma de paralelepípedo, de gran área y pequeño espesor. Es formado por dos elementos separados, la base y la tapa. El paño que forma la base es doblado, durante la producción, para formar los diafragmas, uno a cada metro, los cuales dividen el colchón en celdas de aproximadamente dos metros. En obra, el colchón es desdoblado y montado para que asuma la forma de paralelepípedo.

Posteriormente es transportado, ubicado y cosido, aun vacíos, a los colchones Reno adyacentes. Son estructuras flexibles adecuadas para la construcción de obras complementarias tales como plataformas de deformación para proteger la base de los muros, canaletas de drenaje, revestimiento de taludes además de su función principal, que es actuar como revestimiento flexible de márgenes y fondos de cursos de agua. Su longitud, siempre es múltiplo de 1 m, varía entre 3 m y 6 m, en cuanto a su ancho es siempre de 2 m. Su espesor puede variar entre 0,17, 0,23 y 0,30 m.

*Cuadro N° 2.11
Colchones Reno*

<i>Dimensiones Estándar</i>			<i>Área m²</i>	<i>Diafragmas</i>
<i>Largo (m)</i>	<i>Ancho (m)</i>	<i>Alto (m)</i>		
3,00	2,00	0,17	6,00	2
4,00	2,00	0,17	8,00	3
5,00	2,00	0,17	10,00	4
6,00	2,00	0,17	12,00	5
3,00	2,00	0,23	6,00	2
4,00	2,00	0,23	8,00	3
5,00	2,00	0,23	10,00	4
6,00	2,00	0,23	12,00	5
3,00	2,00	0,30	6,00	2
4,00	2,00	0,30	8,00	3
5,00	2,00	0,30	10,00	4
6,00	2,00	0,30	12,00	5

5. TEORÍA Y CÁLCULOS DE ESTABILIDAD

5.1. Resistencia al Corte de los Suelos

La resistencia al corte puede ser definida como el máximo valor que la tensión cortante puede alcanzar, a lo largo de un plano cualquiera en el interior del macizo, sin que se verifique la rotura de la estructura del suelo.

5.1.1. Criterio de Morh-Coulomb

La ley que determina la resistencia al corte del suelo es el criterio de rotura o de plastificación del material. Se trata de un modelo matemático aproximado que relaciona la resistencia al estado de tensión actuante. En el caso de los suelos, el criterio más ampliamente utilizado es el criterio de Morh-Coulomb que establece una relación entre la resistencia al corte y la tensión normal. El criterio de Morh-Coulomb se basa en la ley de Coulomb y en el criterio de rotura de Morh.

La ley de Coulomb determina que la resistencia al corte a lo largo de cualquier plano dada por:

$$s = c + \sigma \cdot \tan \phi$$

Donde:

s = Resistencia al corte

c = Cohesión

ϕ = Ángulo de fricción interna.

Además, la cohesión y el ángulo de fricción interna son los parámetros de resistencia al corte del suelo según este criterio de rotura y su determinación es fundamental en la determinación del empuje. Esta determinación puede ser obtenida por ensayos de laboratorio, como el ensayo de corte directo y los ensayos de compresión triaxial. Pueden también ser estimados a partir de ensayos de campo, o también a partir de otras características del material.

Es importante mencionar que “c” y “ ϕ ” no son parámetros intrínsecos del suelo, son parámetros del modelo adoptado como criterio de rotura. Además de eso, el valor de esos parámetros depende de otros factores, como tenor de humedad, velocidad y forma de carga y condiciones de drenaje. Estos valores pueden, inclusive, variar con el tiempo, lo que lleva a un análisis mucho más complejo y cabe al proyectista identificar el momento en que las condiciones del problema son más desfavorables.

5.1.2. Resistencia al Corte de los Suelos No Cohesivos

Los suelos no cohesivos son representados por las arenas y piedras, son también llamados suelos granulares. La resistencia al corte de esos suelos se debe principalmente a la fricción entre las partículas que los componen. De esta forma, la envolvente de resistencia puede ser expresada por:

$$s = \sigma \cdot \tan \phi$$

O sea la cohesión “c” es nula y el ángulo de fricción interna es el único parámetro de resistencia.

Los principales factores que determinan el valor del ángulo de fricción interna “ ϕ ” son:

Compacidad: es el principal factor, cuanto mayor es la compacidad (o menor índice de vacíos), mayor es el esfuerzo necesario para romper la estructura de las partículas y, consecuentemente, mayor el valor de “ ϕ ”.

Granulometría: en las arenas bien graduadas las partículas menores ocupan los vacíos formados por las partículas mayores, conduciendo a una distribución más estable, con mayor resistencia. Además de eso, las arenas más gruesas tienden a disponerse naturalmente en forma más compacta, debido al peso propio de cada partícula. Esto hace que, en general, el valor de “ ϕ ” sea un poco mayor en las arenas gruesas y piedras.

Forma de las partículas: partículas más redondeadas ofrecen menos resistencia que las partículas más irregulares. Por lo tanto, estas últimas presentan “ ϕ ” mayor.

Tenor de humedad: la humedad del suelo tiene pequeña influencia en la resistencia de las arenas. Esto se debe al hecho del agua funciona como un lubricante en los contactos entre partículas, disminuyendo el valor de “ ϕ ”. Además de eso, cuando la arena está parcialmente saturada, surgen tensiones capilares entre las partículas, lo que provoca que aparezca una pequeña cohesión, llamada cohesión aparente. Por lo tanto esta cohesión desaparece cuando el suelo está saturado o seco.

En el cuadro N° 2.12 están los valores del ángulo de fricción interna “ ϕ ” de algunos materiales granulares.

Cuadro N° 2.12
Valores típicos del ángulo de fricción interna

Suelo	Ángulo de fricción efectivo (grados)	
	Suelto	Compacto
Grava	36 – 40	40 – 50
Pedrisco de cantera	34 – 38	38 – 42
Pedrisco (angular)	32 – 36	35 – 45
Arena de cantera (sub-angular)	30 -34	34 – 40
Arena de playa (redondeada)	28 -32	32 – 38
Arena limosa	25 – 35	30 – 36
Limo	25 - 35	30 - 35

5.2. Coeficientes de seguridad

El proyecto en general trata de establecer seguridad contra la rotura y contra la excesiva deformación. En los proyectos son utilizados, entonces, estados límites a fin de establecer esta seguridad.

Los estados límites son definidos como estados a partir de los cuales la estructura no satisface más los requisitos de estabilidad y uso impuestos por el proyecto. Estos estados límites son clasificados en:

- ***Estado Límite Ultimo:*** Define el punto a partir del cual se produce la ruina de la estructura de contención, por rotura del macizo, o por rotura de los elementos que componen la propia estructura.
- ***Estado Limite de Servicio:*** Define el punto de máxima deformación aceptable, en términos de servicio, tanto para la estructura, como para el suelo.

La seguridad de la estructura de contención puede ser definida genéricamente como la “distancia mínima” que la estructura se encuentra de esos estados límites.

Normalmente esta seguridad esta expresada en términos de coeficientes adimensionales que relacionan el estado actual de la estructura a los estados límites.

Hay dos formas generales de establecer estos coeficientes de seguridad:

- ***Coefficientes de Seguridad Global:*** los estados límites son determinados en base a los parámetros reales de resistencia y de sollicitación del conjunto y los coeficientes de seguridad son definidos como la relación entre la resistencia total disponible contra una determinada condición de rotura y la resistencia efectivamente movilizada para contraponerse a esta condición. Los valores mínimos de los coeficientes de seguridad global a ser satisfechos por la estructura son definidos en base a la práctica de proyecto.
- ***Coefficientes de Seguridad Parcial:*** a los parámetros de resistencia y de sollicitación son aplicados coeficientes de seguridad en el sentido de minorar (en el caso de la resistencia) o mayorar (en el caso de la

solicitud) sus valores. Los estados límites obtenidos con la utilización de estos parámetros modificados son impuestos como condición límite para el estado actual de la estructura. Los valores de los coeficientes de seguridad parcial son establecidos en base a estudios estadísticos de la dispersión de los valores de los parámetros que son aplicados.

En el caso del proyecto de estructuras de contención, los coeficientes de seguridad global son tradicionalmente más utilizados. Sin embargo, la utilización de coeficientes de seguridad parcial viene aumentada y muchos países están adoptando este tipo de análisis en sus códigos de proyecto.

5.3. Determinación del Empuje

5.3.1. Conceptos Básicos

Empuje de tierra es la resultante de las presiones laterales ejercidas por el suelo sobre una estructura de contención o de fundación. Estas presiones pueden ser debido al peso propio del suelo o a sobrecargas aplicadas sobre él.

El valor del empuje sobre una estructura depende fundamentalmente de la deformación que esta sufre debido a la acción de este empuje. Se puede visualizar esta interacción efectuándose un experimento que utiliza un paramento vertical móvil, soportando un desnivel de suelo. Se verifica que la presión ejercida por el suelo sobre el paramento varía con el desplazamiento de este último.

Cuando el paramento se aleja del suelo contenido, hay una disminución del empuje hasta un valor mínimo que corresponde a la total movilización de la resistencia interna del suelo. Esta condición es satisfecha con un pequeño desplazamiento del paramento y es llamada estado activo. El empuje actuante en este instante es llamado **empuje activo “ E_a ”**.

Si por el contrario, el paramento fuera movido contra el suelo contenido, habrá un aumento en el empuje hasta un valor máximo donde existirá

nuevamente la movilización total de la resistencia del suelo. A este valor máximo se le ha dado el nombre de **empuje pasivo “ E_p ”**, y la condición de deformación en que ocurre es llamado estado pasivo. Diferente del estado activo, el estado pasivo se logra después de un desplazamiento bastante mayor del paramento.

En el caso que el paramento se mantenga inmóvil en la posición inicial, el empuje, conocido como **empuje en reposo “ E_o ”**, mantendrá entre los valores del empuje activo y del empuje pasivo. En esta condición no hay una completa movilización de la resistencia del suelo.

Los muros de contención a gravedad, en general, y en particular los flexibles, como es el caso de los construidos con gaviones, permiten la deformación del suelo contenido en forma suficiente para que su resistencia sea totalmente movilizada. Por lo tanto, deben ser dimensionados sobre la acción del empuje pasivo.

El problema de la determinación de la magnitud y distribución de la presión lateral del suelo es, por lo tanto, estáticamente indeterminado y son necesarias hipótesis de la relación entre las tensiones y las deformaciones del suelo para que se pueda llegar a la solución.

Los métodos clásicos empleados en la ingeniería para la determinación de los empujes activos o pasivos adoptan una relación del tipo rígido-plástica entre las tensiones y deformaciones del suelo. Este modelo presenta la ventaja de ofrecer el cálculo de los desplazamientos de la estructura, ya que cualquier deformación es suficiente para alcanzar la plastificación del material.

Como criterio de plastificación, es empleado casi exclusivamente el criterio de Morh-Coulomb. Según este criterio, la tensión tangencial “ τ ” a lo largo de una superficie de rotura debe ser igual a la resistencia “ s ”.

5.3.2. Teoría de Coulomb

La cuantificación del empuje activo o pasivo sobre una estructura de contención es también posible si admitimos que en el instante de la movilización total de la resistencia del suelo se forman superficies de deslizamiento o de rotura en el interior del macizo. Estas superficies delimitan una parte del macizo que se movilizaría en relación al suelo restante en el sentido del desplazamiento de la estructura. Si esta parte del suelo fuera considerada como un cuerpo rígido, el empuje puede entonces ser determinado del equilibrio de las fuerzas actuantes sobre este cuerpo rígido.

El método de Coulomb admite que tales superficies de roturas son planas y el empuje es aquel que actúa sobre la más crítica de las superficies de rotura planas.

La ventaja de este método reside en el hecho que se puede considerar la existencia de fricción entre la estructura de contención y el suelo, además de permitir al análisis de estructuras con paramento no vertical.

Para el caso de suelo no cohesivo, las fuerzas que actúan sobre la cuña de suelo formada en el estado activo son su peso propio “P”, la reacción del macizo “R”, que debido a la fricción ϕ interna del suelo tiene una inclinación “ α ” en relación a la superficie de rotura; y el empuje activo “ E_a ” que también presenta una inclinación “ δ ” en relación al paramento de la estructura de contención. Esta última inclinación es el ángulo de fricción entre el suelo y la estructura de contención. La superficie potencial de rotura forma un ángulo “ ρ ” con la dirección de la horizontal.

El valor del peso propio es:

$$P = \frac{\gamma \cdot H^2}{2 \cdot \text{sen}^2 \alpha} \cdot \text{sen} \alpha + \rho \cdot \frac{\text{sen} \alpha + i}{\text{sen} \rho - i}$$

El empuje activo puede ser determinado a partir del equilibrio de fuerzas:

$$\frac{E_a}{\text{sen } \rho - \phi} = \frac{P}{\text{sen } \pi - \alpha - \rho + \phi + \delta}$$

$$E_a = \frac{P \cdot \text{sen } \rho - \phi}{\text{sen } \pi - \alpha - \rho + \phi + \delta}$$

La superficie mas critica, en el caso activo, es aquella que lleva el valor de “E_a” a un máximo, o sea, es obtenida de la derivada de la expresión anterior en relación al ángulo de la superficie de rotura “ρ”:

$$\frac{dE_a}{d\rho} = 0$$

De ahí se obtiene el valor máximo de “E_a”:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

Donde:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2 \alpha + \phi}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen } \alpha - \delta \cdot 1 + \frac{\text{sen } \phi + \delta \cdot \text{sen } \varphi - i}{\text{sen } \alpha - \delta \cdot \text{sen } \alpha + i}^2}$$

En el estado pasivo hay una inversión en las inclinaciones de las fuerzas “R” y “E_p” debido a la inversión en el sentido del desplazamiento de la estructura y la superficie mas critica es aquella que lleva “E_p” a un valor mínimo.

El valor del empuje pasivo “E_p” esta dado entonces por:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_p$$

$$K_p = \frac{\text{sen}^2 \alpha - \phi}{\text{sen}^2 \alpha \cdot \text{sen } \alpha + \delta \cdot 1 + \frac{\text{sen } \phi + \delta \cdot \text{sen } \varphi + i}{\text{sen } \alpha + \delta \cdot \text{sen } \alpha + i}^2}$$

Como en este proceso no hay determinación de la presión lateral, y sin la determinación directa del empuje total, no es posible la determinación del punto de aplicación del empuje por el centro de gravedad del diagrama de presión lateral como la teoría de Rankine.

Sin embargo, las expresiones obtenidas muestran claramente que el empuje es resultado de una distribución triangular de las presiones laterales tanto en el estado activo como el pasivo. Entonces el punto de aplicación del empuje está localizado también en este caso, a una altura igual a “H/3” de la base de la estructura.

En el caso que exista una sobrecarga “q” uniforme distribuida sobre el macizo, esta provocará un aumento en el valor del empuje. Este aumento puede ser determinado considerando la parte de la sobrecarga que actúa sobre la cuña de suelo delimitada por la superficie de rotura. Esta parcela “Q” se sumará al peso de la cuña “P” y, de esta forma, provocará un aumento proporcional en las otras fuerzas que actúan sobre la cuña.

Entonces, el empuje “E_a” está dado por:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a \cdot \text{sen } i + q \cdot H \cdot K_a \cdot \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen } \alpha + i}$$

De esta expresión se percibe que el efecto de la sobrecarga se distribuye de manera uniforme a lo largo del paramento, lo que permite la determinación del punto de aplicación del empuje sobre la estructura de contención. La primera parte de la expresión de arriba “ $\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$ ” es debida apenas al suelo y, por lo tanto, está aplicada a “H/3” de la base de la estructura, mientras que la segunda parte “ $q \cdot H \cdot K_a \cdot \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen } \alpha + i}$ ” es debida a la sobrecarga y estará aplicada a una altura igual a “H/2”. E

El punto de aplicación del empuje total puede, entonces, ser obtenido del centro de gravedad de las dos partes.

5.3.3. Método del Equilibrio Límite

En el caso que el suelo sea cohesivo o la superficie del macizo no sea plana, no hay posibilidad como aplicar directamente la teoría de Coulomb. En estos casos se puede adoptar un método de análisis semejante al de Coulomb, pero más volcado al problema específico en cuestión.

Como la superficie del macizo no posee una inclinación “i” constante, no es posible utilizar las expresiones deducidas de la teoría de Coulomb para la determinación del empuje. En este caso se puede hacer un análisis por tentativas. Se consideran varias posiciones para la superficie de rotura y para cada una de ellas se determina el valor del empuje por equilibrio de fuerzas. Estos valores son colocados en función de la superficie de rotura que les dio origen y de esta forma se puede estimar la variación correspondiente. Entonces se puede determinar la posición más crítica de la superficie de rotura y el empuje correspondiente.

La ventaja de este método se encuentra en la gran variedad de casos que pueden ser analizados, tales como el suelo cohesivo, ocurrencia de sobrecargas no uniformes sobre el macizo, de presiones neutras en el interior del suelo, etc.

Por lo tanto, para determinar el empuje aplicado por un macizo compuesto de capas de suelos con diferentes características, es necesaria la extensión de este método, de modo que se considere superficies de rotura formadas por más de un plano y, por lo tanto, formando más de una cuña de suelo.

5.4. Aplicaciones de las Teorías de Muros de Gaviones

Los muros de gaviones son estructuras de gravedad y como tal pueden ser dimensionadas, de esta manera, las teorías clásicas de Rankine y de Coulomb, y así también el método del equilibrio límite, pueden ser utilizados en la determinación de los empujes actuantes.

Para los casos más simples, la teoría de Coulomb es generalmente empleada en la determinación del empuje activo, pues abarca una variedad razonable de situaciones encontradas en la práctica.

Las características del suelo contenido deben ser analizadas cuidadosamente, ya que de ellas dependen los resultados del análisis. Se debe tratar que el macizo sea generalmente un relleno, preferentemente ejecutado con material no cohesivo y así es normal considerar como nula la cohesión del suelo.

Mismo cuando se utiliza suelo arcilloso en el relleno, la cohesión disponible es mucho más pequeña, pues mas allá de la compactación provocada durante la construcción, se debe recordar que el estado activo se configura dentro de una situación de desplazamiento del macizo; y así la situación más crítica es la que corresponde a la condición drenada de la resistencia. De esta forma la envolvente de resistencia al corte mas indicad en estos casos es la envolvente efectiva (también llamada envolvente drenada), que normalmente presenta una porción de cohesión muy pequeña, o nula, para suelos arcillosos.

Para el ángulo de fricción “ δ ” entre el suelo y la estructura, se puede adoptar el mismo valor del ángulo interno “ ϕ ” del suelo, pues la superficie de los gaviones es bastante rugosa. En el caso de haber un filtro de geotextil entre el suelo contenido y el muro de gaviones el valor de “ δ ” debe ser disminuido, adoptándose normalmente “ $\delta = 0,9$ a $0,95.\phi$ ”.

En caso que las condiciones específicas del problema analizado sean más complejas, no permitiendo la utilización directa de las teorías de Coulomb, se recurre generalmente al método del equilibrio límite. En este caso, el trabajo requerido para la determinación del empuje actuante es considerablemente mayor.

5.5. Análisis de Estabilidad de la Estructura de Contención

5.5.1. Tipos de Rotura

Es necesaria la verificación de seguridad de la estructura de contención a los diversos tipos de rotura. En el caso de muros de contención de gaviones, los tipos principales de rotura que pueden ocurrir son:

- **Deslizamiento sobre la base:** ocurre cuando la resistencia al deslizamiento a lo largo de la base del muro, sumada al empuje pasivo disponible al frente de la estructura, es insuficiente para neutralizar el efecto del empuje efectivo actuante.
- **Vuelco:** ocurre cuando el momento estabilizante del peso propio del muro en relación al punto de vuelco es insuficiente para neutralizar el momento del empuje activo.
- **Rotura de la fundación o asentamientos excesivos:** ocurre cuando las presiones aplicadas por la estructura sobre el suelo de fundación son superiores a su capacidad de carga.
- **Rotura global del macizo:** deslizamiento a lo largo de una superficie de rotura que envuelve a la estructura de contención.
- **Rotura interna de la estructura:** rotura de las secciones intermedias entre gaviones, que pueden ocurrir tanto por deslizamiento como por exceso de presión normal.

5.5.2. Fuerzas que Actúan Sobre la Estructura

En la figura N°2.1 están mostradas las fuerzas que actúan sobre la estructura de contención.

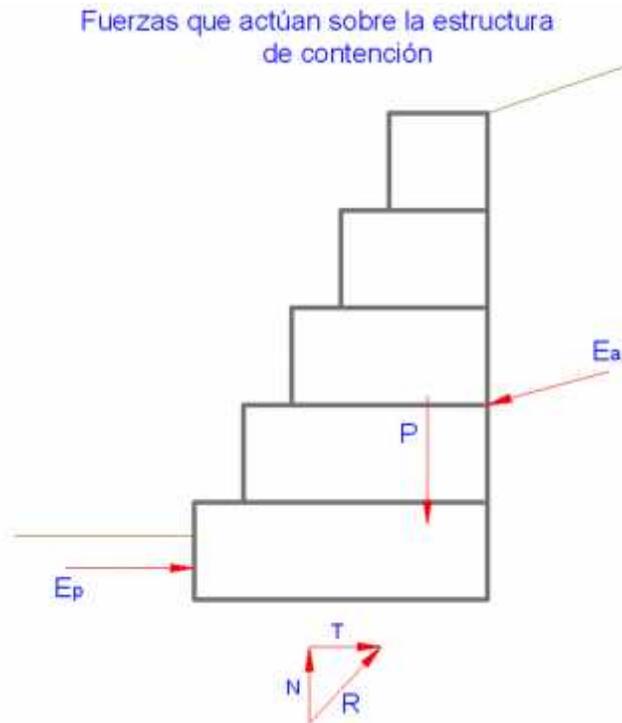


Figura N° 2.1 - Fuerzas que actúan sobre la estructura de contención

Las fuerzas presentes son los empujes “ E_a ” y “ E_p ”, el peso propio de la estructura “ P ” y la reacción de la fundación “ R ”. Esta última puede ser descompuesta en una fuerza normal “ N ” y una fuerza tangente “ T ” a la base de la estructura de contención.

Más allá de estas fuerzas, se deben considerar otras, dependiendo de las condiciones, así es el caso en que la estructura está parcialmente o totalmente sumergida

Se debe considerarla fuerza de flotación “ V ”, y otras fuerzas pueden todavía provenir de las sobrecargas aplicadas directamente sobre la estructura.

5.5.3. Determinación de Empujes

La determinación de los empujes actuantes es el paso más importante en el análisis de muros de contención. Normalmente sin utilizadas las teorías de Rankine y de Coulomb en esta determinación, pues ellas ofrecen valores realistas para estos empujes. No obstante, la calidad de los valores calculados por estas teorías depende de la correcta utilización de los parámetros de suelo que componen el macizo y las condiciones generales del problema.

Es necesario considerar:

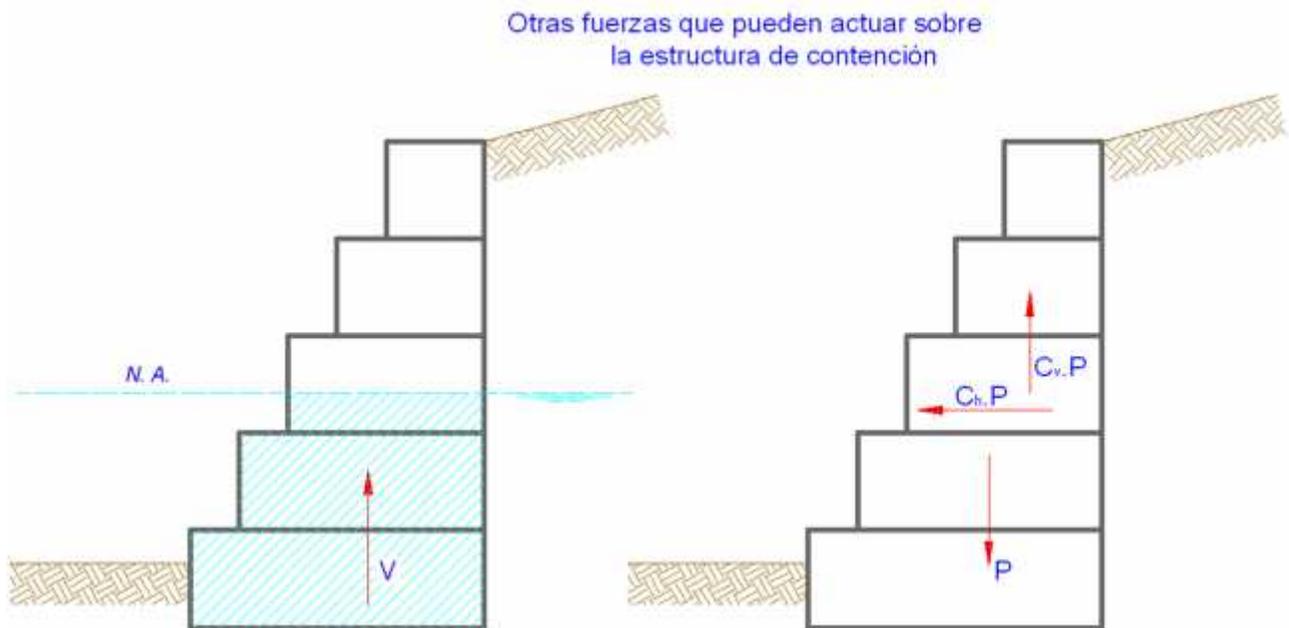


Figura N° 2.2 – Otras fuerzas que pueden actuar sobre la estructura de contención

- **La resistencia al corte del suelo**, normalmente expresada por el criterio de Morh-Coulomb, es decir su ángulo de fricción interna “ ϕ ” y su cohesión “c”. Estos valores deben ser obtenidos preferentemente de la envolvente de resistencia efectiva del suelo, obtenida de los ensayos de laboratorio. Para obras de menor envergadura estos valores pueden ser tomados también de correlaciones empíricas, como ensayos de campo tipo el SPT.

El análisis debe ser hecho en términos de tensiones efectivas ya que el estado activo representa un desplazamiento del macizo y, en este caso, el comportamiento a largo plazo es el más crítico. Esta consideración es particularmente importante en la evaluación de la cohesión del material. Mismo los suelos arcillosos presentan valores bastante reducidos para la cohesión, cuando es considerada la envoltoria efectiva. Más allá de eso, los efectos de la excavación y el posterior relleno del macizo contenido tiende a disminuir todavía más la cohesión disponible. Por lo tanto, muchas veces la cohesión del suelo es tomada como nula en macizos arcillosos para el efecto del cálculo del empuje activo.

- ***El peso específico del suelo***, tanto en el estado natural como en el estado de saturación completa.
- ***El ángulo de fricción entre el suelo y la estructura*** en función del ángulo de fricción interno del suelo y del material de la estructura, así como la rugosidad de la superficie de contacto.
- ***La posición del nivel de agua y las condiciones de flujo a través del macizo***. Se deben determinar las alturas máximas y mínimas del nivel de agua y la eventual posibilidad de formación de flujo de agua a través del macizo. Esto es particularmente importante en muros construidos en zonas bajas y en canales.
- ***Cargas externas aplicadas sobre el macizo*** por estructuras construidas sobre él y por tráfico de vehículos
- ***Cargas dinámicas*** provocadas por efectos sísmicos generalmente especificados por los códigos locales en función de la sismicidad de la región.

5.5.4. Verificación de Estabilidad Contra el Deslizamiento

El deslizamiento de la estructura ocurre cuando la resistencia contra el deslizamiento a lo largo de la base del muro de contención, sumando al empuje

pasivo disponible en el frente, no es suficiente para contraponer el empuje activo. Se puede definir un coeficiente de seguridad contra el deslizamiento:

$$F_d = \frac{T_d + E_{pd}}{E_{ad}}$$

Donde “ E_{ad} ” e “ E_{pd} ” son las componentes de los empujes activo y pasivo en dirección al desplazamiento como se ve en la figura:

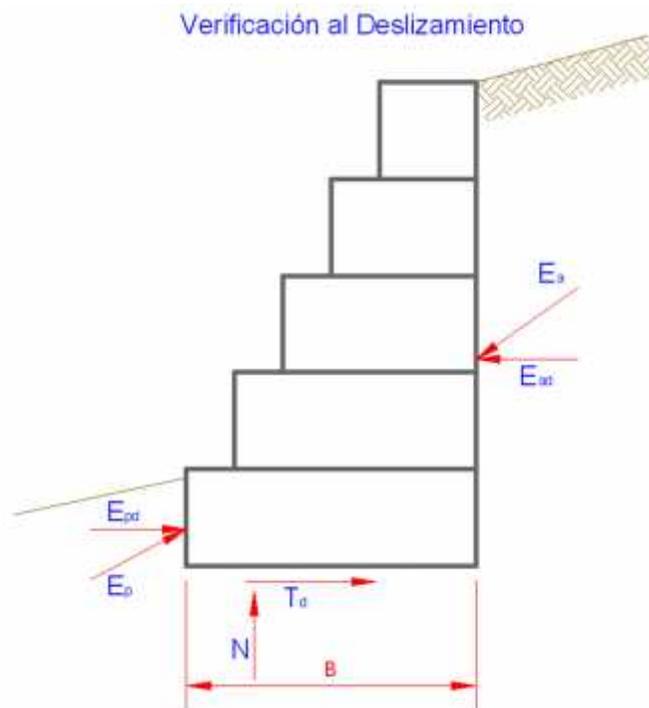


Figura N° 2.3 – Componentes de los empujes activo y pasivo

La fuerza “ T_d ” es la resistencia disponible a lo largo de la base de la estructura y vale:

$$T_d = N \cdot \tan(\delta^*) + a^* \cdot B$$

Donde:

δ^* = Angulo de fricción entre el suelo de la fundación y la base de la estructura

a^* = Adhesión entre el suelo y la base

Los valores sugeridos para “ δ^* ” y “ a^* ” son:

$$\frac{2}{3} \tan \phi \leq \tan \delta^* \leq \tan \phi$$

$$\frac{1}{3} \cdot c \leq a^* \leq \frac{3}{4} \cdot c$$

Se sugiere también que le valor de “ $F_d = 1,5$ ” sea para suelos no cohesivos y “ $F_d = 2,0$ ” para suelos cohesivos.

