

ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO

CARRERA DE INGENIERA CIVIL

PROYECTO:
DISEÑO DE RESERVORIO PISCINAS PARA TILAPIAS
Y SISTEMA DE RIEGO
PARA LA HACIENDA SAN ANTONIO

Previa a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR:

JULIO CESAR RIVADENEIRA MOREIRA

SANGOLQUÍ, OCTUBRE DEL 2007

Índice de Contenidos

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN	1
1.2 DESCRIPCIÓN GENERAL	7
1.3 ALCANCE DEL PROYECTO	8
1.4 OBJETIVOS DEL PROYECTO	9
1.5 ANÁLISIS Y ESTUDIO DE LAS OBRAS EXISTENTES	9

CAPITULO II

ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

2.1 CARTOGRAFÍA DISPONIBLE	14
2.2 TOPOGRAFÍA DEL ÁREA INFLUYENTE	15

CAPITULO III

HIDROLOGÍA

3.1 DATOS HIDROLÓGICOS NECESARIOS	17
3.2 CAUDAL MÍNIMO	17
3.3 ANÁLISIS DE LAS PRECIPITACIONES INTENSAS	22
3.4 AFOROS	22

CAPITULO IV

ESTUDIOS METEOROLÓGICOS

4.1 ESTACIONES EXISTENTES	25
4.1.1 Análisis de Temperatura	26
4.1.2 Análisis de Evaporación	29
4.1.3 Análisis de Humedad	31
4.1.4 Análisis de Viento	33
4.1.5 Análisis de Nubosidad	35
4.1.6 Análisis de Heliofanía	37
4.2 PRECIPITACIONES	
4.2.1 Generalidades	40
4.2.2 Distribuciones de las precipitaciones	41
4.2.3 Variabilidad de la lluvia con el tiempo	42
4.2.4 Precipitación media de la cuenca	43

CAPITULO V

DISEÑO DE RESERVORIO

5.1 DEFINICIÓN DE VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO	48
5.2 CALCULO ESTRUCTURAL	59

CAPITULO VI

DISEÑO DE PISCINAS PARA PRODUCCIÓN DE TILAPIAS

6.1 CONSIDERACIONES BÁSICAS PARA ESTANQUES DE TIERRA	107
6.2 DIMENSIONES	130
6.3 RECOLECCIÓN DE AGUA PARA RIEGO	133

CAPITULO VII

USO DEL SUELO

7.1 USO ACTUAL	134
7.2 ESTUDIOS EDAFOLÓGICOS	136
7.3 USO POTENCIAL	141
7.4 DEMANDA DE RIEGO	144
7.5 PATRON DE CULTIVOS	155
7.6 BALANCE HIDRICO	157

CAPITULO VIII

DISEÑO DE OBRAS DE CONDUCCIÓN (RIEGO)

8.1 FACTORES ESCENCIALES PARA EL RIEGO	160
8.2 RIEGO POR ASPERSIÓN	163
8.3 RIEGO POR ESCURRIMIENTO	168
8.4 TRAZADO Y DISEÑO DE LA RED PRINCIPAL	173

CAPITULO IX

CONSTRUCTIVOS

9.1 GENERALIDADES	175
9.2 IMPERMEABILIZACIÓN ARTIFICIAL	175
9.3 IMPERMEABILIZACIÓN NATURAL	182

CAPITULO X

PRESUPUESTO	185
--------------------	-----

CAPITULO XI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	186
---------------------------------------	-----

Listado de Tablas

Tabla No.	Página
1.1 Destino Tilapia ecuatoriana	2
1.2 Estimado de la producción mundial	3
3.1 Caudales Mínimos Mensuales	18
3.2 Coeficiente de Escorrentía	19
3.3 Cálculo de X_m y K	21
3.4 Aforo 1	23
3.5 Aforo 2	24
4.1 Estación Meteorológica Consultada	26
4.2 Análisis de la Temperatura	27
4.3 Temperaturas Máximas	28
4.4 Temperatura Mínimas	28
4.5 Análisis de la Evaporación	30
4.6 Humedad Media	32
4.7 Velocidad Media Mensual	34
4.8 Análisis de la Nubosidad	35
4.9 Observación Nubosidad	36
4.10 Análisis de la heliofanía	38

4.11 Resumen Climático	39
4.12 Análisis de las precipitaciones	42
4.13 Porcentaje de distribución de las precipitaciones	44
5.1 Caudales	49
6.1 Textura del suelo	111
6.2 Contenido de Humedad	114
6.3 Permeabilidad	117
6.4 Parámetros	128
6.5 Pérdidas por Filtración	129
7.1 Balance Hídrico	159

Listado de Cuadros

Cuadro No.	Página
1.1 Principales productores de tilapia a EEUU	4
4.1 Distribución de la temperatura en el tiempo	29
4.2 Variación de la evaporación	31
4.3 Distribución de la humedad	33
4.4 Distribución Mensual Viento	34
4.5 Distribución de la nubosidad	37
4.6 Distribución de la heliofanía	39
4.7 Distribución de las precipitaciones	43
4.8 Periodo de las precipitaciones	45
4.9 Precipitaciones	46
5.1 Variación de caudal	50
5.2 Disponibilidad vs. Requerimientos	53
5.3 Uso Agua Tilapias 1	54
5.4 Uso Agua Tilapias 2	55
5.5 Uso del Agua 1	56
5.6 Uso del Agua 2	57
6.1 Uso del Agua para Riego	127

Listado de Figuras

Figura No.	Página
1.1 Sección canal existente	13
5.1 Predimensionamiento del Reservorio	58
5.2 Empuje del terreno	60
5.3 Empuje del agua	62
5.4 Verificación flotación	64
5.5 Tratamiento de Nivel Freático	65
5.6 Dimensionamiento Espesor	67
5.7 Diseño de Reservorio	68
5.8 Pórtico Tipo	71
5.9 Grilla Pórtico Tipo	72
5.10 Diseño de Paredes	79
5.11 Dimensión Muro	81
5.12 Armadura transversal	81
5.13 Rigideces	84
5.14 Armado columnas	87
5.15 Esfuerzos bajo plinto interior	90
5.16 Chequeo flexión de plinto	91
5.17 Esfuerzo bajo plinto muro	96
5.18 Chequeo corte plinto bajo muro	99

5.19 Rediseño de la zapata	99
5.20 Empuje	100
5.21 Armadura adicional	101
5.22 Elementos que concurren al nudo	102
6.1 Tipos de Estanques	108
6.2 Método Triangular	112
6.3 Prueba para determinar la permeabilidad	116
6.4 Rango de Ph de un suelo	118
6.5 Esquema	133
8.1 Riego por escurrimiento	168
9.1 Impermeabilización Artificial	175
9.2 Colocación de Geomembrana	178
9.3 Geomembrana en PVC	179
9.4 Piscina Impermeabilizada	180
9.5 Detalles durante la instalación	181

Listado de Anexos

Anexos

Anexo 1. Información Meteorológica

Anexo 2. Evapotranspiración

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

El Ecuador siempre se ha caracterizado por ser un país eminentemente agrícola, la producción de nuestros campos representan un considerable aporte a nuestra economía y al producto interno bruto. Constituye una prioridad fundamental que instituciones de educación superior y afines fomenten el desarrollo de la actividad acuícola, el Instituto Agropecuario Superior Andino (IASA II) en su continuo interés por cooperar con el desarrollo del sector productivo del país, propone la ejecución investigativa de un proyecto de producción de tilapias, campo que en los últimos años ha experimentado un significativo desarrollo en el sector de influencia del IASA y del país.

Un estudio adecuado de mercado ha permitido identificar las principales fortalezas y oportunidades que tendría la ejecución de un proyecto de esta naturaleza y como complemento el diseño adecuado de una obra civil que generará desarrollo en el sector. En la costa ecuatoriana principalmente en Guayas y El Oro se explota en forma intensiva la producción de tilapia, actualmente existen cultivos en la zona de Manabí, Esmeraldas y en el Oriente ecuatoriano. Se calcula en aproximadamente 2.000 ha.

dedicadas al cultivo de tilapia, teniendo una producción estimada de 20.000 TM de tilapia al año.

Por ser un producto acuícola, las condiciones del clima permiten la siembra, el desarrollo y cosecha del producto en todo el año.

En la Tabla 1.1 se indican los principales destinos de la tilapia ecuatoriana, los datos se presentan hasta abril del 2005 y en este año se tiene contabilizada la demanda únicamente hasta el mes de abril. Los números muestran que es una actividad dinámica, nueva y de un prometedor mercado, a nivel mundial existe poca oferta, es decir pocos países exportan tilapia, a pesar que la demanda es sin embargo muy alta.

Tabla 1.1 (Destino de la Tilapia Ecuatoriana)

Principales Destinos de la Tilapia Ecuatoriana (Toneladas Métricas)	País	2002	2003	2004	2005*
	Estados Unidos		11050	11843	9718
Colombia		4414	2783	3661	364
Corea del Sur		0	0.01	628	68.93
Alemania		69	62	471	58.04
Japón		177	170	188	26.25
Perú		10.8	14.71	179.64	0.05
Francia		14.41	203.04	167.45	14.11
TOTAL		15735	15076	15013	4444
<i>Fuente: Banco Central del Ecuador</i>					

El Ecuador está actualmente en la tercera posición entre los exportadores de Tilapia a los EE.UU. después de China y Taiwán, siendo el líder en el segmento de filetes

frescos, razón que justifica el destino de recursos al sector y la inversión específica en la producción de tilapia.

Los filetes frescos exportados a los EE.UU. representan 94% de las exportaciones. El 6% restante consiste en productos congelados (filete o entero), que van principalmente a EE.UU., Colombia y Europa.

Tabla 1.2 (Estimado de la Producción Mundial de Tilapia)

China	46%
Taiwan	8%
Filipinas	7%
Tailandia	7%
México	7%
Brasil	5%
Cuba	5%
Indonesia	4%
Egipto	4%
Colombia	2%
ECUADOR	2%
EE.UU.	1%
Costa Rica	1%
Otros	1%

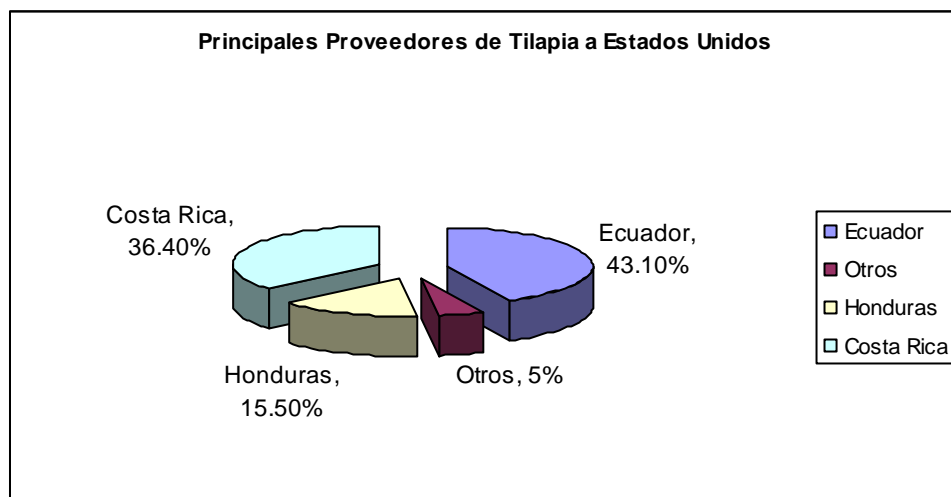
Actualmente existen cerca de 2.000 ha. dedicadas al cultivo de tilapia, teniendo una producción estimada de 20.000 TM año. El rendimiento es de aproximadamente 22.000 lbs/ ha/ año.

Casi la mitad de la producción mundial de Tilapia viene de China. Algunos de los países productores importantes (México, Cuba, Egipto, EE.UU. y Filipinas) presentan un gran mercado interno, teniendo incluso que importar de otras fuentes. Ecuador y

Costa Rica, quienes exportan casi toda su producción, tienen una importancia en el comercio mundial muy superior a su importancia como consumidores.

Asia vende Tilapia congelada a los Estados Unidos a mitad del precio del equivalente latinoamericano. Por lo tanto, los exportadores Latinoamericanos se concentraron en el mercado de filetes frescos a los Estados Unidos. Ecuador ha llegado a dominar este exigente mercado y ha reemplazado a Costa Rica quien había sido antes el principal proveedor de los Estados Unidos.

Cuadro 1.1 (Principales Proveedores de Tilapia a Estados Unidos)



La tilapia en el Ecuador se produce durante todo el año. Además la línea de tilapia producida tiene un sabor muy delicado y es principalmente comercializada en el mercado internacional. Tiene características importantes como: bajo contenido de calorías, 0 colesterol, rico en proteínas sobre todo OMEGA3. Es un pescado de carne blanca, sabor y textura suaves, sin espinas intramusculares.

Actualmente Ecuador exporta a Estados Unidos más del 90% de filete fresco, siendo proveedor líder de América Latina.

Según informes de la Corporación de Promoción y Exportaciones, Corpei, la tilapia ha ganado y sigue ganando aceptación en el mercado estadounidense, motivo por el cual ha sido catalogada como El Pez de los 90 por escritores estadounidenses expertos en seafood, esta calificación ha sido el resultado del crecimiento del consumo norteamericano.

En Ecuador existen alrededor de 2.000 ha de espejo de agua dedicadas al cultivo de tilapia roja, con un monto estimado de producción anual de 20.000 toneladas métricas, con potencial de crecimiento.

El inicio de la actividad en Ecuador se dio con la primera crisis del camarón, cuando en los años 1994 o 1995 llegó el mal de taura, enfermedad viral que afectó al crustáceo.

Luego, con el problema de la mancha blanca se incremento el área sembrada con este pez, existiendo una buena oportunidad de mercado para la tilapia fresca.

Enaca actualmente posee 1.200 hectáreas de cultivo de tipalia y exporta a Estados Unidos filetes por alrededor de 20 a 25 millones de dólares al año, en un negocio que ha crecido en los últimos siete años. Ahora tienen el 30% de las exportaciones ecuatorianas.

Desde el punto de vista nutricional se considera que el nivel de proteína de la tilapia es más elevado que el presentado por los pescados de carnes rojas, la excelente calidad de

su carne, su textura firme, coloración blanca, hace que sea apreciado y apetecido por los consumidores.

La tilapia se exporta en tres presentaciones: entero congelado, filete congelado y filete fresco. El 90% de las exportaciones lo constituye el filete fresco, lo cual significa una ventaja competitiva para el país.

Este es un negocio agropecuario que puede tener un buen margen de ganancia, pero con una cadena integrada cumpliendo con todos los pasos. Por tal motivo, el 85% de la producción de tilapia de Enaca es de piscinas propias, producen al año 11.000 toneladas de tilapia entera, que hacen tan solo 3.500 toneladas de filete porque el rendimiento de un pescado entero a filete es tan solo de 36%, las cabezas se exportan a Colombia, país que las aprovecha para alimentar mejor a su pueblo.

Las condiciones favorables que convierten a las tilapias en unos de los géneros más apropiados para los cultivos son:

- Resistencia de soportar bajas concentraciones de oxígeno
- Rangos variados de salinidad
- Gran resistencia física y a las enfermedades
- Acelerado crecimiento
- Buen aprovechamiento de las dietas artificiales suministradas

Las tilapias son peces de aguas cálidas tropicales; el grado óptimo de temperatura es de 25 a 30 grados centígrados.

Las tilapias son peces eurihalinos, capaces de vivir en medios dulces. Aunque la mayoría de estos peces pueden vivir en agua salada, debe mencionarse que no siempre soportan cambios bruscos de salinidad.