5.5.5. Verificación Contra el Vuelco

El vuelco de la estructura de contención puede ocurrir cuando el valor del momento del empuje activo en relación a un punto “A” situado en el pie del muro supera el valor del momento del peso propio de la estructura sumado al momento del empuje pasivo. El punto “A” es denominado punto de giro.

El coeficiente de seguridad contra el vuelco esta dado por:

$$F_t = \frac{M_p + M_{E_p}}{M_{E_a}}$$

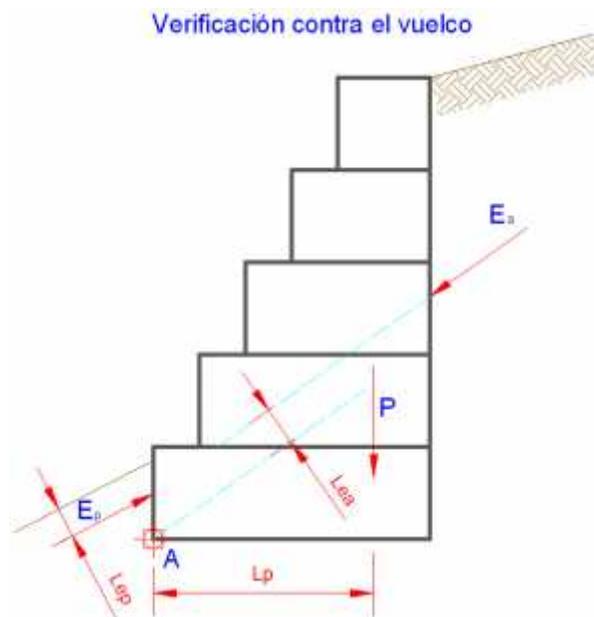


Figura N° 2.4 – Punto de giro para verificación contra el vuelco

Otra forma de definirse el coeficiente de seguridad contra el vuelco, es considerar que solo la componente horizontal del empuje activo “E_{ah}” contribuye con el momento de vuelco, mientras que su componente vertical “E_{av}” contribuye con el momento resistente. Así el coeficiente de seguridad “F_t” sería:

$$F_t = \frac{M_p + M_{E_p} + M_{E_{av}}}{M_{E_a}}$$

Esta ultima forma de “F_t” es más utilizada porque evita que el coeficiente de seguridad contra el vuelco resulte negativo cuando el momento del empuje activo “M_{Ea}” es negativo. Esta situación ocurre cuando la recta soporte del vector que representa la fuerza “E_a” pasa por debajo del punto de giro. Como valor mínimo para el coeficiente de seguridad contra el vuelco, se sugiere que “F_t ≥ 1,5”.

5.5.6. Verificación de las Presiones Aplicadas a la Fundación

Otra verificación necesaria es la que está relacionada con las presiones que son aplicadas en la fundación por la estructura de contención. Estas presiones no deben superar el valor de la capacidad de carga del suelo de fundación.

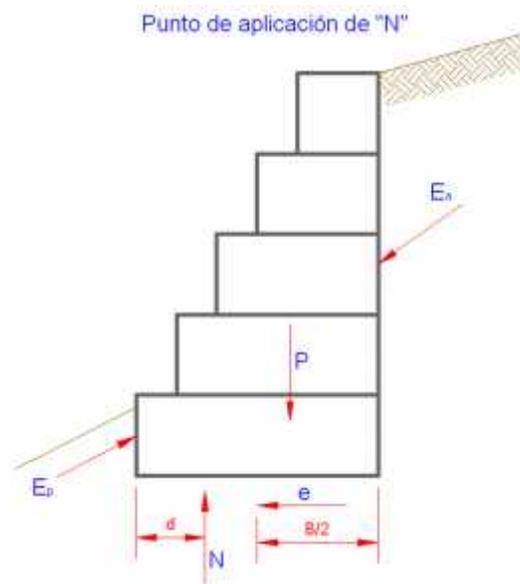


Figura N° 2.5 – Presiones aplicadas en la fundación

A través del equilibrio de momentos actuantes sobre la estructura de contención, se puede determinar el punto de aplicación de la fuerza normal “N”.

$$d = \frac{M_p + M_{Ep} + M_{Eav}}{N}$$

Esta fuerza normal es la resultante de las presiones normales que actúan en la base de la estructura de contención. Para que estas presiones sean determinadas, la forma de distribución de ellas debe ser conocida. Normalmente se admite una distribución lineal para estas presiones y entonces los valores máximo y mínimo de ellas ocurrirán en los bordes de la base de la estructura y serán dadas por:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 + 6 \cdot \frac{e}{B} \right)$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = \frac{N}{B} \cdot \left(1 - 6 \cdot \frac{e}{B} \right)$$

Para “ $e \leq B/6$ ”.

Para poder determinar la capacidad de carga de la fundación del muro se puede recurrir a la expresión propuesta por Hansen:

$$\sigma_{m\acute{i}n} = c \cdot N_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

Donde:

$$q = \gamma \cdot y$$

$$i_q = 1 - \frac{T}{2 \cdot N}$$

$$i_\gamma = i_q^2$$

$$d_c = d_q = 1 + 0,35 \cdot \frac{y}{B}$$

$$d_{\gamma} = 1$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_{\gamma} = 1,8 \cdot N_q - 1 \cdot \tan \phi$$

Donde:

γ = Peso específico

C = Cohesión

ϕ = Angulo de fricción interna

y = Altura del suelo al frente del muro en relación a la cota de apoyo

T = Fuerza tangencial que actúa en la base

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_{lim}}{2.5}$$

5.5.7. Verificación de la Estabilidad Contra la Rotura Interna

Más allá de las verificaciones anteriores también debe ser verificada la posibilidad de rotura interna de la estructura de contención. Esta puede surgir por sufrir esfuerzos internos excesivos provocados por la carga externa del empuje y sobrecargas aplicadas directamente sobre ella. Por lo tanto esta verificación es hecha de forma específica para cada tipo de estructura de contención.

En el caso de muros de gaviones, se debe verificar la seguridad contra el deslizamiento de los bloques de gaviones superiores sobre los inferiores. De esa forma este análisis es similar a aquel ejecutado en el punto 5.5.4. Para cada nivel de bloques de gaviones se ejecuta el análisis de deslizamiento considerando para el cálculo del empuje a la altura total de la estructura a partir de la parte superior hasta aquel nivel y considerando la fricción entre los bloques como la resistencia a lo largo de la base. Esta resistencia es dada por el ángulo de fricción " ϕ^* " y por la cohesión " c_g " entre los gaviones. Estos valores son dados por:

$$\phi^* = 25. \gamma_g - 10^\circ$$

$$c_g = 0,30. p_u - 0,50$$

Donde:

γ_g = Peso específico de los gaviones en (t/m^3)

P_u = Peso de la red metálica en (kg/m^3)

Es necesaria también la verificación en cuanto a la tensión normal máxima entre los bloques. Este análisis, a su vez es similar a aquel desarrollado en el punto 5.5.6. Para el cálculo de “ $\sigma_{m\acute{a}x}$ ” se admite que la fuerza normal “N” se distribuya uniformemente en torno de su punto de aplicación hasta una distancia “d” para cada lado de este punto (“d” es la distancia entre el punto de aplicación de “N” y el borde de la camada de gaviones). Por lo tanto:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{2. d}$$

La tensión normal máxima admisible entre los gaviones es:

$$\sigma_{adm} = 0,30. \gamma_g - 30 \quad \frac{t}{m^2}$$

1. MORFOLOGÍA DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA

1.1. Introducción

Las características de una cuenca y de las corrientes que forman el sistema hidrográfico pueden representarse cualitativamente mediante índices de forma, relieve de la cuenca y de la red de drenaje.

Muchos de los índices son relaciones matemáticas, por lo que pueden utilizarse para caracterizar y comparar cuencas de diferentes tamaños, pero de similares características.

2. ESTUDIO DE LA ALTA CUENCA DEL RÍO CARAPARÍ

2.1. Generalidades

Las características físicas de una cuenca forman un conjunto que influye profundamente en el comportamiento hidrológico de dicha zona tanto a nivel de las excitaciones como de las respuestas de la cuenca tomada como un sistema.

La zona del estudio comprende toda la alta cuenca del río Caraparí, la cual se encuentra en la confluencia de las quebradas Acheral, Cañada Ancha y Nazareno, generando esta unión el nacimiento del río Caraparí, se encuentra entre las coordenadas *UTM 417000 – 434000* y *7611000 - 7602000*, delimitadas al Oeste por la Serranía de Itaú, al Norte y Este por la serranía del Aguaragüe, y en los otros puntos cardinales por otras serranías menores.

Los límites de la Alta cuenca del río Caraparí están formados por las divisorias de aguas que separan de zonas adyacentes pertenecientes a otras cuencas fluviales. En el área se distingue dos zonas morfológicas, una conformada por serranías y otra por valles.

La primera zona presenta una morfología montañosa, está conformada por serranías elongadas, la zona de los valles corresponde a depresiones de las quebradas Acheral, Cañada Ancha y Nazareno.

2.2. Información Disponible en el Área de Estudio

2.2.1. Recursos Hídricos

Cuencas, sub-cuencas y ríos existentes

Bolivia forma parte de tres cuencas: Amazonas, Altiplano y La Plata. El departamento de Tarija en su integridad forma parte de la Cuenca de la Plata, las sub-cuencas de las que forma parte el departamento de Tarija son: Sub-cuenca del Pilcomayo, Sub-cuenca de Bermejo y sub-cuenca cerrada de Tajzara.

Los ríos de la sub-cuenca del Pilcomayo nacen en las serranías de los municipios de Potosí, Porco, Urmiri-Yocalla y Tinquipaya, entre otros; así mismo los ríos del municipio de Caraparí forman parte de la sub-cuenca del río Bermejo, cuyas aguas nacen en el territorio de Caraparí, el detalle de afluentes se muestra en el siguiente:

Cuadro N° 3.1
Cuencas Hidrográficas

<i>Sub-cuenca</i>	<i>Afluentes Primarios</i>	<i>Afluentes Secundarios</i>
<i>Ríos Bermejo – Tarija</i>	Río Chiquiaca	Río San Bartolo Río Negro
	Río San Nicolás	
	Río Itaú	Río Las Sidras Río Blanco Río Negro Río Hice Río Los Ranchos
	<i>Río Caraparí</i>	Río San Alberto <i>Río Caraparí</i>
Río Pilcomayo	Río Isiri	Río Pirarenda Río Timboy Río Capiazuti Río Berety
	Ríos Palos Blancos	Río Carahuatarendá Qda. Cbza Colgada

Para la realización del análisis hidrológico se procedió en primera instancia a la recopilación de información necesaria para tal fin. La información está conformada por información cartográfica que es obtenida en el Instituto Geográfico Militar (I.G.M.) y la información hidrometeorológica se obtuvo del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología SENAMHI (Regional Tarija), dependiente del Ministerio de Desarrollo Sostenible y Planificación.

2.2.2. Información geográfica del I.G.M.

La información geográfica está comprendida por la Imagen satelital obtenida del satélite LandSat 7, cartas geográficas del I.G.M. Esc. 1:50000 N°:

- 6828 I (Caraparí)
- 6828 IV (Itaú)
- 6829 II (Nazareno)
- 6829 III (Zapatera)

2.2.3. Información hidrometeorológica del SENAMHI

La información fue obtenida del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología SENAMHI. A continuación se presenta un resumen del contenido y descripción de las estaciones empleadas:

*Cuadro N° 3.2
Estaciones Pluviométricas del Proyecto*

<i>N°</i>	<i>Estación</i>	<i>Provincia</i>	<i>Cuenca</i>	<i>Latitud Sur</i>	<i>Longitud Oeste</i>	<i>Altura (m.s.n.m.)</i>	<i>Periodo de Registro</i>
1	Caraparí	Gran Chaco	Pilcomayo	21° 49' 00''	63° 44' 00''	760,00	76 – 87
2	Itaú	Gran Chaco	Pilcomayo	21° 42' 15''	63° 52' 07''	970,00	75 – 06
3	Berety	O'Connor	Pilcomayo	21° 25' 00''	64° 00' 00''	1170,00	80 – 92
4	Yacuiba	Gran Chaco	Pilcomayo	21° 56' 58''	63° 38' 53''	645,00	67 – 06
5	Palos Blancos	Gran Chaco	Pilcomayo	21° 24' 54''	63° 46' 53''	763,00	76 – 06



Figura N° 3.1 - Ubicación de las estaciones pluviométricas del proyecto.

2.3. Propiedades Geométricas de la Cuenca

El área del proyecto se halla localizado en la Alta Cuenca del Río Caraparí, ubicado al Norte, en la cabecera del valle de Caraparí.

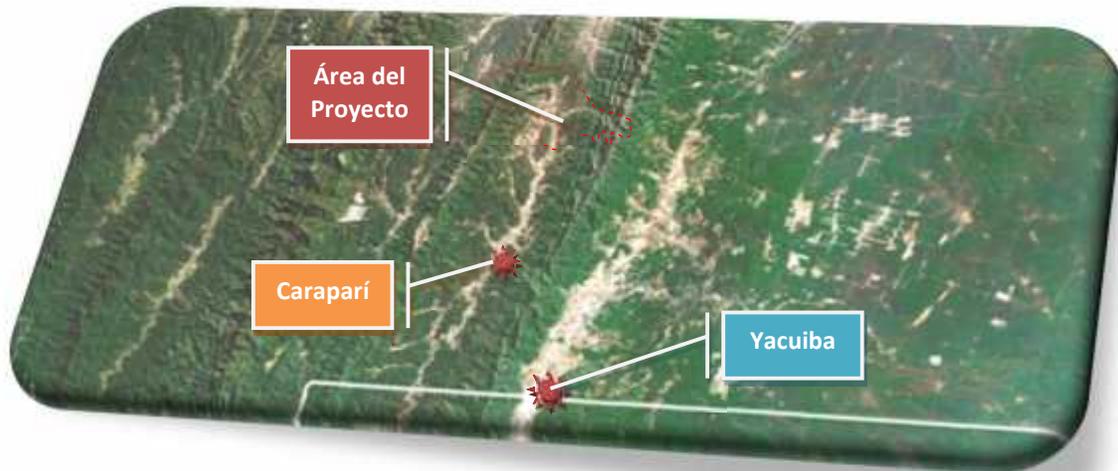


Figura N° 3.2 - Ubicación del área de proyecto

Abarca todo el cono de alimentación de la Cuenca del río Caraparí. Su área de influencia comprende las comunidades de Saladillo, Nazareno, Cañada Ancha y Acherar.



Figura N° 3.3 - Alta Cuenca del Río Caraparí

2.4. Delimitación de la Alta Cuenca del Río Caraparí

Toda cuenca en estudio debe estar delimitada en cuanto a su río principal tanto aguas abajo como aguas arriba. Aguas abajo idealmente por la estación de aforo más cercana a los límites de la cuenca. Aguas arriba por otra estación que sea el punto más alto en el perfil del río donde se incluya el área en estudio, o por las cabeceras del río si es el caso del estudio de la cuenca desde el nacimiento.

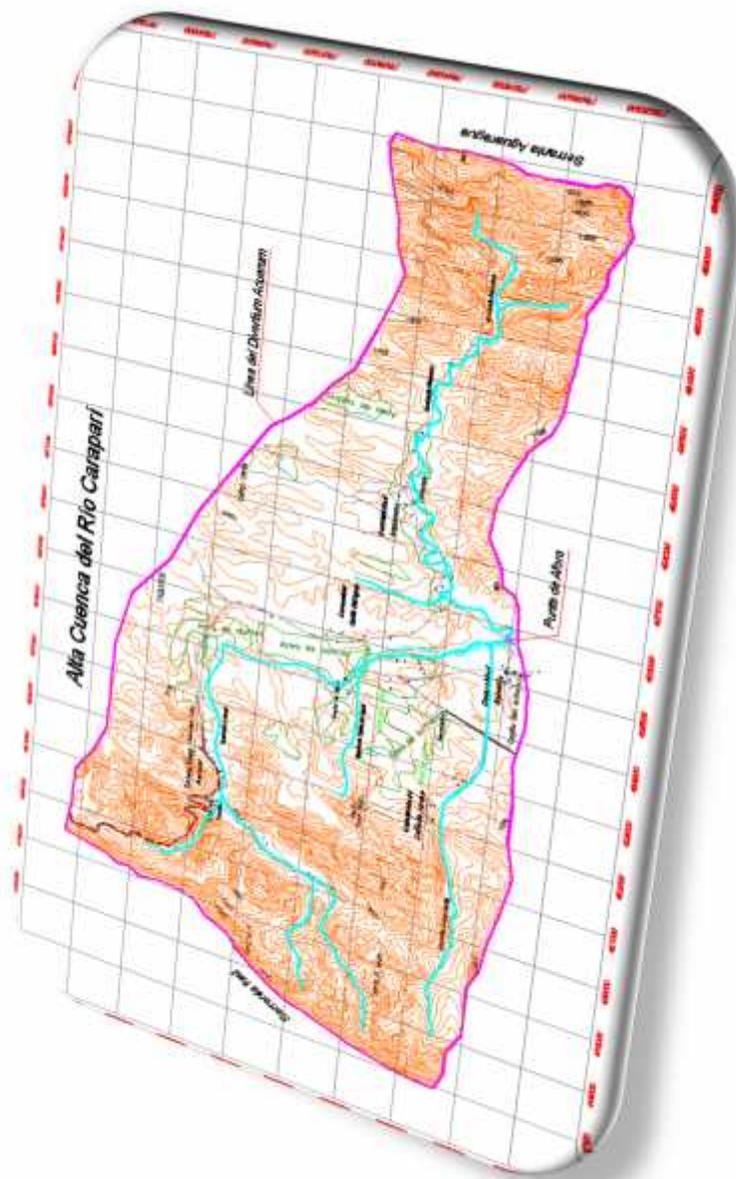


Figura N° 3.4 - Delimitación de la Alta Cuenca del río Caraparí

2.4.1. Área de la Cuenca

El área de la cuenca es probablemente la característica geomorfológica más importante para el diseño, está definida como la proyección horizontal de toda el área de drenaje de un sistema de escorrentía dirigido directa o indirectamente a un mismo cauce natural, se obtiene después de delimitar la cuenca.

Cuadro N° 3.3
Área de la Cuenca

Área de la cuenca (A)	(m ²)	(Km ²)
	83987221,000	83,987

Como el área de la cuenca es menor a 250 Km² se la considera una cuenca pequeña, la cual responde a las lluvias de fuerte intensidad y pequeña duración, y en la cual las características físicas (tipo de suelo, vegetación) son más importantes.



Figura N° 3.5 – Área de la Alta Cuenca del Río Caraparí

2.4.2. Perímetro Real de la cuenca

Cuadro N° 3.4
Perímetro de la Cuenca

Perímetro de la cuenca (P)	(m)	(Km)
	44914,206	44,914

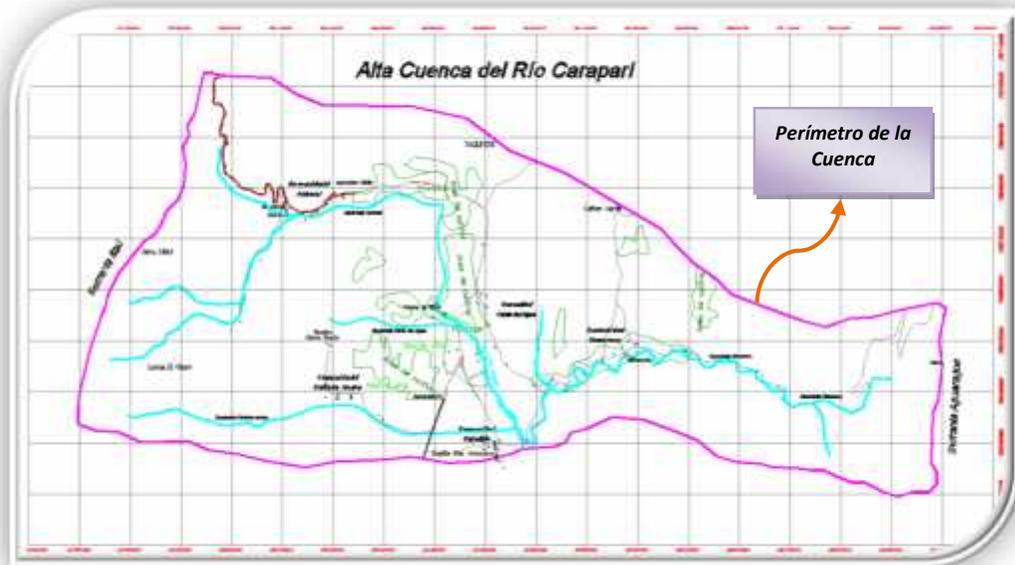


Figura N° 3.6 – Perímetro de la Alta Cuenca del Río Caraparí

2.4.3. Perímetro Estilizado de la Cuenca

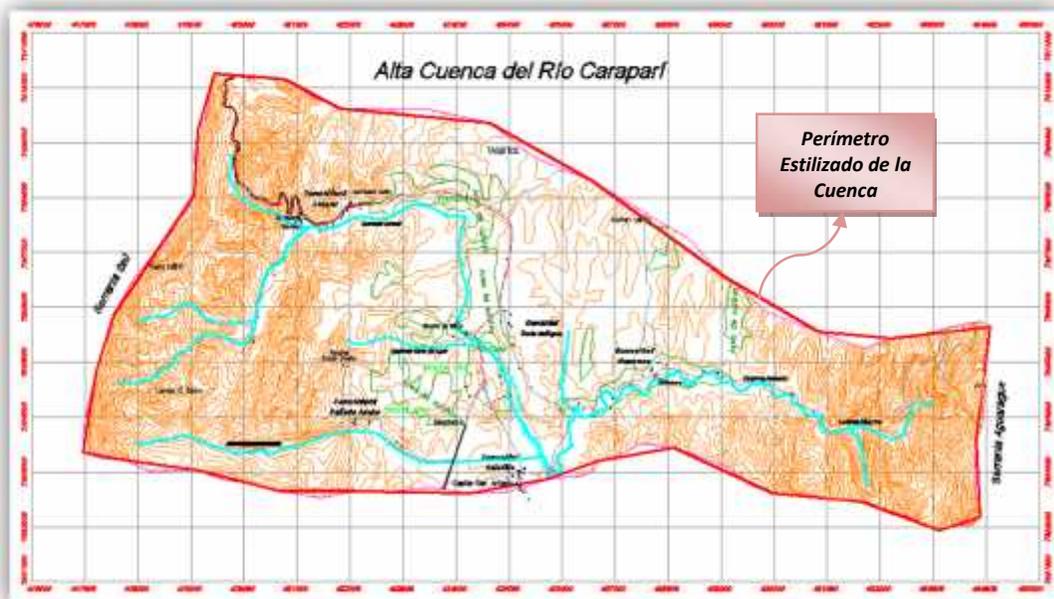


Figura N° 3.7 – Perímetro Estilizado de la Alta Cuenca del Río Caraparí

Cuadro N° 3.5
Perímetro Estilizado de la Cuenca

Perímetro Estilizado de la cuenca (P_e)	(m)	(Km)
	44238,464	44,238

2.4.4. Índice de Gravelious o Coeficiente de Compacidad

El índice de compacidad de una cuenca, definido por Gravelious, expresa la relación entre el perímetro de la cuenca, y el perímetro equivalente de una circunferencia, que tiene la misma área de la cuenca, es decir:

$$K = \frac{P}{2 \cdot \sqrt{\pi \cdot A}} = \text{Adim.}$$

Donde:

K = Índice de Compacidad.

P = Perímetro de la Cuenca.

A = Área de la cuenca.

Cuadro N° 3.6
Índice de compacidad o de Gravelious

Cuenca	Índice de compacidad o de Gravelious (K)
Alta cuenca río Caraparí	1,383

Este valor nos refleja que la Alta cuenca del Río Caraparí tiene un drenaje de aguas relativamente rápido debido principalmente a la elevada pendiente de los nacientes de las quebradas, y como consecuencia, su tiempo de concentración será corto; también tendrá una mayor tendencia a las crecientes en la medida en que este número sea próximo a la unidad, del cual es correspondiente a una cuenca circular.

2.4.5. Índice o Factor de Forma de la Cuenca

Expresa la relación, entre el ancho promedio de la cuenca y su longitud, es decir:

$$F = \frac{\text{ancho}}{\text{longitud}} = \frac{B}{L} = \text{Adim.}$$

Donde:

F = Índice o factor de forma.

B = Ancho de la cuenca.

L = Longitud de la cuenca.

Cuadro N° 3.7
Índice o factor de forma

<i>Cuenca</i>	<i>Índice o factor de forma (F)</i>
Alta cuenca río Caraparí	2,396

Este valor nos indica que nuestra cuenca es achatada y tendrá un drenaje de aguas rápido, esto manifiesta que la Alta cuenca del río Caraparí está más propensa a crecientes, que otra del mismo tamaño, pero con menor factor de forma.

2.5. PROPIEDADES DE RELIEVE DE LA CUENCA

2.5.1. Longitud del Río Principal (L)

Para la Alta cuenca del río Caraparí el río principal es el Nazareno, la longitud de este río es:

Cuadro N° 3.8
Longitud del Río Principal

<i>Río Nazareno</i>	<i>Longitud del Río Principal (L)</i> <i>(Km.)</i>
	11,292

2.5.2. *Desnivel del Curso Principal (D)*

Es la diferencia de cotas entre el nacimiento y la desembocadura del curso principal, para el río Nazareno siendo este el principal la diferencia es:

Cuadro N° 3.9
Desnivel del Curso Principal

<i>Río Nazareno</i>	Cota del nacimiento (m.s.n.m.)	Cota de la desembocadura (m.s.n.m.)	Desnivel del curso principal (D) (m.)
	1200	920	280

2.5.3. *Índice Global o Pendiente Media del Cauce Principal*

Uno de los indicadores más importantes del grado de respuesta de una cuenca a una tormenta, es la pendiente del cauce principal, que viene a ser el índice global:

$$I_G = \frac{H}{L_{Total}}$$

Donde:

I_G = Índice Global.

H = Desnivel Total del Río (cota mayor – cota menor).

L_{TOTAL} = Longitud Total del Río Principal.

Cuadro N° 3.10
Índice Global o Pendiente Media del Cauce Principal

<i>Cuenca</i>	<i>Índice global o pendiente media del cauce principal (I_G) (m/m)</i>	<i>Índice global o pendiente media del cauce principal (I_G) (%)</i>
Alta cuenca río Caraparí	0,0247	2,479

2.5.4. Pendiente Media de la Cuenca

Para nuestra cuenca el valor de la pendiente media es **0.137 m/m**, expresada en porcentaje es de **13.70%**, esta característica determina en buena parte, la velocidad con que se da la escorrentía superficial y afecta, por tanto a la erosión de la cuenca.

Cuadro N° 3.11

Pendiente Media de la Cuenca

N°	Cota (m.s.n.m.)	Long. Curva (Km.)	Desnivel Curva (km.)	D. L (Km ²)	Área Parcial (%)	
					(Km ²)	(%)
1	900				0.000	0.000
2	1000	51.911	0.100	5.191	22.972	27.352
3	1100	66.221	0.100	6.622	23.093	27.496
4	1200	74.329	0.100	7.433	12.328	14.678
5	1300	62.458	0.100	6.246	12.523	14.910
6	1400	51.180	0.100	5.118	7.083	8.433
7	1500	45.835	0.100	4.584	3.163	3.767
8	1600	45.686	0.100	4.569	1.753	2.087
9	1700	45.471	0.100	4.547	0.901	1.073
10	1800	0.100	0.100	0.010	0.172	0.204

2.5.5. Curva Hipsométrica

Es la curva que puesta en coordenadas rectangulares, representa la relación entre la altitud, y la superficie de la cuenca que queda sobre esa altitud. Esta curva representa el área drenada variando con la altura de la superficie de la cuenca.