La topografía de la zona representada por la diferencia de nivel que existe entre la captación, almacenamiento y entrega del agua facilitará la conducción del agua y que esta sea utilizada para los múltiples propósitos propuestos.

El desarrollo integral agrícola también involucra el uso correcto de los recursos naturales para potencializar su beneficio, en ese sentido resulta importante complementar al proyecto antes citado con otro que genere rentabilidad, en este aspecto el riego ha demostrado que representa un factor importante en el desarrollo y producción de los cultivos.

1.2 DESCRIPCIÓN GENERAL

El proyecto ubicado en la Hacienda San Antonio, kilómetro 38 en la vía Santo Domingo – Quevedo involucra también a las poblaciones de Luz de América y Patricia Pilar. Se estima que las cotas donde se realizarán los estudios son aproximadamente 320msnm en la captación y 200 msnm en la zona mas baja.

El proyecto contempla el diseño de un reservorio cuyas funciones básicas pretenderán primero: almacenar el agua en los periodos de sequía, adicionalmente será de

fundamental utilidad cuando el agua sea usada en la siembra y producción de tilapias pues se conoce que el proceso de estanquidad en un depósito o reservorio incrementa la temperatura del agua, aspecto fundamental para el perfecto desarrollo del cultivo.

Se pretende además conducir el agua desde el reservorio hasta el sitio donde estarán las piscinas de tilapias mediante el uso de tubería, el agua utilizada en las piscinas será posteriormente reutilizada para el riego de aproximadamente 200 has, esto representa el diseño de otra obra de conducción en este punto y de un adecuado sistema para la distribución del agua a los campos productivos.

La Hacienda San Antonio dispone de caminos asfaltados favoreciendo el acceso, y se encuentra servida por la panamericana, carretera o vía considerada de primer orden.

1.3 ALCANCE DEL PROYECTO

Con la realización de los estudios para la ejecución de este proyecto se espera incentivar y aportar con la creación de nuevos campos de trabajo, consecuentemente se pretende generar nuevas oportunidades para capacitación y educación de las nuevas generaciones que se interesen en esta área de producción.

Las obras civiles que se pretende diseñar son:

- Reservorio para almacenamiento del agua.

- Piscinas para producción de tilapias
- Conducción y Distribución del agua para riego.

1.4 OBJETIVOS DEL PROYECTO

- Incrementar la producción y rentabilidad de la Hacienda San Antonio, los ingresos agropecuarios de la zona mediante una mayor utilización de las áreas regables.
- Crear nuevos campos para la educación y capacitación.
- Generar fuentes de empleo.
- Presentar estudios y diseños convenientes en sistema hídricos, que cubra las expectativas de la región y que puedan ser implementadas por productores.

1.5 ANÁLISIS Y ESTUDIO DE LAS OBRAS EXISTENTES

El proyecto actualmente consta de una obra de captación (toma tirolesa), desripador y un canal de aproximadamente 3.0 km.

1.5.1 Captación

Casi la totalidad del agua que consume el hombre proviene de los ríos y su aprovechamiento generalmente es por gravedad, según esto las captaciones por

gravedad constituyen la solución óptima para el uso eficiente del agua en los campos productivos.

Las obras de captación se clasifican básicamente en obras de toma por derivación directa y obras de almacenamiento, para este caso el proyecto consta de una obra de toma de derivación. Estas aprovechan la totalidad de cantidad de agua que hay en determinado período sin almacenamiento o regulación de ningún tipo, es decir que se capta todo el caudal que esta pasando.

Este tipo de obras y los ríos donde se realicen deben satisfacer los siguientes requerimientos:

- Con cualquier calado del río deben captar una cantidad de agua prácticamente constante.
- Debe impedirse la entrada a la conducción de material sólido o flotante.
- Deben satisfacer todas las condiciones de seguridad.
- Con el objeto de garantizar un abastecimiento constante sin interrupciones del agua, el caudal del río debe ser considerablemente mayor que el caudal de diseño para el canal.
- Se debe tener la seguridad que la profundidad del río nunca disminuya de un valor mínimo en el sitio de la toma.
- El río debe tener el cauce estable y debe impedirse gastos innecesarios por el ingreso de sedimentos.

Según la forma de la captación del agua las obras de toma pueden ser de tipo convencional y de tipo caucasiano. El proyecto consta de una obra de captación caucasiana, de esta forma el río debe presentar algunas de las siguientes características:

- Pendientes longitudinales fuertes que pueden llegar al 10%.
- Crecientes súbitas causadas por aguaceros de corta duración.
- Poco contenido de sedimentos finos y agua limpia.

Este tipo de toma caucasiana o tirolesa se compone de una rejilla fina de fondo ubicada horizontalmente o con cierto grado de inclinación, esta se asienta sobre una galería conformada en el cuerpo del azud y que conecta con el canal.

La presa que cierra el río se compone de tres partes:

Un tramo en la orilla opuesta del canal que se compone de un azud macizo sobre el cual vierte el agua en épocas de crecientes, este deberá tener un perfil hidrodinámico que generalmente se diseña con las coordenadas Creager.

Un tramo central con la rejilla y un tramo hueco que tiene en su interior la galería que conduce el agua desde la rejilla al canal. La galería está tapada con una losa de hormigón armado y que en su parte superior sigue el mismo perfil que el azud macizo.

A continuación de la presa se construye un zampeado cuyas dimensiones dependen de la altura de esta y del caudal de creciente. Como la rejilla es la parte más baja de la presa que cierra el río, cualquiera que sea el caudal, el agua deberá pasar sobre ella.

Debido a esto la rejilla puede estar a cualquier altura sobre el fondo de manera que la altura del azud pueda llegar a hacerse cero. Esto permite que las piedras pasen fácilmente por encima del azud con lo cual se suprime la costosa compuerta de purga.

La baja altura del azud permite disminuir la longitud del zampeado. Estas dos economías hacen que el costo de una obra de toma caucásiana llegue a ser bastante menor que el costo de una obra de toma convencional.

La desventaja fundamental que se identifica en este tipo de obras de toma es la facilidad con que se tapa la rejilla principalmente cuando el río trae material flotante como hojas o hierbas. Para controlar el ingreso por la rejilla de arena o piedras resulta fundamental la construcción de un desripador luego de la toma. Para que el desripador sea funcional y económico deberá tener una gradiente mínima de 3%, es decir que este tipo de obras de captación se recomiendan para topografías o ríos de montaña con caudales no mayores a 10m³/seg.

Actualmente la toma se utiliza para captar agua en la hacienda y que esta sea utilizada básicamente para el consumo animal en los potreros, esta se transporta mediante el uso de una canal de aproximadamente 1 km.

1.5.2. Conducción (Canal)

Se identifica la existencia de un canal de sección trapezoidal como se muestra:

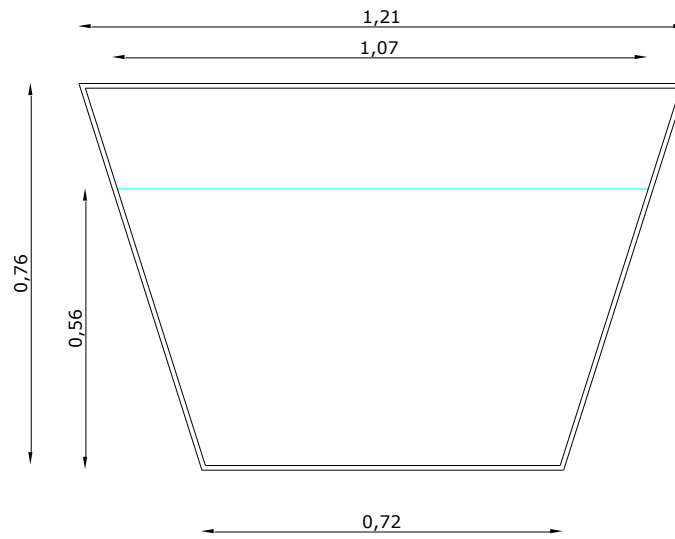


Figura 1.1 (Sección Canal existente)

Tiene aproximadamente 1 km con una pendiente promedio de 0.55% revestido de hormigón simple. En la actualidad carece de mantenimiento.

CAPITULO I I

ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

2.1. CARTOGRAFÍA DISPONBLE Y LEVANTAMIENTOS TOPOGRÁFICOS NECESARIOS

Estudios realizados anteriormente con la finalidad de mejorar las condiciones productivas de la hacienda San Antonio han favorecido a determinar las conclusiones de que un proyecto de tipo producción de tilapias y riego sería muy rentable, de esta forma actualmente se cuenta con el levantamiento topográfico al detalle con curvas de nivel cada metro en una faja de 40 metros en la zona de captación y el canal, para la conducción del agua se barrió una faja de 200 metros, el sitio donde se ha propuesto la construcción de un reservorio (315.27msnm) y el tramo faltante de conducción del agua hasta el sitio donde se pretende ubicar las piscinas para las tilapias (199.50msnm) también están cubiertos.

Adicionalmente se cuenta con el levantamiento topográfico de la zona influyente para el riego que permitió determinar las variables para el diseño

.

Estos datos de fundamental importancia han permitido ubicar y diseñar de la mejor manera las diferentes obras.

2.2. TOPOGRAFÍA DEL ÁREA INFLUYENTE

Las cotas en que varían la captación son 320msnm y la parte mas baja a donde se pretende conducir el agua 200msnm permiten identificar la existencia de cambios significativos de relieve y topografía en la zona, de esta forma se observó diferentes depresiones y quebradas, esteros que en épocas de excesivas lluvias constituyen afluentes de los ríos de la zona. El relieve en general es muy irregular y la topografía ondulada.

Con respecto a los suelos se conoce que son de formación constante y se extiende casi totalmente en toda la hacienda, esta formación es la llamada Macuchi esto permite concluir que el suelo en general presenta homogeneidad. En apartados siguientes se menciona a detalle las características físicas y mecánicas de los suelos en general y de los sitios donde se pretenden diseñar las obras civiles.

De la vegetación, se conoce que está conformada por una variedad (dato) que ha sido alterada por la siembra y uso de pasto para la crianza de ganado que cubre aproximadamente el 80% del área, la diferencia se ubica en esteros, quebradas y riveras de los ríos.

La cuenca hidrográfica del río Damisa posee características bastante convenientes para la implantación de una obra de captación y constituye un afluente importante del río Baba, uno de los más importantes de la zona.

CAPITULO I I I

HIDROLOGÍA

3.1. DATOS HIDROLÓGICOS NECESARIOS

La información hidrológica constituye un parámetro fundamental para el diseño conveniente de las obras civiles. En particular para hacer la determinación del caudal de un río, donde lo recomendable es realizarlo en forma continua en diferentes periodos, se utilizan flotadores por medio de los cuales determinamos la velocidad del río posteriormente se identifican las profundidades o niveles a diferentes distancias del ancho del río para determinar la sección transversal de este.

3.2. CAUDAL MÍNIMO

Para su efecto utilizaremos la fórmula racional para las precipitaciones medias, se emplea esta fórmula puesto que el área de drenaje es menor a 50km², el coeficiente de escorrentía se determina en función de la tabla 3.2

$$Q = C \cdot I \cdot A$$

De donde:

Q Caudal en m^3/seg .

C Coeficiente de Escorrentía (0.5)

I Intensidad Media de cada mes

A Área de Drenaje (dato)

Para la determinación del caudal mínimo en base a las precipitaciones (cantidades de agua lluvia) de cada mes empleamos la relación que nos indica que un milímetro de agua lluvia corresponde a diez metros cúbicos de agua:

$$1\text{mm} \rightarrow 10\text{m}^3$$

Tabla 3.1 (Caudales Mínimos Mensuales)

Determinación Caudal Mínimo Precipitaciones Mensuales (mm) ESTACIÓN PUERTO ILLA - CHONE 262 msnm														
Años/ Meses	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	Promedio Meses	Caudal (m^3/seg) / Meses
Enero	432.3	325.5	592.5	894.2	211.7	252.1	510.2	344.6	442.0	263.3	370.6	175.9	401.2	1.50
Febrero	328.3	608.7	470.0	639.1	487.6	676.5	252.6	563.3	619.3	390.3	401.0	720.7	513.1	1.92
Marzo	259.4	640.8	570.2	826.3	562.3	689.0	499.9	775.0	237.5	252.3	630.6	700.5	553.7	2.07
Abril	448.2	430.1	502.2	772.5	614.3	522.3	658.3	599.8	590.7	470.6	636.0	72.2	526.4	1.97
Mayo	272.3	147.4	270.6	464.8	286.7	325.6	193.8	341.3	299.6	296.9	33.4	401.9	277.9	1.04
Junio	130.9	17.9	378.3	298.9	53.3	48.0	12.4	133.9	62.7	38.8	12.3	129.1	109.7	0.41
Julio	64.2	30.7	233.4	216.8	23.4	6.5	22.4	24.1	27.2	25.0	7.3	24.1	58.8	0.22
Agosto	68.9	38.6	139.3	66.9	14.8	23.7	4.6	6.4	21.4	16.7	2.7	72.7	39.7	0.15
Septiembre	19.5	23.7	704.8	59.4	82.3	62.3	21.2	83.4	9.5	107.5	32.0	60.2	105.5	0.39
Octubre	48.5	20.1	466.6	28.4	57.6	29.4	15.1	61.9	97.1	69.6	35.6	23.8	79.5	0.30
Noviembre	34.4	24.0	876.5	25.7	52.7	20.5	32.9	95.1	31.2	34.8	67.8	120.6	118.0	0.44
Diciembre	52.3	139.2	960.2	52.8	304.9	144.7	116.6	273.2	145.2	64.2	124.3	62.9	203.4	0.76

El cálculo del caudal mínimo se detalla en la tabla 3.1 y se puede concluir que Agosto es el mes mas seco con un caudal de 0.150m³/seg.

Tabla 3.2 (Coeficiente de Escorrentía (C))

COEFICIENTE DE ESCORRENTIA C						
Cobertura Vegetal	Tipo Suelo	Pendiente del Terreno				
		Pronunciada 50%	Alta 20%	Media 5%	Suave 1%	Despreciable
Sin Vegetación	Impermeable	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
	Semipermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Permeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
	Impermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
Cultivos	Impermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Semipermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Permeable	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
Vegetación Ligera (Pastos)	Impermeable	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45
	Semipermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Permeable	0.35	0.30	0.25	0.20	0.15
Hierba, Grama	Impermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Semipermeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
	Permeable	0.30	0.25	0.20	0.15	0.10
Densa Vegetación (Bosques)	Impermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Semipermeable	0.45	0.40	0.35	0.30	0.25
	Permeable	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05

3.2.1. Caudal Medio

Para el cálculo del caudal medio se utiliza la curva de distribución de frecuencias. Las variaciones en la magnitud de los fenómenos naturales tales como las lluvias, caudales de ríos y otros, no siguen leyes matemáticas sino que son totalmente casuales por esta razón para su análisis se utilizan métodos estadísticos.

Si se tiene un número N de observaciones de alguna variable x, podemos dividir los valores de x en ciertos intervalos de variación y encontrar el número de veces n1, n2, n3 que estos valores ocurren.

Una curva de probabilidad o de distribución de frecuencias tiene los siguientes valores notables:

Promedio Aritmético: es igual a la suma de todos los valores dividida para el número de estos.

Mediana: es el valor de x por el cual pasa la ordenada que divide a la superficie bajo la curva en dos partes iguales.

Modo: es el valor de x que ocurre el mayor número de veces, es decir el que corresponde al máximo de la curva.

Los fenómenos hidrológicos dan por lo general distribuciones asimétricas. La asimetría se representa con el radio de asimetría (r) que es la distancia entre el modo y el promedio aritmético.

Si sumamos todas las frecuencias o probabilidades (n) de todos los valores inferiores al x considerado, obtenemos la curva que se llama de duración. Esta representa por lo tanto la curva de frecuencias.

Para el cálculo se necesita de las precipitaciones (h) y el área de drenaje. Primero se calcula el valor de K que es igual a x/x_m .

Tabla 3.3 (Cálculo de Xm y K)

Año	h mm/mes	x mm/día	K	K - 1	(K - 1) ²
1995	179.93	6.00	0.72	-0.28	0.08
1996	203.89	6.80	0.82	-0.18	0.03
1997	513.71	17.12	2.06	1.06	1.13
1998	362.15	12.07	1.45	0.45	0.21
1999	229.30	7.64	0.92	-0.08	0.01
2000	233.38	7.78	0.94	-0.06	0.00
2001	195.00	6.50	0.78	-0.22	0.05
2002	275.16	9.17	1.11	0.11	0.01
2003	215.28	7.18	0.86	-0.14	0.02
2004	169.16	5.64	0.68	-0.32	0.10
2005	196.13	6.54	0.79	-0.21	0.05
2006	213.76	7.13	0.86	-0.14	0.02
		99.56			1.70
	Xm =	8.30			

Posteriormente se calculan los valores de los coeficientes Cv coeficiente de desviación cuadrática estándar dividida por el promedio aritmético:

$$Cv = \sqrt{\frac{\sum (K - 1)^2}{n - 1}}$$

Y el valor del coeficiente de asimetría Cs se obtiene mediante la relación:

$$Cs = \frac{2Cv}{1 - K \min}$$

Con estos dos valores y la tabla de Ribkin se calculan los periodos de retorno.

3.3 ANÁLISIS DE LAS PRECIPITACIONES INTENSAS

Las precipitaciones en el paso del tiempo mantienen una constante muy definida, en capítulos posteriores se evalúan las cantidades de aguas lluvias que se han precipitado sobre la zona influyente del proyecto, en el año típico se identifican dos periodos fundamentales, el lluvioso que va desde diciembre a mayo con cantidades mensuales promedio de lluvia del orden de 450 mm / mes y el periodo seco que va desde mayo a noviembre con cantidades menores de lluvia promedio mensuales de 100 mm.

Una variación importante se puede identificar a finales del año 1997 e inicios del año 1998, en estos años se produjo el fenómeno del niño con la consecuente excesiva precipitación de agua lluvia.

3.4 AFOROS

Los aforos para obtener el caudal de la fuente de captación se los realizó en el sitio de la toma, se considera que este es el más apropiado puesto que aguas arriba la sección del río varía y aguas abajo el río agranda su sección y se mantiene relativamente constante.

Para medir el área de la sección se templó en primer lugar una piola que unía las orillas, previamente marcada en toda su longitud cada 50 cm, en cada una de estas medidas se determinó también la profundidad del río, estas coordenadas horizontales y de profundidad permitieron determinar la sección transversal del río.

Para determinar la velocidad del río se utilizaron flotadores, de esta forma se determinó el tiempo en que estos viajaban por el río en una distancia determinada, es importante realizar este procedimiento mas de tres ocasiones para contar con valores promedios confiables.

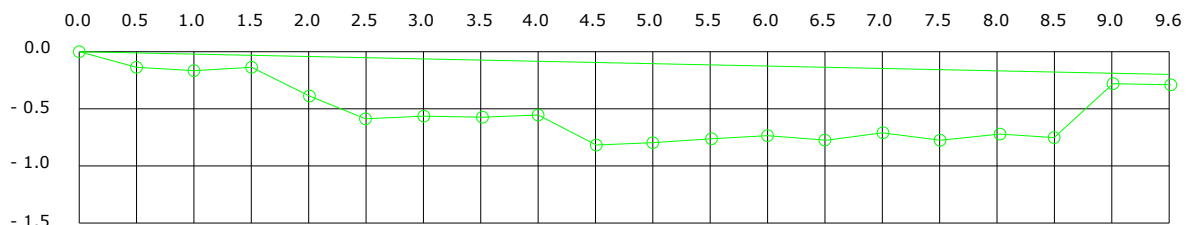
Los aforos fueron realizados en dos ocasiones como se muestra a continuación:

Tabla 3.4 (Aforo 1)

INFORME DE AFOROS REALIZADOS

No.	1	
Fecha	12/08/2006	

Sección Transversal		Velocidad	
Distancia	Profundidad	Distancia	Tiempo
m	m	m	seg
0,0	0,00	5	58,54
0,5	-0,17	5	68,27
1,0	-0,18	5	62,81
1,5	-0,14	5	65,53
2,0	-0,46		
2,5	-0,69		63,79
3,0	-0,59		
3,5	-0,60	Velocidad	0,08 m/seg
4,0	-0,59		
4,5	-0,84		
5,0	-0,83		
5,5	-0,82		
6,0	-0,82		
6,5	-0,85		
7,0	-0,75		
7,5	-0,83		
8,0	-0,75		
8,5	-0,83		
9,0	-0,25		
9,6	-0,31		



Área = 4.2394
 V = 0.08 m/seg
 Q = 0.339 m³/seg

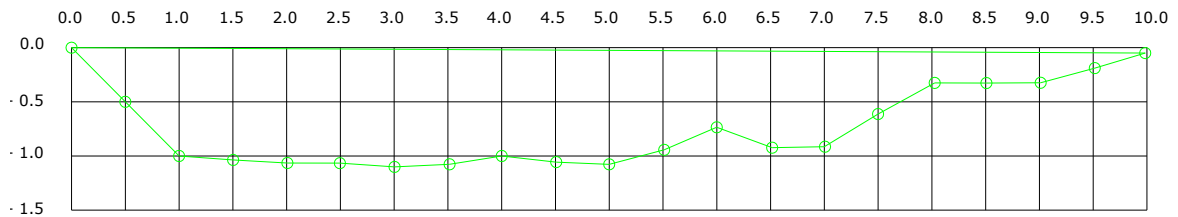
Tabla 3.5 (Aforo 2)

INFORME DE AFOROS REALIZADOS

No.	2
Fecha	26/05/2007

Sección Transversal		Velocidad	
Distancia	Profundidad	Distancia	Tiempo
m	m	m	seg
0,0	0,00	25	61,41
0,5	-0,50	25	68,75
1,0	-1,00	25	55,2
1,5	-1,01	25	52,29
2,0	-1,02		
2,5	-1,03		59,41
3,0	-1,04		
3,5	-1,02	Velocidad	0,42
4,0	-1,00		
4,5	-1,01		
5,0	-1,02		
5,5	-0,90		
6,0	-0,78		
6,5	-0,83		
7,0	-0,87		
7,5	-0,60		
8,0	-0,32		
8,5	-0,34		
9,0	-0,35		
9,5	-0,20		
10,0	-0,05		

Tabla. Aforo



$\text{Área} = 7.4064$
 $V = 0.42 \text{ m/seg}$
 $Q = 3.108 \text{ m}^3/\text{seg}$

El aforo realizado en el periodo mas seco representa el valor mas critico, de esta forma 339 lt / seg es la capacidad diaria de agua que se dispone.

CAPITULO I V

ESTACIONES METEOROLÓGICAS EXISTENTES

A continuación se presenta un estudio detallado además de las características generales de las estaciones meteorológicas que han sido consultadas, de donde se ha recopilado información básica para determinar parámetros de diseño. Es importante mencionar que en la hacienda San Antonio no existen estaciones meteorológicas, de esta forma se creyó muy conveniente utilizar la información de alguna estación de confiables datos, la más cercana al sitio del estudio.

Según esto se cuenta con información de la estación meteorológica Puerto Illa, perteneciente al Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología ecuatoriano (INAMHI), la información adquirida corresponde al periodo comprendido entre los años 1995 y 2006, constituye la estación más cercana a la cuenca de estudio, está localizada en el kilómetro 42 de la vía Santo Domingo – Quevedo siendo muy influyente para la zona del proyecto puesto que este se encuentra en el kilómetro 38 de la misma vía.

Con el firme propósito de obtener datos confiables se recopiló información de una estación meteorológica perteneciente al INAMHI, los datos más relevantes que fueron

utilizados de esta estación fueron procesados y a continuación se presenta un análisis detallado de cada variable.

En la tabla 4.1 se muestra un resumen de la información básica de la estación que fue consultada:

Tabla 4.1 (Estación Meteorológica consultada)

Código	Nombre	Tipo	Zona	Latitud	Longitud	Altura (msnm)
M026	Puerto Illa	CO	130	0° 29' 17" S	79° 21' 31" W	262

De manera extraoficial se conoció que la instrumentación utilizada en esta estación al igual que la manipulación y la toma de los datos fueron y están siendo realizados a partir de normas internacionales establecidas por la Organización Meteorológica Mundial (OMN), esto sustenta la confiabilidad de todos los datos obtenidos.

4.1 ANÁLISIS DE TEMPERATURA

La temperatura es un parámetro termodinámico del estado de un sistema que caracteriza el calor, o transferencia de energía.

Se define a la temperatura del aire a la magnitud física que caracteriza el movimiento aleatorio medio de las moléculas en un cuerpo físico; en el caso de la atmósfera el aire. Representa la medida del nivel energético medio molecular del aire.

Las temperaturas extremas son los valores máximo y mínimo del aire.

Los valores estadísticos mensuales de temperatura se obtienen con un mínimo de 20 días de registro de observaciones. En cuanto a las temperaturas extremas se obtienen las medias mensuales y los valores extremos absolutos de los registros diarios.

Para la temperatura media se calcula un valor promedio diario de las tres observaciones del termómetro seco. La media mensual se obtiene de los registros medios diarios.

De la información obtenida en la Estación Puerto Illa se concluye que la temperatura media anual es de 24.98 ° C.

Del análisis de las temperaturas medias mensuales se determina que el mes mas cálido en el periodo seleccionado es marzo con 26.38 ° C y los meses mas fríos son julio y agosto con 23.93 ° C y 24.10 ° C respectivamente. Los datos se muestran en la tabla 4.2.

Tabla 4.2 (Análisis de la temperatura)

TEMPERATURA MEDIA MENSUAL ° C

	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	T M M
Enero	25.2	24.7	24.9	27.2	24.9	24.4	25.2	25.1	25.6	26.0	25.8	25.2	25.35
Febrero	25.4	25.6	25.7	27.8	25.3	25.1	25.7	25.8	26.0	25.9	25.2	25.8	25.78
Marzo	25.7	26.1	26.6	27.6	26.0	25.7	26.6	26.6	26.8	26.3	26.1	26.5	26.38
Abril	25.7	25.3	26.2	27.6	25.6	25.9	26.2	26.2	26.2	26.1	26.3	25.0	26.03
Mayo	25.3	24.8	26.4	27.3	25.6	24.8	25.1	26.1	25.9	25.3	25.2	25.9	25.64
Junio	24.7	23.1	26.0	26.2	23.6	23.5	23.6	24.7	24.4	24.0	24.4	23.9	24.34
Julio	23.8	23.3	26.0	25.2	23.3	23.2	23.6	24.1	23.8	23.5	23.8	23.5	23.93
Agosto	23.5	23.7	25.9	24.7	23.5	23.8	23.8	24.0	24.2	24.3	24.0	23.8	24.10
Septiembre	24.2	24.6	26.3	24.5	23.8	23.7	24.5	24.9	24.2	24.3	24.4	24.0	24.45
Octubre	23.9	24.1	26.3	24.1	23.9	24.2	24.4	24.4	24.3	24.4	23.6	24.9	24.38
Noviembre	23.8	24.1	26.3	24.4	23.9	24.2	24.4	24.6	24.8	24.3	24.1	24.6	24.46
Diciembre	25.1	24.9	26.9	24.4	24.2	24.7	24.6	25.1	25.1	25.3	24.7	25.1	25.01
T M A	24.7	24.5	26.1	25.9	24.5	24.4	24.8	25.1	25.1	25.0	24.8	24.9	

T M A Temperatura Media Anual ° C

T M M Temperatura Media Mensual ° C

La temperatura máxima absoluta registra un valor de 30.33 ° C correspondiente al mes de marzo y la temperatura mínima registrada es de 20.32 ° C para el mes de agosto en el periodo estudiado como se muestran en las tablas 4.3 y 4.4

Tabla 4.3 (Temperaturas Máximas)

TEMPERATURAS MÁXIMAS ° C

	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	T MAX M
Enero	28.8	28.1	28.7	31.0	28.4	27.7	28.9	28.3	29.1	29.9	29.4	28.6	28.91
Febrero	28.9	29.5	29.5	31.9	28.8	28.7	29.3	29.3	29.7	29.6	28.3	29.4	29.41
Marzo	29.7	30.0	30.5	31.7	30.0	29.7	30.9	30.6	31.0	29.9	29.7	30.2	30.33
Abril	29.2	28.7	30.2	31.7	29.2	29.8	30.2	30.0	30.1	29.8	29.8	28.0	29.73
Mayo	28.5	28.1	29.8	31.0	29.1	27.8	28.0	29.3	29.1	28.4	28.4	29.6	28.93
Junio	27.8	25.7	29.8	29.7	26.2	26.6	26.8	28.2	27.3	27.0	27.7	27.2	27.50
Julio	26.7	26.8	29.3	28.1	26.2	26.6	27.1	27.6	27.1	26.6	27.5	27.3	27.24
Agosto	26.6	27.5	29.1	27.7	27.2	27.6	27.9	28.1	27.8	28.6	28.0	27.3	27.78
Septiembre	28.2	28.6	30.0	27.3	26.9	27.2	28.8	29.0	28.4	27.6	28.4	27.4	28.15
Octubre	27.2	28.3	29.9	27.3	26.9	27.9	28.8	27.7	27.5	27.8	26.8	28.8	27.91
Noviembre	26.9	28.2	30.1	27.7	27.1	28.4	28.4	28.0	28.5	27.8	27.7	28.1	28.08
Diciembre	29.1	28.8	30.6	27.8	27.2	28.2	27.8	28.3	28.5	29.1	28.3	28.3	28.50
T MAX A	28.1	28.2	29.8	29.4	27.8	28.0	28.6	28.7	28.7	28.5	28.3	28.4	

Tabla 4.4 (Temperaturas Mínimas)