CURVA HIPSOMÉTRICA ALTA CUENCA RÍO CARAPARÍ

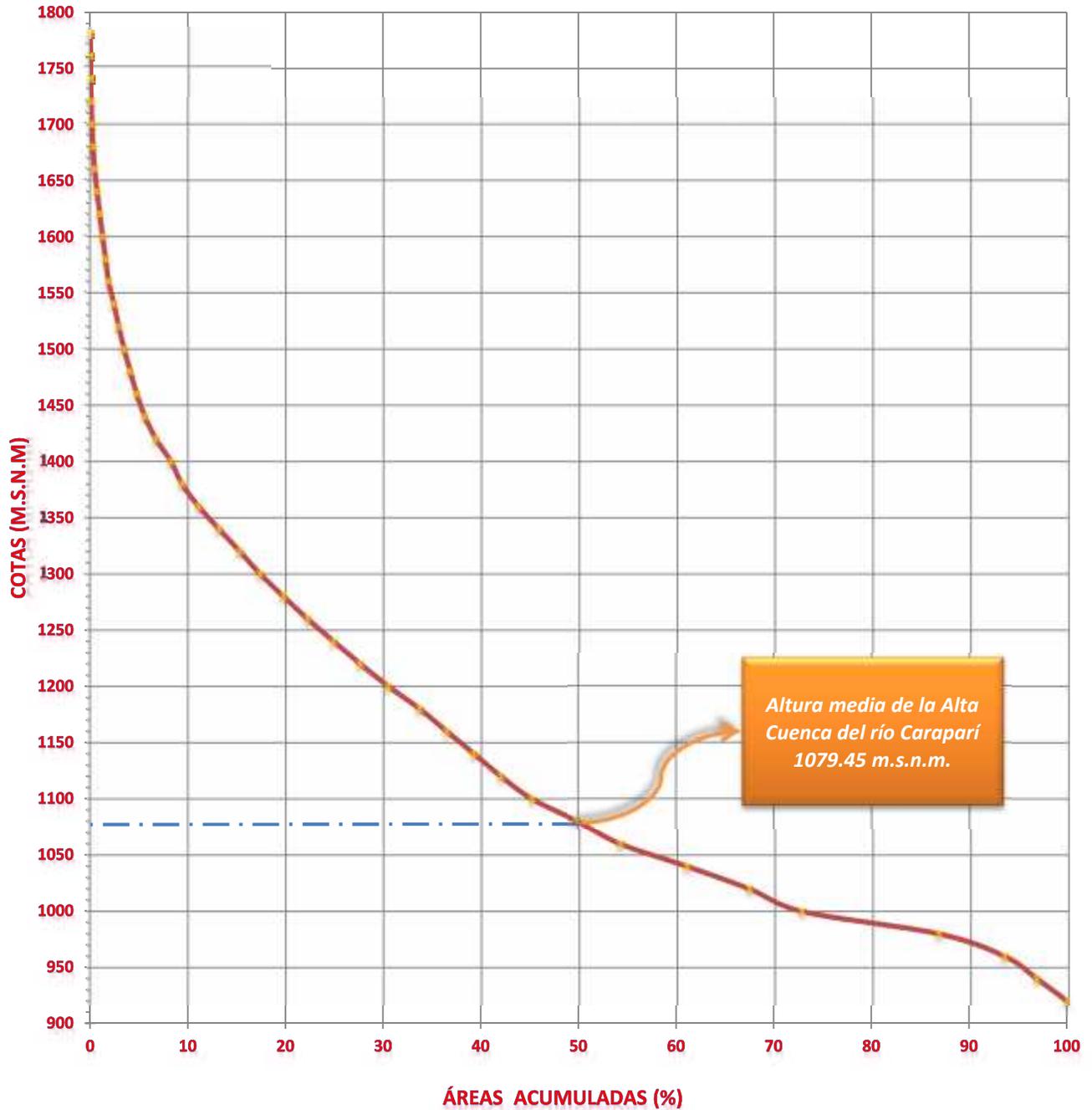


Figura N° 3.8 – Curva Hipsométrica de la Alta Cuenca del Río Caraparí

La altura media de la cuenca en estudio es de **1079,45 m.s.n.m.**

2.5.6. *Curva de Frecuencia de Altitudes*

Es la representación de la superficie, en km^2 o en porcentaje, comprendida entre dos niveles de las superficies ocupadas por diferentes altitudes, siendo la marca de clase el promedio de las alturas.

De esta forma, con diferentes niveles se puede formar el histograma. Este diagrama de barras puede ser obtenido de los mismos datos de la curva hipsométrica. Realmente contiene la misma información de ésta pero con una representación diferente, dándonos una idea probabilística de la variación de la altura en la cuenca.

Con las dos anteriores curvas se puede determinar las siguientes altitudes características:

Altitud más Frecuente, es el máximo valor en porcentaje de la curva de frecuencia de altitudes.

La cota con mayor porcentaje de área es la ***1000,00 m.s.n.m.*** con un ***13,984 %*** del total del área de la cuenca.

Polígono de Frecuencia de Altitudes

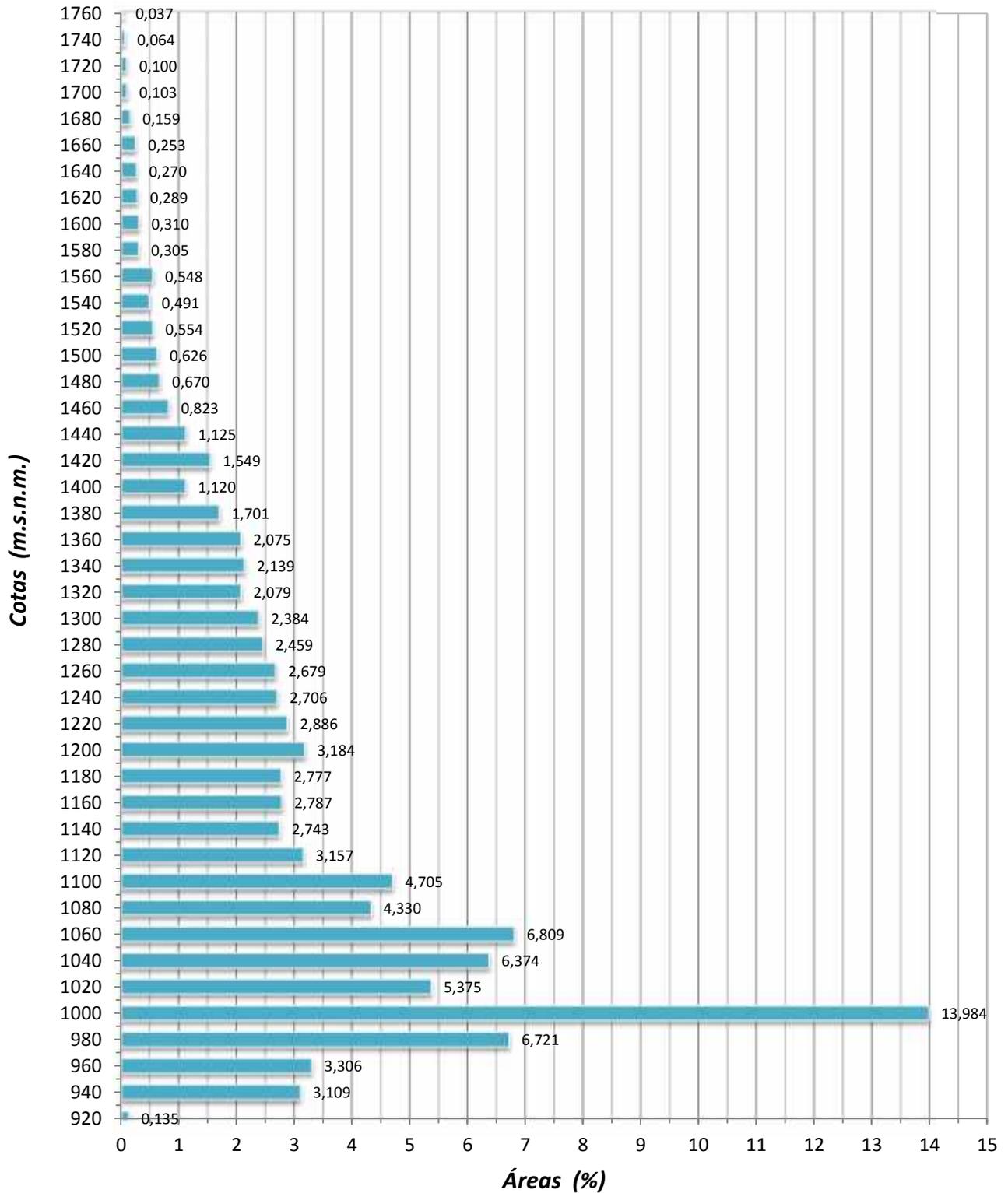


Figura Nº 3.9 – Polígono de Frecuencia de altitudes Alta Cuenca del Río Caraparí

2.6. Propiedades Morfométricas

2.6.1. Red de drenaje

La red de drenaje de una cuenca, se refiere a las trayectorias o al arreglo que guardan entre sí, los cauces de las corrientes naturales dentro de ella. Es otra característica importante en el estudio de una cuenca, ya que manifiesta la eficiencia del sistema de drenaje en el escurrimiento resultante, es decir, la rapidez con la que desaloja la cantidad de agua que recibe. La forma de drenaje, proporciona también indicios de las condiciones del suelo y de la superficie de la cuenca.

2.6.2. Orden de las corrientes

Antes de hablar del orden de las corrientes, conviene ver su clasificación. Todas las corrientes pueden dividirse en tres clases generales dependiendo del tipo de escurrimiento, el cual está relacionado con las características físicas y condiciones climáticas de la cuenca.

Así, una corriente puede ser efímera, intermitente o perenne.

- *Una corriente efímera.*
- *Una corriente intermitente.*
- *La corriente perenne.*

*Cuadro N° 3.12
Orden de las Corrientes*

<i>Orden</i>	<i>Número de Corrientes</i>	<i>Longitud (Km.)</i>
1	11	16,365
2	5	20,192
3	2	10,097
4	1	0,150
<i>Longitud Total</i>		<i>46,806</i>

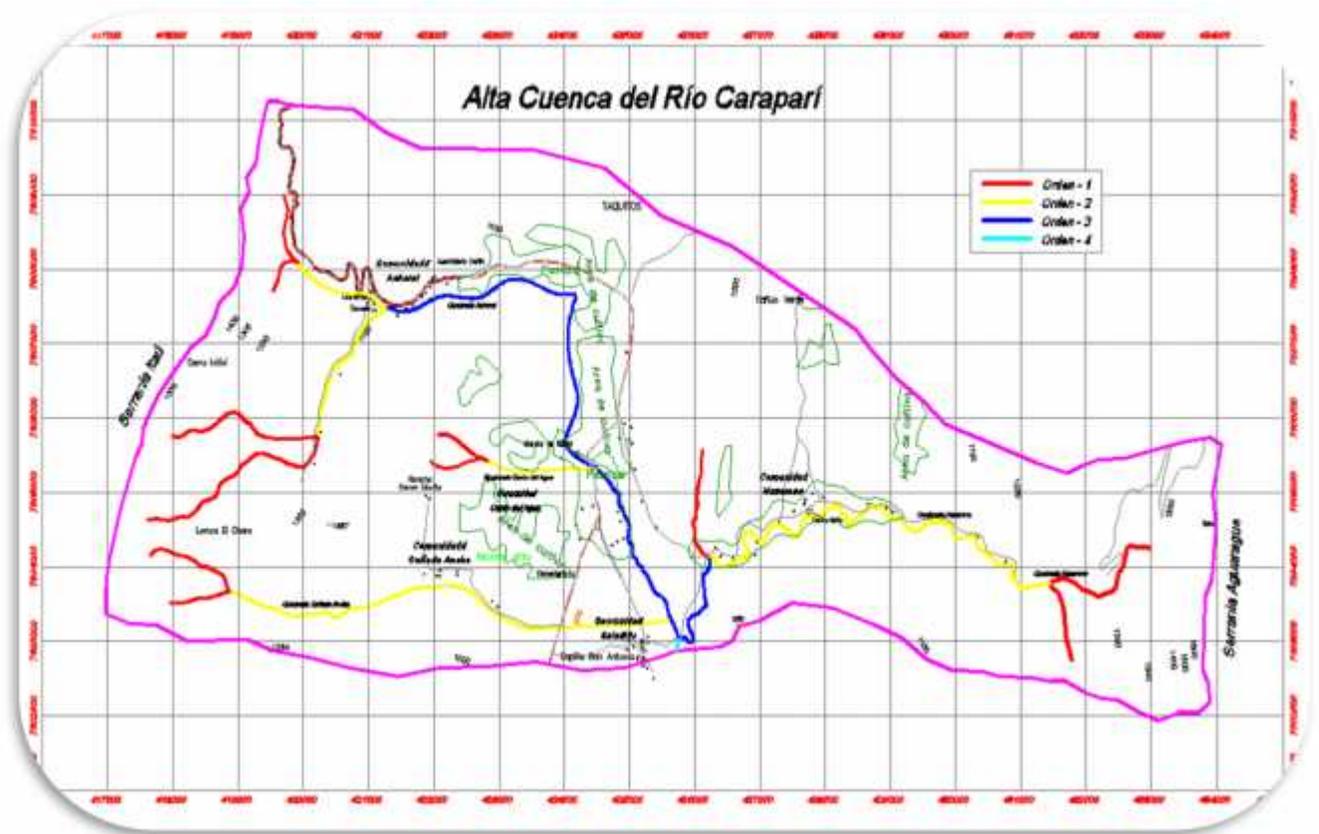


Figura N° 3.10 – Orden de corrientes de la Alta Cuenca del Río Caraparí

2.6.3. Relación de Confluencia

La fórmula de la relación de confluencia es:

$$R_C = \frac{N^{\circ} \text{ de corrientes de orden}_i}{N^{\circ} \text{ de corrientes de orden}_{i+1}}$$

Cuadro N° 3.13
Relación de Confluencia

Orden	Número de Corrientes	Longitud (Km.)	Longitud Promedio (Km.)	Relación de Confluencia (R _C)
1	11	16,365	1,488	2,200
2	5	20,192	4,038	2,500
3	2	10,097	5,048	2,000
4	1	0,150	0,150	Río Principal

2.6.4. Relación de Longitud

Es la relación entre la longitud media de los ríos de un determinado orden y la longitud media de los ríos de un inmediatamente inferior, es decir:

$$R_L = \frac{N^{\circ} \text{ de afluentes de longitud}_i}{N^{\circ} \text{ de afluentes de longitud}_{i+1}}$$

Cuadro N° 3.14
Relación de Longitud

Orden	Número de Corrientes	Longitud (Km.)	Longitud Promedio (Km.)	Relación de Longitud (R_L)
1	11	16,365	1,488	2,714
2	5	20,192	4,038	1,250
3	2	10,097	5,048	0,029
4	1	0,150	0,150	Río Principal

2.6.5. Densidad de Drenaje

Es la relación entre la longitud de los cauces (L_S) de una cuenca y el área drenada, define como la densidad de drenaje o longitud de cauces por unidad de área, es decir:

$$D_d = \frac{L_S}{A} = \frac{\text{Km.}}{\text{Km}^2}.$$

Donde:

D_d = Densidad de drenaje.

L_S = Longitud de los cauces.

A = Área total de la cuenca, en Km^2 .

La densidad de drenaje, es un parámetro que indica la posible naturaleza de los suelos, que se encuentran en la cuenca. También da una idea sobre el grado de cobertura que existe en la cuenca. Valores altos, representan zonas con poca

cobertura vegetal, suelos fácilmente erosionables o impermeables. Por el contrario, valores bajos indican suelos duros, poco erosionables o muy permeables y cobertura vegetal densa.

Este valor está entre el rango de 0,5 (Km/Km^2) para cuencas con drenaje pobre, y 3,0 (Km/Km^2) para cuencas bien drenadas. El valor para nuestra cuenca es de $D_d = 0,557 \text{ Km}/\text{Km}^2$, resultado que nos expresa la buena cobertura vegetal existente y el tipo de suelo poco erosionable existente en la zona.

1. ESTUDIO HIDROLÓGICO

Para determinar el resultado hidrológico esperado, es razonable partir de una serie de datos observado, N analizarlos estadísticamente y después tratar de establecer la norma que gobierna dichos sucesos, es decir, en hidrología no siempre se cuenta con una gran información, su proceso para obtener los datos de diseño, se hacen estadísticamente con una determinada probabilidad de ocurrencia.

2. TIPO DE PRECIPITACIÓN

El tipo de precipitación que se presenta en la zona de estudio es de origen orográfico, es decir que se origina debido a que una masa de aire caliente y húmedo mientras es transportada, se encuentra con una barrera infranqueable natural que puede ser un cerro, serranía, montaña u otros, por lo que a su encuentro comienza a ascender y a enfriarse dando origen a nubes que provocan una lluvia que precipita sobre el lugar.

La zona de estudio comprende las siguientes comunidades: Acheral, Nazareno, Canto del Agua, Cañada Ancha y Saladillo, por lo que se mencionó anteriormente debido a la gran influencia que se tiene en el relieve topográfico por la presencia de la Serranía del Aguaragüe por el lado Este a Norte y al Oeste por la presencia de la Serranía Itaú, franqueando toda la área de influencia del estudio se ve que es una zona que está rodeada por una serie de obstáculos orográficos que permiten asegurar, debido a la proximidad a estas regiones orográficas, que el tipo de precipitación es de tal origen.

3. DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD PARA LAS PRECIPITACIONES MÁXIMAS

Como primer supuesto se encuentra que la información hidrológico recogida es estocástica e independiente del espacio y del tiempo. Esta condición se satisface normalmente escogiendo solamente los valores extremos de un periodo dado, generalmente anual. Disponiendo de los registros de datos hidrometereológicos

que en éste caso es el de precipitación máxima en 24 hrs., se escogerá un modelo estadístico a usar, que represente en forma satisfactoria el comportamiento de la variable.

3.1. Distribución Gumbell

Es una distribución de eventos hidrológicos extremos, en su análisis se emplean secuencias de observaciones máximas y mínimas de un conjunto de datos.

*Cuadro N° 4.1
Resumen Parámetros Distribución Gumbell*

<i>Estación</i>	<i>Media Aritmética (x)</i>	<i>Desviación Estándar (S)</i>	<i>Parámetro de Escala ()</i>	<i>Parámetro de Posición (μ)</i>
Caraparí	97,746	34,890	27,204	82,044
Itaú	89,383	31,995	24,946	74,984
Palos Blancos	69,777	18,443	14,380	61,477
Yacuiba	100,751	42,530	33.161	81.610

3.2. Distribución Log Pearson Tipo III

Es una distribución para análisis de frecuencia de crecientes máximas anuales, donde la metodología exige que deban calcularse los logaritmos de los datos de la información hidrológica.

*Cuadro N° 4.2
Resumen Parámetros Distribución Log Pearson Tipo III*

<i>Estación</i>	<i>Media Aritmética (x)</i>	<i>Desviación Estándar (S)</i>	<i>Coeficiente de Sesgo (C_S)</i>	<i>Forma (x)</i>	<i>Escala ()</i>	<i>Posición (X₀)</i>
Caraparí	1,966	0,149	0,276	52,490	0,021	0,889
Itaú	1,928	0,144	0,369	29,317	0,027	1,147
Palos Blancos	1,829	0,119	-0,310	41,539	0,018	1,064
Yacuiba	1,970	0,170	0,298	45,130	0,025	0,828

3.3. Prueba de Bondad De Ajuste

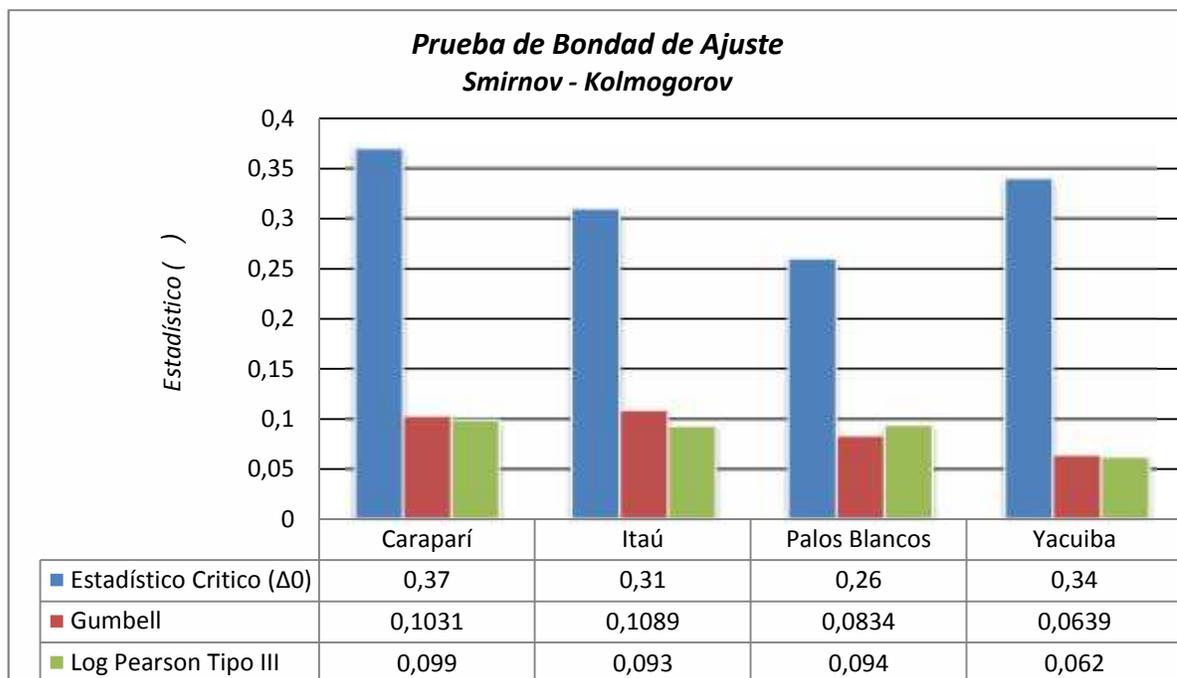
Las pruebas de bondad de ajuste consisten en comprobar gráfica y estadísticamente, si la frecuencia empírica de la serie analizada se ajusta a una determinada función de probabilidad teórica seleccionada a priori. La prueba de bondad de ajuste utilizada fue la de SMIRNOV-KOLMOGOROV. Para la prueba se tomó en cuenta los siguientes aspectos:

- La probabilidad empírica $P(x)$ utilizada es la de Weibull.
- El nivel de significación igual a 5%.

Cuadro N° 4.3
Prueba de Bondad de Ajuste

Estación	Estadístico Crítico (Δ_0)	Estadístico Máximo (Δ_{MAX})	
		Gumbell	Log Pearson Tipo III
Caraparí	0,37	0,1031	0,099
Itaú	0,31	0,1089	0,093
Palos Blancos	0,26	0,0834	0,094
Yacuiba	0,34	0,0639	0,062

Gráfico N° 4.1



Realizadas las pruebas de bondad de ajuste en todas las estaciones, se concluye que las dos distribuciones teóricas se ajustan a los datos de las cinco estaciones en estudio, pero para posteriores estudios utilizaremos la distribución de Gumbell, que se ajusta mejor al área de estudio.

4. ZONIFICACIÓN PLUVIOMÉTRICA DE LLUVIAS MÁXIMAS

En el análisis de la zonificación pluviométrica se interrelaciona con la definición de la unidad de paisaje. La idea de paisaje conceptualiza la “configuración de la zona”, que se circunscribe a la afección de la orografía de las unidades territoriales con la precipitación. Tomando como base este concepto, una zonificación explica la dinámica paisajística a través de un proceso de delimitación y evaluación integrada del comportamiento y naturaleza del relieve, orografía, altura, distancias a las barreras orográficas que caracterizan un lugar.

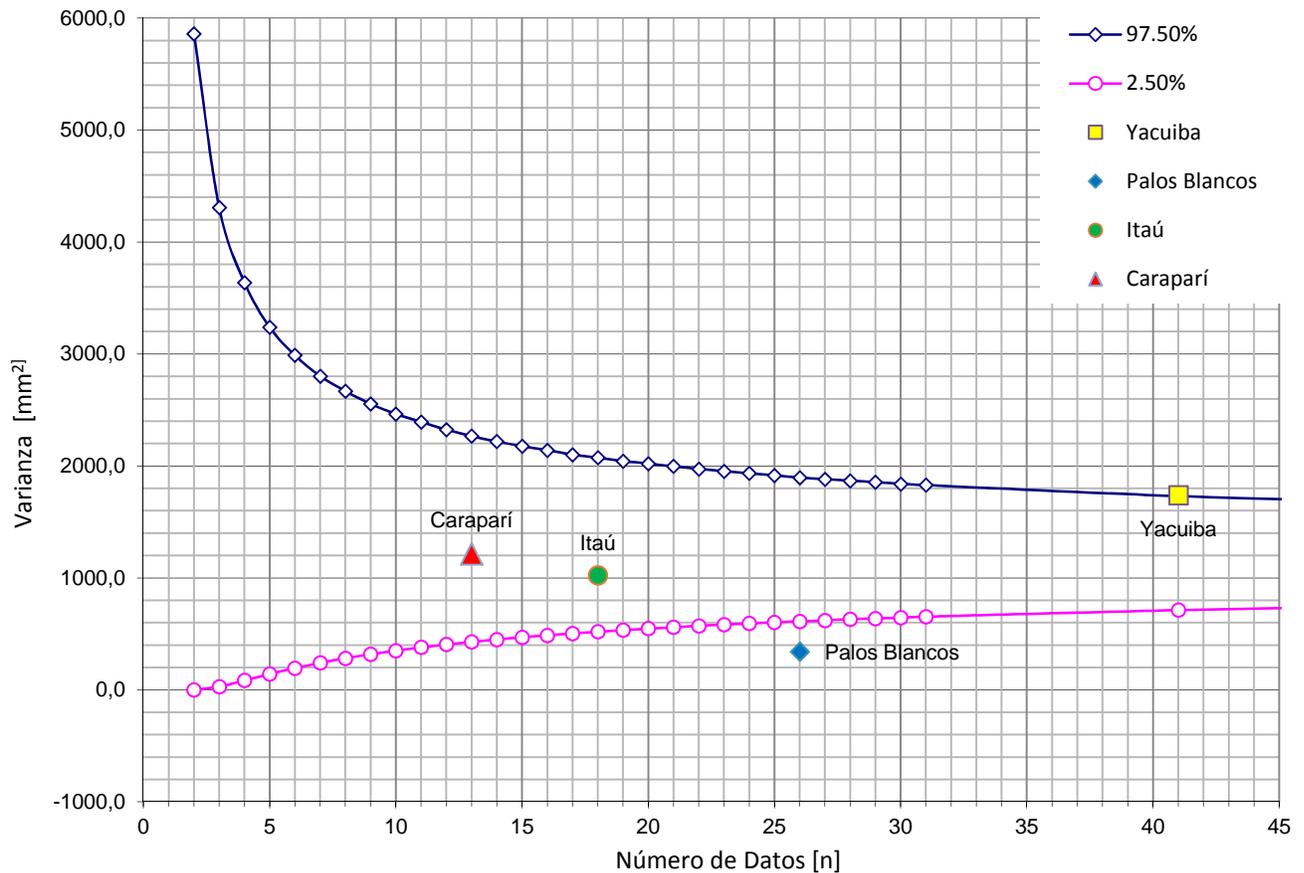
Del estudio de las variables de las estaciones en estudio tenemos los siguientes resultados:

*Cuadro N° 4.4
Parámetros de Medición Estadística*

<i>Estación</i>	<i>Media [mm]</i>	<i>Desviación [mm]</i>	<i>Varianza [mm²]</i>	<i>Coficiente de Variación [Adim.]</i>	<i>Número de Datos [n]</i>
Yacuiba	100,751	42,530	1808,814	0,422	39
Palos Blancos	69,777	18,443	340,147	0,264	26
Itaú	89,383	31,995	1023,653	0,358	18
Caraparí	97,746	34,890	1217,313	0,357	13

Varianza Ponderada [mm²] = 1167,513

Gráfico N° 4.2
Zonificación pluviométrica



De este análisis, lo que corresponde es agrupar las estaciones cuya varianza son casi semejantes y calcular nuevamente sus varianzas que a continuación estudiaremos:

Cuadro N° 4.5
Parámetros de Medición Estadística - Zonificación 1

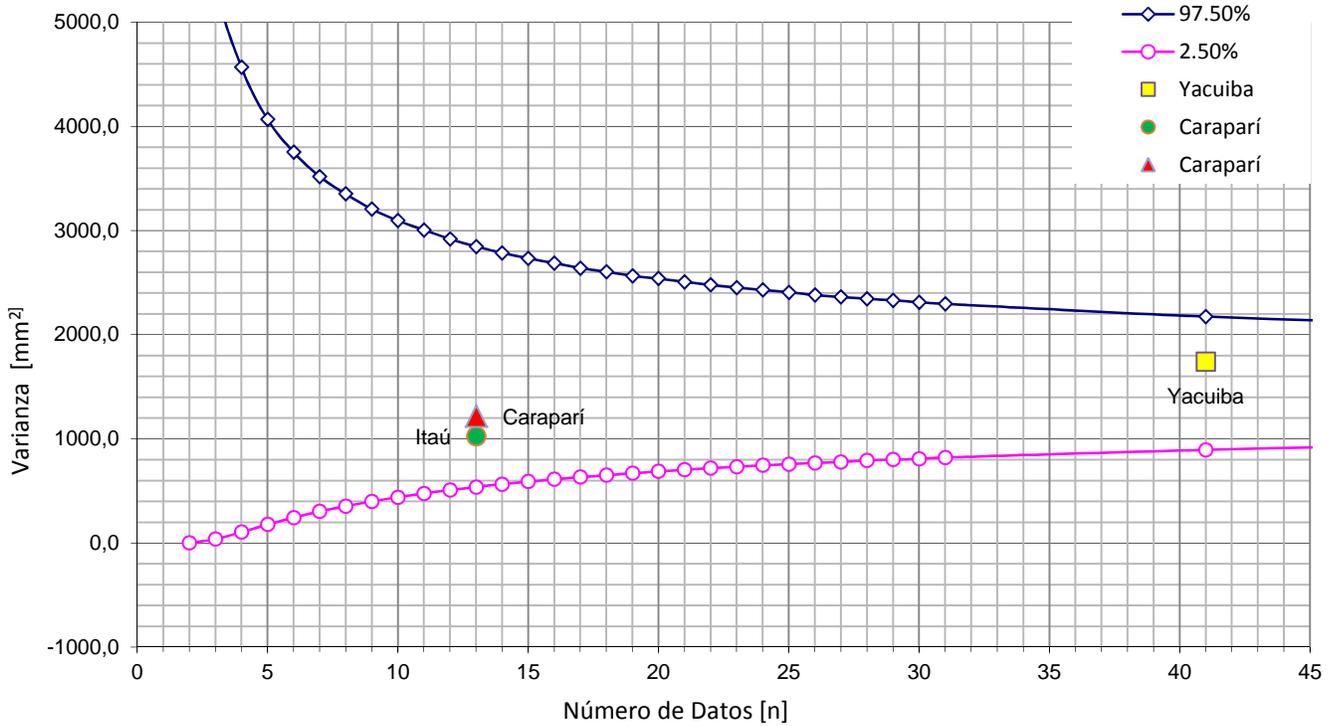
Estación	Media [mm]	Desviación [mm]	Varianza [mm ²]	Coefficiente de Variación [Adim.]	Número de Datos [n]
Yacuiba	100,751	42,530	1808,814	0,422	39
Itaú	89,383	31,995	1023,653	0,358	18
Caraparí	97,746	34,890	1217,313	0,357	13

$$\text{Varianza Ponderada [mm}^2\text{]} = 1466,287$$

De donde obtenemos el siguiente gráfico:

Gráfico N° 4.3

Zonificación pluviométrica 1



Resumiendo las zonas pluviométricas definidas tenemos el siguiente cuadro resultado:

Cuadro N° 4.6
Zonas Pluviométricas

<i>Zona Pluviométrica</i>	<i>Estación</i>
1	Caraparí, Yacuiba, Itáú
2	Palos Blancos

4.1. Sub-Zonificación Pluviométrica de Lluvias Máximas

El estudio de sub-zonificación interrelaciona “la configuración de la zona”, que se limita a la orografía que caracterizan el lugar, se atañe este hecho a la variación hidrológica existente en una zona de estudio.