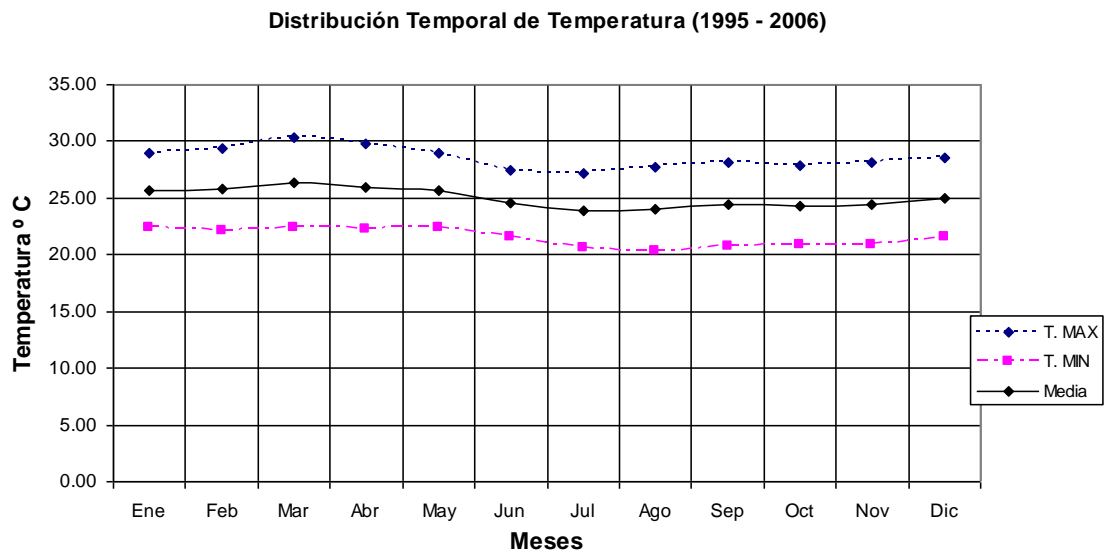
TEMPERATURAS MÍNIMAS ° C

	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	T MIN M
Enero	21.4	21.2	21.2	23.4	21.5	20.9	25.4	25.8	22.1	22.1	22.1	21.8	22.41
Febrero	21.8	21.6	21.8	23.6	21.8	21.9	22.0	22.2	22.2	22.2	22.1	22.1	22.11
Marzo	21.6	22.2	22.7	23.4	21.9	21.7	22.3	22.5	22.6	22.6	22.5	22.7	22.39
Abril	22.1	21.9	22.2	23.5	22.0	21.9	22.1	22.4	22.2	22.4	22.8	22.0	22.29
Mayo	22.1	21.5	22.8	23.6	22.2	21.8	22.1	22.8	22.6	22.1	22.1	22.3	22.33
Junio	21.7	20.4	22.5	22.8	20.9	21.1	20.4	25.1	21.5	21.0	21.1	20.7	21.60
Julio	20.8	19.8	22.8	22.2	20.2	19.8	20.1	20.6	20.4	20.4	20.2	19.8	20.59
Agosto	20.3	19.8	22.7	20.6	19.9	19.9	19.7	19.9	20.7	19.9	20.1	20.3	20.32
Septiembre	20.2	20.5	22.6	21.6	20.7	20.2	20.1	20.8	19.9	20.8	20.4	20.7	20.71
Octubre	20.6	19.8	22.7	20.9	20.8	20.7	20.0	21.0	21.0	21.0	20.4	20.9	20.82
Noviembre	20.7	20.0	22.4	21.1	20.7	20.0	20.4	21.3	21.1	20.8	20.4	21.1	20.83
Diciembre	21.1	21.0	23.0	20.9	21.2	21.2	21.3	22.1	21.6	21.6	21.1	21.9	21.50
T MIN A	21.2	20.8	22.5	22.3	21.2	20.9	21.3	22.2	21.5	21.4	21.3	21.4	

El cuadro 4.1 muestra la variación de temperatura de cada mes en el periodo de estudio determinado, los datos que se emiten no reflejan una variación significativa, la temperatura media en el paso del tiempo presenta un rango de variación de tan solo 2 °

C, los cinco primeros meses del año sobre los 25 ° C y los siete meses restantes del año la temperatura se mantiene inferior a los 25 ° C, casi constante en ambos casos.

Cuadro 4.1 (Distribución de la temperatura en el tiempo)



4.2 ANÁLISIS DE LA EVAPORACIÓN

Se define como evaporación potencial a la máxima cantidad de vapor que puede ser emitida a la atmósfera por una superficie de agua líquida pura. La evaporación es la pérdida parcial o total del agua precipitada sobre alguna superficie determinada.

Los datos obtenidos de la Estación Puerto Illa para la evaporación son calculados a partir de una suma de las observaciones de las 13 y 19 horas del día en estudio más la observación de las 7 horas del día siguiente.

Para el cálculo del valor en las 24 horas, se necesita básicamente de la observación de las 7 horas puesto que como es un proceso acumulativo se podría no registrar los datos de las 13 horas y/o de las 19 horas, estos valores se acumulan en el registro de las 7 horas del día siguiente. Si esta última observación no se realizaría no correspondería a un valor en 24 horas.

La máxima en 24 horas se obtiene únicamente si ha sido posible calcular el valor en 24 horas para todos los días del mes y hace referencia a un dato puntual, considerado el máximo absoluto. Los datos mensuales se obtienen con un mínimo de 20 días registrados.

Finalmente, el valor de la evaporación constituye la diferencia entre la evaporación potencial que se obtiene en el tanque de evaporación y el valor de la precipitación registrado en el pluviómetro.

Los datos obtenidos de la Estación Puerto Illa fueron tabulados, estos emiten las siguientes conclusiones:

Tabla 4.5 (Análisis de la Evaporación)

Años / meses	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	E M M
Enero	67.2	68.2	76.6	83.2	80.3	72.5	35.8	63.3	70.6	95.4	89.2	73.9	73.0
Febrero	66.2	74.4	73.9	84.0	72.2	70.6	78.0	79.8	69.6	78.5	56.3	78.0	73.5
Marzo	97.9	94.4	89.0	96.0	107.2	74.0	93.0	87.9	89.1	77.3	71.3	100.5	89.8
Abril	73.7	73.1	84.1	89.9	72.6	78.6	75.0	85.0	88.5	82.1	72.5	66.0	78.4
Mayo	68.9	73.7	81.6	95.3	72.8	54.6	63.6	71.2	71.1	58.6	73.5	75.4	71.7
Junio	62.6	51.4	73.5	70.3	48.7	52.9	56.8	69.3	51.0	51.0	59.8	52.6	58.3
Julio	53.5	66.6	74.5	64.6	61.7	60.8	61.6	62.0	56.2	54.7	65.5	65.4	62.3
Agosto	56.5	73.4	79.9	66.7	70.2	73.8	75.7	66.1	55.0	93.0	73.1	61.7	70.4
Septiembre	74.3	84.4	78.1	60.7	50.6	62.3	85.2	73.0	69.5	65.8	73.0	58.6	69.6
Octubre	63.8	90.2	80.0	60.8	57.3	66.4	84.5	62.6	52.6	68.5	58.0	76.8	68.5
Noviembre	59.4	89.1	67.0	70.7	61.2	75.2	72.0	58.3	66.3	67.3	63.4	65.1	67.9
Diciembre	94.4	90.2	83.3	69.6	49.2	68.8	60.0	60.5	66.7	79.1	70.4	67.4	71.6
Σ E M A	838.4	929.1	941.5	911.8	804	810.5	841.2	839	806.2	871.3	826	841.4	

E M M Evaporación Media Mensual (mm/mes)

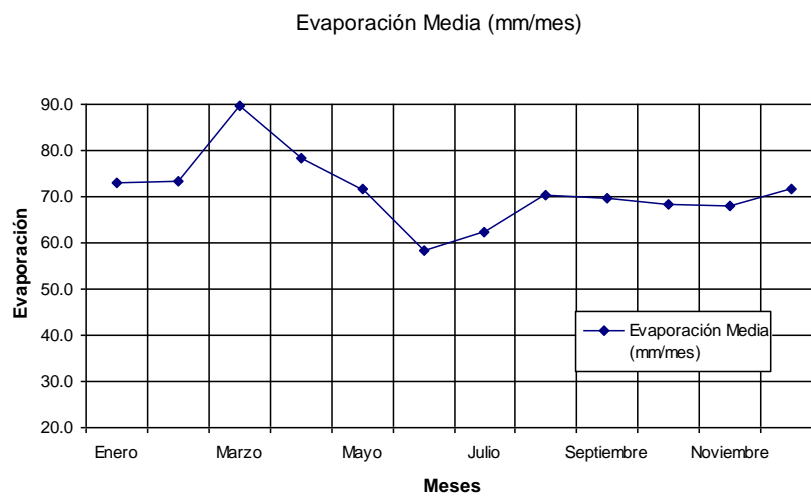
Σ E M A Sumatoria Evaporación Media Anual

La tabla 4.5 indica que la evaporación máxima corresponde al mes de marzo con un valor de 89.8 mm/mes, consolidando así el comportamiento climático en la zona puesto que en un mes muy cálido se tendrá también mayor valor de la precipitación.

El menor valor de la precipitación corresponde a los meses de junio y julio con 58.3 mm/mes y 62.3 mm/mes respectivamente.

La variación de la evaporación en el paso del tiempo se muestra en el cuadro 4.2, esta refleja un rango de variación máximo de 30mm/mes y para los últimos meses del año se mantiene casi constante, estos datos se correlacionan con el análisis y comportamiento de la temperatura de la zona.

Cuadro 4.2 (Variación de la Evaporación)



4.3 ANÁLISIS DE LA HUMEDAD

Se define como humedad en la atmósfera al contenido del vapor de agua en el aire. La tensión de vapor, y la temperatura del punto de rocío que es la temperatura a la que

empieza a condensar el vapor de agua contenido en el aire son otros parámetros básicos para la determinación de esta variable.

La humedad determina el grado de saturación atmosférica, esta definido por la relación que existe entre la tensión de vapor actual y la tensión de vapor saturante a una determinada temperatura, se mide en porcentaje, de esta forma es indispensable para la determinación de la evapotranspiración.

Los valores de la humedad relativa son calculados en base a datos de termómetros secos y húmedos, mediante las ecuaciones psicrométricas. Los resúmenes mensuales se obtienen con un mínimo de 20 días registrados.

Los datos de la humedad media se presentan en la tabla 4.6 para la zona de estudio, se concluye que el porcentaje promedio mensual en el paso del tiempo es 88%, los datos tabulados presentan un rango de variación desde 87% en el mes de menor humedad hasta 90% en el mes de julio.

Tabla 4.6 (Humedad Media)

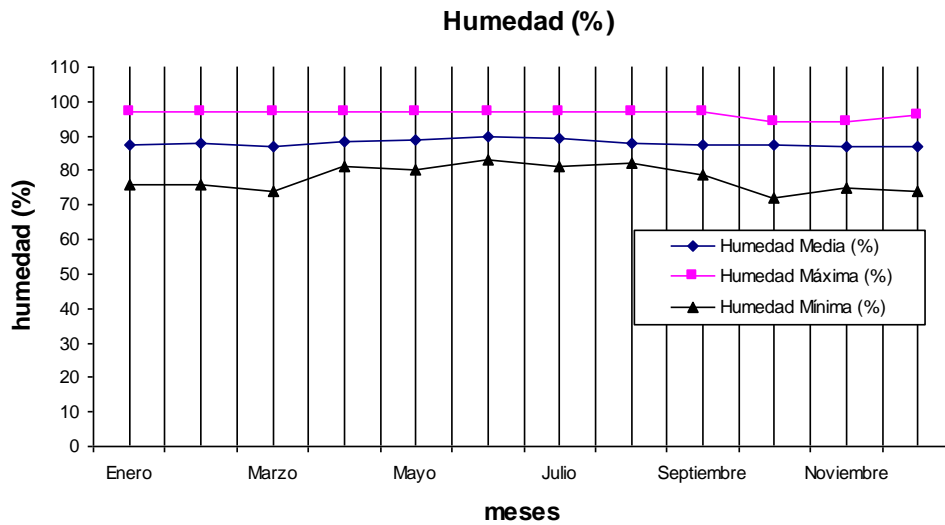
Meses / Años	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	H M (%)
Enero	86	89	86	89	88	86	87	88	92	84	85	87	87
Febrero	87	88	86	88	89	88	87	87	92	87	88	89	88
Marzo	84	87	87	90	87	87	85	87	91	87	87	87	87
Abril	87	89	87	90	89	87	87	91	91	87	88	89	89
Mayo	88	89	82	90	89	90	90	92	92	89	87	87	89
Junio	90	91	88	91	93	88	89	90	91	89	87	91	90
Julio	91	87	89	92	91	89	88	93	88	89	87	90	90
Agosto	90	86	90	92	89	87	86	92	87	83	84	89	88
Septiembre	87	83	89	93	89	88	84	92	85	88	85	88	88
Octubre	88	82	89	92	89	88	82	93	88	86	87	83	87
Noviembre	89	83	89	92	87	83	86	93	86	85	86	85	87
Diciembre	85	83	90	91	89	85	87	93	87	84	86	86	87
H A	88	86	88	91	89	87	87	91	89	87	86	88	88

H A Humedad anual (%)

H M Humedad mensual (%)

La distribución mensual de la humedad se presenta en el cuadro 4.3

Cuadro 4.3 (Distribución de la humedad)



4.4 ANÁLISIS DE VIENTO

Al viento se lo define como el movimiento del aire con respecto a la superficie de la tierra en una dirección y velocidad determinadas, las direcciones parten de donde viene o procede el viento y las velocidades están dadas en m/seg.

El dato necesario para estudio es la media mensual de la velocidad del viento en 24 horas, la misma que se define como el valor medio del dato calculado diariamente, por diferencia de los registros del anemómetro totalizador de las 7 horas del día en consideración con el de las 7 horas del día siguiente. Los datos fueron obtenidos de la estación Puerto Illa.

Tabla 4.7 (Velocidad Media Mensual)

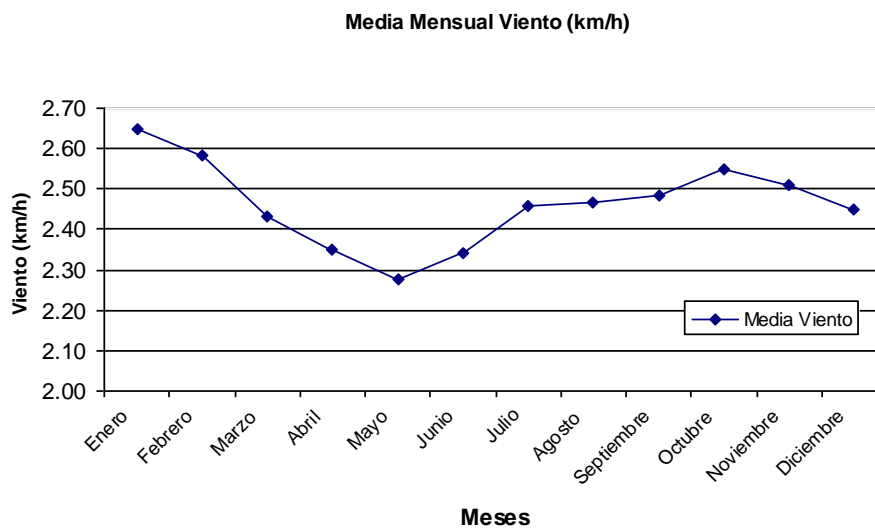
Meses / Años	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	Viento (km/h)
Enero	3.0	2.0	3.0	3.0	2.3	2.6	2.7	3.0	3.0	3.0	2.0	2.2	2.65
Febrero	2.0	2.3	3.0	3.0	2.6	2.0	2.5	2.3	3.0	3.0	3.0	2.3	2.58
Marzo	2.1	2.3	2.3	2.6	2.3	2.3	2.3	2.0	3.0	3.0	2.6	2.4	2.43
Abril	2.0	2.0	3.0	3.0	2.4	1.6	2.3	2.0	3.0	3.0	2.0	1.9	2.35
Mayo	2.0	2.0	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.0	3.0	3.0	2.0	1.8	2.28
Junio	2.0	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	2.6	2.6	2.0	3.0	2.3	2.1	2.34
Julio	2.0	2.3	2.3	3.0	2.3	3.0	2.6	2.6	2.0	3.0	2.3	2.1	2.46
Agosto	2.0	2.0	2.3	2.6	2.3	2.7	2.0	3.0	3.0	3.0	2.4	2.3	2.47
Septiembre	2.0	2.0	3.0	2.3	2.3	2.3	2.3	3.0	3.0	3.0	2.4	2.2	2.48
Octubre	2.0	3.0	2.3	2.3	2.3	2.3	2.3	3.0	3.0	3.0	2.7	2.4	2.55
Noviembre	1.6	3.0	3.0	2.3	2.6	2.5	2.3	3.0	3.0	2.0	2.6	2.2	2.51
Diciembre	2.0	3.0	2.6	2.3	2.3	2.6	2.3	3.0	3.0	2.0	2.1	2.2	2.45

Viento promedio mensual (km/h)

Los datos de viento muestran variaciones muy poco significativas en el paso del tiempo con variaciones del orden de 0.3 km/h.