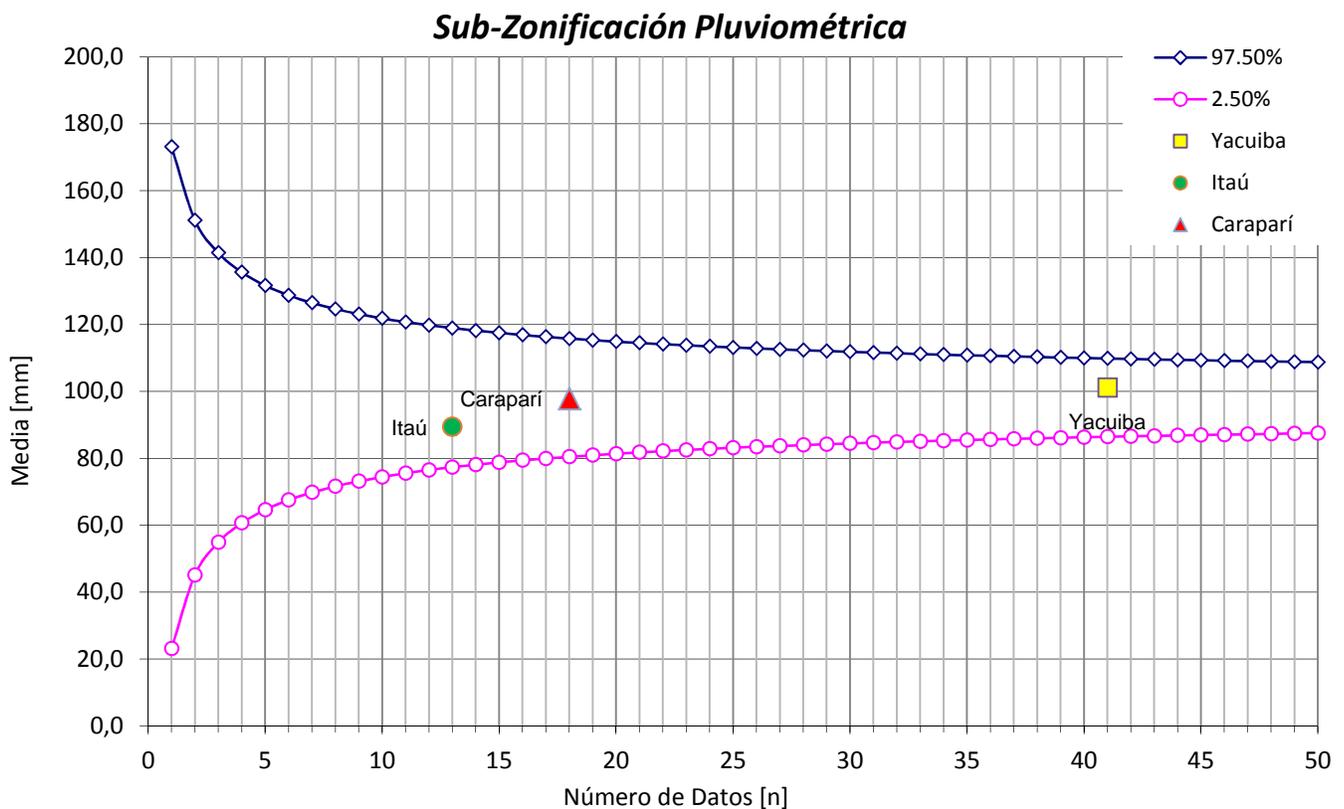
Cuadro N° 4.7

Parámetros de Medición Estadística Sub-zonificación I

Estación	Media [mm]	Desviación [mm]	Varianza [mm ²]	Coficiente de Variación [Adim.]	Número de Datos [n]
Yacuiba	100,751	42,530	1808,814	0,422	39
Itaú	89,383	31,995	1023,653	0,358	18
Caraparí	97,746	34,890	1217,313	0,357	13

Media Ponderada [mm] = 98,135

Gráfico N° 4.4



Del análisis realizado tenemos como resultado la no existencia de sub-zonas pluviométricas.

5. ANÁLISIS DE LLUVIAS MÁXIMAS DIARIAS

El objetivo del estudio de valores extremos es obtener la frecuencia y magnitud de las avenidas que se van a presentar en la *Alta cuenca del Río Caraparí*, para alcanzar el fin enunciado es preciso seguir las siguientes etapas:

- Determinación de la precipitación máxima de 24 horas de duración para distintos períodos de retorno.
- Determinación de la precipitación máxima correspondiente a los aguaceros de duración inferior a las 24 horas, y también para distintos períodos de retorno para el tiempo de concentración de la cuenca.

5.1. Precipitación Máxima en 24 Horas

Los valores extremos de eventos como lluvias y caudales han sido objeto de estudio de los hidrólogos durante muchos años debido a sus efectos catastróficos sobre el entorno humano por esta razón, el diseño de algunas estructuras hidráulicas, se debe realizar con caudales cuyas probabilidades de falla sean de casi cero.

Para tales estructuras, la máxima precipitación que puede esperarse en esa zona se usa para calcular caudales máximos. Esto significa, que hay un límite máximo de precipitación que puede físicamente caer sobre una región en un tiempo dado.

Los valores de h_{dt} para diferentes periodos de retorno (T) se muestran a continuación:

Cuadro N° 4.8
Precipitación Máxima Diaria

<i>Periodo de retorno (T)</i> <i>[años]</i>	<i>Precipitación Máxima Diaria (h_{dt})</i> <i>[mm]</i>
2	100,698
5	128,073
10	148,781
20	169,490
30	181,603
50	196,865
100	217,573
200	238,282

Gráfico N° 4.5



5.2. Precipitación Máxima en Períodos de Tiempo Inferiores a 24 Horas y Superiores a 2 Horas

Para obtener los valores de las lluvias máximas en períodos de 2, 3,4, etc. horas, ante la carencia de pluviógrafos, se estimaron éstos a partir del desarrollo de la fórmula de Fuller que no es nada más que la ley de regresión de valores modales, dentro de la cual se conoce un punto. Los valores de h_{tT} para diferentes periodos de retorno (T) se muestran a continuación:

Cuadro N° 4.9

Precipitaciones máximas horarias inferiores a 24 hr. y superiores a 2 hr. en [mm].

<i>Periodo de Retorno (T)</i> <i>[Años]</i>	<i>Periodo de Duración (Hr)</i>							
	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>6</i>	<i>8</i>	<i>10</i>	<i>12</i>	<i>24</i>
2	70,370	76,314	80,834	87,662	92,854	97,092	100,698	115,671
5	89,501	97,061	102,809	111,494	118,097	123,487	128,073	147,117
10	103,972	112,755	119,433	129,522	137,192	143,454	148,781	170,905
20	118,444	128,449	136,056	147,549	156,288	163,421	169,490	194,693
30	126,909	137,630	145,781	158,095	167,458	175,101	181,603	208,608
50	137,574	149,196	158,032	171,381	181,531	189,816	196,865	226,138
100	152,046	164,890	174,655	189,409	200,626	209,783	217,573	249,926
200	166,518	180,584	191,279	207,436	219,722	229,750	238,282	273,714

5.3. Precipitación Máxima con Duración Inferior a la Diaria y Menor a 2 Horas

La fórmula limita al cálculo de precipitación inferior a 2 horas; por ello estos intervalos pueden calcularse mediante dos métodos:

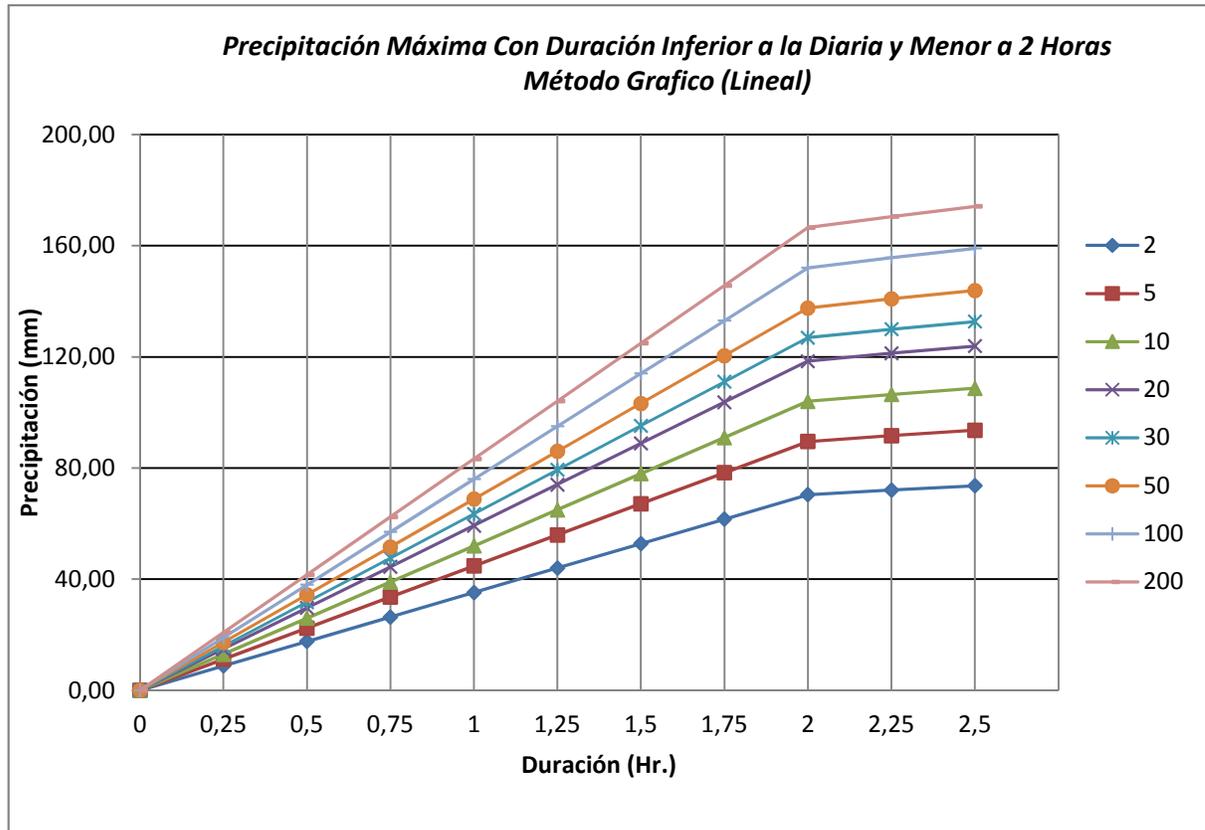
5.3.1. Método gráfico (lineal)

Se realiza un gráfico de curvas que represente las precipitaciones mayores a 2 hrs. vs. tiempo:

Cuadro N° 4.10
Método Gráfico (lineal)

Periodo de Retorno (T) (Años)	Periodo de Duración (Hr.)										
	0	0,25	0,5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2	2,25	2,5
2	0,000	8,796	17,593	26,389	35,185	43,981	52,778	61,574	70,370	72,048	73,582
5	0,000	11,188	22,375	33,563	44,750	55,938	67,126	78,313	89,501	91,634	93,585
10	0,000	12,997	25,993	38,990	51,986	64,983	77,979	90,976	103,972	106,451	108,718
20	0,000	14,805	29,611	44,416	59,222	74,027	88,833	103,638	118,444	121,267	123,850
30	0,000	15,864	31,727	47,591	63,455	79,318	95,182	111,046	126,909	129,934	132,701
50	0,000	17,197	34,394	51,590	68,787	85,984	103,181	120,378	137,574	140,854	143,853
100	0,000	19,006	38,012	57,017	76,023	95,029	114,035	133,040	152,046	155,670	158,985
200	0,000	20,815	41,629	62,444	83,259	104,074	124,888	145,703	166,518	170,487	174,118

Gráfico N° 4.6



5.3.2. Método analítico

Se determina el valor del coeficiente angular (S) para $t = 2$ hrs., aproximadamente se determina en función de los valores obtenidos de $h_{dT} < 2Hrs.$ para los diferentes períodos de retorno.

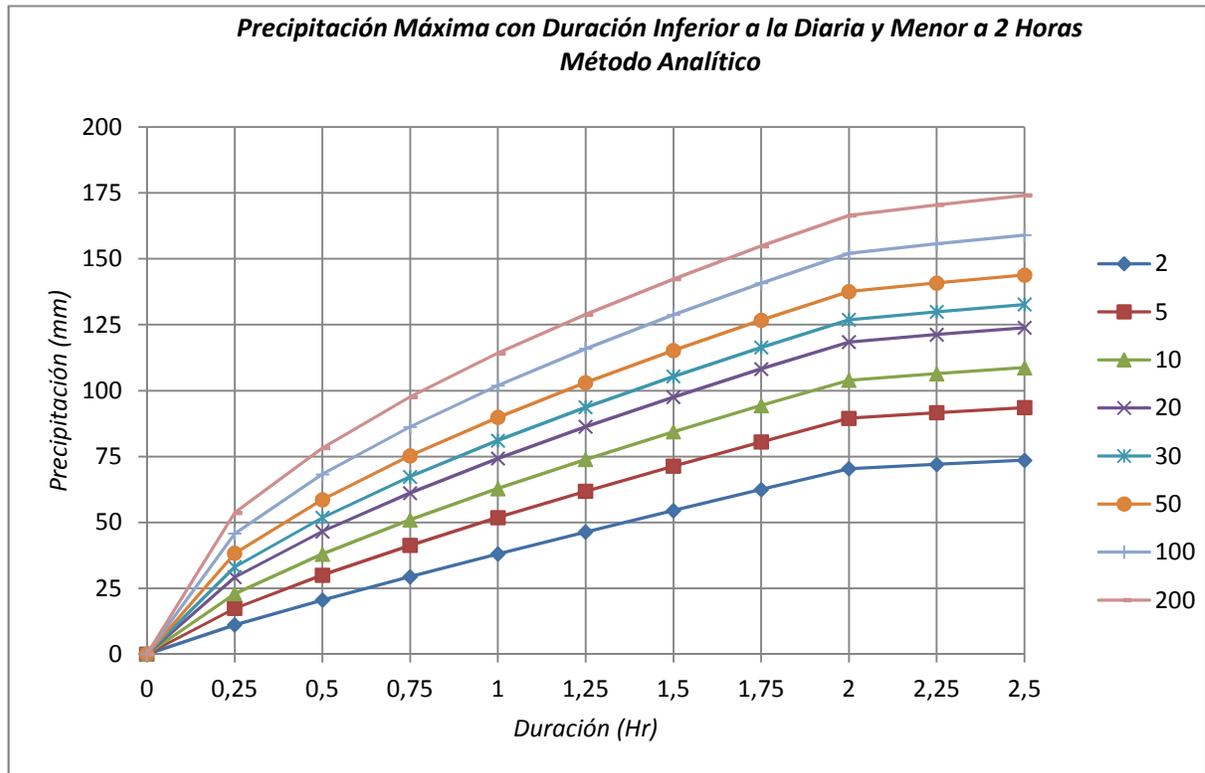
Cuadro N° 4.11
Coeficiente Angular ()

Periodo de retorno (T)	Coeficiente Angular ()
2	0,889
5	0,788
10	0,726
20	0,673
30	0,646
50	0,615
100	0,578
200	0,545

Cuadro N° 4.12
Método Analítico

<i>Periodo de Retorno (T)</i> <i>(Años)</i>	<i>Periodo de Duración (Hr.)</i>										
	0	0,25	0,5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2	2,25	2,5
2	0,000	11,091	20,533	29,438	38,012	46,347	54,498	62,497	70,370	72,048	73,582
5	0,000	17,388	30,022	41,323	51,836	61,800	71,348	80,562	89,501	91,634	93,585
10	0,000	22,976	38,004	51,011	62,860	73,914	84,375	94,366	103,972	106,451	108,718
20	0,000	29,199	46,568	61,188	74,268	86,310	97,584	108,258	118,444	121,267	123,850
30	0,000	33,108	51,815	67,335	81,091	93,669	105,381	116,418	126,909	129,934	132,701
50	0,000	38,292	58,648	75,258	89,825	103,038	115,265	126,728	137,574	140,854	143,853
100	0,000	45,753	68,276	86,291	101,888	115,902	128,772	140,761	152,046	155,670	158,985
200	0,000	53,660	78,269	97,608	114,163	128,914	142,371	154,839	166,518	170,487	174,118

Gráfico N° 4.7



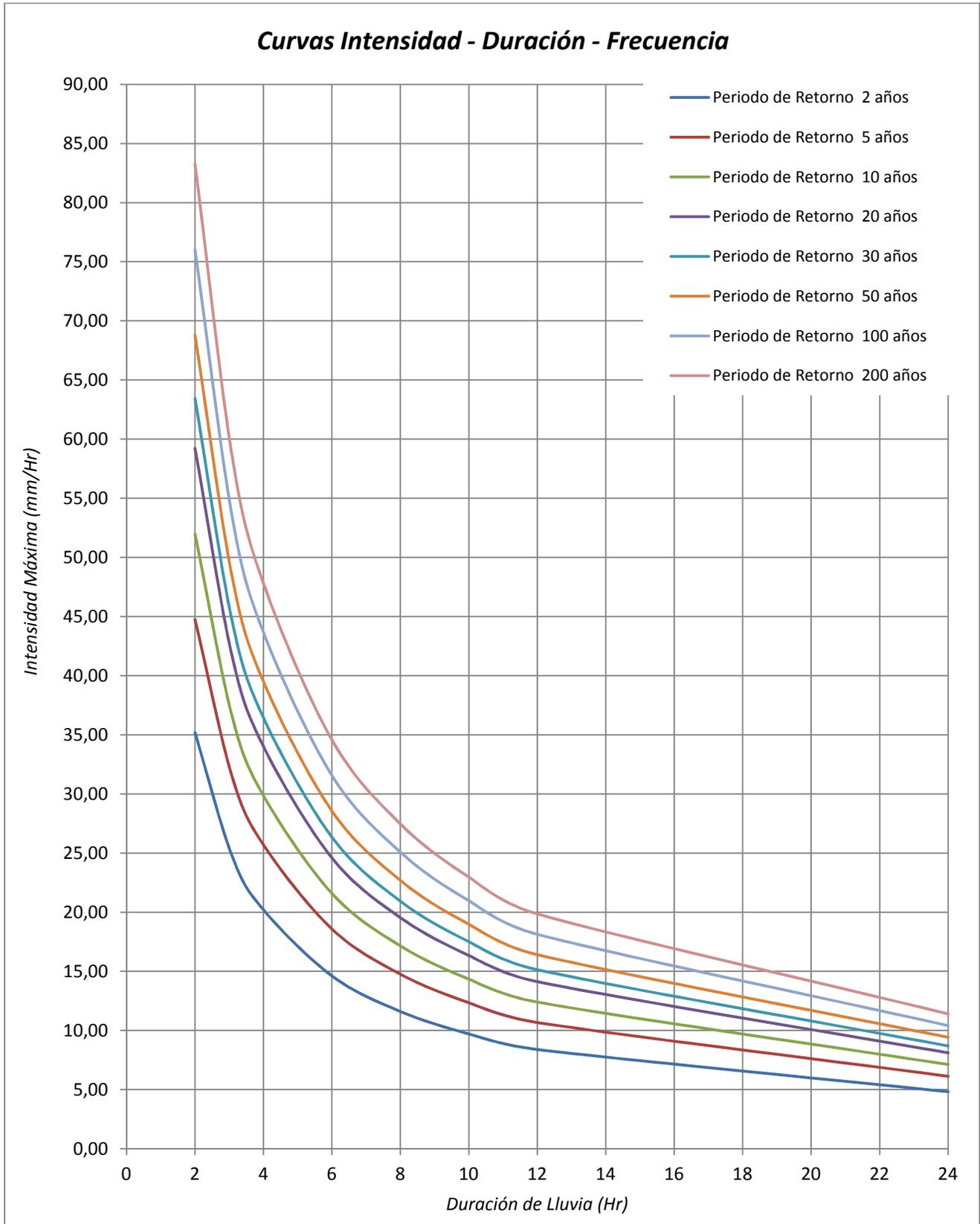
5.4. Curvas Intensidad – Duración - Frecuencia

Las relaciones entre intensidad frecuencia y duración se representan por las llamadas curvas de intensidad-frecuencia-duración.

Cuadro N° 4.13
Curva Duración – Intensidad – Frecuencia

T [Años]	Periodo De Duración [hr.]													
	7,5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2	3,084	4	6	8	10	12	24
2	42,262	40,533	39,349	38,455	37,739	37,145	36,637	25,764	21,042	15,213	12,086	10,110	8,738	5,019
5	62,364	57,430	54,168	51,766	49,882	48,343	47,049	33,086	27,022	19,537	15,520	12,983	11,221	6,445
10	79,353	71,257	66,018	62,222	59,283	56,906	54,925	38,624	31,546	22,807	18,118	15,156	13,099	7,524
20	97,638	85,815	78,305	72,936	68,824	65,528	62,801	44,163	36,070	26,078	20,717	17,330	14,978	8,602
30	108,863	94,622	85,663	79,303	74,458	70,593	67,408	47,403	38,716	27,991	22,236	18,601	16,077	9,234
50	123,501	105,987	95,089	87,413	81,604	76,994	73,213	51,485	42,050	30,401	24,151	20,203	17,461	10,029
100	144,162	121,833	108,120	98,556	91,373	85,710	81,089	57,024	46,573	33,672	26,749	22,376	19,339	11,107
200	165,637	138,104	121,391	109,834	101,213	94,454	88,965	62,562	51,097	36,942	29,347	24,550	21,218	12,186

Gráfico N° 4.8



6. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

La metodología más usada en nuestro medio es usando fórmulas empíricas desarrolladas por diferentes investigadores, se contrastaron 5 fórmulas que son:

*Cuadro N° 4.14
Tiempo de Concentración*

<i>N°</i>	<i>Fórmula Empírica</i>	<i>T_c</i>
1	Australiana	3,688
2	California	3,822
3	Ventura-Hevas	2,910
4	Hopkings	3,221
5	Kirpich	1,781

Luego promediando los valores obtenidos de la evaluación de las fórmulas obtenemos un valor del tiempo de concentración igual a $T_C = 3.08429$ hrs, transformando tenemos $T_C = 3^{\circ}05'03''$.

Para el tiempo de concentración de la Alta cuenca del Río Caraparí tenemos los valores de intensidad máxima para diferentes periodos de retorno:

*Cuadro N° 4.15
Intensidad Máxima para T_C*

<i>Periodo de Retorno (T) [Años]</i>	<i>Intensidad (mm/hr.)</i>
2	24,745
5	31,472
10	36,561
20	41,650
30	44,627
50	48,377
100	53,466
200	58,555

7. CAUDALES MÁXIMOS

7.1. Periodo de Retorno de Diseño Recomendado para Estructuras Menores

Se debe calcular o estimar los caudales máximos, que para estos casos, son los caudales de diseño. La magnitud del caudal de diseño, es función directa del periodo de retorno que se le asigne, el que a su vez depende de la importancia de la obra y de la vida de ésta.

Para el diseño de estructuras hidráulicas es necesario estimar los caudales máximos asociados a un período de retorno determinado, para este proyecto se adopto un *periodo de retorno de 20 años* por el tipo de obras a ser emplazadas en la alta cuenca del Río Caraparí.

7.2. Métodos Para la Determinación de Caudales Máximos

Los métodos utilizados para la determinación de caudales máximos para la Alta Cuenca del Río Caraparí son los siguientes:

- Método del Número de Curva
- Método de Envolventes
- Fórmula Racional
- Fórmula de Passenti
- Hidrograma Unitario
- Fórmulas Empíricas

7.2.1. Método del Número de Curva

El parámetro de mayor importancia de la lluvia generadora, es la altura de esta, pasando su intensidad a un segundo plano. Su principal aplicación es la estimación de las cantidades de escurrimiento tanto en el estudio de avenidas máximas, como en el caso del cálculo de aportaciones liquidas.

Cuadro N° 4.16
Número de Curva N Para Complejos Hidrológicos de Suelo Cobertura (para
condición de humedad antecedente II e Ia = 0,2.S).

<i>Cobertura</i>			<i>Número De Curva</i>			
<i>Uso De La Tierra</i>	<i>Tratamiento o Práctica</i>	<i>Condición Hidrológica</i>	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>
Descuidado, en descanso, sin cultivos	Surcos rectos	-----	77	86	91	94
Cultivos	Surcos rectos	Pobre	72	81	88	91
	Surcos rectos	Buena	67	78	85	89
	Curvas de nivel	Pobre	70	79	84	88
	Curvas de nivel	Buena	65	75	82	86
	Curvas de nivel y en terrazas	Pobre	66	74	80	82
	Curvas de nivel y en terrazas	Buena	62	71	78	81
Pequeños granos	Surcos rectos	Pobre	65	76	84	88
	Surcos rectos	Buena	63	75	83	87
	Curvas de nivel	Pobre	63	74	82	85
	Curvas de nivel	Buena	61	73	81	84
	Curvas de nivel y en terrazas	Pobre	61	72	79	82
	Curvas de nivel y en terrazas	Buena	59	70	78	81
Sembradíos cerrados, legumbres o sembradíos en rotación	Surcos rectos	Pobre	66	77	85	89
	Surcos rectos	Buena	58	72	81	85
	Curvas de nivel	Pobre	64	75	83	85
	Curvas de nivel	Buena	55	69	78	83
	Curvas de nivel y en terrazas	Pobre	63	73	80	83
	Curvas de nivel y en terrazas	Buena	51	67	76	80
Pastizales o similares		Pobre	68	79	86	89
		Regular	49	69	79	84
		Buena	39	61	74	80
	Curvas de nivel	Pobre	47	67	81	88
	Curvas de nivel	Regular	25	59	75	83
	Curvas de nivel	Buena	6	35	70	79
Pradera		Buena	30	58	71	78
Bosques		Pobre	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
		Buena	25	55	70	77
Patios		-----	59	74	82	86
Caminos incluyendo derecho de vía	Cieno	-----	72	82	87	89
	Superficie firme	-----	74	84	90	92

7.2.1.1. Estimación del caudal máximo

La parte medular del método es la utilización del cuadro N° 4.17, la cual es el resultado de una serie de estudios llevados a cabo por el SCS, sobre las intensidades, duraciones y cantidades de lluvia que deben de ser empleadas al calcular el gasto de pico de una avenida de determinado periodo de retorno. El cuadro N° 4.17 fue derivado para una duración de tormenta de 6 horas y relaciona el tiempo de concentración en horas, con el llamado:

Gasto Unitario (q) cuyas unidades son:

$$\frac{\frac{m^3}{seg}}{mm.Km^2}$$

Los rangos de aplicación del método empírico del SCS se deducen del cuadro N° 17, es decir, para tiempos de concentración de hasta 24 horas, ya que el método del SCS para la estimación de la escorrentía Q no tienen limitaciones.

Cuadro N° 4.17

Gasto Unitario q ($m^3/seg/mm.Km^2$), en función del tiempo de concentración T_C (horas)

T_C	q	T_C	q	T_C	q
0,1	0,337	1,0	0,158	8,0	0,039
0,2	0,300	1,5	0,120	10,0	0,034
0,3	0,271	2,0	0,100	12,0	0,030
0,4	0,246	2,5	0,086	14,0	0,027
0,5	0,226	3,0	0,076	16,0	0,025
0,6	0,208	4,0	0,063	18,0	0,023
0,7	0,195	5,0	0,054	20,0	0,021
0,8	0,190	6,0	0,048	22,0	0,020
0,9	0,168	7,0	0,043	24,0	0,019

En el caso del estudio de la Alta Cuenca del Río Caraparí, el número de curva se lo define por medio de una inspección realizada en el área de la cuenca y siguiendo el procedimiento descrito por “Diseño de Pequeñas Presas” de la U.S. Department of the Interior con los datos de suelo y vegetación tenemos:

Cuadro N° 4.18
Grupo de suelo y Número de curva

<i>Cobertura</i>			<i>Número De Curva</i>
<i>Uso De La Tierra</i>	<i>Tratamiento o Práctica</i>	<i>Condición Hidrológica</i>	<i>C</i>
Pastizales o similares	Curvas de nivel	Buena	70

Luego del *Cuadro N° 4.17* interpolamos para un tiempo de concentración de $T_c = 3.08429$ horas encontramos un valor del **Gasto Unitario** $q = 0,07490423 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{mm}.\text{Km}^2$ generando con esto el siguiente cuadro:

Cuadro N° 4.19
Caudales Máximos (Método del Número de Curva)

T [años]	Precipitación (mm)	CN	S	Escorrentía Total Acumulada [mm]	Caudal [m^3/seg]
2	100,698	70	108,857	33,173	208,691
5	128,073			52,519	330,398
10	148,781			68,392	430,255
20	169,490			85,046	535,022
30	181,603			95,077	598,130
50	196,865			107,968	679,228
100	217,573			125,840	791,659
200	238,282			144,073	906,362

7.2.2. Métodos de Envolventes

Estos métodos toman en cuenta solo el área de la cuenca. Estos métodos son de enorme utilidad en los casos en los que sólo se tiene como dato el área de la cuenca y se requiera estimaciones a groso modo de los caudales máximos probables, o bien cuando se carezca casi por completo de información.

7.2.2.1. Fórmula de Creager

$$q = \frac{1,303 \cdot C_c \cdot 0,386 \cdot A^\alpha}{A}$$

7.2.2.2. Fórmula de Lowry

$$q = \frac{C_L}{A + 259^{0,85}}$$

Cuadro N° 4.20

Caudales Máximos (Método de las Envolventes)

Fórmula	q [$m^3/seg/Km^2$]	Caudal [m^3/seg]
Creager	21,574	1811,923
Lowry	24,495	2057,283

7.2.3. Fórmula Racional

En el método racional, se supone que en la máxima escorrentía ocasionada por una lluvia, se produce cuando la duración de ésta es igual al tiempo de concentración (t_c). Cuando así ocurre, toda la cuenca contribuye con el caudal en el punto de salida. Si la duración es mayor que el t_c , contribuye asimismo toda la cuenca, pero en ese caso la intensidad de la lluvia es menor, por ser mayor su duración y, por tanto, también es menor el caudal.

En el cuadro N°4.21 se presentan valores del coeficiente de escorrentía en función de la cobertura vegetal, pendiente y textura, del cual extraemos el valor de $C_{escorrentia} = 0,5$ como nuestro coeficiente de acuerdo a los anteriores parámetros.

Cuadro N° 4.21
Valores del coeficiente de escorrentía

<i>Tipo de vegetación</i>	<i>Pendiente (%)</i>	<i>Textura</i>		
		<i>Franco Arenosa</i>	<i>Franco Arcillo limosa franco limosa</i>	<i>Arcillosa</i>
Forestal	0 – 5	0,10	0,30	0,40
	5 – 10	0,25	0,35	0,50
	10 – 30	0,30	0,50	0,60
Praderas	0 – 5	0,10	0,30	0,40
	5 – 10	0,15	0,35	0,55
	10 – 30	0,20	0,40	0,60
Terrenos cultivados	0 – 5	0,30	0,50	0,60
	5 – 10	0,40	0,60	0,70
	10 – 30	0,50	0,70	0,80

Aplicando este método a la cuenca en estudio tenemos:

Cuadro N° 4.22
Caudales Máximos (Método Fórmula Racional)

<i>Periodo de Retorno (T) [Años]</i>	<i>Intensidad (mm/Hr.)</i>	<i>Caudal [m³/seg]</i>
2	24,745	288,650
5	31,472	367,121
10	36,561	426,483
20	41,650	485,844
30	44,627	520,568
50	48,377	564,315
100	53,466	623,676
200	58,555	683,037

7.2.4. Fórmula de Passentti

La fórmula viene representada por:

$$Q = C. \frac{A}{L}$$

Donde:

Q = Caudal en m³/seg.

C = Coeficiente que varía de 700 a 800, se adopta un valor de 750

h = Altura de precipitación máxima en 24 hrs., en m (*altura de lluvia igual al tiempo de concentración*)

A = Área de la cuenca, en Km²

L = Longitud de curso principal, en Km.

Cuadro N° 4.23
Caudales Máximos (Fórmula de Passentti)

Periodo de Retorno (T) [Años]	Precipitación [m]	Caudal [m ³ /seg]
2	0,091	450,388
5	0,115	572,828
10	0,134	665,451
20	0,153	758,073
30	0,163	812,254
50	0,177	880,514
100	0,196	973,136
200	0,214	1065,759

7.2.5. *Hidrograma Unitario*

La técnica del hidrograma unitario permite el hidrograma de crecida correspondiente a una tormenta dada, razón por la cual primero se describirá en qué consiste el hidrograma unitario y el método de su obtención.

Definición.-

El hidrograma unitario de las t_1 horas de una cuenca se define como el hidrograma de escorrentía directa resultante de 1 cm. de lluvia neta caída en t_1 horas, generada uniformemente sobre el área de la cuenca a una tasa uniforme.

El principio del hidrograma está basado en la similitud hidrológica de una cuenca (similitud considerable en la forma de los hidrogramas de crecidas puesto que las características de la cuenca tales como: forma, pendiente, cubierta vegetal, etc., son constantes) tal como lo propuso Sherman (1932).

El hidrograma unitario es un modelo lineal simple que puede usarse para deducir el hidrograma resultante de cualquier cantidad de exceso de lluvia. Las siguientes suposiciones son inherentes de este modelo:

- ***El exceso de precipitación tiene una intensa constante dentro d la duración efectiva;*** las tormentas seleccionadas para el análisis deben ser de corta duración, debido a que es más probable que estas produzcan una tasa de exceso de lluvia intensa y aproximadamente constante, arrojando un hidrograma bien definido, con pico único y de tiempo base corto.
- ***El exceso de precipitación esta uniformemente distribuido a través de toda el área de drenaje;*** el hidrograma unitario puede volverse inaceptable cuando el área de drenaje es demasiado grande para ser cubierta por una lluvia distribuida aproximadamente en forma uniforme. En tales casos, el área debe dividirse y cada sub-área analizarse por tormentas individuales.
- ***El tiempo base de los hidrogramas de escorrentía directa resultante de un exceso de lluvia de una duración dada es constante;*** usualmente el tiempo base es corto si se considera que la escorrentía directa solamente incluye la

escorrentía superficial, pero es largo si se incluye también la escorrentía sub-superficial.

- **Las ordenadas de todos los hidrogramas de escorrentía directa de una base de tiempo común son directamente proporcionales a la cantidad total de escorrentía representada por cada hidrograma;** el principio de proporcionalidad es válido de manera que las ordenadas del hidrograma unitario pueden determinarse con las ordenadas del hidrograma de escorrentía directa (H.E.D.).
- **Para una cuenca dada el hidrograma resultante de un exceso de lluvia dado refleja las características no cambiantes de la cuenca;** el hidrograma unitario se considera único para una cuenca dada e invariable con respecto al tiempo. Este es el principio de la *invarianza temporal*, el cual junto con los principios de superposición y proporcionalidad es fundamental para el modelo del hidrograma unitario.

Lógicamente en condiciones naturales, dichas suposiciones no se satisfacen en forma perfecta. El modelo es inaceptable a la escorrentía originada por la nieve o el hielo.

7.2.5.1. *Hidrogramas Unitarios Sintéticos*

Para la obtención de hidrogramas unitarios es necesario disponer de registros (precipitaciones- caudales), cuando no se poseen dichos registros han sido sugeridos los **hidrogramas unitarios sintéticos**. Son hidrogramas que se construyen a base de Fórmulas obtenidas empíricamente. La mayoría de los estudios se basan en lo que se llama el tiempo de retardo de la cuenca, generalmente definido como el tiempo desde el centro de gravedad del histograma de lluvia neta hasta el pico del hidrograma.

El método que se describe a continuación fue desarrollado por Synder en los Estados Unidos.

$$Q_P = \frac{7000 \cdot C_2 \cdot A}{T_L}$$

Donde:

Q_P = Caudal pico, en lts/seg. para una lamina de escorrentía directa de 1 pulg.

A = Área de la cuenca, en Km^2 .

C_2 = Coeficiente que varía entre 0,56 y 0,69.

T_L = Tiempo de retardo de la cuenca, en hrs.

Fórmula válida para una duración tipo de lluvia neta (T) igual a:

$$T = \frac{T_L}{5,5}$$

Para la determinación de T_L se sugiere la siguiente ecuación:

$$T_L = C_1 \cdot L \cdot L_C^{0,3}$$

Donde:

T_L = Tiempo de retardo de la cuenca, en hrs.

L = Longitud del rio principal, en Km.

L_C = Distancia desde el punto de desagüe hasta el punto de la corriente principal más próximo al centro de gravedad de la cuenca, en Km.

C_1 = Coeficiente que varía entre 1,35 a 1,65, con valores menores para cuencas con pendientes altas.

7.2.5.1.1. *Hidrograma Unitario Triangular*

Este método fue elaborado por Mockus y es adoptado por el U.S. Conservation Service. La ecuación es la siguiente:

$$Q_P = \frac{5,556 \cdot A}{1 + \alpha \cdot T_P}$$

El valor que se adopta para α en cuencas no aforadas es de 1,67, así tenemos:

$$Q_P = \frac{2,08 \cdot A}{T_P}$$

Siendo:

$$T_P = \frac{D}{2} + T_L$$

Para el tiempo de retardo de la cuenca T_L se puede relacionar con:

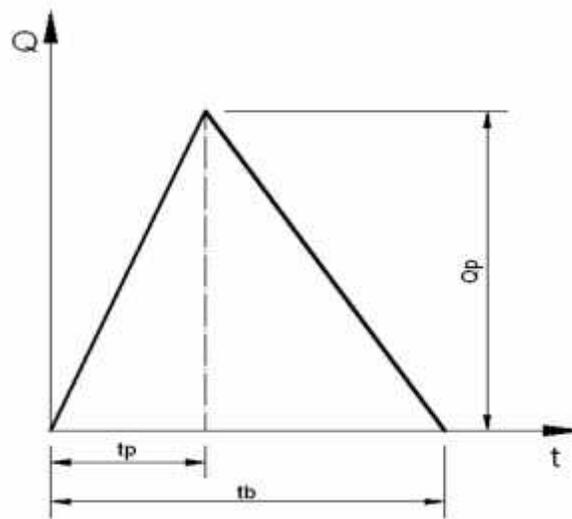
$$T_L = 0,6 \cdot T_C$$

De modo que se tiene:

$$T_P = \frac{D}{2} + 0,6 \cdot T_C$$

En el siguiente esquema se muestra la representación grafica que presenta el hidrograma unitario triangular:

Esquema Hidrograma Unitario Triangular



Donde:

t_p = Tiempo Pico, en Hrs.

T_b = Tiempo Base, en Hrs.

Q_p = Caudal Punta, en m^3/seg .

A continuación se presenta los valores y gráficos del caudal máximo para los diferentes periodos de retorno:

$$\begin{aligned} \text{Área} &= 83,987 \text{ Km}^2 & T_c &= 3,084 \text{ Hr.} & d_e &= 3,512 \text{ Hr.} \\ t_p &= 3,607 \text{ Hr.} & T_b &= 9,629 \text{ Hr.} \end{aligned}$$

Cuadro N° 4.24
Caudales Máximos – Hidrograma Unitario

Periodo de Retorno (T) [años]	Caudal Máximo (Q _p) [m ³ /seg]
2	365,819
5	465,268
10	540,499
20	615,730
30	659,737
50	715,179
100	790,410
200	865,641

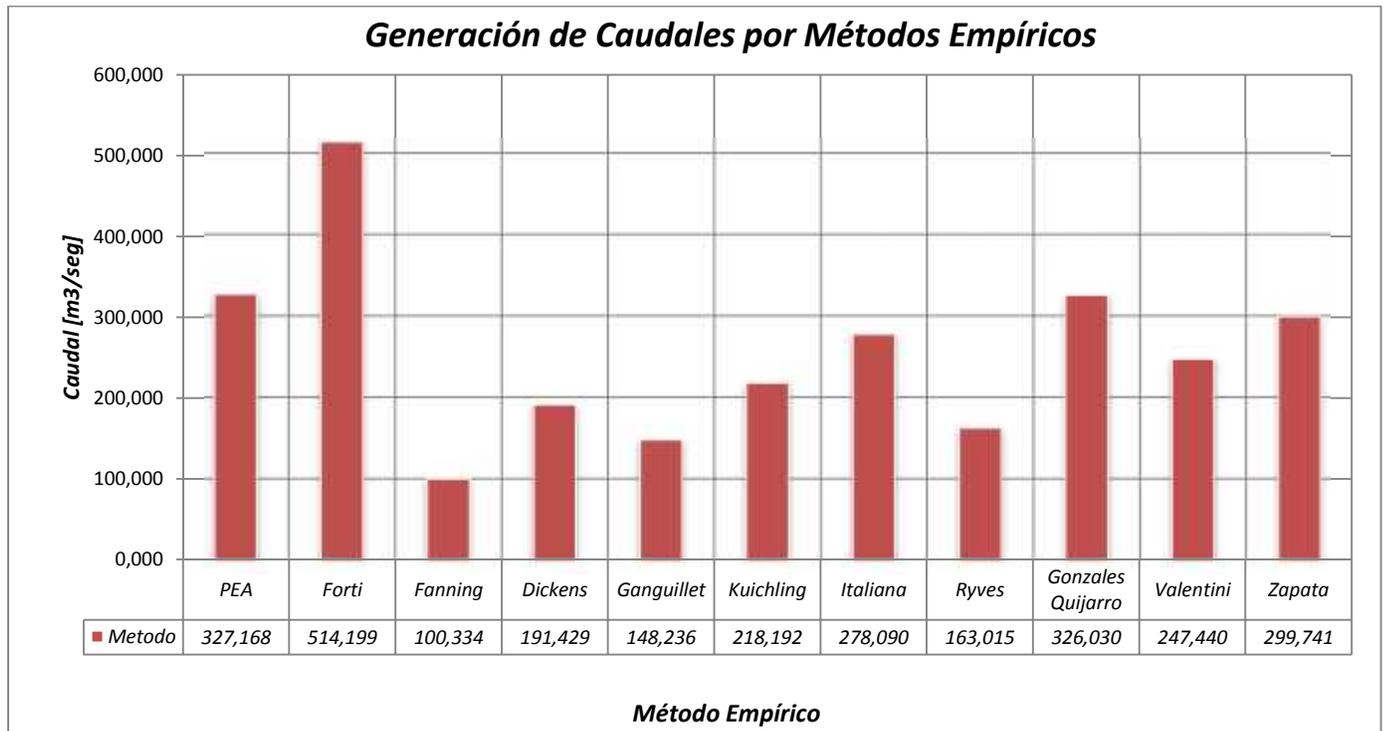
7.2.6. Generación de Caudales por Métodos Empíricos

Existen una variedad de métodos empíricos, en general todos se derivan del método racional.

Cuadro N° 4.25
Caudales Máximos (Métodos Empíricos)

<i>Formula Empírica</i>	<i>Q [m³/seg]</i>
PEA	327,168
Forti	514,199
Fanning	100,334
Dickens	191,429
Ganguillet	148,236
Kuichling	218,192
Italiana	278,090
Ryves	163,015
Gonzales Quijarro	326,030
Valentini	247,440
Zapata	299,741

Gráfico N° 4.25



7.3. Selección del Caudal Máximo de Diseño

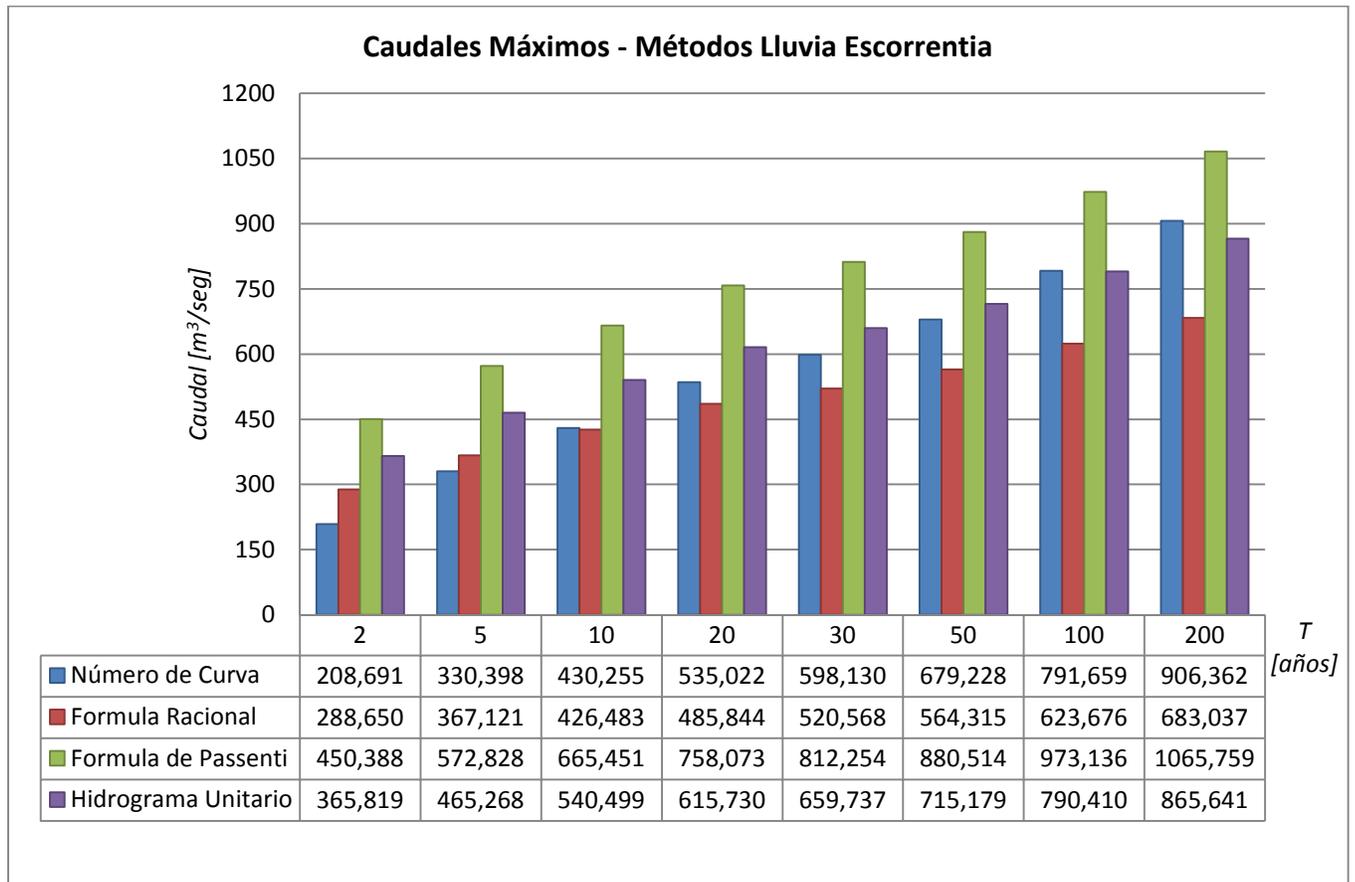
De la generación de Caudales Máximos por diferentes métodos tenemos los siguientes cuadros resumen:

Cuadro N° 4.26

Resumen de Caudales Máximos (Método Lluvia Escorrentía)

Periodo de Retorno <i>T [años]</i>	Método			
	Número de Curva	Formula Racional	Formula de Passenti	Hidrograma Unitario
	Caudal [m^3/seg]			
2	208,691	288,650	450,388	365,819
5	330,398	367,121	572,828	465,268
10	430,255	426,483	665,451	540,499
20	535,022	485,844	758,073	615,730
30	598,130	520,568	812,254	659,737
50	679,228	564,315	880,514	715,179
100	791,659	623,676	973,136	790,410
200	906,362	683,037	1065,759	865,641

Gráfico N° 4.26

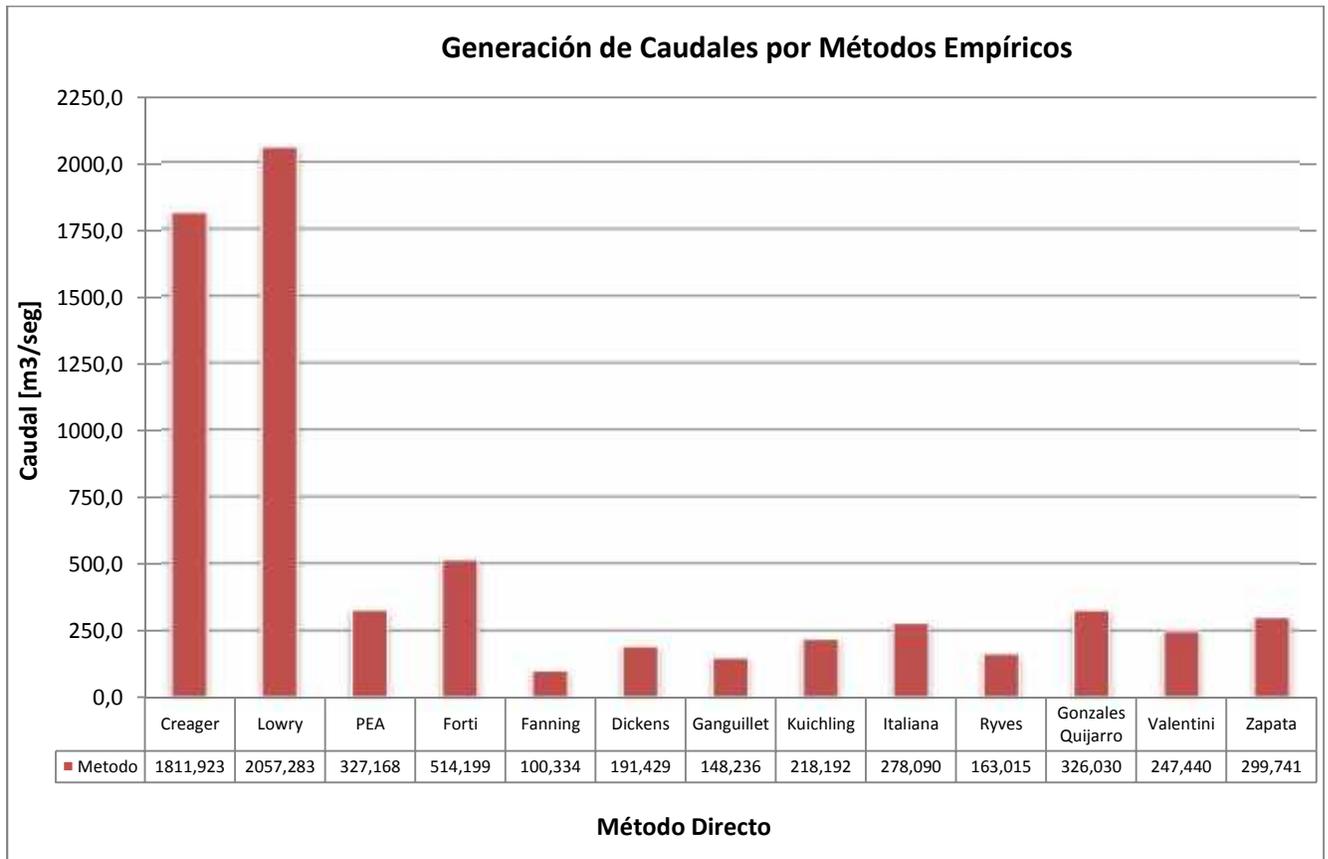


Cuadro N° 4.27

Caudales Máximos (Métodos Directos)

Método Directo		Caudal [m ³ /seg]
Método de las Envolventes	Creager	1811,923
	Lowry	2057,283
Formulas Empíricas	PEA	327,168
	Forti	514,199
	Fanning	100,334
	Dickens	191,429
	Ganguillet	148,236
	Kuichling	218,192
	Italiana	278,090
	Ryves	163,015
	Gonzales Quijarro	326,030
	Valentini	247,440
	Zapata	299,741

Gráfico N° 4.27



De acuerdo a los dos resúmenes de las tablas N° 4.26 y N° 4.27, desechamos los valores encontrados por las formulas directas (Tabla N° 4.27) por ser solo adecuadas para generar caudales de forma aproximada, en estas formulas no se toman en cuenta muchas variables de la cuenca a ser estudiada generando con esto un error excesivo en la generación de los mismos.

De los cuatro métodos lluvia–escorrentía utilizados para generar caudales tenemos los valores de los métodos con valores próximos por lo que se promedio estos generando el *Caudal de Diseño* $Q_{Diseño} = 598,667 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Para efectuar los cálculos posteriores de niveles de agua y verificaciones de muros adoptaremos un *Caudal de Diseño* de $Q_{Diseño} = 600,00 \text{ m}^3/\text{seg}$. para un período de retorno de 20 años, con lo cual estaríamos garantizando la vida útil de las estructuras a ser diseñadas.

1. CÓMPUTOS MÉTRICOS GENERALES

1.1. Cómputos Desglosados De Gaviones

PROYECTO DE GRADO: ESTUDIO DE CAUDALES MÁXIMOS Y OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA ALTA CUENCA DEL RÍO CARAPARÍ	FECHA: OCT. DEL 2010 ELABORADO: J.E.V.C.	U.A.J.M.S.	1/6
---	---	-------------------	------------

CÓMPUTOS MÉTRICOS

Nº	DESCRIPCIÓN	Unid.	DIMENSIONES			Partes Iguales	CANTIDADES	
			Largo	Ancho	Alto		Parcial	Total
GAVIÓN 1 - TIPO II								
1	Excavación	m ³	Ver Planilla Corte			1	75,37	75,37
	Relleno	m ³	Ver Planilla Relleno			1	4,98	4,98
	Gavión Caja C/Diafragma							
	Base	m ³	21,00	2,00	1,00	1	42,00	
	Intermedio	m ³	21,00	1,50	1,00	1	31,50	
	Superior	m ³	21,00	1,00	1,00	1	21,00	94,50
	Colchoneta Antisocavante e=0.23 m.	m ³	21,00	4,00	0,23	1	19,32	19,32
Geotextil BIDIM MT-200	m ²	21,00	9,23		1	193,83	193,83	
GAVIÓN 2 - TIPO II								
2	Excavación	m ³	Ver Planilla Corte			1	89,24	89,24
	Relleno	m ³	Ver Planilla Relleno			1	17,04	17,04
	Gavión Caja C/Diafragma							
	Base	m ³	40,00	2,00	1,00	1	80,00	
	Intermedio	m ³	40,00	1,50	1,00	1	60,00	
	Superior	m ³	40,00	1,00	1,00	1	40,00	180,00
	Colchoneta Antisocavante e=0.23 m.	m ³	40,00	4,00	0,23	1	36,80	36,80
Geotextil BIDIM MT-200	m ²	40,00	9,23		1	369,20	369,20	
GAVIÓN 3 - TIPO II								
3	Excavación	m ³	Ver Planilla Corte			1	64,24	64,24
	Relleno	m ³	Ver Planilla Relleno			1	0,30	0,30
	Gavión Caja C/Diafragma							
	Base	m ³	20,00	2,00	1,00	1	40,00	
	Intermedio	m ³	20,00	1,50	1,00	1	30,00	
	Superior	m ³	20,00	1,00	1,00	1	20,00	90,00
	Colchoneta Antisocavante e=0.23 m.	m ³	20,00	4,00	0,23	1	18,40	18,40
Geotextil BIDIM MT-200	m ²	20,00	9,23		1	184,60	184,60	
GAVIÓN 4 - TIPO II								
4	Excavación	m ³	Ver Planilla Corte			1	85,88	85,88
	Relleno	m ³	Ver Planilla Relleno			1	0,56	0,56
	Gavión Caja C/Diafragma							
	Base	m ³	34,00	2,00	1,00	1	68,00	
	Intermedio	m ³	34,00	1,50	1,00	1	51,00	
	Superior	m ³	34,00	1,00	1,00	1	34,00	153,00
	Colchoneta Antisocavante e=0.23 m.	m ³	34,00	4,00	0,23	1	31,28	31,28
Geotextil BIDIM MT-200	m ²	34,00	9,23		1	313,82	313,82	

PROYECTO DE GRADO: ESTUDIO DE CAUDALES MÁXIMOS Y OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA ALTA CUENCA DEL RÍO CARAPARÍ

FECHA: OCT. DEL 2010
ELABORADO: J.E.V.C.