El mes mas ventoso es enero con 2.7 km/h, esta cifra es casi constante seguidas por los meses de mayo y junio con 2.3 km/h, no se considera una variación importante.

Cuadro 4.4 (Distribución mensual Viento)



4.5 ANÁLISIS DE LA NUBOSIDAD

Es un parámetro que se determina por observación directa, no se utilizan aparatos manuales o mecánicos para su estimación.

La nubosidad se mide agrupando mentalmente todas las nubes que se observan en un determinado momento, incluso los velos transparentes que forman el cirrus, y contar cuantas octavas partes ($x/8$) del cielo ocupan estas nubes agrupadas.











Tabla 4.8 (Análisis de la Nubosidad)

Meses / años	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	Media mensual
Enero		8	8	7	8	8	8	8	8	7	7	8	7.7
Febrero		8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8.0
Marzo		7	7	7	7	8	7	8	8	7	7	7	7.3
Abril		7	7	7	8	6	8	8	8	7	7	8	7.4
Mayo		7	7	8	7	8	8	7	7	7	7	7	7.3
Junio		8	7	7	8	8	8	6	8	7	7	8	7.5
Julio		7	7	8	8	8	8	7	8	7	7	7	7.5
Agosto		7	7	8	7	8	7	7	7	7	7	7	7.2
Septiembre		7	7	8	8	7	8	7	7	8	7	7	7.4
Octubre		7	7	8	8	8	7	7	8	7	7	7	7.4
Noviembre		7	8	8	8	8	8	7	7	7	7	7	7.5
Diciembre		8	7	8	8	8	8	7	7	7	7	8	7.5
Media anual		7.3	7.3	7.7	7.8	7.8	7.8	7.3	7.6	7.2	7.1	7.4	

Nota: Sin datos de nubosidad Estación Puerto Illa Año 1995

En general la zona influyente del proyecto permanece cubierta de nubes durante todos los meses del año con un valor promedio anual de 7.5 / 8 de cielo cubierto; los meses de mayor precipitación presentan el mayor valor de nubosidad. En general el comportamiento se mantiene casi constante en el paso del tiempo.

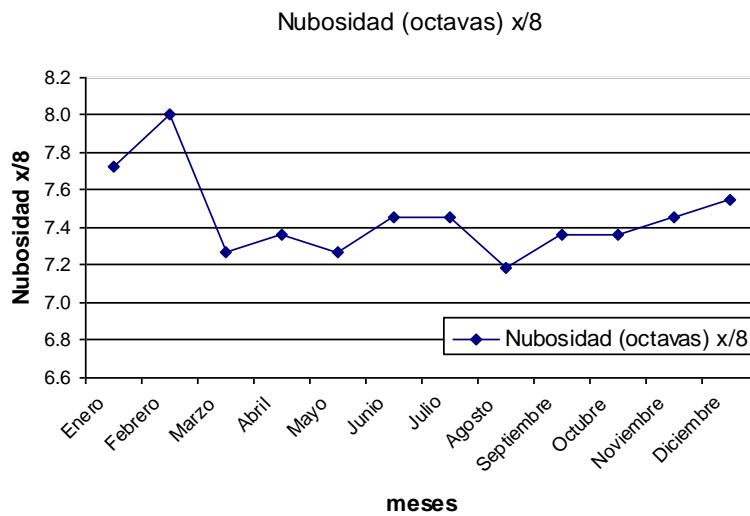
Tabla 4.9 (Observación Nubosidad)

Num.	Símbolo	Descripción
0		despejado
1		1/8 del cielo cubierto
2		2/8 del cielo cubierto
3		3/8 del cielo cubierto
4		4/8 del cielo cubierto
5		5/8 del cielo cubierto
6		6/8 del cielo cubierto
7		7/8 del cielo cubierto
8		Cielo completamente cubierto
9		No se puede observar el cielo

Se expresa en octavas de cielo cubierto. Se obtiene un valor medio diario en base a tres observaciones (7, 13 y 19 horas). La media mensual se calcula con un mínimo de 20 datos medios diarios.

La distribución mensual se muestra en el cuadro 4.5

Cuadro 4.5 (Distribución de la Nubosidad)



4.6 ANÁLISIS DE LA HELIOFANÍA

La heliofanía representa la medida de la radiación solar desde el punto de vista de la duración en tiempo de la radiación solar con la intensidad suficiente para producir formas definidas. Se mide en horas y minutos de brillo solar.

Las horas de brillo solar que influyen en el área de estudio corresponden a los registros de heliofanía obtenidos de la estación Puerto Illa correspondiente a al periodo 1995 – 2006.

La heliofanía representa la duración del brillo solar u horas de sol, y esta ligada al hecho de que el instrumento utilizado para su medición, heliofanógrafo, registra el tiempo en que recibe la radiación solar directa. La ocurrencia de nubosidad determina que la radiación recibida por el instrumento sea radiación solar difusa, interrumpiéndose el

registro. Por lo tanto, si bien hay energía incidente disponible, la concentración o densidad de la misma no es suficiente para ser registrada.

Tabla 4.10 (Análisis de la heliofanía)

Meses / años	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	Media mensual
Enero				103.6	42.6	55.9	58.7	36.5	41.0	78.0	84.7	60.5	62.4
Febrero				104.9	59.4	45.3	53.8	49.6	49.9	50.4	26.5	72.1	56.9
Marzo				120.3	108.0	59.7	96.6	54.3	80.6	58.6	45.2	95.3	79.8
Abril				126.5	54.8	72.9	95.5	59.3	83.4	53.1	52.3	50.4	72.0
Mayo				102.5	58.2	30.1	56.3	38.0	58.3	49.0	61.7	76.4	58.9
Junio				82.8	18.9	20.6	41.9	62.3	36.3	36.0	40.1	39.1	42.0
Julio				59.5	26.8	38.5	55.6	54.9	48.0	38.9	68.9	71.7	51.4
Agosto				51.5	69.2	62.4	79.3	80.0	50.2	95.0	71.0	56.1	68.3
Septiembre				35.6	29.1	48.8	70.8	47.1	58.3	36.0	66.5	45.7	48.7
Octubre				36.1	23.7	43.8	71.2	31.5	26.6	49.9	34.8	73.9	43.5
Noviembre				36.7	31.4	49.6	50.7	26.7	40.8	43.2	47.4	43.5	41.1
Diciembre				36.2	35.5	46.4	29.6	36.6	41.5	61.9	41.8	42.8	41.4
anual				896.2	557.6	574.0	760.0	576.8	614.9	650.0	640.9	727.5	666.4

Nota: Sin datos de heliofanía Estación Puerto Illa Año 1995, 1996 y 1997

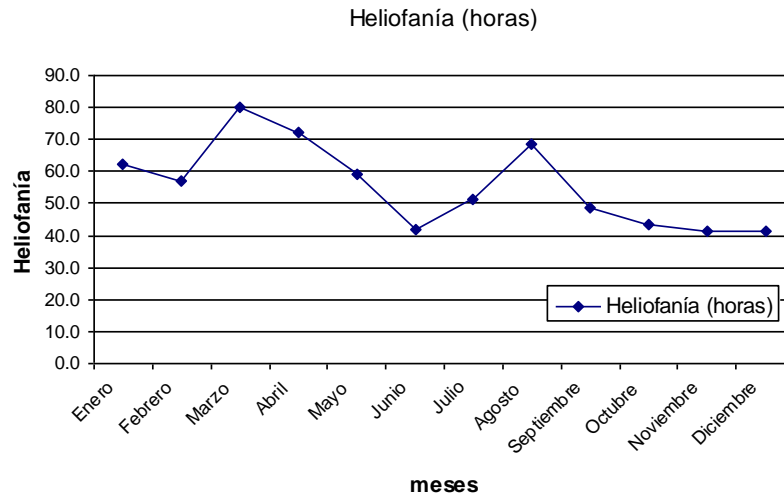
La distribución mensual de esta variable muestra un incremento representativo en los meses de mayor precipitación y temperatura. Marzo presenta el mes con mayor tiempo de radiación solar con 79.8 horas luz, por el contrario noviembre y diciembre presentan el menor valor del brillo solar con un promedio de 41 horas luz por mes

Anualmente existe un promedio de 666.4 horas de brillo solar esto representa el 15.17% de la heliofanía anual teórica. Los valores de horas luz son relativamente bajos. En el mes de marzo el valor de la heliofanía representa el 21.45% de la heliofanía teórica mensual y en noviembre representa el 11.41% de las horas de sol posible en ese mes.

Esta información es fundamental y debe ser considerada en caso de pretender introducir nuevas especies y variedades vegetales a la zona.

La distribución mensual de la heliofanía se muestra en el cuadro 7.

Cuadro 4.6 (Distribución de la heliofanía)



A continuación se presenta un resumen climático de las diferentes variables estudiadas para este proyecto.

Tabla 4.11 (Resumen climático)

ESTACIÓN DE METEOROLOGÍA
 PUERTO ILLA - CHONE
 km 38 Vía Santo Domingo - Quevedo
 262msnm

Mes	Temperatura (° C)			Evaporación (mm)	Precipitación (mm)	Humedad (%)	Viento (km/h)	Nubosidad (octavas)	Heliofanía (horas)
	Media	Max Abs	Min Abs						
Enero	25.35	28.91	22.41	73.02	332.82	87.25	2.65	7.73	62.39
Febrero	25.78	29.41	22.11	73.46	504.83	88.00	2.58	8.00	56.88
Marzo	26.38	30.33	22.39	89.80	524.73	87.17	2.43	7.27	79.84
Abril	26.03	29.73	22.29	78.43	504.25	88.50	2.35	7.36	72.02
Mayo	25.64	28.93	22.33	71.69	259.89	88.75	2.28	7.27	58.94
Junio	24.34	27.50	21.60	58.33	63.93	89.83	2.34	7.45	42.00
Julio	23.93	27.24	20.59	62.26	25.49	89.50	2.46	7.45	51.42
Agosto	24.10	27.78	20.32	70.43	27.05	87.92	2.47	7.18	68.30
Septiembre	24.45	28.15	20.71	69.63	50.16	87.58	2.48	7.36	48.66
Octubre	24.38	27.91	20.82	68.46	45.87	87.25	2.55	7.36	43.50
Noviembre	24.46	28.08	20.83	67.92	51.40	87.00	2.51	7.45	41.11
Diciembre	25.01	28.50	21.50	71.63	142.75	87.17	2.45	7.55	41.37

De acuerdo con el mapa ecológico perteneciente al INAMHI de marzo de 1977 el área del proyecto pertenece a la región templada subtropical (numero 16). Esta región se caracteriza por encontrarse en elevaciones de 0 a 500 msnm con una temperatura media anual superior a los 24 ° C y la precipitación total media anual varía entre los 2000 y 4000 mm.

Desde el punto de vista del desarrollo de los cultivos la zona del proyecto pertenece a Bosque muy húmedo premontano.

4.7 PRECIPITACIONES

4.7.1 Generalidades

La precipitación es el término con el cual se denominan las formas de agua en estado líquido o sólido que caen directamente sobre la superficie terrestre. Esto incluye la lluvia, llovizna, llovizna helada, lluvia helada, granizo, hielo granulado, nieve, granizo menudo y bolillas de nieve.

La fuente principal de las precipitaciones son las nubes, pero no se llegan a producir hasta que las diminutas partículas que las constituyen consiguen un tamaño suficientemente grande como para vencer la fuerza ascendente de las corrientes atmosféricas.

Se mide en milímetros (mm), que equivale a la altura obtenida por la caída de un litro de agua sobre la superficie de un metro cuadrado. Se considera un día con precipitación cuando se recoge un mínimo de 0.1 mm.

Para que las lluvias produzcan los máximos beneficios deben cumplir lo siguiente:

- La cantidad de lluvia debe ser suficiente para reponer la gastada en la zona radicular.
- Su frecuencia debe ser tal que suministre humedad al suelo antes de que las especies vegetales padezcan por su falta.
- Deben ser lo suficientemente intensas para dar tiempo al suelo a absorberlas.

La precipitación constituye un factor básico de análisis en las zonas agrícolas, en muy pocos sitios del mundo la cantidad de agua lluvia cubre las demandas de la agricultura, en los casos en donde esto no es posible es necesario el riego tanto en zonas áridas como en zonas húmedas.

4.7.2 Distribución de las Precipitaciones

La precipitación homogénea proyectada a partir de la información de la estación Puerto Illa para el sector del proyecto está dada por la media mensual que corresponde al período 1995 – 2006 sin considerar a los años 1997 y 1998 porque en estos periodos hubo exceso de agua lluvia (finales del 97 e inicios del 98 fenómeno del niño) así pues, los datos no reflejarían una constante puesto que estos datos son poco usuales en el paso del tiempo.

El valor medio mensual de la precipitación en el periodo de estudio es 211.10 mm.

El mayor valor de agua lluvia registrado corresponde al año 2002 con 3302 mm siendo la precipitación media multianual 2533.2 mm, cifra que resulta insuficiente para cubrir con los requerimientos de los cultivos de la zona básicamente en los meses de sequía.

Tabla 4.12 (Análisis de las Precipitaciones)

Mes / Año	1995	1996	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	Media Mensual
Enero	432.3	325.5	211.7	252.1	510.2	344.6	442.0	263.3	370.6	175.9	332.82
Febrero	328.3	608.7	487.6	676.5	252.6	563.3	619.3	390.3	401.0	720.7	504.83
Marzo	259.4	640.8	562.3	689.0	499.9	775.0	237.5	252.3	630.6	700.5	524.73
Abril	448.2	430.1	614.3	522.3	658.3	599.8	590.7	470.6	636.0	72.2	504.25
Mayo	272.3	147.4	286.7	325.6	193.8	341.3	299.6	296.9	33.4	401.9	259.89
Junio	130.9	17.9	53.3	48.0	12.4	133.9	62.7	38.8	12.3	129.1	63.93
Julio	64.2	30.7	23.4	6.5	22.4	24.1	27.2	25.0	7.3	24.1	25.49
Agosto	68.9	38.6	14.8	23.7	4.6	6.4	21.4	16.7	2.7	72.7	27.05
Septiembre	19.5	23.7	82.3	62.3	21.2	83.4	9.5	107.5	32.0	60.2	50.16
Octubre	48.5	20.1	57.6	29.4	15.1	61.9	97.1	69.6	35.6	23.8	45.87
Noviembre	34.4	24.0	52.7	20.5	32.9	95.1	31.2	34.8	67.8	120.6	51.4
Diciembre	52.3	139.2	304.9	144.7	116.6	273.2	145.2	64.2	124.3	62.9	142.75
Sumatoria	2159.2	2446.7	2751.6	2800.6	2340	3302	2583.4	2030	2353.6	2564.6	211.10

4.7.3 Variabilidad de la lluvia con el tiempo

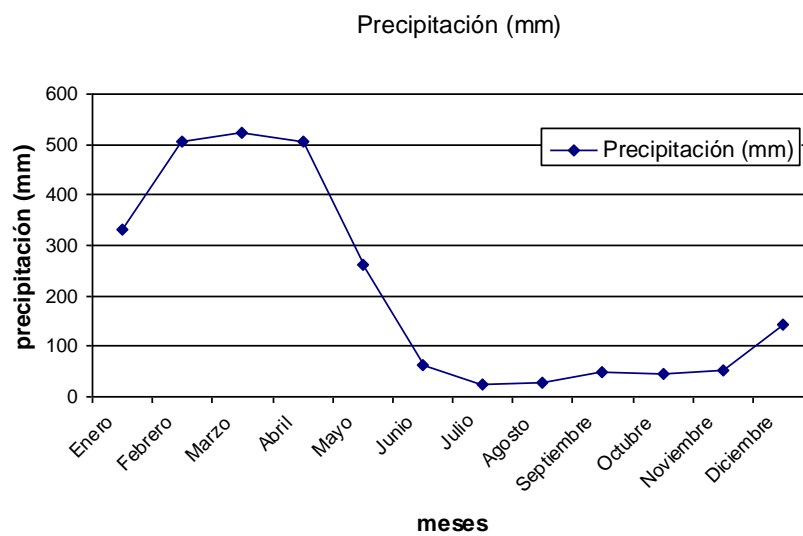
Como nos muestra la distribución mensual de las precipitaciones la lluvia no se reparte uniformemente en el año, se puede identificar un periodo lluvioso constante en el paso del tiempo perteneciente a los meses de diciembre a mayo y un periodo de sequía de junio a noviembre, considerado este último crítico para el abastecimiento del agua.

Para la zona del proyecto se tiene que marzo es el mes con mayor valor de la precipitación 524.73 mm y el mes mas seco corresponde a julio con 25.49 mm.

De este análisis podemos determinar que es muy conveniente tener cultivos de producción de solamente medio año, en caso de introducir cultivos de producción todo el año se requiere de la implementación de un sistema de riego.

La curva de distribución de las precipitaciones muestra la variabilidad de la lluvia en los meses. Cuadro 4.7.

Cuadro 4.7 (Distribución de la Precipitaciones)



4.7.4 Precipitación media de la cuenca

En porcentaje puede determinarse los valores promedios de precipitación obtenidos de la estación Puerto Illa, la distribución es analizada de la siguiente manera:

Tabla 4.13 (Porcentajes distribución de las precipitaciones)

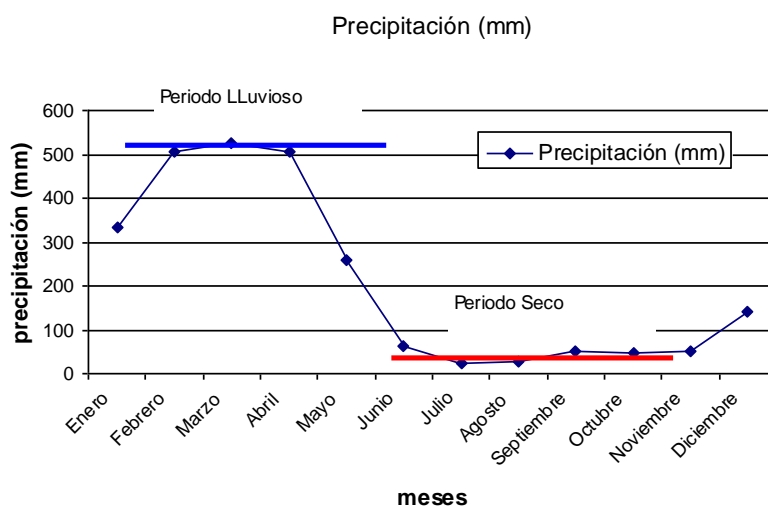
Mes	P M M	%
Enero	332,82	13,14
Febrero	504,83	19,93
Marzo	524,73	20,71
Abril	504,25	19,91
Mayo	259,89	10,26
Junio	63,93	2,52
Julio	25,49	1,01
Agosto	27,05	1,07
Septiembre	50,16	1,98
Octubre	45,87	1,81
Noviembre	51,40	2,03
Diciembre	142,75	5,64
	2533,17	100,00

La tabla 4.13 muestra los promedios mensuales de la precipitación en el paso del tiempo, el periodo seco que comprende los meses de junio, julio, agosto, septiembre y octubre alcanzan únicamente el 8.39 % del total de lluvias en el año, los meses del año considerados de incremento y buena precipitación corresponden a noviembre, diciembre, enero, febrero, marzo, abril y mayo, y de acuerdo con la curva de variación de la precipitación alcanzan el 91.61 % de las lluvias de todo el año, es decir que en estos meses caen casi totalmente las lluvias consideradas para un año típico en la zona.

En general se identifican dos periodos en el año; el lluvioso a inicios del año donde se recibirá el 90% de las lluvias que se precipitarán en el año, este período inicia en noviembre con el incremento de las lluvias y va hasta mayo (ver cuadro 8 y 9 y tabla 8), en general se lo puede considerar para estudios mas exactos que reflejen datos anuales a los seis primeros meses del año. El periodo seco por su parte recibirá el 10% restante de las lluvias esperadas en un año considerado típico, para efectos de datos anuales se consideran los restantes y finales seis meses del año, empieza con del decremento o

caída de las precipitaciones en mayo y va hasta noviembre donde inician nuevamente las lluvias.

Cuadro 4.8 (Periodos de las precipitaciones)



Cuadro 4.9 (Precipitaciones)

El cuadro 4.9 de PRECIPITACIONES muestra el comportamiento de las lluvias en el paso del tiempo, a lo largo de 12 años exactamente es fácil notar una constante, en el periodo inicial del año lluvias que alcanzan los 700 mm por mes, esto, bastante marcado hasta el mes de abril, luego de este, en los meses finales, se observa una importante pérdida de las lluvias en la zona estableciéndose el tope mas bajo para los meses de julio y agosto.

Para la determinación de la cantidad de agua disponible por mes se utilizará el promedio de las cantidades de agua de cada mes registrado en el paso del tiempo, es importante mencionar que en la familia de curvas mostradas existen valores disparados de las precipitaciones, esto ocurre específicamente a finales del año 1997 y se extiende hasta mediados el siguiente año 1998, registrando de esta manera el fenómeno del niño que el país soporto en ese tiempo.

De esta forma y puesto que resulta conveniente evaluar las cantidades de agua reales con que se cuenta, no se han tomado en cuenta los años 1997 y 1998 para la determinación de la cantidad de agua lluvia, esto permite obtener un valor mas conservador puesto que se trabajan con las cantidades mas exactas de agua que se precipitan durante un año normal.

CAPITULO V

DISEÑO DEL RESERVORIO

5.1 DEFINICIÓN DEL VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO

El diseño del reservorio es la respuesta a dos necesidades básicas para el sitio influyente del proyecto, primero almacenar el agua en los periodos de estiaje básicamente y que esta sea utilizada en los proyectos de riego; y para las tilapias, el depósito servirá fundamentalmente al ganar temperatura, de esta forma se garantiza el abastecimiento de agua constante y que la temperatura del agua en el campo de la producción de tilapias sea conveniente.

El capítulo anterior permitió definir dos periodos en el año; el primero muy conveniente en el campo de la producción con importantes cantidades de agua producto de las precipitaciones y el segundo con aparentes deficiencias en el abastecimiento del agua.

A partir de las precipitaciones típicas en la zona y el estado actual de la fuente principal de abastecimiento del agua se ha determinado el periodo de sequía que afectaría parcial y totalmente la producción de los campos en general.

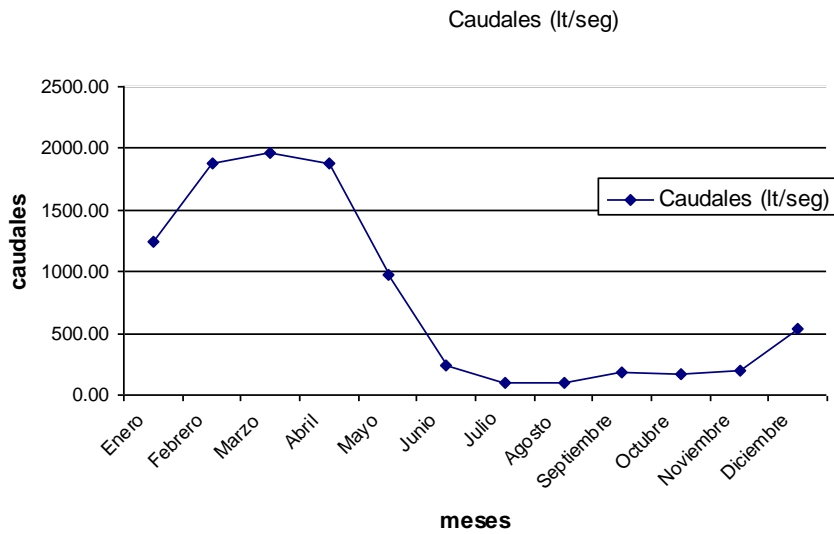
El estudio para la determinación de la cantidad de agua que deberá ser almacenada para el periodo de sequía está directamente relacionado con la cantidad de agua que cae sobre la zona, la variación de las precipitaciones ha sido una constante en el periodo 1995 – 2006 de esta forma los datos de las cantidades de agua lluvia será la información básica que utilizaremos en este capítulo y será relacionada con la situación del río y canal de captación en cada mes.

El comportamiento de las lluvias que representan un caudal importante para la zona y la fuente de abastecimiento es el que se muestra en la tabla 5.1 y en el cuadro 5.1 se indica la variación del caudal en los meses.

Tabla 5.1 (Caudales)

Mes / Año	1995	1996	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	Media Mensual	Q (m ³ /seg)	Q (lt/seg)
Enero	432.3	325.5	211.7	252.1	510.2	344.6	442.0	263.3	370.6	175.9	332.82	1.24	1242.61
Febrero	328.3	608.7	487.6	676.5	252.6	563.3	619.3	390.3	401.0	720.7	504.83	1.88	1884.82
Marzo	259.4	640.8	562.3	689.0	499.9	775.0	237.5	252.3	630.6	700.5	524.73	1.96	1959.12
Abril	448.2	430.1	614.3	522.3	658.3	599.8	590.7	470.6	636.0	72.2	504.25	1.88	1882.65
Mayo	272.3	147.4	286.7	325.6	193.8	341.3	299.6	296.9	33.4	401.9	259.89	0.97	970.32
Junio	130.9	17.9	53.3	48.0	12.4	133.9	62.7	38.8	12.3	129.1	63.93	0.24	238.69
Julio	64.2	30.7	23.4	6.5	22.4	24.1	27.2	25.0	7.3	24.1	25.49	0.10	95.17
Agosto	68.9	38.6	14.8	23.7	4.6	6.4	21.4	16.7	2.7	72.7	27.05	0.10	100.99
Septiembre	19.5	23.7	82.3	62.3	21.2	83.4	9.5	107.5	32.0	60.2	50.16	0.19	187.28
Octubre	48.5	20.1	57.6	29.4	15.1	61.9	97.1	69.6	35.6	23.8	45.87	0.17	171.26
Noviembre	34.4	24.0	52.7	20.5	32.9	95.1	31.2	34.8	67.8	120.6	51.4	0.19	191.91
Diciembre	52.3	139.2	304.9	144.7	116.6	273.2	145.2	64.2	124.3	62.9	142.75	0.53	532.97
Sumatoria	2159.2	2446.7	2751.6	2800.6	2340	3302	2583.4	2030	2353.6	2564.6	211.10		

Cuadro 5.1 (Variación caudal)



La variación de los caudales en los meses es proporcional a las precipitaciones, de esta forma vemos que para los primeros meses del año se tiene mas agua, marzo con aproximadamente 1.96 m³/seg el mes mas lluvioso y julio con 0.95 m³/seg es el mes mas seco.

La cantidad de agua que podría disponerse de la conducción (canal) de sección y dimensiones ya indicas se muestra:

Sección canal (trapezoidal):
$$\frac{(1.21 + 0.72) \times 0.76}{2} = 0.74m^2$$

Velocidad promedio canal: $0.58m / seg$

Caudal Máximo canal: $AxV = 0.74m^2 \times 0.58m / seg = 0.429m^3 / seg$

Caudal Real canal: $AxV = 0.54m^2 \times 0.58m / seg = 0.313m^3 / seg$

La demanda de agua para la producción de tilapias es el dato a satisfacer puesto que se pretende reutilizar esta agua para el riego, es decir el abastecimiento del agua para el riego dependerá de la cantidad de agua que demanden las piscinas de tilapias.

La demanda de agua para la producción de tilapias se obtuvo de datos referenciales proporcionados por el personal técnico de la hacienda San Antonio encargado de la ejecución del proyecto desde el punto de vista de la biología, de esta forma se cuenta con la siguiente información:

Área disponible para piscinas:	25000 m ²
Volumen de agua en estanques:	3000 m ³
Número de estanques:	18
Volumen de recambio diario:	10 %
Volumen semanal a llenar:	1500 m ³

Según esta información se presentan las siguientes dimensiones para cada piscina:

Profundidad de estanque:	1.6 m
Profundidad útil del estanque:	1.35 m
Sección estanque:	2440 m ²
Lado largo del estanque:	61 m
Lado corto del estanque:	40 m

Las dimensiones propuestas responden a requerimientos lógicos, la profundidad no superior a 1.6 m facilitará el acceso y salida de las personas encargadas del mantenimiento. Presento una sección rectangular por tener menor grado de dificultad en su construcción, la excavación para este efecto tendrá más ventajas.

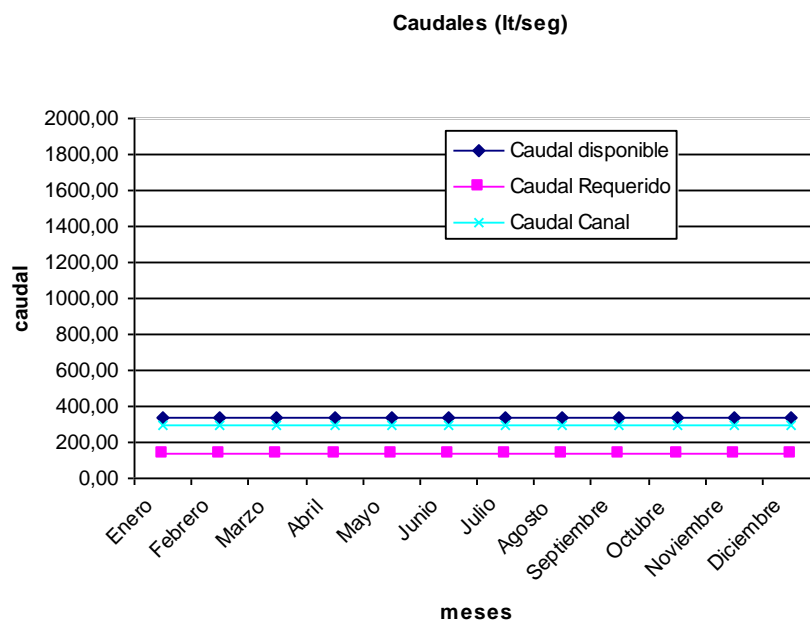
Los requerimientos de agua para la producción de tilapia permiten definir las cantidades diarias y semanales para su propósito, de esta forma se tiene:

- Existen 18 piscinas destinadas a la producción de tilapias
- 16 de estas son principales y existen 2 provisionales para mantenimiento.
- La piscina 1 se llenará hasta la mitad de su capacidad total.
- Cada dos semanas se tendrá que conseguir el volumen de una piscina y recambiar el 10% de las piscinas que se hayan llenado totalmente.
- El 10 % responde a un requerimiento biológico de diseño y deberá ser diario hasta completar el periodo de producción para las piscinas que completen el volumen total de agua.
- En las dos semanas disponibles se tendrán dos tipos de demandas de agua: cada inicio de las dos semanas: el volumen que corresponda a la mitad de una piscina hasta completar los 16 estanques y los otros 13 días: se completarán el 50% de la piscina que se inició y se recambiará el 10% del volumen de las piscinas que ya hayan completado su capacidad total.
- El volumen neto de cada piscina es de 3000 m³.
- Este procedimiento constante permite completar el llenado de los 16 estanques en 32 semanas considerando meses de 31 días.

- La cosecha luego de concluido el periodo de producción será de una piscina cada dos semanas.