U.A.J.M.S. 2/6

CÓMPUTOS MÉTRICOS

Nº	DESCRIPCIÓN	Unid.	DIMENSIONES			Partes Iguales	CANTIDADES	
			Largo	Ancho	Alto		Parcial	Total
GAVIÓN 5 - TIPO II								
5	Excavación	m ³	Ver Planilla Corte			1	101,30	101,30
	Relleno	m ³	Ver Planilla Relleno			1	0,27	0,27
	Gavión Caja C/Diafragma							
	Base	m ³	27,00	2,00	1,00	1	54,00	
	Intermedio	m ³	27,00	1,50	1,00	1	40,50	
	Superior	m ³	27,00	1,00	1,00	1	27,00	121,50
	Colchoneta Antisocavante e=0.23 m.	m ³	27,00	4,00	0,23	1	24,84	24,84
Geotextil BIDIM MT-200	m ²	27,00	9,23		1	249,21	249,21	
GAVIÓN 6 - TIPO II								
6	Excavación	m ³	Ver Planilla Corte			1	148,74	148,74
	Relleno	m ³	Ver Planilla Relleno			1	0,56	0,56
	Gavión Caja C/Diafragma							
	Base	m ³	37,00	2,00	1,00	1	74,00	
	Intermedio	m ³	37,00	1,50	1,00	1	55,50	
	Superior	m ³	37,00	1,00	1,00	1	37,00	166,50
	Colchoneta Antisocavante e=0.23 m.	m ³	37,00	4,00	0,23	1	34,04	34,04
Geotextil BIDIM MT-200	m ²	37,00	9,23		1	341,51	341,51	
GAVIÓN 7 - TIPO II								
7	Excavación	m ³	Ver Planilla Corte			1	235,21	235,21
	Relleno	m ³	Ver Planilla Relleno			1	17,39	17,39
	Gavión Caja C/Diafragma							
	Base	m ³	51,00	2,00	1,00	1	102,00	
	Intermedio	m ³	51,00	1,50	1,00	1	76,50	
	Superior	m ³	51,00	1,00	1,00	1	51,00	229,50
	Colchoneta Antisocavante e=0.23 m.	m ³	51,00	4,00	0,23	1	46,92	46,92
Geotextil BIDIM MT-200	m ²	51,00	9,23		1	470,73	470,73	
GAVIÓN 8 - TIPO II								
8	Excavación	m ³	Ver Planilla Corte			1	101,49	101,49
	Relleno	m ³	Ver Planilla Relleno			1	0,34	0,34
	Gavión Caja C/Diafragma							
	Base	m ³	34,00	2,00	1,00	1	68,00	
	Intermedio	m ³	34,00	1,50	1,00	1	51,00	
	Superior	m ³	34,00	1,00	1,00	1	34,00	153,00
	Colchoneta Antisocavante e=0.23 m.	m ³	34,00	4,00	0,23	1	31,28	31,28
Geotextil BIDIM MT-200	m ²	34,00	9,23		1	313,82	313,82	

PROYECTO DE GRADO: ESTUDIO DE CAUDALES MÁXIMOS Y OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA ALTA CUENCA DEL RÍO CARAPARÍ

FECHA: OCT. DEL 2010
ELABORADO: J.E.V.C.

U.A.J.M.S.

3/6

CÓMPUTOS MÉTRICOS

Nº	DESCRIPCIÓN	Unid.	DIMENSIONES			Partes Iguales	CANTIDADES	
			Largo	Ancho	Alto		Parcial	Total
GAVIÓN 9 - TIPO I								
	Excavación	m ³	Ver Planilla Corte			1	77,79	77,79
	Relleno	m ³	Ver Planilla Relleno			1	0,09	0,09
9	Gavión Caja C/Diafragma							
	Base	m ³	43,00	1,50	1,00	1	64,50	
	Superior	m ³	43,00	1,00	1,00	1	43,00	107,50
	Colchoneta Antisocavante e=0.23 m.	m ³	43,00	4,00	0,23	1	39,56	39,56
	Geotextil BIDIM MT-200	m ²	43,00	8,23		1	353,89	353,89
GAVIÓN 10 - TIPO I								
	Excavación	m ³	Ver Planilla Corte			1	68,29	68,29
	Relleno	m ³	Ver Planilla Relleno			1	0,01	0,01
10	Gavión Caja C/Diafragma							
	Base	m ³	28,00	1,50	1,00	1	42,00	
	Superior	m ³	28,00	1,00	1,00	1	28,00	70,00
	Colchoneta Antisocavante e=0.23 m.	m ³	28,00	4,00	0,23	1	25,76	25,76
	Geotextil BIDIM MT-200	m ²	28,00	8,23		1	230,44	230,44
GAVIÓN 11 - TIPO I								
	Excavación	m ³	Ver Planilla Corte			1	49,59	49,59
	Relleno	m ³	Ver Planilla Relleno			1	6,26	6,26
11	Gavión Caja C/Diafragma							
	Base	m ³	47,00	1,50	1,00	1	70,50	
	Superior	m ³	47,00	1,00	1,00	1	47,00	117,50
	Colchoneta Antisocavante e=0.23 m.	m ³	47,00	4,00	0,23	1	43,24	43,24
	Geotextil BIDIM MT-200	m ²	47,00	8,23		1	386,81	386,81
GAVIÓN 12 - TIPO II								
	Excavación	m ³	Ver Planilla Corte			1	268,73	268,73
	Relleno	m ³	Ver Planilla Relleno			1	0,55	0,55
12	Gavión Caja C/Diafragma							
	Base	m ³	55,00	2,00	1,00	1	110,00	
	Intermedio	m ³	55,00	1,50	1,00	1	82,50	
	Superior	m ³	55,00	1,00	1,00	1	55,00	247,50
	Colchoneta Antisocavante e=0.23 m.	m ³	55,00	4,00	0,23	1	50,60	50,60
	Geotextil BIDIM MT-200	m ²	55,00	9,23		1	507,65	507,65

PROYECTO DE GRADO: ESTUDIO DE CAUDALES MÁXIMOS Y OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA ALTA CUENCA DEL RÍO CARAPARÍ

FECHA: OCT. DEL 2010
ELABORADO: J.E.V.C.

U.A.J.M.S.

4/6

CÓMPUTOS MÉTRICOS

Nº	DESCRIPCIÓN	Unid.	DIMENSIONES			Partes Iguales	CANTIDADES	
			Largo	Ancho	Alto		Parcial	Total
GAVIÓN 13 - TIPO II								
13	Excavación	m ³	Ver Planilla Corte			1	137,72	137,72
	Relleno	m ³	Ver Planilla Relleno			1	0,40	0,40
	Gavión Caja C/Diafragma							
	Base	m ³	40,00	2,00	1,00	1	80,00	
	Intermedio	m ³	40,00	1,50	1,00	1	60,00	
	Superior	m ³	40,00	1,00	1,00	1	40,00	180,00
	Colchoneta Antisocavante e=0.23 m.	m ³	40,00	4,00	0,23	1	36,80	36,80
Geotextil BIDIM MT-200	m ²	40,00	9,23		1	369,20	369,20	
GAVIÓN 14 - TIPO I								
14	Excavación	m ³	Ver Planilla Corte			1	82,78	82,78
	Relleno	m ³	Ver Planilla Relleno			1	0,27	0,27
	Gavión Caja C/Diafragma							
	Base	m ³	27,00	1,50	1,00	1	40,50	
	Superior	m ³	27,00	1,00	1,00	1	27,00	67,50
	Colchoneta Antisocavante e=0.23 m.	m ³	27,00	4,00	0,23	1	24,84	24,84
	Geotextil BIDIM MT-200	m ²	27,00	8,23		1	222,21	222,21
GAVIÓN 15 - TIPO I								
15	Excavación	m ³	Ver Planilla Corte			1	57,38	57,38
	Relleno	m ³	Ver Planilla Relleno			1	0,31	0,31
	Gavión Caja C/Diafragma							
	Base	m ³	31,00	1,50	1,00	1	46,50	
	Superior	m ³	31,00	1,00	1,00	1	31,00	77,50
	Colchoneta Antisocavante e=0.23 m.	m ³	31,00	4,00	0,23	1	28,52	28,52
	Geotextil BIDIM MT-200	m ²	31,00	8,23		1	255,13	255,13
GAVIÓN 16 - TIPO I								
16	Excavación	m ³	Ver Planilla Corte			1	134,02	134,02
	Relleno	m ³	Ver Planilla Relleno			1	0,48	0,48
	Gavión Caja C/Diafragma							
	Base	m ³	48,00	1,50	1,00	1	72,00	
	Superior	m ³	48,00	1,00	1,00	1	48,00	120,00
	Colchoneta Antisocavante e=0.23 m.	m ³	48,00	4,00	0,23	1	44,16	44,16
	Geotextil BIDIM MT-200	m ²	48,00	8,23		1	395,04	395,04

PROYECTO DE GRADO: ESTUDIO DE CAUDALES MÁXIMOS Y OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA ALTA CUENCA DEL RÍO CARAPARÍ

FECHA: OCT. DEL 2010
ELABORADO: J.E.V.C.

U.A.J.M.S.

5/6

CÓMPUTOS MÉTRICOS

Nº	DESCRIPCIÓN	Unid.	DIMENSIONES			Partes Iguales	CANTIDADES	
			Largo	Ancho	Alto		Parcial	Total
GAVIÓN 17 - TIPO II								
17	Excavación	m ³	Ver Planilla Corte			1	97,24	97,24
	Relleno	m ³	Ver Planilla Relleno			1	0,11	0,11
	Gavión Caja C/Diafragma							
	Base	m ³	40,00	2,00	1,00	1	80,00	
	Intermedio	m ³	40,00	1,50	1,00	1	60,00	
	Superior	m ³	40,00	1,00	1,00	1	40,00	180,00
	Colchoneta Antisocavante e=0.23 m.	m ³	40,00	4,00	0,23	1	36,80	36,80
	Geotextil BIDIM MT-200	m ²	40,00	9,23		1	369,20	369,20
GAVIÓN 18 - TIPO II								
18	Excavación	m ³	Ver Planilla Corte			1	87,43	87,43
	Relleno	m ³	Ver Planilla Relleno			1	0,27	0,27
	Gavión Caja C/Diafragma							
	Base	m ³	27,00	2,00	1,00	1	54,00	
	Intermedio	m ³	27,00	1,50	1,00	1	40,50	
	Superior	m ³	27,00	1,00	1,00	1	27,00	121,50
	Colchoneta Antisocavante e=0.23 m.	m ³	27,00	4,00	0,23	1	24,84	24,84
	Geotextil BIDIM MT-200	m ²	27,00	9,23		1	249,21	249,21
GAVIÓN 19 - TIPO II								
19	Excavación	m ³	Ver Planilla Corte			1	158,75	158,75
	Relleno	m ³	Ver Planilla Relleno			1	0,58	0,58
	Gavión Caja C/Diafragma							
	Base	m ³	58,00	2,00	1,00	1	116,00	
	Intermedio	m ³	58,00	1,50	1,00	1	87,00	
	Superior	m ³	58,00	1,00	1,00	1	58,00	261,00
	Colchoneta Antisocavante e=0.23 m.	m ³	58,00	4,00	0,23	1	53,36	53,36
	Geotextil BIDIM MT-200	m ²	58,00	9,23		1	535,34	535,34
GAVIÓN 20 - TIPO II								
20	Excavación	m ³	Ver Planilla Corte			1	127,68	127,68
	Relleno	m ³	Ver Planilla Relleno			1	0,74	0,74
	Gavión Caja C/Diafragma							
	Base	m ³	53,00	2,00	1,00	1	106,00	
	Intermedio	m ³	53,00	1,50	1,00	1	79,50	
	Superior	m ³	53,00	1,00	1,00	1	53,00	238,50
	Colchoneta Antisocavante e=0.23 m.	m ³	53,00	4,00	0,23	1	48,76	48,76
	Geotextil BIDIM MT-200	m ²	53,00	9,23		1	489,19	489,19

PROYECTO DE GRADO: ESTUDIO DE CAUDALES MÁXIMOS Y OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA ALTA CUENCA DEL RÍO CARAPARÍ

FECHA: OCT. DEL 2010
ELABORADO: J.E.V.C.

U.A.J.M.S.

6/6

CÓMPUTOS MÉTRICOS

Nº	DESCRIPCIÓN	Unid.	DIMENSIONES			Partes Iguales	CANTIDADES	
			Largo	Ancho	Alto		Parcial	Total
GAVIÓN 21 - TIPO II								
21	Excavación	m ³	Ver Planilla Corte			1	49,08	49,08
	Relleno	m ³	Ver Planilla Relleno			1	0,32	0,32
	Gavión Caja C/Diafragma							
	Base	m ³	19,00	2,00	1,00	1	38,00	
	Intermedio	m ³	19,00	1,50	1,00	1	28,50	
	Superior	m ³	19,00	1,00	1,00	1	19,00	85,50
	Colchoneta Antisocavante e=0.23 m.	m ³	19,00	4,00	0,23	1	17,48	17,48
Geotextil BIDIM MT-200	m ²	19,00	9,23		1	175,37	175,37	
GAVIÓN 22 - TIPO II								
22	Excavación	m ³	Ver Planilla Corte			1	517,12	517,12
	Relleno	m ³	Ver Planilla Relleno			1	1,01	1,01
	Gavión Caja C/Diafragma							
	Base	m ³	101,00	2,00	1,00	1	202,00	
	Intermedio	m ³	101,00	1,50	1,00	1	151,50	
	Superior	m ³	101,00	1,00	1,00	1	101,00	454,50
	Colchoneta Antisocavante e=0.23 m.	m ³	101,00	4,00	0,23	1	92,92	92,92
Geotextil BIDIM MT-200	m ²	101,00	9,23		1	932,23	932,23	

1.2. VOLÚMENES DE CORTE Y RELLENO

PROYECTO DE GRADO: ESTUDIO DE CAUDALES MÁXIMOS Y OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA ALTA CUENCA DEL RÍO CARAPARÍ	FECHA: OCT. DEL 2010 ELABORADO: J.E.V.C.	U.A.J.M.S.	1/1
---	---	-------------------	------------

VOLÚMENES DE CORTE Y RELLENO

Nº	Zona de Riesgo	Longitud [m.]	Área Media de Corte (AutoCAD) [m ²]	Volumen de Corte [m ³]	Área Media de Relleno (AutoCAD) [m ²]	Volumen de Relleno [m ³]
1	Gavión 1	21,00	3,589	75,369	0,237	4,977
2	Gavión 2	40,00	2,231	89,240	0,426	17,040
3	Gavión 3	20,00	3,212	64,240	0,015	0,300
4	Gavión 4	34,00	2,526	85,884	0,017	0,561
5	Gavión 5	27,00	3,752	101,304	0,010	0,270
6	Gavión 6	37,00	4,020	148,740	0,015	0,555
7	Gavión 7	51,00	4,612	235,212	0,341	17,391
8	Gavión 8	34,00	2,985	101,490	0,010	0,340
9	Gavión 9	43,00	1,809	77,787	0,088	3,784
10	Gavión 10	28,00	2,439	68,292	0,010	0,280
11	Gavión 11	46,00	1,078	49,588	0,136	6,256
12	Gavión 12	55,00	4,886	268,730	0,010	0,550
13	Gavión 13	40,00	3,443	137,720	0,010	0,400
14	Gavión 14	27,00	3,066	82,782	0,010	0,270
15	Gavión 15	31,00	1,851	57,381	0,010	0,310
16	Gavión 16	48,00	2,792	134,016	0,010	0,480
17	Gavión 17	40,00	2,431	97,240	0,114	4,560
18	Gavión 18	27,00	3,238	87,426	0,010	0,270
19	Gavión 19	58,00	2,737	158,746	0,010	0,580
20	Gavión 20	53,00	2,409	127,677	0,014	0,742
21	Gavión 21	19,00	2,583	49,077	0,017	0,323
22	Gavión 22	101,00	5,120	517,120	0,010	1,010

RESUMEN

Tipo de Obra	Longitud [m.]	Área de Corte (AutoCAD) [m ²]	Volumen de Corte [m ³]	Área de Relleno (AutoCAD) [m ²]	Volumen de Relleno [m ³]
Tipo 1	223,000	13,035	469,846	0,264	11,380
Tipo 2	657,000	53,774	2345,215	1,266	49,869
Total	880,000	66,809	2815,061	1,530	61,249

1.3. CÓMPUTOS MÉTRICOS

PROYECTO DE GRADO: ESTUDIO DE CAUDALES MÁXIMOS Y OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA ALTA CUENCA DEL RÍO CARAPARÍ	FECHA: OCT. DEL 2010 ELABORADO: J.E.V.C.	U.A.J.M.S.	1/1
---	---	-------------------	------------

CÓMPUTOS MÉTRICOS

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	Unid.	DIMENSIONES			Partes Iguales	CANTIDADES	
			Largo	Ancho	Alto		Parcial	Total
1	PROV. Y COLOC. LETRERO DE OBRA							
		Pza.				1	1,00	1,00
2	INSTALACIÓN DE FAENAS							
		Gbl.				1	1,00	1,00
3	REPLANTEO TOPOGRÁFICO Y TRAZADO							
	Estructura Tipo 1	m ²	223,00	6,00		1	1.338,00	
	Estructura Tipo 2	m ²	657,00	6,00		1	3.942,00	5.280,00
4	EXCAVACIÓN COMÚN (0-2 M) TERRENO SEMIDURO							
	Estructura Tipo 1	m ³	Ver Planilla de Corte			1	469,85	
	Estructura Tipo 2	m ³				1	2.345,22	2.815,06
5	RELLENO Y COMPACTADO MANUAL							
	Estructura Tipo 1	m ³	Ver Planilla de Relleno			1	11,38	
	Estructura Tipo 2	m ³				1	49,87	61,25
6	PROVISIÓN Y COLOCADO GAVIÓN CAJA C/DIAFRAGMA							
	Estructura Tipo 1	m ³	223,00	2,00	1,25	1	557,50	
	Estructura Tipo 2	m ³	657,00	2,00	2,25	1	2.956,50	3.514,00
7	PROVISIÓN Y COLOCADO COLCHONETA ANTISOCAVANTE e=0.23 m.							
	Estructura Tipo 1	m ³	223,00	4,00	0,23	1	205,16	
	Estructura Tipo 2	m ³	657,00	4,00	0,23	1	604,44	809,60
8	PROVISIÓN Y COLOCADO GEOTEXTIL NO TEJIDO							
	Estructura Tipo 1	m ²	223,00	8,23		1	1835,29	
	Estructura Tipo 2	m ²	657,00	9,23		1	6064,11	7.899,40
9	LIMPIEZA GENERAL							
		Gbl.				1	1,00	1,00

2. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO DE GRADO: ESTUDIO DE CAUDALES MÁXIMOS Y OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA ALTA CUENCA DEL RÍO CARAPARÍ					Fecha :	5-oct-10
CONCEPTO: PROV. Y COLOC. LETRERO DE OBRA					Unidad :	Pza.
					Ítem :	1
DESCRIPCIÓN	Unid.	Rend.	P/Unit.	P/Total	Total (BS)	
A.- MATERIALES						
Letrero + accesorios	Pza.	1,00	850,00	850,00		
G.- Total Materiales (A) :					850,00	
B.- MANO DE OBRA						
Albañil	Hr.	0,50	10,00	5,00		
Ayudante	Hr.	0,50	6,00	3,00		
Sub Total Mano de Obra					8,00	
1. Mano de Obra indirecta		0,00 %	8,00	0,00		
2. Beneficios Sociales		65,00 %	8,00	5,20		
3. Descargo fiscal (IVA)		14,94 %	8,00	1,97		
H.- Total mano de Obra (B) :					15,17	
C.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS						
D.- HERRAMIENTAS MENORES de (B) :					5 % 15,17 0,76	
I.- Total Equipo y Herramientas (C + D) :					0,76	
J.- COSTO PARCIAL DEL ÍTEM (G + H + I) :					865,93	
GASTOS GENERALES :					10 % 865,93 86,59	
UTILIDADES :					10 % 952,52 95,25	
IMPUESTOS (IT):					3,09 % 1.047,78 32,38	
PRECIO UNITARIO TOTAL DEL ÍTEM					Bs. : 1.080,15	
					\$us. : 152,78	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO DE GRADO: ESTUDIO DE CAUDALES MÁXIMOS Y OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA ALTA CUENCA DEL RÍO CARAPARÍ				Fecha :	5-oct-10
CONCEPTO : INSTALACIÓN DE FAENAS		Ítem :	2	Unidad :	Gbl
DESCRIPCIÓN	Unid.	Rend.	P/Unit.	P/Total	Total (BS)
A.- MATERIALES					
Varios instalación de faenas	Gbl.	1,00	6.800,00	6.800,00	0
G.- Total Materiales (A) :					6.800,00
B.- MANO DE OBRA					
Albañil	Hr.	96,00	10,00	960,00	
Peón	Hr.	96,00	6,00	576,00	
Chofer	Hr.	16,00	8,00	128,00	
Sub Total Mano de Obra				1.664,00	0
1. Mano de Obra indirecta	0,00 %		1.664,00	0,00	1.081,6
2. Beneficios Sociales	65,00 %		1.664,00	0	0
3. Descargo fiscal (IVA)	14,94 %		1.664,00	410,19	0
H.- Total mano de Obra (B) :					3.155,79
C.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS					
Volquete	Hr.	16,000	75,00	1200,00	0
D.- HERRAMIENTAS MENORES de (B) :				3155,79	157,79
I.- Total Equipo y Herramientas (C + D) :					1.357,79
J.- COSTO PARCIAL DEL ÍTEM (G + H + I) :					11.313,58
GASTOS GENERALES :			10 %	11.313,58	1.131,36
UTILIDADES :			10 %	12.444,94	1.244,49
IMPUESTOS (IT):			3,09 %	13.689,43	423,00
PRECIO UNITARIO TOTAL DEL ÍTEM					14.112,44
					Bs. : 4
					\$us. : 1.996,10

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO DE GRADO: ESTUDIO DE CAUDALES MÁXIMOS Y OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA ALTA CUENCA DEL RÍO CARAPARÍ					Fecha : 5-oct-10
CONCEPTO : TRAZADO Y REPLANTEO TOPOGRÁFICO				Ítem : 3	Unidad : m ²
DESCRIPCIÓN	Unid.	Rend.	P/Unit.	P/Total	Total (BS)
A.- MATERIALES					
Estacas	Pza.	0,12	1,00	0,12	
Pintura al aceite monopol	lts	0,02	18,00	0,36	
G.- Total Materiales (A) :					0,48
B.- MANO DE OBRA					
Topógrafo	Hr.	0,10	15,00	1,50	
Alarife	Hr.	0,15	8,00	1,20	
Sub Total Mano de Obra					2,70
1. Mano de Obra indirecta	0,00 %		2,70	0,00	
2. Beneficios Sociales	65,00 %		2,70	1,76	
3. Descargo fiscal (IVA)	14,94 %		2,70	0,67	
H.- Total mano de Obra (B) :					5,12
C.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS					
Equipo Topográfico	Hr	0,050	12,00	0,60	
D.- HERRAMIENTAS MENORES de (B) :					0,26
I.- Total Equipo y Herramientas (C + D) :					0,86
J.- COSTO PARCIAL DEL ÍTEM (G + H + I) :					6,46
GASTOS GENERALES :					0,65
UTILIDADES :					0,71
IMPUESTOS (IT):					0,24
PRECIO UNITARIO TOTAL DEL ÍTEM					Bs. : 8,05
					\$us. : 1,14

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO DE GRADO: ESTUDIO DE CAUDALES MÁXIMOS Y OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA ALTA CUENCA DEL RÍO CARAPARÍ				Fecha :	5-oct-10
CONCEPTO : EXCAVACIÓN MANUAL COMÚN 0 - 2 (T. Semiduro)				Unidad :	m ³
DESCRIPCIÓN				Ítem :	4
	Unid.	Rend.	P/Unit.	P/Total	Total (BS)
A.- MATERIALES					
G.- Total Materiales (A) :					0,00
B.- MANO DE OBRA					
Albañil	Hr.	1,00	10,00	10,00	
Peón	Hr.	1,50	6,00	9,00	
Sub Total Mano de Obra				19,00	
1. Mano de Obra indirecta	0,00	%	19,00	0,00	
2. Beneficios Sociales	65,00	%	19,00	12,35	
3. Descargo fiscal (IVA)	14,94	%	19,00	4,68	
H.- Total mano de Obra (B) :					36,03
C.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS					
D.- HERRAMIENTAS MENORES de (B) :			5	%	36,03
I.- Total Equipo y Herramientas (C + D) :					1,80
J.- COSTO PARCIAL DEL ÍTEM (G + H + I) :					37,84
GASTOS GENERALES :			10	%	37,84
UTILIDADES :			10	%	41,62
IMPUESTOS (IT):			3,09	%	45,78
PRECIO UNITARIO TOTAL DEL ÍTEM				Bs. :	47,20
				\$us. :	6,68

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO DE GRADO: ESTUDIO DE CAUDALES MÁXIMOS Y OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA ALTA CUENCA DEL RÍO CARAPARÍ				Fecha :	5-oct-10
CONCEPTO : RELLENO Y COMPACTADO MANUAL		Ítem :	5	Unidad :	m ³
DESCRIPCIÓN	Unid.	Rend.	P/Unit.	P/Total	Total (BS)
A.- MATERIALES					
G.- Total Materiales (A) :					0,00
B.- MANO DE OBRA					
Operador Comp. Manual	Hr.	0,10	8,00	0,80	
Ayudante	Hr.	0,08	6,00	0,48	
Sub Total Mano de Obra				1,28	
1. Mano de Obra indirecta	0,00 %		1,28	0,00	
2. Beneficios Sociales	65,00 %		1,28	0,83	
3. Descargo fiscal (IVA)	14,94 %		1,28	0,32	
H.- Total mano de Obra (B) :					2,43
C.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS					
Compactador manual Motor	Hr	0,060	35,00	2,10	
D.- HERRAMIENTAS MENORES de (B) :					0,12
I.- Total Equipo y Herramientas (C + D) :					2,22
J.- COSTO PARCIAL DEL ÍTEM (G + H + I) :					4,65
GASTOS GENERALES :		10 %	4,65	0,46	
UTILIDADES :		10 %	5,11	0,51	
IMPUESTOS (IT):		3,09 %	5,63	0,17	
PRECIO UNITARIO TOTAL DEL ÍTEM				Bs. :	5,80
				\$us. :	0,82

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO DE GRADO: ESTUDIO DE CAUDALES MÁXIMOS Y OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA ALTA CUENCA DEL RÍO CARAPARÍ				Fecha :	5-oct-10
CONCEPTO: PROV. Y COLOC. GAVIÓN CAJA C/DIAFRAGMA			Ítem :	6	Unidad : m ³
DESCRIPCIÓN	Unid.	Rend.	P/Unit.	P/Total	Total (BS)
A.- MATERIALES					
Piedra	m3	1,25	60,00	75,00	
Alambre galvanizado	Kg.	0,70	13,00	9,10	
Gavión caja c/diafragma	m3	1,00	165,00	165,00	
G.- Total Materiales (A) :					249,10
B.- MANO DE OBRA					
Albañil	Hr.	1,50	10,00	15,00	
Peón	Hr.	4,00	6,00	24,00	
Sub Total Mano de Obra					39,00
1. Mano de Obra indirecta	0,00 %		39,00	0,00	
2. Beneficios Sociales	65,00 %		39,00	25,35	
3. Descargo fiscal (IVA)	14,94 %		39,00	9,61	
H.- Total mano de Obra (B) :					73,96
C.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS					
D.- HERRAMIENTAS MENORES de (B) :					3,70
			5 %	73,96	3,70
I.- Total Equipo y Herramientas (C + D) :					3,70
J.- COSTO PARCIAL DEL ÍTEM (G + H + I) :					326,76
GASTOS GENERALES :					32,68
			10 %	326,76	32,68
UTILIDADES :					35,94
			10 %	359,44	35,94
IMPUESTOS (IT):					12,22
			3,09 %	395,38	12,22
PRECIO UNITARIO TOTAL DEL ÍTEM				Bs. :	407,60
				\$us. :	57,65