En el caso más extremo el requerimiento máximo de agua para producción de tilapias deberá ser 140 lt/seg asumiendo una demanda diaria en que necesite recambiar el 10 % del volumen total de cada piscina de todos los estanques al mismo tiempo.

Cuadro 5.2 (Disponibilidad vs Requerimientos)



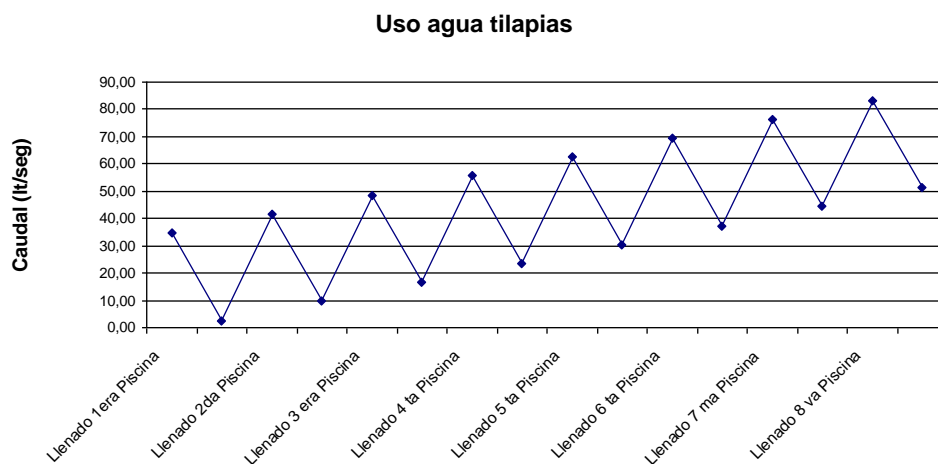
La capacidad mas baja de abastecimiento de agua del río es el caudal minino existente en el río para el periodo de extrema sequía para la zona y que en el capítulo III se determinó en 339 lt/seg, según esto se concluye que para las necesidades para producción de tilapias las demandas se satisfacen a partir de las cantidades diarias disponibles en el río fuente de captación del agua, en el caso en que se practiquen las dos actividades (riego y producción de tilapias) por separado no habría inconveniente puesto que la propuesta del proyecto pretende reutilizar el agua de las piscinas en riego,

la diferencia en los requerimientos de tilapias y riego a la vez se van a satisfacer con el agua almacenada en el reservorio.

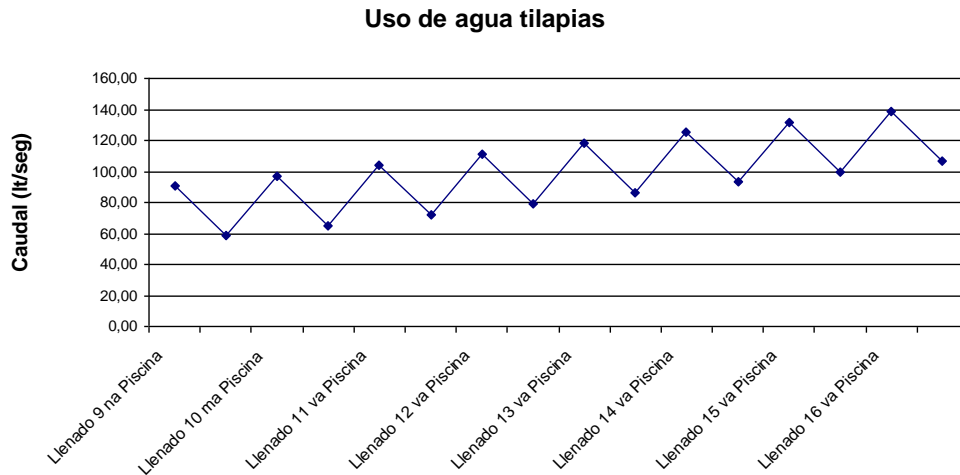
El cuadro 5.2 muestra la curva de disponibilidad de agua y la constante de caudal que demanda la producción de tilapias, como se indicó anteriormente se presentan dos periodos fundamentales en el año, el lluvioso con cantidades de agua superiores a las demandadas alcanzando valores que van desde 0.60 hasta 2.0 m³/seg y el deficitario de agua que muestra su punto mas bajo en el mes de julio y agosto con 100 lt/seg, de esta manera se presentan algunas alternativas:

1. Producción de tilapias en los seis primeros meses del año y reutilizar el agua para riego en la medida en que las producciones de agua aumenten, como se muestran en los cuadros 12 y 13.

Cuadro 5.3 (Uso agua Tilapias 1)



Cuadro 5.4 (Uso agua Tilapias 2)



El reservorio se diseñará para satisfacer demandas en el caso en que mediante la recirculación del agua se reutilice el agua de las piscinas de tilapias para riego abasteciendo de esta forma los proyectos de riego y producción de tilapias, además se utilizará para almacenar agua con la finalidad principal de que se obtenga un incremento de temperatura, aspecto básico para el uso del agua en tilapias. El caudal mínimo disponible será de 339 lt/seg. La capacidad real del canal que permite su normal funcionamiento alcanza los 300 lt/seg, si asumimos un caudal de 20 lt/seg que ingresará al reservorio en un día se conseguirá un volumen de 792 m³ de agua de reserva para ambos proyectos.

Según esto la capacidad del reservorio será:

$$Vol_Almacenamiento = Caudal * tiempo$$

El tiempo en que se prevé llenar el reservorio serán 11 horas, según esto:

$$V = q * t$$

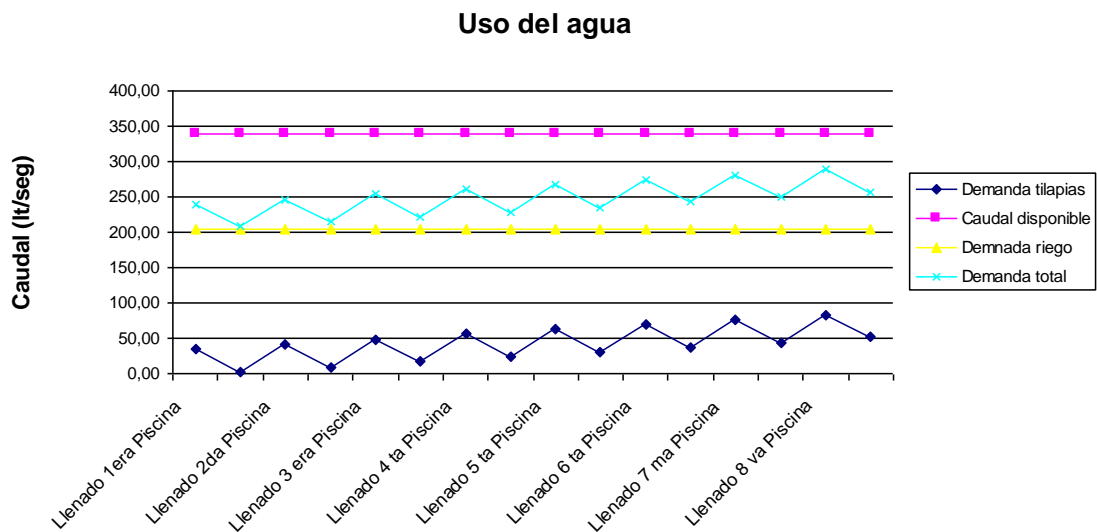
$$V = 20 \text{ lt / seg} * 11 \text{ horas} * 60 \text{ min} * 60 \text{ seg}$$

$$V = 792 \text{ m}^3$$

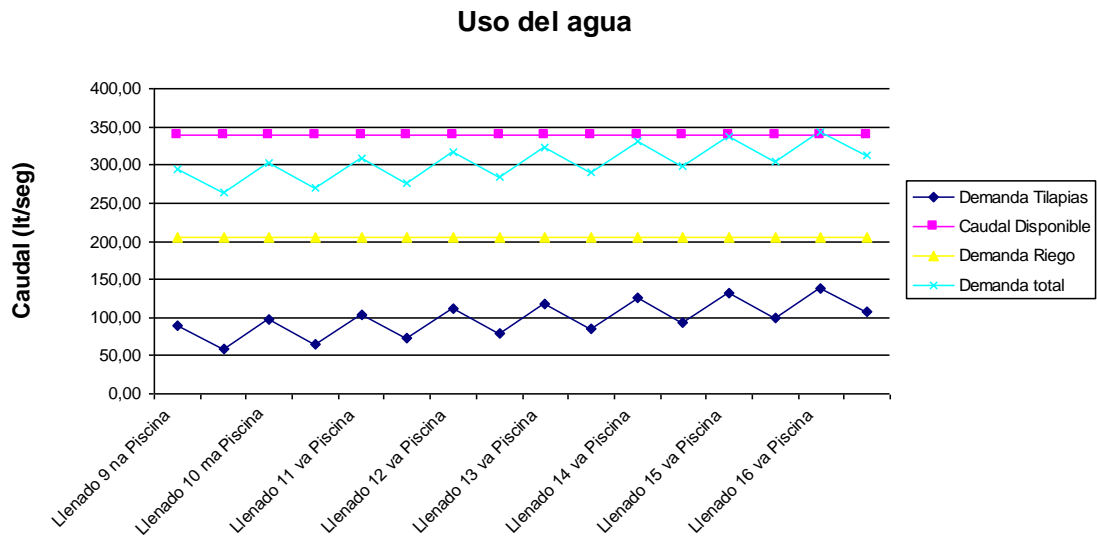
V = Volumen del reservorio (lt)

Se concluye que a partir de las precipitaciones y caudales de río se cubre las demandas para producción de tilapias en todo el año, básicamente el reservorio cubre o completa la cantidad de agua deficitaria en el periodo final de producción de tilapias y paralelamente se trabaja o implementa el riego. Se incluyen los datos del caudal que podría conducir el canal existente, satisface todas las demandas.

Cuadro 5.5 (Uso del agua 1)



Cuadro 5.6 (Uso del agua 2)



Los cuadros 5.5 y 5.6 respectivamente muestran las demandas para producción de tilapias, por ser este un tipo de cultivo en que la producción e inversión se incrementan con el tiempo las cantidades de aguas necesarias para su efecto también son variables, siendo de esta forma poca a los inicios de la siembra e incrementándose en lo posterior y a finales del periodo, la demanda de riego se presenta como una constante en el caso mas extremo de reutilizar el agua en riego, es decir realizar paralelamente las dos actividades, según esto la demando total para cada uno de los periodos será la suma de las dos actividades, los gráficos muestran que a partir del agua del río en el caso mas critico de estiaje se cumplen el 80 % de los requerimientos para ambas actividades, de esta forma se demuestra que el volumen a considerar almacenarse cumple o completa el 20 % insatisfecho por el río.

La capacidad del reservorio se determina analizando ciertos parámetros básicos como la factibilidad que es un aspecto es fundamental porque permite evaluar si es recomendable a nivel socio – económico construir una estructura de este tipo en las dimensiones que se pretenden. La relación entre los beneficios y los costos que se generen con esta inversión y si sus valores serán retribuidos.

El sitio donde se pretender ubicar el reservorio está en la parte más elevada de la zona del proyecto de esta forma aprovecharemos la diferencia de altura para conducir el agua por gravedad, se presenta un tanque enterrado de sección cuadrada de las siguientes dimensiones:

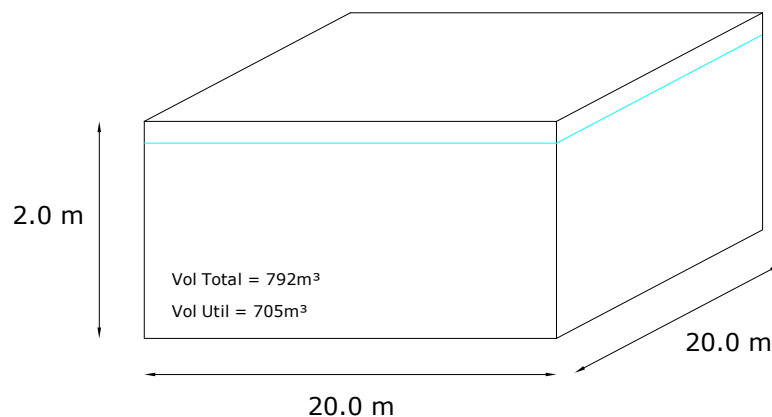


Figura 5.1 (Predimensionamiento de Reservorio)

El volumen de 792 m³ se tendrá previsto siempre en el reservorio para satisfacer las necesidades en el periodo de sequía, en los meses lluviosos cuando no falte agua el reservorio permanecerá casi vacío, únicamente será una estructura de transición y paso del agua, en los meses de sequía se tendrá lo siguiente:

El volumen neto a utilizar será 792 m³, la altura útil de agua es 2.0 m, de esta forma se tendrá un reservorio de sección cuadrada de 20.0 m de lado.

Se asume que el agua ingresará al reservorio a una razón de 20 lt/seg. A partir de la relación entre el volumen útil del reservorio y el caudal de ingreso del agua se tiene que el tiempo de llenado será de 11 horas, es decir que en periodo de sequía se deberá permitir el llenado del tanque de reserva por ese para satisfacer las demandas del día siguiente.

5.2 CALCULO ESTRUCTURAL

5.2.1 Generalidades de los Depósitos

Los depósitos son elementos destinados a contener líquidos. Una característica fundamental que deben tener es la estanquidad para lo cual en el caso de hormigones estos deben ser impermeables y con un diseño adecuado que permitan controlar la fisuración.

Los depósitos más conocidos son los de planta rectangular pudiendo clasificarse desde el punto de vista de sustentación en depósitos enterrados, semienterrados, superficiales o elevados. Resulta fundamental tener en cuenta el tipo de líquido a almacenar, tamaño del depósito y materiales a utilizar.

El terreno de cimentación debe tener una característica uniforme con el objeto de evitar posibles asentamientos diferenciales.

En el caso de depósitos enterrados cuando el suelo tiene poca capacidad portante y el nivel freático es alto es necesario dimensionar el depósito de manera que se impida una posible flotación del mismo.

Normalmente las acciones que actúan sobre los depósitos son el empuje del suelo, la presión hidrostática y eventualmente otras sobrecargas que podrían actuar en el terreno o sobre la misma estructura.

En los depósitos enterrados debemos considerar el empuje del terreno con el depósito vacío, la presión hidrostática del líquido sin empuje del terreno y otras sobrecargas con el depósito vacío.