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO DE GRADO: ESTUDIO DE CAUDALES MÁXIMOS Y OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA ALTA CUENCA DEL RÍO CARAPARÍ					Fecha :	5-oct-10
CONCEPTO: PROV. Y COLOC. COLCHONETA ANTISOCAVANTE					Unidad :	m ³
DESCRIPCIÓN					Ítem :	7
DESCRIPCIÓN	Unid.	Rend.	P/Unit.	P/Total	Total (BS)	
A.- MATERIALES						
Piedra	m3	1,25	60,00	75,00		
Alambre galvanizado	Kg.	0,70	13,00	9,10		
Colchoneta Antisocavante e = 0,23m.	m3	1,00	354,00	354,00		
G.- Total Materiales (A) :					438,10	
B.- MANO DE OBRA						
Albañil	Hr.	2,00	10,00	20,00		
Peón	Hr.	4,00	6,00	24,00		
Sub Total Mano de Obra					44,00	
1. Mano de Obra indirecta	0,00	%	44,00	0,00		
2. Beneficios Sociales	65,00	%	44,00	28,60		
3. Descargo fiscal (IVA)	14,94	%	44,00	10,85		
H.- Total mano de Obra (B) :					83,45	
C.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS						
D.- HERRAMIENTAS MENORES de (B) :					5	%
I.- Total Equipo y Herramientas (C + D) :					83,45	4,17
J.- COSTO PARCIAL DEL ÍTEM (G + H + I) :					525,72	
GASTOS GENERALES :					10	%
UTILIDADES :					525,72	52,57
IMPUESTOS (IT):					10	%
					578,29	57,83
					3,09	%
					636,12	19,66
PRECIO UNITARIO TOTAL DEL ÍTEM					Bs. :	655,78
					\$us. :	92,75

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO DE GRADO: ESTUDIO DE CAUDALES MÁXIMOS Y OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA ALTA CUENCA DEL RÍO CARAPARÍ					Fecha :	5-oct-10	
CONCEPTO: PROV. Y COLOC. GEOTEXTIL NO TEJIDO				Ítem :	8	Unidad :	m ²
DESCRIPCIÓN	Unid.	Rend.	P/Unit.	P/Total	Total (BS)		
A.- MATERIALES							
Geotextil no tejido	m2	1,10	12,00	13,20			
G.- Total Materiales (A) :						13,20	
B.- MANO DE OBRA							
Albañil	Hr.	0,10	10,00	1,00			
Peón	Hr.	0,10	6,00	0,60			
Sub Total Mano de Obra						1,60	
1. Mano de Obra indirecta	0,00	%	1,60	0,00			
2. Beneficios Sociales	65,00	%	1,60	1,04			
3. Descargo fiscal (IVA)	14,94	%	1,60	0,39			
H.- Total mano de Obra (B) :						3,03	
C.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS							
D.- HERRAMIENTAS MENORES de (B) :						0,15	
I.- Total Equipo y Herramientas (C + D) :						0,15	
J.- COSTO PARCIAL DEL ÍTEM (G + H + I) :						16,39	
GASTOS GENERALES :						1,64	
UTILIDADES :						1,80	
IMPUESTOS (IT):						0,61	
PRECIO UNITARIO TOTAL DEL ÍTEM						Bs. : 20,44	
						\$us. : 2,89	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO DE GRADO: ESTUDIO DE CAUDALES MÁXIMOS Y OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA ALTA CUENCA DEL RÍO CARAPARÍ				Fecha :	5-oct-10
CONCEPTO : LIMPIEZA GENERAL			Ítem :	9	Unidad : Gbl
DESCRIPCIÓN	Unid.	Rend.	P/Unit.	P/Total	Total (BS)
A.- MATERIALES					
G.- Total Materiales (A) :					0,00
B.- MANO DE OBRA					
Chofer	Hr.	18,00	8,00	144,00	2.160,0
Peón	Hr.	360,00	6,00	0	0
Sub Total Mano de Obra				2.304,0	0
1. Mano de Obra indirecta	0,00 %		2.304,00	0,00	1.497,6
2. Beneficios Sociales	65,00 %		2.304,00	0	0
3. Descargo fiscal (IVA)	14,94 %		2.304,00	567,96	567,96
H.- Total mano de Obra (B) :					4.369,56
C.- EQUIPO Y HERRAMIENTAS					
Volquete	Hr.	18,000	75,00	1350,00	
D.- HERRAMIENTAS MENORES de (B) :					5 % 4369,56 218,48
I.- Total Equipo y Herramientas (C + D) :					1.568,48
J.- COSTO PARCIAL DEL ÍTEM (G + H + I) :					5.938,04
GASTOS GENERALES :				5.938,0	
		10 %	4	593,80	
UTILIDADES :				6.531,8	
		10 %	4	653,18	
IMPUESTOS (IT):				7.185,0	
		3,09 %	2	222,02	
PRECIO UNITARIO TOTAL DEL ÍTEM					Bs. : 7.407,04
					\$us. : 1.047,67

PRESUPUESTO GENERAL**PRESUPUESTO GENERAL**

PROYECTO DE GRADO: Estudio de Caudales Máximos y Obras de Protección en la Alta cuenca del río Carapari
Moneda: Bolivianos

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNID.	CANTID.	PRECIO UNITARIO UTTERAL	PRECIO UNITARIO	COSTO PARCIAL	COSTO TOTAL
1	PROV. Y COLOC. LETRERO DE OBRA	Pza	1,00	Un mil Ochenta 15/00 Bolivianos	1.080,15	1.080,15	
2	INSTALACION DE FAENAS	Glb.	1,00	Catorce Mil Ciento Doce 44/100 Bolivianos	14.112,44	14.112,44	
3	REPLANTE TOPOGRAFICO Y TRAZADO	m ²	5120,00	Ocho 05/100	8,05	41.524,58	
4	EXCAVACION COMUN (0-3 M) TERRENO SEMIDURO	m ²	2515,06	Cuarenta y Sete 20/100 Bolivianos	47,20	112.889,01	
5	RELLENYO COMPACTADO MANUAL	m ³	61,25	Cinco 80/100 Bolivianos	5,60	355,18	
6	PROVISION Y COLOCADO GAVION CAJA C/DIAFRAGMA	m ³	3514,00	Cuatrocientos Sete 50/100 Bolivianos	407,60	1.432.504,40	
7	PROVISION Y COLOCADO COLCHONETA ANTISOCAVANTE e=0,25 m.	m ²	809,60	Seiscientos Cinuenta y Cinco 78/100	635,78	515.915,09	
8	PROVISION Y COLOCADO GEOTEXTIL NO TEJIDO	m ²	7896,40	Veinte 44/100 Bolivianos	20,44	161.462,84	
9	LIMPIEZA GENERAL	Glb.	1,00	Seis Mil Cuatrocientos Sete 04/100 Bolivianos	7.407,04	7.407,04	
COSTO TOTAL DEL PROYECTO							2.323.020,74

Son : Dos Mil trescientos Veintitres Mil Veinte 74/100 Bolivianos

3. CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES

<p align="center">CRONOGRAMA DE ACTIVIDADES PROYECTO DE GRADO: ESTUDIO DE CAUDALES MÁXIMOS Y OBRAS DE PROTECCIÓN EN LA ALTA CUENCA DEL RÍO CARAPARÍ</p>																					
ITEM	DESCRIPCIÓN	2011																			
		mes 1	mes 2	mes 3	mes 4	mes 5	mes 6	mes 7	mes 8	mes 9	mes 10										
1	PROV. Y COLOC. LETRERO DE OBRA																				
2	INSTALACIÓN DE FAENAS																				
3	TRAZADO Y REPLANTEO TOPOGRÁFICO																				
4	EXCAVACIÓN MANUAL COMUN (Ø=2m.)																				
5	RELLENO Y COMPACTADO MANUAL																				
6	PROV. Y COLOC. GAVIÓN CAJA C/DIA FRAGMA																				
7	PROV. Y COLOC. COLCHONETA ANTESOCAVANTE e = 0.23 m.																				
8	PROV. Y COLOC. GEOTEXTIL NO TEJIDO																				
9	LIMPIEZA GENERAL																				
<p align="center">PLAZO DE EJECUCION 295 DIAS CALENDARIO</p>																					

4. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

4.1. ÍTEM N° 1 - PROV. Y COLOC. DE LETRERO DE OBRA

4.1.1. Definición

Este ítem se refiere a la provisión y colocación del letrero referente a la construcción de acuerdo al diseño establecido en los planos de detalle, el que deberá ser instalado en el lugar que sea definido por el Supervisor de Obra.

Este letrero deberá permanecer durante todo el tiempo que dure la obra y será de exclusiva responsabilidad del Contratista el resguardar, mantener y reponer en caso de deterioro y/o sustracción del mismo.

4.1.2. Materiales, Herramientas Y Equipos

Todos los materiales, herramientas y equipos necesarios para la realización de este ítem, deberán ser provistos por el Contratista.

El material del letrero de obra deberá ser de madera, utilizando tabloncillos de madera de 1" x 6" debidamente empernados, unidos y lijados, las dimensiones del letrero de obra será de 2.50 metros de ancho y 2.00 metros de alto.

Este letrero será sujetado y soportado por 2 parantes o columnas de madera de 3" x 4" x 5.00 m, quedando 1.50 m para la fundación, 1.50 m desde el terreno hasta la parte inferior del letrero y 2.00 m para el letrero. La pintura del letrero será sintética y sus colores serán definidos por el SUPERVISOR.

4.1.3. Método De Ejecución

Se deberán cortar las tablas de madera, de acuerdo a las dimensiones señaladas en los planos de detalle, cuyas caras donde se pintarán las leyendas deberán ser afinadas con lijas de madera, a objeto de obtener superficies lisas y libres de astillas. Sobre las caras afinadas se colocarán las capas de pintura, según lo establecido en los planos de detalle, hasta obtener una coloración homogénea y uniforme. Una vez secas las capas de pintura, se procederá al

pintado de las leyendas, mediante viñetas y pintura negra, cuyos tamaños de letras serán los especificados en los planos de detalle.

Las tablas debidamente pintadas y con las leyendas correspondientes, serán fijadas mediante pernos a las columnas de madera, las mismas que luego serán empotradas en el suelo, de tal manera que queden perfectamente firmes y verticales. En el caso de suelos no suficientemente firmes, las columnas de madera serán empotradas en bloques de hormigón.

4.1.4. Medición y Forma de Pago

Este ítem será medido por pieza y pagado de acuerdo a los precios unitarios de la propuesta aceptada, que incluyen todos los materiales, herramientas, mano de obra y actividades necesarias para la ejecución de este trabajo.

<i>Ítem</i>	<i>Unidad</i>
<i>Prov. Y Coloc. De Letrero De Obra</i>	<i>Pza.</i>

4.2. ÍTEM N° 2 - INSTALACIÓN DE FAENAS

4.2.1. Definición

Comprende los trabajos preparatorios previos al inicio de obras, tales como habilitación de oficinas, depósitos de almacenaje de materiales y herramientas, carpas provisionales, transporte de equipos, herramientas, etc. y de todos los ambientes que de confortabilidad y funcionalidad para la programación de las actividades a ejecutar.

Los trabajos específicos que deberá realizar el contratista se mencionan a continuación:

- Movilización de personal y equipo hasta el emplazamiento de la obra.
- Limpieza y nivelación de terrenos destinados a los campamentos.
- Construcción de los campamentos y maestranzas, mantenimiento de caminos y accesos a los mismos así como a las fuentes de materiales.
- Vigilancia y mantenimiento en los campamentos.
- Traslado de campamentos de acuerdo al avance del proyecto y de su desmantelamiento a la finalización de la obra.

4.2.2. Materiales, Herramientas Y Equipos

Se usarán los materiales necesarios para establecer los campamentos y maestranzas para los equipos a utilizar en la construcción de los gaviones, respecto al equipo a utilizar para el traslado del equipo y materiales, el contratista deberá prever que el mismo sea el adecuado y hacerlo en el tiempo estipulado según el cronograma de actividades contemplado en la propuesta aceptada.

Todos los materiales que el Contratista se propone emplear en estas actividades, deberán ser aprobados por el Supervisor de obra. El contratista deberá proveer todo el equipo y herramientas para estos trabajos.

4.2.3. Método De Ejecución

Se deja en libertad del contratista la forma de ejecución, siempre y cuando cumpla con las normas de la construcción.

Con anterioridad a la iniciación de la construcción de las obras auxiliares, el Contratista obtendrá la aprobación del Supervisor del área a utilizar para estos fines, se deberá tratar de construirlos en puntos estratégicos con el fin de optimizar los rendimientos de la mano de obra, maquinaria y equipo de construcción.

Se deberá proceder a la instalación de campamentos y traslado de la maquinaria a utilizar en la construcción del camino dentro del tiempo previsto y hacer conocer al supervisor la fecha de inicio de las obras para el respectivo control, además el contratista deberá preverse de todo el personal y la maquinaria correspondiente para iniciar las obras, según la propuesta correspondiente.

Al concluir la obra, las construcciones provisionales contempladas en este ítem, deberán retirarse, limpiándose completamente las áreas ocupadas.

4.2.4. Medición y Forma de Pago

La medición de este ítem se efectuará en forma global y podrá cuantificarse una vez que se inicien los trabajos de movimiento de tierras ó cuando toda la maquinaria se encuentre en obra lista para iniciar los trabajos de acuerdo a la propuesta aceptada. Este pago será la compensación total por todos los gastos de materiales, mano de obra, gastos administrativos, gastos de transporte, etc. requeridos para la realización de los mismos.

<i>Ítem</i>	<i>Unidad</i>
<i>Instalación De Faenas</i>	<i>Gbl.</i>

4.3. ÍTEM N° 3 - REPLANTEO TOPOGRÁFICO

4.3.1. Definición

Este ítem se refiere a la reposición de los ejes y niveles contemplados en los planos, para la determinación de las dimensiones de excavación, para las obras del proyecto, ubicación y otras obras de importancia.

4.3.2. Materiales, Herramientas Y Equipo

Se usarán estacas de madera previamente secada para evitar deformaciones que pudieran traducirse en variaciones en el replanteo. Las dimensiones mínimas de las estacas deben ser de 2" x 2" x 30 cm. Para la ejecución de este ítem se deberá utilizar una estación total y un nivel de ingeniero con sus equipos complementarios, en perfecto estado de funcionamiento, capaces de cumplir con las tolerancias permitidas y aprobados por el Supervisor.

4.3.3. Método De Ejecución

Todas las ubicaciones realizadas en el terreno serán marcadas por el Contratista mediante estacas, se determinará el replanteo de las obras (gaviones) y otras mediciones topográficas necesarias para la Obra, referenciándolas convenientemente. Estas localizaciones deberán recibir la aprobación del Supervisor. Todas las mediciones serán ejecutadas por personal calificado, experimentado y aprobado por el Supervisor. El método que empleará deberá tener una exactitud adecuada y fácilmente controlable.

4.3.4. Medición y Forma de Pago

Este ítem se pagará por m² replanteado y de acuerdo al precio de la propuesta aceptada. Este pago será la compensación total por todos los gastos de material, mano de obra, gastos administrativos, etc. requeridos para la realización de estos trabajos.

<i>Ítem</i>	<i>Unidad</i>
<i>Replanteo Topográfico</i>	<i>m²</i>

4.4. ÍTEM N° 4 - EXCAVACIÓN MANUAL (0-2 m) TERRENO SEMIDURO

4.4.1. Definición

Este ítem comprende todos los trabajos de excavación para fundaciones de obras de arte, sean éstas gaviones, diques, badenes, alcantarillas o muros, a mano o con maquinaria, ejecutados en una sola clase de terreno (terreno semiduro) hasta las profundidades establecidas en los planos y de acuerdo a lo señalado en el formulario de presentación de propuesta y/o instrucciones del Supervisor de obra.

4.4.2. Materiales, Herramientas Y Equipos

El contratista realizará los trabajos arriba mencionados con las herramientas y equipo conveniente debiendo previamente obtener la aprobación de las mismas por parte del Ingeniero Supervisor.

4.4.3. Método De Ejecución

Previa conformidad del Supervisor se procederá, bien a mano o con maquinaria, al aflojamiento y extracción de los materiales fuera de los límites de la excavación a ejecutar. Los materiales que vayan a ser utilizados posteriormente para rellenar la zanja o excavación se aplicarán convenientemente a los lados de la misma, a una distancia prudencial y los que no vayan a ser utilizados serán votados donde señale el Supervisor.

Cuando la excavación requiera agotamiento, el contratista dispondrá el número y clase de unidades de bombeo necesarias. El agua extraída se evacuará de manera que no cause ninguna clase de daños.

Se tendrá especial cuidado en no remover el fondo de las excavaciones que servirán de base a las cimentaciones y una vez terminada se las limpiará de toda tierra suelta.

Las zanjas o excavaciones terminadas, deberán presentar las superficies sin irregularidades. Tanto las paredes como el fondo deberán estar de acuerdo con

las líneas de los planos. El contratista deberá notificar al Supervisor con suficiente anticipación, la iniciación de cualquier excavación para que se pueda tomar perfiles transversales y hacerse las mediciones del terreno natural, el terreno natural adyacente a las obras de arte no deberá alterarse sin permiso del Supervisor.

Las excavaciones deberán tener dimensiones suficientes para dar cabida a las obras de arte de las mismas, en toda su longitud y ancho marcados. La profundidad de excavación indicados en los planos se considerara aproximada y el Supervisor podrá ordenar por escrito que se efectúe todos los cambios en las dimensiones o profundidades que se consideren necesarias para obtener una cimentación satisfactoria.

Cuando el material de fundación sea blando, lodoso o inadecuado, según criterio del Supervisor el contratista deberá extraer el material no apto y reemplazado por arena o grava.

4.4.4. Medición y Forma De Pago

La excavación se medirá por el volumen extraído en su posición original. Para computar el volumen se tomarán las dimensiones y profundidades indicadas en los planos, a menos que por escrito el Supervisor indique expresamente otra cosa, siendo por cuenta del Contratista cualquier ancho adicional que haya excavado para facilitar su trabajo o por cualquier otra causa.

La excavación se pagará aplicando el precio por metro cúbico de contrato a las cantidades resultantes de las mediciones efectuadas. El pago correspondiente será por concepto de mano de obra, materiales y equipo necesarios para realizar el presente ítem.

<i>Ítem</i>	<i>Unidad</i>
<i>Excavación Manual (0-2 m) Terreno Semiduro</i>	<i>m³</i>

4.5. ÍTEM N°5 - RELLENO Y COMPACTADO MANUAL

4.5.1. Definición

Este trabajo consistirá en el relleno de taludes utilizando los materiales aptos, provenientes de los diversos ítems de excavación y se realizarán de acuerdo con estas especificaciones, con lo indicado en los planos y con lo ordenado por la supervisión.

4.5.2. Materiales, Herramientas Y Equipos

Cuando para la formación del relleno de talud se disponga de suelos de distinta calidad, los 0,30 metros superiores de los mismos deberá estar formado con material de la mejor calidad, seleccionados en base a las indicaciones de los planos y especificaciones complementarias o a lo ordenado por el Supervisor. Se seleccionará así mismo el material para el recubrimiento de taludes reservándose a tal efecto los suelos vegetales.

El suelo empleada en la construcción de los terraplenes no deberá contener ramas, troncos, matas de hierbas o raíces u otros materiales orgánicos.

Se admitirá en los terraplenes el empleo de rocas de tamaño no mayor de 0,40 metros en la mayor dimensión siempre que esta no exceda del 50% de la altura del terraplén. No se permitirá el empleo de rocas en trozos mayores de 0,10 metros en su mayor dimensión, en los 0,30 metros superiores del terraplén.

4.5.3. Método De Ejecución

Cuando debe construirse un talud de cualquier altura que sea con una inclinación mayor de 1:3, las superficies originales deberán ser aradas profundamente o cortadas en forma escalonada para proporcionar superficies de asiento horizontales.

En la compactación de terraplenes la parte de los mismos colocados adyacente

a los gaviones o muros de sostenimiento donde pueda actuar eficazmente el rodillo será construida en capas de espesor de 0,30m y cada una de ellas compactada con pisón de mano y/o pisón mecánica. Estos deberán tener una superficie de apisonado no mayor de 200 cm². Si fuera necesario, el suelo será humedecido a fin de asegurar la compactación a la densidad especificada.

Cuando el total de una sección de terraplén formado por rocas, estas se distribuirán uniformemente en capas que no excedan de 0,50 m. de espesor. Los vacíos que dejan entre si las rocas de mayor tamaño serán rellenos con rocas más pequeñas y suelo de manera de formar un conjunto denso.

Con el objeto de asegurar una fuerte trabazón entre las rocas y obtener una mayor densidad y estabilidad en el terraplén terminado se formara sobre cada capa de roca una superficie lisa de suelo y rocas pequeñas sobre la cual se harán pisones.

Cuando los terraplenes deben construirse a través de bañados o zonas cubiertas de agua, el material se colocara en una sola capa hasta la elevación mínima a la cual pueda hacerse trabajar el equipo. Por encima de dicha elevación el terraplén se construirá por capas de espesor especificado en cada caso.

Todas las superficies deberán conservarse en correctas condiciones de lisuras y uniformidad hasta el momento de la recepción provisoria de las obras.

4.5.4. Medición y Forma de Pago

El relleno y compactado manual se medirá en metros cúbicos por el volumen que ocupe el material constituido por terraplén medido en su posición original y se calculara por el método de las áreas medidas.

<i>Ítem</i>	<i>Unidad</i>
<i>Relleno Y Compactado Manual</i>	<i>m³</i>

4.6. ÍTEM N° 6 - PROVISIÓN Y COLOCADO GAVIÓN TIPO 8x10 BWG 13 **(ASTM 975-97)**

4.6.1. Definición

Este ítem comprende la provisión y colocación de gaviones caja de malla hexagonal, tipo 8x10 a doble torsión y a fuerte galvanización, con diafragmas, de acuerdo a los planos de construcción, formulario de presentación de propuestas y/o instrucciones del Supervisor de Obra.

El gavión debe ser flexible en red de alambre a fuerte galvanización en los tipos y dimensiones abajo indicados. El mismo es fabricado con red de alambre cuyos tipos de malla, medidos y bordes deben ser reforzados mecánicamente los mismos que son especificados en los siguientes párrafos. Cada gavión debe ser dividido por diafragmas en celdas cuya largura no deberá ser superior a una vez y medida al ancho del gavión.

Alambre

Todo el alambre usado en la fabricación de los gaviones y para las operaciones de amarre y atirantamiento durante la colocación en obra, debe ser de acero dulce recocido y de acuerdo con las especificaciones BS (British Standard) BS1052/1980 "Mild Steel Wire", o sea el alambre deberá tener carga de ruptura media de 38 a 50 Kg./mm².

Estiramiento del Alambre

Deben ser hechos sobre alambre, antes de la fabricación de la red sobre una muestra de 30 cm. de largo. El estiramiento no deberá ser inferior al 12 % 1.4 Galvanización del alambre. El alambre del gavión de amarre y atirantamiento debe ser a fuerte galvanizado de acuerdo a norma ASTM A 641, NB 710 (IBN ORCA) y de acuerdo a norma ASTM A 975 "zinc Coating On Steel Wire", o sea, el peso mínimo del revestimiento de zinc debe obedecer la tabla que sigue:

<i>DIÁMETRO NOMINAL DEL ALAMBRE</i>	<i>MÍNIMO DEL REVESTIMIENTO</i>
2.2 mm.	240 gr./m ²
2.4 mm.	260 gr./m ²
2.7 mm.	260 gr./m ²
3.0 mm.	275 gr./m ²
3.4 mm.	275 gr./m ²

La adherencia del revestimiento de zinc al alambre deberá ser tal que, después de haber envuelto el alambre 6 veces alrededor de un mandril, que tenga diámetro igual a 4 veces el del alambre, el revestimiento de zinc no tendrá que escamarse o rajarse de manera que pueda ser quitado rascando con las uñas.

Red

La red debe ser de malla hexagonal a doble torsión, las torsiones serán obtenidas entrecruzando dos hilos por tres medios giros. Las dimensiones de la malla deberán estar de acuerdo con las especificaciones de fabricación y será del tipo 8 x 10 de acuerdo a norma ASTM A 975 y NB 1224001 (IBN ORCA). El diámetro del alambre usado en la fabricación de la malla debe ser de 2.7 mm. y de 3.40 para los bordes laterales.

Refuerzos de los Bordes

Todos los borde libres de gavión, inclusive el lado superior de los diafragmas, deben ser reforzados mecánicamente, para que no se deshile la red y para que adquiera mayor resistencia.

El alambre utilizado en los bordes reforzados mecánicamente debe tener un diámetro mayor que el uso en la fabricación de la malla, para este caso será de 3.40 mm.

Alambre de Amarre y Atirantamiento

Se tendrá que proveer, junto con los gaviones, una cantidad suficiente de alambre de amarre y atirantamiento para la construcción de la obra.

La cantidad estimada de alambre es de 8 % para los gaviones de 1.0 m de altura y de 6 % para los de 0.5 m en relación al peso de los GAVIONES suministrados.

Dimensiones Estándar de los Gaviones

Largo	1,50 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m	5,00 m	5,00 m
Ancho	1,00 m	2,00 m				
Alto	0,50 m	1,00 m				

Tolerancia

Se admite una tolerancia en el diámetro del alambre galvanizado de + - 2,5 %.

Se admite una tolerancia en el largo del gavión de + - 5 %.

Los pesos están sujetos a una tolerancia de + - 5 % (que corresponde a una tolerancia menor que la de 2,5 % admitida para el diámetro del alambre).

4.6.2. Revestimiento de PVC

Todo el alambre utilizado en la fabricación del gavión y/o del colchón Reno, y en las operaciones de amarre y atirantamiento durante la construcción en la obra, después de haber sido galvanizado debe ser revestido con PVC (Polivinil Cloruro) por extrusión.

El revestimiento en PVC debe ser de color gris y su espesor no deberá ser inferior a 0,40 mm, y debe tener las siguientes características iniciales.

- Peso Específico: entre 1,30 y 1,35 Kg/dm³, de acuerdo con la ASTM D 792-66(79).
- Dureza: Entre 50 y 60 shore D, de acuerdo con la ASTM D 2240-75 (ISO 868-1978)
- Pérdida de peso por Volatilidad: a 105° C por 24 horas no mayor a 2% y a 105° C por 240 horas no mayor a 6% de acuerdo con ASTM D 1203-.67(74) (ISO 176-1976) a la ASTM D 2287-78.

- Carga de ruptura: mayor que 210Kg/cm^2 de acuerdo con la ASTM D 412-75.
- Estiramiento: mayor que 200% y menor que 280% de acuerdo con la ASTM D 412-75.
- Módulo de Elasticidad al 100% del estiramiento: mayor que 190 Kg/cm^2 , de acuerdo con la ASTM D 412-75.
- Abrasión: pérdida de peso menor de 190 mg de acuerdo con la ASTM D 1242-56(75)
- Temperatura de fragilidad: Cold Bend Temperature menor que 30°C , de acuerdo con la BSS 2782-104 A (1970) y Cold Flex Temperature menor que $+15^\circ\text{C}$ de acuerdo con la BSS 2782/150 B (1976).
- Corrosión: La máxima penetración de la corrosión desde una extremidad el hilo cortado, deberá ser menor de 25 mm cuando la muestra fuera inmersa por 2000 horas en una solución con 50% HCl (Acido clorhídrico 12 Be).

La muestra de PVC deberá ser sometida a los siguientes ensayos de envejecimiento acelerado.

- Salt Spray Test: 1.500 horas en niebla salina, de acuerdo con la ASTM B 117-73 (79).
- Accelerated Aging Test: 2.000 horas de envejecimiento acelerado con exposición a los rayos ultravioletas, de acuerdo con la ASTM D 1499-64 (77), ASTM G 23-69 (75) apparatus type E.
- Exposure at high temperature: 240 horas a 105°C de acuerdo con la ASTM D 1203-67 (74),(ISO 176-1976) y ASTM 2287-78.

Después de ejecutar los ensayos de envejecimiento acelerado, la muestra deberá presentar las siguientes características.

- Aspecto: no mostrar grietas excoriaciones o ampollas de aire ni diferencias significativas en su color.
- Peso Específico: variaciones no superiores al 6% del peso inicial.
- Dureza: variaciones no superiores al 10% del valor inicial.

- Carga de ruptura: variaciones no superiores al 25% del valor inicial.
- Estiramiento: variaciones no superiores al 25% del valor inicial.
- Modulo de elasticidad: variaciones no superiores al 25 del valor inicial.
- Abrasión: variaciones no superiores al 10% del valor inicial.
- Temperaturas de fragilidad: Cold Bend temperature no superior a 20°C e Cold Flex Temperature no superior a + 18°C.

Piedra

La piedra a utilizarse deberá reunir las siguientes características:

- Ser de buena calidad, estructura homogénea durable y de buen aspecto.
- Deberá estar libre de defectos que afecten su estructura, sin grietas y exenta de planos de fractura y de desintegración.
- Libre de arcillas, aceites y sustancias adheridas ó incrustadas.
- No deberá haber presencia de compuestos orgánicos perjudiciales a las rocas.
- La unidad pétreo en su dimensión mínima, no deberá ser menor a 20 cm.

4.6.3. Método De Ejecución

Este trabajo consistirá en el llenado del canastillo con piedra dura y de buena calidad, exenta de fisuras y extraída de cantera por método adecuados o acopiado de otros yacimientos, con preferencia deberá utilizarse de yacimientos que quedan cerca de la obra.

Este material debe ser colocado en el canastillo, de tal manera que se mantenga la forma correcta y adecuada del gavión con los vértices y aristas bien definidas y adecuadamente tesadas, respetando y cuidando las celdas y las divisiones por diafragmas del gavión.

Se utiliza el alambre recomendado por los fabricantes de mallas para gaviones y colchonetas antisocavantes, cumpliendo en lo posible con las

recomendaciones dadas para las operaciones de amarre y atirantamiento durante la colocación en obra.

Previamente a la instalación de los gaviones, se deberá preparar la base, efectuando una adecuada nivelación y compactación, haciendo que esta base quede lo más homogénea posible.

Los gaviones deberán ser desdoblados sobre una superficie rígida y plana, eliminando todas las irregularidades, luego se doblarán los paneles de lado y de fondo para formar la caja y se juntarán los cantos superiores con los hilos gruesos que salen de los mismos, se colocará el alambre de amarre en la unión entre las aristas superiores de los paneles, se deberá amarrar las aristas con vueltas simples y dobles cada 10 cm.

En caso de existir más de una hilera de gaviones, éstos también deberán ser unidos tanto por la parte inferior como superior, de tal modo que conformen un solo cuerpo compacto, la unión deberá realizarse con partes constitutivas del gavión, sin recurrir a ningún alambre extra.

Para darle mayor uniformidad geométrica a los gaviones, exteriormente se deberán colocar moldes metálicos o de madera adaptados a las dimensiones de los gaviones.

En ambos lados del gavión se colocarán las piedras cuidadosamente con una dimensión no menor a 30 cm, procurando obtener caras planas y rellenándose el centro con piedra de regular tamaño.

La terminación del gavión será realizada con piedra pequeña, para dejar una superficie completamente plana, que permita el asentamiento de otro gavión en la parte superior.

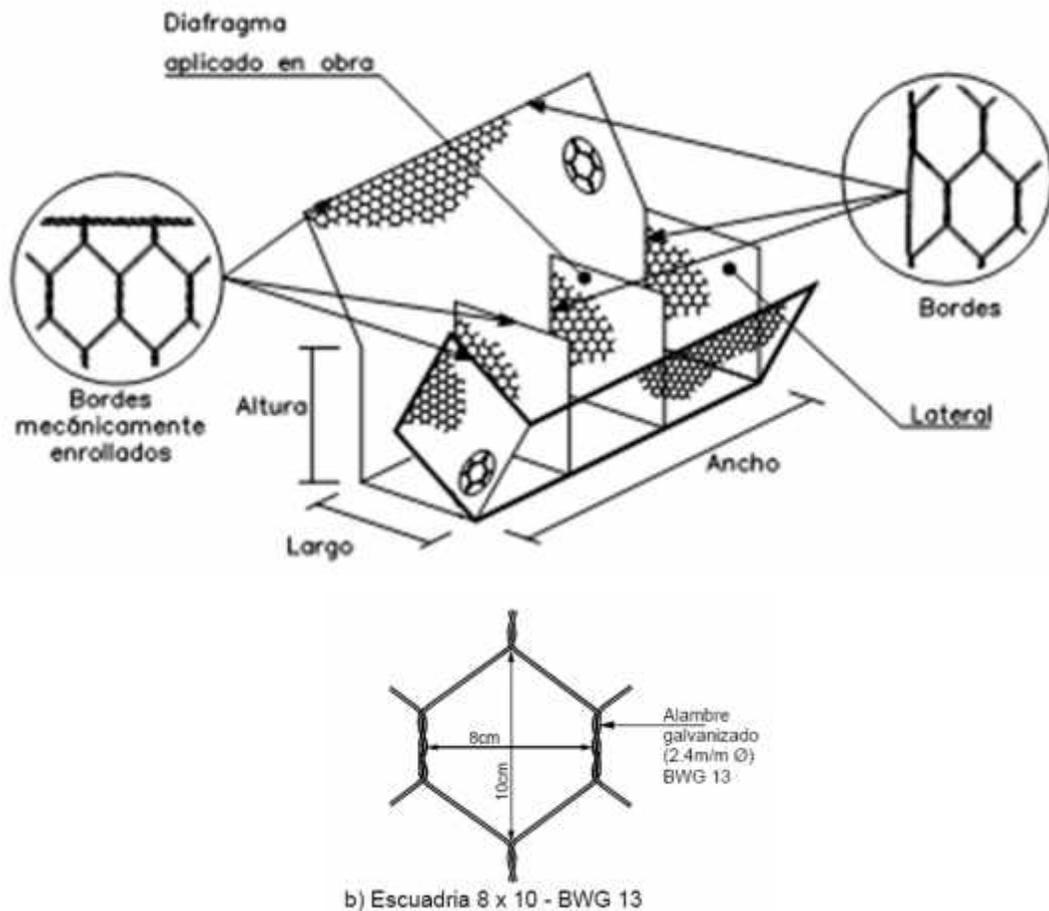
A medida que se avance con el relleno del gavión, se deberá ir colocando tirantes (tensores), de alambre galvanizado reforzado, en sentido horizontal a $1/3$ y $2/3$ de la altura del gavión, de tal manera de otorgarle mayor rigidez.

4.6.4. Medición y Forma de Pago

La cantidad de gaviones a pagarse estará constituida por el número de metros cúbicos medidos colocados y aprobados en obra.

Los trabajos ejecutados de acuerdo con esta especificación serán pagados de acuerdo a los precios del contrato por unidad de medición. Dichos precios y pagos constituirán la compensación total en concepto de suministros, colocación y transporte de todos los materiales incluyendo toda la mano de obra, equipo, herramientas, imprevistos, utilidad necesaria para terminar la obra indicada en la presente sección.

Ítem	Unidad
Provisión Y Colocado Gavión Tipo 8x10 BWG 13	m ³



4.7. ÍTEM N° 7 - PROVISIÓN Y COLOCADO COLCHONETA ANTISOCAVANTE e = 0,23 m.

4.7.1. Definición

Este ítem comprende la provisión y colocación de colchonetas con bolsillos de malla hexagonal tipo 6x8 a doble torsión y a fuerte galvanización, de acuerdo a los planos de construcción, formulario de presentación de propuestas y/o instrucciones del Supervisor de Obra.

La colchoneta debe ser flexible en red de alambre a fuerte galvanización en los tipos y dimensiones abajo indicados. El mismo es fabricado con red de alambre cuyos tipos de malla, medidos y bordes deben ser reforzados mecánicamente los mismos que son especificados en los siguientes párrafos.

Cada colchoneta debe ser dividida por diafragmas en celdas cuya largura no deberá ser superior a una vez y medida al ancho del gavión.

Alambre

Todo el alambre usado en la fabricación de las colchonetas y para las operaciones de amarre y atirantamiento durante la colocación en obra, debe ser de acero dulce recocido y de acuerdo con las especificaciones BS (British Estándar) BS1052/1980 "Mild Sttel Wire", o sea el alambre deberá tener carga de ruptura media de 38 a 50 Kg./mm².

Estiramiento del Alambre

Deben ser hechos sobre alambre, antes de la fabricación de la red sobre una muestra de 30 cm. de largo. El estiramiento no deberá ser inferior al 12 % 1.4 Galvanización del alambre.

El alambre del gavión de amarre y atirantamiento debe ser a fuerte galvanizado de acuerdo a norma ASTM A 641, NB 710 (IBN ORCA) y de

acuerdo a norma ASTM A 975 “zinc Coating On Steel Wire”, o sea, el peso mínimo del revestimiento de zinc debe obedecer la tabla que sigue:

<i>DIÁMETRO NOMINAL DEL ALAMBRE</i>	<i>MÍNIMO DEL REVESTIMIENTO</i>
2.2 mm.	240 gr./m ²
2.4 mm.	260 gr./m ²
2.7 mm.	260 gr./m ²
3.0 mm.	275 gr./m ²
3.4 mm.	275 gr./m ²

La adherencia del revestimiento de zinc al alambre deberá ser tal que, después de haber envuelto el alambre 6 veces alrededor de un mandril, que tenga diámetro igual a 4 veces el del alambre, el revestimiento de zinc no tendrá que escamarse o rajarse de manera que pueda ser quitado rascando con las uñas.

Red

La red debe ser de malla hexagonal a doble torsión, las torsiones serán obtenidas entrecruzando dos hilos por tres medios giros. Las dimensiones de la malla deberán estar de acuerdo con las especificaciones de fabricación y será del tipo 8 x 10 de acuerdo a norma ASTM A 975 y NB 1224001 (IBN ORCA).

El diámetro del alambre usado en la fabricación de la malla debe ser de 2.7 mm. y de 3.40 para los bordes laterales.

Refuerzos de los Bordes

Todos los borde libres de gavión, inclusive el lado superior de los diafragmas, deben ser reforzados mecánicamente, para que no se deshile la red y para que adquiera mayor resistencia.

El alambre utilizado en los bordes reforzados mecánicamente debe tener un diámetro mayor que el uso en la fabricación de la malla, para este caso será de 3.40 mm.

Alambre de Amarre y Atirantamiento

Se tendrá que proveer, junto con las colchonetas, una cantidad suficiente de alambre de amarre y atirantamiento para la construcción de la obra.

La cantidad estimada de alambre es de 8 % para los gaviones de 1.0 m de altura y de 6 % para los de 0.5 m en relación al peso de los GAVIONES suministrados.

Dimensiones Estándar de los Gaviones

Largo	1,50 m	2,00 m	3,00 m	4,00 m	5,00 m	5.00 m
Ancho	1,00 m	1.00 m	1.00 m	1.00 m	1.00 m	2.00 m
Alto	0,50 m	1,00 m	1.00 m	1.00 m	1.00 m	1.00 m

Tolerancia

Se admite una tolerancia en el diámetro del alambre galvanizado de + - 2,5 %.

Se admite una tolerancia en el largo del gavión de + - 5 %.

Los pesos están sujetos a una tolerancia de + - 5 % (que corresponde a una tolerancia menor que la de 2,5 % admitida para el diámetro del alambre).

4.7.2. Revestimiento de PVC

Todo el alambre utilizado en la fabricación del gavión y/o del colchón Reno, y en las operaciones de amarre y atirantamiento durante la construcción en la obra, después de haber sido galvanizado debe ser revestido con PVC (Polivinil Cloruro) por extrusión.

El revestimiento en PVC debe ser de color gris y su espesor no deberá ser inferior a 0,40 mm, y debe tener las siguientes características iniciales.

- Peso Específico: entre 1,30 y 1,35 Kg/dm³, de acuerdo con la ASTM D 792-66(79).
- Dureza: Entre 50 y 60 shore D, de acuerdo con la ASTM D 2240-75 (ISO 868-1978)

- Pérdida de peso por Volatilidad: a 105° C por 24 horas no mayor a 2% y a 105° C por 240 horas no mayor a 6% de acuerdo con ASTM D 1203-67(74) (ISO) 176-1976) a la ASTM D 2287-78.
- Carga de ruptura: mayor que 210Kg/cm² de acuerdo con la ASTM D 412-75.
- Estiramiento: mayor que 200% y menor que 280% de acuerdo con la ASTM D 412-75.
- Módulo de Elasticidad al 100% del estiramiento: mayor que 190 Kg/cm², de acuerdo con la ASTM D 412-75.
- Abrasión: pérdida de peso menor de 190 mg de acuerdo con la ASTM D 1242-56(75)
- Temperatura de fragilidad: Cold Bend Temperature menor que 30°C, de acuerdo con la BSS 2782-104 A (1970) y Cold Flex Temperature menor que +15°C de acuerdo con la BSS 2782/150 B (1976).
- Corrosión: La máxima penetración de la corrosión desde una extremidad el hilo cortado, deberá ser menor de 25 mm cuando la muestra fuera inmersa por 2000 horas en una solución con 50% HCl (Acido clorhídrico 12 Be).

La muestra de PVC deberá ser sometida a los siguientes ensayos de envejecimiento acelerado.

- Salt Spray Test: 1.500 horas en niebla salina, de acuerdo con la ASTM B 117-73 (79).
- Accelerated Aging Test: 2.000 horas de envejecimiento acelerado con exposición a los rayos ultravioletas, de acuerdo con la ASTM D 1499-64 (77), ASTM G 23-69 (75) apparatus type E.
- Exposure at high temperature: 240 horas a 105°C de acuerdo con la ASTM D 1203-67 (74),(ISO 176-1976) y ASTM 2287-78.

Después de ejecutar los ensayos de envejecimiento acelerado, la muestra deberá presentar las siguientes características.

- Aspecto: no mostrar grietas excoriaciones o ampollas de aire ni deferenencias significativas en su color.
- Peso Específico: variaciones no superiores al 6% del peso inicial.
- Dureza: variaciones no superiores al 10% del valor inicial.
- Carga de ruptura: variaciones no superiores al 25% del valor inicial.
- Estiramiento: variaciones no superiores al 25% del valor inicial.
- Modulo de elasticidad: variaciones no superiores al 25 del valor inicial.
- Abrasión: variaciones no superiores al 10% del valor inicial.
- Temperaturas de fragilidad: Cold Bend temperature no superior a 20°C e Cold Flex Temperature no superior a + 18°C.

Piedra

La piedra a utilizarse deberá reunir las siguientes características:

- Ser de buena calidad, estructura homogénea durable y de buen aspecto.
- Deberá estar libre de defectos que afecten su estructura, sin grietas y exenta de planos de fractura y de desintegración.
- Libre de arcillas, aceites y sustancias adheridas ó incrustadas.
- No deberá haber presencia de compuestos orgánicos perjudiciales a las rocas.
- La unidad pétreo en su dimensión mínima, no deberá ser menor a 20 cm.

4.7.3. Método De Ejecución

Este trabajo consistirá en el llenado del canastillo con piedra dura y de buena calidad, exenta de fisuras y extraída de cantera por método adecuados o acopiado de otros yacimientos, con preferencia deberá utilizarse de yacimientos que quedan cerca de la obra.

Este material debe ser colocado en el canastillo, de tal manera que se mantenga la forma correcta y adecuada de la colchoneta con los vértices y aristas bien definidas y adecuadamente tesadas, respetando y cuidando las celdas y las divisiones por diafragmas.

Se utiliza el alambre recomendado por los fabricantes de mallas para gaviones y colchonetas antisocavantes, cumpliendo en lo posible con las recomendaciones dadas para las operaciones de amarre y atirantamiento durante la colocación en obra.

Previamente a la instalación de las colchonetas, se deberá preparar la base, efectuando una adecuada nivelación y compactación, haciendo que esta base quede lo más homogénea posible.

Las colchonetas deberán ser desdobladas sobre una superficie rígida y plana, eliminando todas las irregularidades, luego se doblarán los paneles de lado y de fondo para formar la caja y se juntarán los cantos superiores con los hilos gruesos que salen de los mismos, se colocará el alambre de amarre en la unión entre las aristas superiores de los paneles.

Se deberá amarrar las aristas con vueltas simples y dobles cada 10 cm, en caso de existir más de una hilera de gaviones, éstos también deberán ser unidos tanto por la parte inferior como superior, de tal modo que conformen un solo cuerpo compacto, la unión deberá realizarse con partes constitutivas del gavión, sin recurrir a ningún alambre extra.

Para darle mayor uniformidad geométrica a los gaviones, exteriormente se deberán colocar moldes metálicos o de madera adaptados a las dimensiones de los gaviones.

En ambos lados del gavión se colocarán las piedras cuidadosamente con una dimensión no menor a 30 cm, procurando obtener caras planas y rellenándose el centro con piedra de regular tamaño.

La terminación del gavión será realizada con piedra pequeña, para dejar una superficie completamente plana, que permita el asentamiento de otro gavión en la parte superior.

A medida que se avance con el relleno del gavión, se deberá ir colocando tirantes (tensores), de alambre galvanizado reforzado, en sentido horizontal a 1/3 y 2/3 de la altura del gavión, de tal manera de otorgarle mayor rigidez.

4.7.4. Medición y Forma de Pago

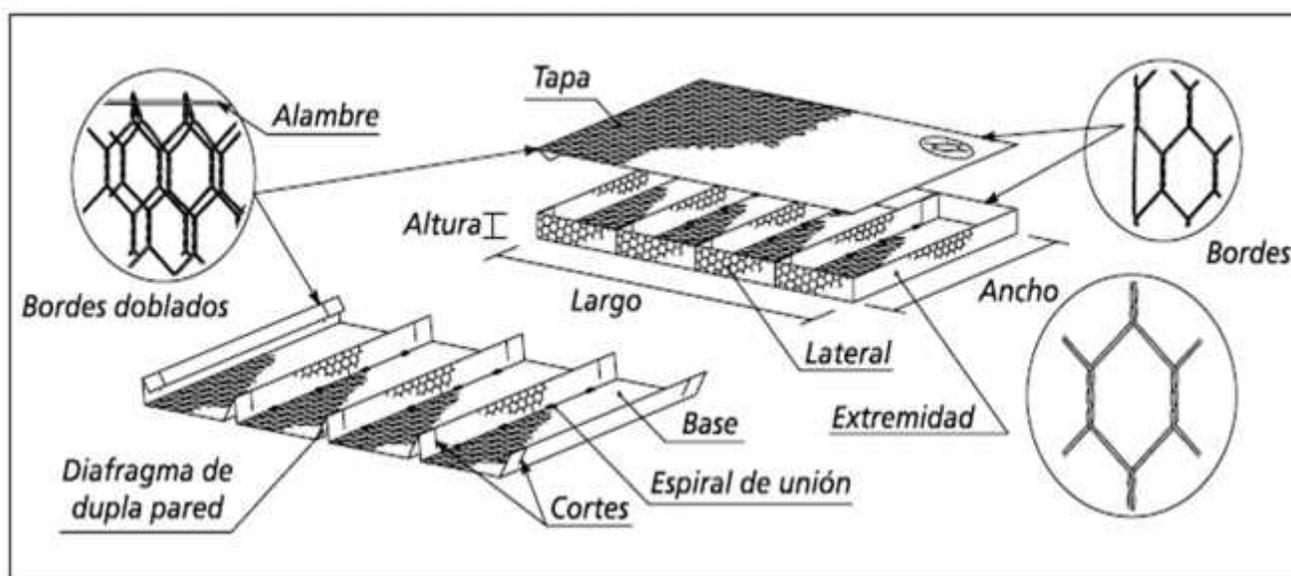
La cantidad de colchoneta a pagarse estará constituida por el número de metros cúbicos medidos colocados y aprobados en obra.

Los trabajos ejecutados de acuerdo con esta especificación serán pagados de acuerdo a los precios del contrato por unidad de medición. Dichos precios y pagos constituirán la compensación total en concepto de suministros, colocación y transporte de todos los materiales incluyendo toda la mano de obra, equipo, herramientas, imprevistos, utilidad necesaria para terminar la obra indicada en la presente sección.

Ítem

Unidad

Provisión y Colocado Colchoneta Antisocavante $e = 0,23 \text{ m}$. m^3



ÍTEM N° 8 - PROVISIÓN Y COLOCACIÓN DE GEOTEXTIL NO TEJIDO

4.7.5. Definición

Esta especificación comprende la provisión y colocación de manta geotextil según se contemple en el sistema de gaviones conforme a los planos y diseños.

4.7.6. Materiales, Herramientas y Equipos

La manta geotextil será de tipo no tejido, fabricada con filamentos continuos 100% poliéster entrelazado en múltiples direcciones unidas térmicamente en los puntos de cruce. Su proceso de fabricación deberá conferir al producto una elevada resistencia a la tracción y al rasgado, así como también una alta capacidad filtrante.

La manta geotextil deberá cumplir con las especificaciones AASHTO M288-90. Además, las características que se deberán cumplir son las siguientes:

- | | |
|--------------------------------|-----------------------------|
| • Permeabilidad | min. 0.5 cm/seg |
| • Permisividad | min. 3.0 seg ⁻¹ |
| • Espesor | normal 2 mm |
| • Porosidad | 90% |
| • Resistencia al punzonamiento | min. 130 kg/cm ² |
| • Peso específico | 0.95 |
| • Abertura equivalente | Malla 70 a 100 (U.S. Std) |
| • Resistencia al rasgamiento | min. 110 kg/cm ² |

Los equipos y herramientas a ser utilizadas serán adecuados para el transporte, manejo, corte y unión de la manta geotextil.

4.7.7. Forma De Ejecución

Una vez que se comience la construcción de las obras correspondientes, se procederá a la limpieza de la superficie de asiento del elemento, debiendo en todo caso estar libre de toda suciedad o elementos sueltos, inmediatamente después, se colocará el geotextil asegurado que tenga un soporte adecuado que

garantice el recubrimiento en toda superficie y siguiendo la forma geométrica del muro o elemento, como se indica en los planos respectivos.

Se sujetará el geotextil en sus extremos superior e inferior, cuidando de que tengan los traslapes entre el manto geotextil tanto horizontal como verticales de por lo menos 0.20 m de longitud.

Los traslapes deberán ser cosidos con una hebra de material similar recomendado por el fabricante.

Antes de proceder a tapar el geotextil, el CONTRATISTA solicitará autorización escrita del SUPERVISOR para realizar tal trabajo.

El geotextil debe ser colocado de manera tal que cuando se realice el relleno no sea estirado ni sujeto a tensiones o deformaciones en el plano del material, no se permitirá echar piedras o material sobre el geotextil hasta que su protección con material común o material de filtro, según se especifique, haya sido realizada.

El geotextil que sufiere algún daño durante su colocación como rasgado, rotura o punzonamiento será reemplazado con cargo al CONTRATISTA.

Se exigirá el cumplimiento de los requisitos mínimos para el geotextil, a través de la presentación de certificados del fabricante y a pruebas que se hagan a costo del CONTRATISTA, todo el material que no cumpla satisfactoriamente será rechazado.

4.7.8. Medición y Forma de Pago

La manta geotextil será medida en metros cuadrados netos efectivamente colocados. Los traslapes no serán tomados en cuenta. La manta colocada más allá de lo indicado en los planos no será medida.

El trabajo ejecutado con materiales y herramientas aprobados, medido de acuerdo a lo determinado en el párrafo anterior, será pagado según el precio unitario de la propuesta aceptada.

Este precio incluirá la compensación total por provisión, transporte y colocación del geotextil, relleno con material del lugar que esté libre de arcillas, incluyendo mano de obra, suministro de material, herramientas, costo de los ensayos de laboratorio y trabajos adicionales que pudieran requerirse.

<i>Ítem</i>	<i>Unidad</i>
<i>Provisión y Colocado de Geotextil no Tejido</i>	<i>m²</i>

4.8. ÍTEM N° 9 - LIMPIEZA GENERAL

4.8.1. Descripción

Este ítem se refiere al carguío, retiro y traslado de todos los escombros que quedan después de realizados los diferentes trabajos. La limpieza se la deberá hacer permanentemente con la finalidad de mantener la obra limpia y transitable.

4.8.2. Materiales, Herramientas Y Equipo

El Contratista proporcionará todos los materiales, herramientas y equipo necesarios para la ejecución de los trabajos, los mismos deberán ser aprobados por el Supervisor de Obra.

4.8.3. Forma De Ejecución

Se transportarán fuera de la obra y del área de trabajo todos los excedentes de materiales, escombros, basuras, andamiajes, herramientas, equipo, etc. a entera satisfacción del Supervisor de Obra.

Los métodos que emplee el Contratista serán los que él considere más convenientes para la ejecución de los trabajos señalados, previa autorización del Supervisor de Obra.

Los materiales que indique y considere el Supervisor de Obra reutilizables, serán transportados y almacenados en los lugares que éste indique, aún cuando estuvieran fuera de los límites de la obra.

Los materiales desechables serán transportados fuera de obra hasta los lugares o botaderos establecidos para el efecto por las autoridades municipales locales.

4.8.4. Medición y Forma de Pago

La limpieza general será medida en metro cuadrado de superficie construida de la obra o en unidad que se encuentre señalada en el formulario de presentación de propuestas.

Este ítem ejecutado en un todo de acuerdo con las presentes especificaciones, medido según lo señalado y aprobado por el Supervisor de Obra, será pagado al precio unitario de la propuesta aceptada.

Dicho precio será compensación total por los materiales, mano de obra, herramientas, equipo y otros que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución del trabajo.

<i>Ítem</i>	<i>Unidad</i>
<i>Limpieza General</i>	<i>Gbl.</i>

1. CONCLUSIONES

De todo el análisis realizado en este proyecto de grado se concluye lo siguiente:

- Se determinó en este estudio **22 de zonas de riesgo** los cuales están distribuidos de la siguiente forma: 6 zonas ubicadas en la quebrada Cañada Ancha, 2 en el Río Nazareno y 14 en la Quebrada Acherál, en todas estas zonas de riesgo se procedió a determinar la mejor alternativa de solución de acuerdo a su sección hidráulica, alto del talud a proteger y tipo de suelo existente.
- Para lograr esta recuperación y protección de tierras cultivables se propuso dos tipos de estructuras:
 - I. Tipo I.- Estructura a construirse de gaviones caja de malla hexagonal tipo 8×10 (ASTM 975-97) a doble torsión y fuerte galvanización, con diafragmas, este será escalonado, con una base de 1,5m. y una altura de 2m. tendrá un volumen de $2,5 \text{ m}^3$ por metro lineal de estructura, estará protegido contra la socavación por una colchoneta antisocavante con bolsillos de malla hexagonal tipo 6×8 (ASTM 975-97) a doble torsión y a fuerte galvanización con un espesor $e = 0,23 \text{ m}$. y 4 metros de largo, toda esta estructura estará protegida contra la pérdida de finos por una manta geotextil no tejida, fabricada con filamentos continuos 100% poliéster entrelazado en múltiples direcciones unidas térmicamente en los puntos de cruce, ésta estará ubicada en toda la interface gavión-suelo natural.
 - II. Tipo II.- Estructura a construirse de gaviones caja de malla hexagonal tipo 8×10 (ASTM 975-97) a doble torsión y fuerte galvanización, con diafragmas, este será escalonado, con una base de 2,0m. y una altura de 3m. tendrá un volumen de $4,5 \text{ m}^3$ por metro lineal de estructura, estará protegido contra la socavación por una colchoneta antisocavante con bolsillos de malla hexagonal tipo 6×8 (ASTM 975-97) a doble

torsión y a fuerte galvanización con un espesor $e = 0,23$ m. y 4 metros de largo, toda esta estructura estará protegida contra la pérdida de finos por una manta geotextil no tejida, fabricada con filamentos continuos 100% poliéster entrelazado en múltiples direcciones unidas térmicamente en los puntos de cruce, ésta estará ubicada en toda la interface gavión-suelo natural.

- Protegiendo o estabilizando los terrenos y taludes de estas 22 zonas de riesgo se recuperará o protegerá **57,45 hectáreas** de tierras que el comunario podrá sembrar ya sin temor a sufrir pérdidas por riadas o deslizamientos provocados por lluvias.
- El proyecto de control de cárcavas y deslizamientos para la Alta cuenca del Río Caraparí, tendrá un costo de **2.323.020,74 Bs. (Dos millones trescientos veintitrés mil veinte 74/100 Bs.)**, el cual generará la construcción de **880 metros lineales de estructuras gavionadas**, que tendrán un plazo de ejecución de aproximadamente **295 días calendarios**.
- La concepción técnica de este proyecto de grado radica en que “no” se han previsto obras especiales que requieran en el futuro personal especializado para su operación y mantenimiento, más al contrario, las mismas son fáciles de operar y mantener, situación que permite visualizar la sostenibilidad del proyecto.
- El presente estudio trata precisamente de dotar de una estructura de gran importancia para el control de riadas, con condiciones buenas de seguridad, como parte fundamental a las actividades agropecuarias de estas zonas y como parte de un programa de beneficio directo a la economía de sus habitantes y de la región.
- La presencia de cárcavas expresa un estado avanzado y complejo de erosión cuyo poder destructivo local es superior a las otras formas de pérdida de suelo y por lo tanto de mayor dificultad de control; estados avanzados de erosión en

cárcavas se advierten en la Alta cuenca del Río Caraparí, con una expresión mayor en las laderas de la Quebrada Acheral.

- En las cárcavas actúan además de la erosión superficial, formas de erosión asociadas al escurrimiento superficial, a la desestabilización de taludes por humedecimiento y sobresaturación y al movimiento subterráneo (tubificación). Se asocian también a los proceso de erosión interna los "descalzamientos" de la base de los taludes de las cárcavas provocando desmoronamientos, este fenómeno se observa en la Quebrada Cañada Ancha y en el Río Nazareno, por lo que la solución planteada tiene todos los componentes para evitar la formación de cárcavas, deslizamientos o descalces de la base de taludes.
- Técnicamente es viable, ya que las diferentes comunidades beneficiaras con el proyecto tienen grandes problemas en época de lluvias para sacar sus productos a los mercados de consumo masivo así también ambientalmente ya que no afecta de gran manera el medio ambiente de la región, los impactos son más positivos que negativos.
- Debido a todo el trabajo realizado, lo explicado y demostrado en el presente proyecto de grado se justifica la inversión a realizar en la ejecución de estas importantes obras de contención y drenaje, por lo que este proyecto de grado servirá como base para ejecutar un proyecto macro para el manejo integral de la cuenca del río Caraparí.

2. RECOMENDACIONES

Se realiza la siguiente recomendación:

- Si se implementara el Proceso de Capacitación, este debe necesariamente realizarse durante la ejecución del proyecto, tomando en cuenta mínimamente lo descrito al respecto en el presente estudio de grado para garantizar que todo lo relacionado al buen manejo y funcionamiento del sistema quede totalmente claro y definido con los beneficiarios.