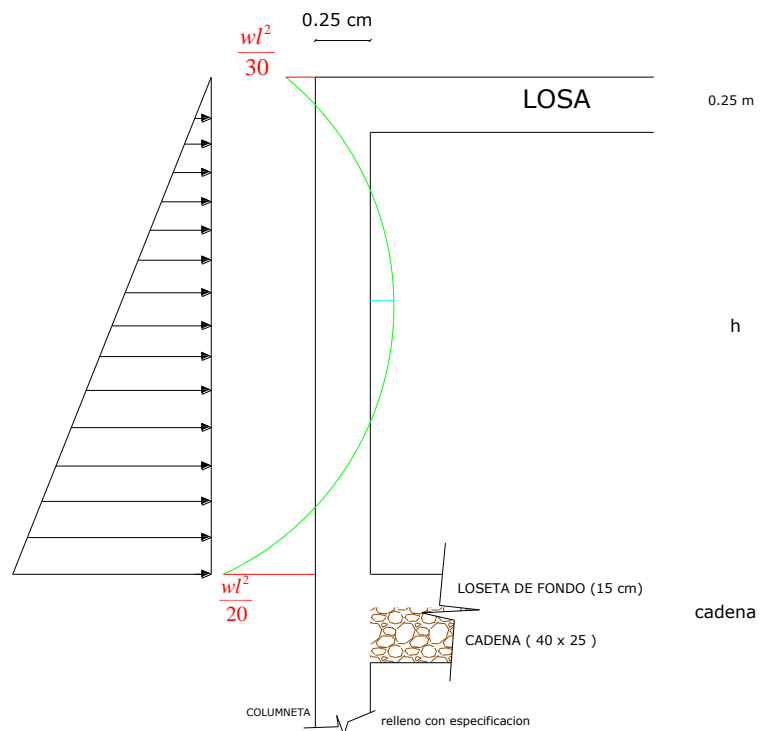


Figura 5.2 (Empuje del Terreno)

$$E = \frac{1}{2} h^2 * \delta * ka$$

$$M \text{ max} = E * h/3$$

$$\delta \rightarrow \text{Pes.Esp.Suelo}$$

E: empuje del terreno

Mmax: momento máximo

h: altura libre pared

La figura 5.2 muestra el empuje que ejerce el terreno sobre las paredes del depósito vacío, este estado de carga es el más crítico, la carga que se transmite a la estructura es de tipo triangular y se incrementa con la profundidad, en general el momento mayor o crítico está en el extremo inferior y constituye el valor de diseño (fuerza x distancia), para este caso la fuerza transmitida a las paredes del reservorio se afecta por el coeficiente de rozamiento interno ka que depende del tipo de suelo.

La cohesión que presente el suelo es un aspecto importante que deberá ser considerado en el diseño, para este caso específico resulta ventajoso no considerar en el diseño la acción ejercida por la cohesión, de tal forma que se presente un caso de análisis conservador puesto que la cohesión actuaría a favor de la estabilidad de la estructura.

La figura 5.3 indica las fuerzas que soportan las paredes del reservorio producidas por la acción del líquido contenido en este caso el agua, la intensidad de la fuerza se

incrementa también con la profundidad y el mayor valor de momento se encuentra en el extremo inferior.

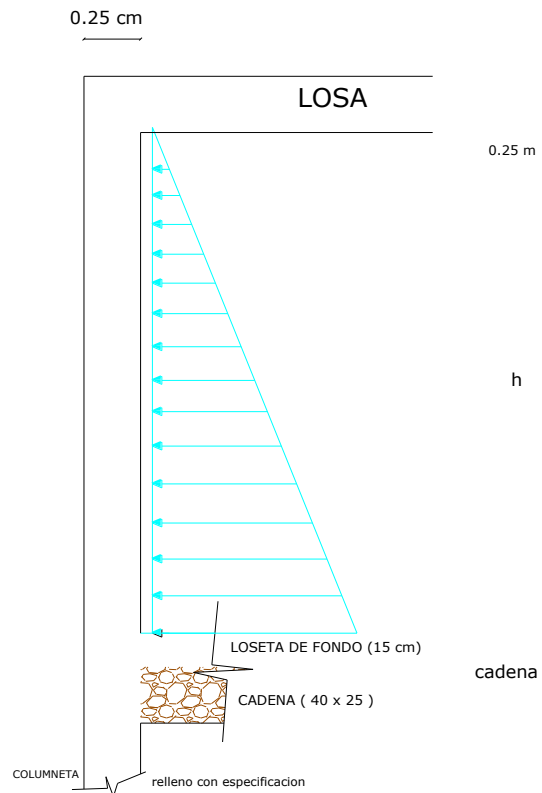


Figura 5.3 (Empuje del Agua)

$$E = \frac{1}{2} h^2 \gamma_{agua}$$

$$M_{max} = E * \frac{h}{3}$$

E: empuje del terreno

Mmax: momento máximo

h: altura libre pared

Para todos los estados de carga indicados se debe diseñar para esfuerzos de flexión en cada cara y colocarse armadura horizontal mínima para cada condición.

La losa de cubierta deberá diseñarse como una losa típica según las condiciones mas adecuadas pueden ser aliviadas o macizas armadas en una o dos direcciones, y se tomarán en cuenta todas las cargas posibles gravitantes sobre esta.

En lo que corresponde a la losa de fondo, las acciones son de muy difícil evaluación puesto que la distribución de las tensiones sobre el terreno no siempre presentan estados uniformes de transmisión, por lo que el problema debería abordarse considerándola como una placa apoyada sobre un medio elástico.

Aunque el caso más frecuente es el diseño de depósitos para agua, existen otros líquidos que pueden afectar la durabilidad del hormigón que se utilice como aguas ácidas, sulfatadas, residuales, etc.

La mejor garantía de durabilidad radica en la confección de hormigones muy compactos cuya dosificación tenga una baja relación agua / cemento.

El terreno de cimentación debe tener una característica uniforme con el objeto de evitar posibles asentamientos diferenciales. En el caso de depósitos enterrados cuando el suelo tiene poca capacidad portante y el nivel freático es alto es necesario dimensionar el depósito de manera que se impida una posible flotación del mismo.

Para esto debe verificarse que el peso del depósito vacío:

$$P \geq \gamma * a_1 * b_1 * (h_1 - h_0) * \delta$$

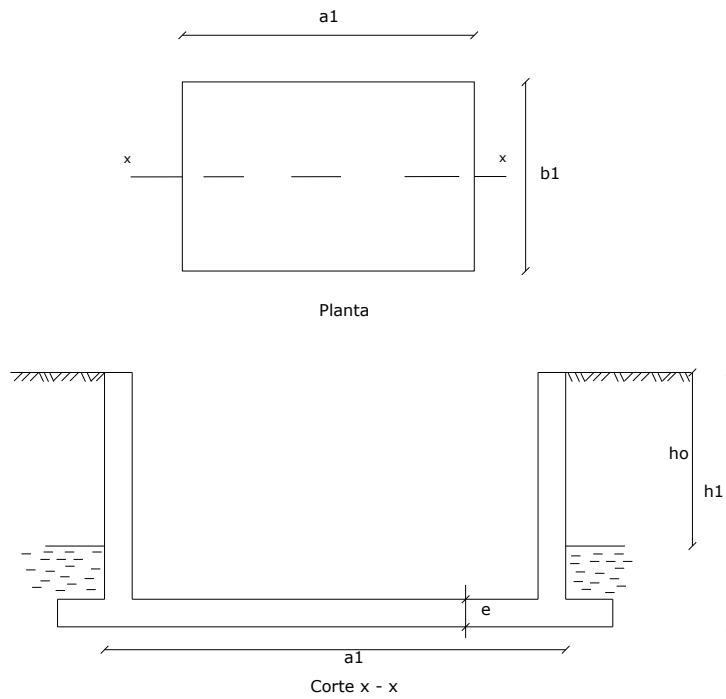


Figura 5.4 (Verificación flotación)

$a_1 * b_1$ Superficie del fondo del depósito

h_1 Cota de cimentación

h_0 Cota del nivel freático

γ Peso específico del líquido

δ Coeficiente de seguridad (1.10 – 1.20)

Si no es posible cumplir esta condición puede aumentarse el peso (P) incrementando el espesor de la losa de fondo.

El aspecto constructivo mas importante que deberá merecer mayor interés será el método o seguimiento que se le de a la losa de cimentación, el momento mas critico se presentará en la fundición ya que en caso de presiones ascendentes debido a la presencia del agua bajo la base del reservorio se pueden generaran daños graves que perjudicarán a la obra y la inversión. Cuando el nivel freático sea inconveniente o se tengan indicios de presencia de ojos de agua bajo la base del cimientto de la estructura será necesario proceder de la siguiente manera:

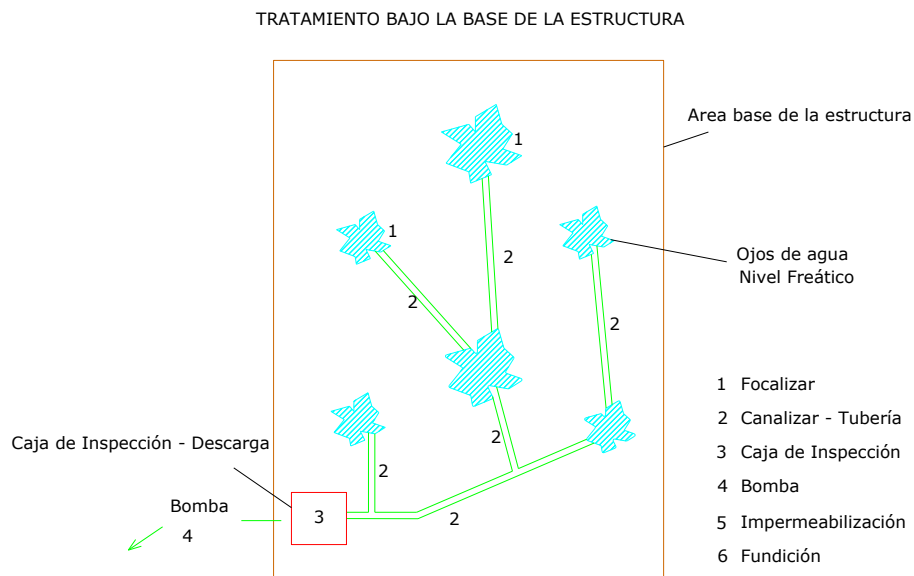


Figura 5.5 (Tratamiento de nivel freático)

En la figura 5.5 se ilustra el procedimiento básico para evitar efectos adversos durante y después de la fundición de la base del reservorio en el caso crítico de encontrar ojos de agua muy superficiales.

La experiencia recomienda que ya seleccionada el área donde se construirá la estructura deberán realizarse exploraciones en diferentes puntos del sitio a diferentes profundidades con la finalidad de focalizar los puntos críticos de acumulación de cuerpos de agua, posteriormente estos serán conducidos o canalizados a través de tuberías o drenes con la distribución mas favorable a un sitio lejano de descarga, aquí si resulta muy conveniente con el uso de una bomba retirar el agua acumulada, este procedimiento anula la posibilidad de levantamientos de la losa en el proceso de construcción y resulta una obra temporal que podrá funcionar luego permanentemente de acuerdo al cambio o mejora de las condiciones climáticas o del suelo.

5.2.1.1 Dimensionamiento de Depósitos

Las paredes de los depósitos se dimensionan de manera tal que se controle el fisuramiento, es recomienda que su espesor sea constante como indica el cuadro 18.

En los casos más frecuentes en donde la altura de las paredes h es menor o igual a 6 metros en principio puede adoptarse como espesor de la losa:

$$e \geq 20cm$$

$$e = 0.10 * h$$

pero en ningún caso el espesor menor a 20 cm.

El espesor de la losa de fondo e' deberá ser siempre:

$$e' \geq e$$

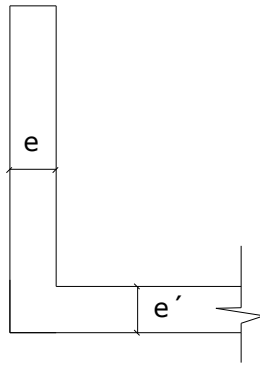


Figura 5.6 (Dimensionamiento espesor)

Para este caso se propone el diseño de un depósito enterrado sometido a empujes del suelo cuando el depósito está vacío como condición mas crítica, para las dimensiones determinadas se presenta el diseño del reservorio.

Para este caso se presentan las condiciones básicas para los materiales y requerimientos de diseño.

Resistencia del hormigón:	210kg/cm ²	
Fluencia del acero:	4200kg/cm ²	
Peso específico del agua:	1100kg/m ³	(sismo)
Peso específico del suelo.	1500kg/m ³	
Coeficiente rozamiento interno (suelo) ka:	0.30	
Peso específico del hormigón:	2400kg/m ³	
Peso específico del alivianamiento:	1000kg/m ³	

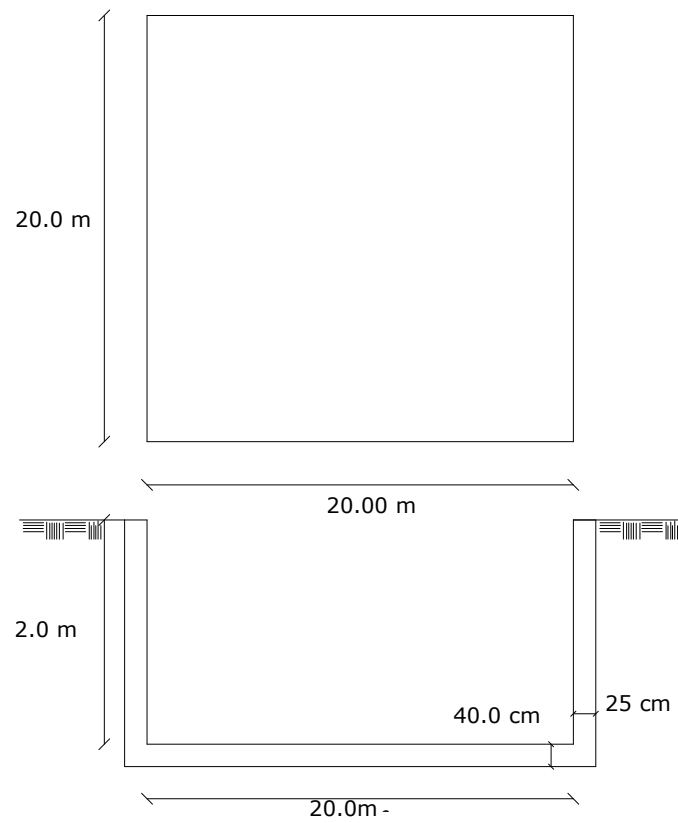


Figura 5.7 (Diseño de reservorio)

a. Predimensionamiento

$$e = 0.10 * h$$

$$e = 0.10 * 2.0m$$

$$e = 20cm$$

$$e = e' = 25cm$$

Recubrimiento = 4cm

b. Análisis de Cargas / m²

Losa de cubierta: Nervio: $(3.60 \times 0.10 \times 0.20) \times 2.4 = 0.172 \text{ T/m}^2$

Bloque: $8 \times (0.20 \times 0.40 \times 0.20) \times 1.0 = 0.256 \text{ T/m}^2$

Loseta: $(1.00 \times 1.00 \times 0.05) \times 2.4 = 0.120 \text{ T/m}^2$

Masillado: $(1.00 \times 1.00 \times 0.04) \times 2.2 = 0.088 \text{ T/m}^2$

Total Carga Muerta = 0.636 T/m^2

Carga jardín: $1.30 \times (0.20 \times 1.00 \times 1.00) \times 1.51 = 0.392 \text{ T/m}^2$

Carga Mantenimiento: = 0.200 T/m^2

COMBINACION DE CARGAS:

$1.7 * (\text{Tierra}) + 1.4 * (\text{Carga Muerta}) + 1.7 * (\text{Carga Viva}) = 1.896 \text{ T/m}^2$

CARGA ÚLTIMA: 1.896 T/m^2

5.2.2 Diseño Definitivo

Consideraciones Básicas

Revisando el diseño comprobamos que la presión del agua actúa sobre la cara como un muro común y corriente y el efecto de muro (20 x 20) es extremadamente pequeño, concluimos de esta forma que al colocar armadura normativa de temperatura estamos “ sobredimensionando “.

Luego de establecer la carga para la que será diseñada la estructura se procedió a generar un pórtico ficticio que presentará el comportamiento típico en general de toda la estructura.

El pórtico tipo se indica en la figura, está conformado por una viga banda de 50 cm de base por 25 cm de altura, para efectos de cálculo se asume que esta viga estará afectada por 50 cm a cada lado como área cooperante, quiere decir que se asume que la carga se repartirá a la viga desde esa distancia y el ancho deberá ser de 1 metro, conforman también al pórtico tres columnas interiores de 30 x 30, dato que nos proporciona el predimensionamiento, para las columnas perimetrales se adopta el criterio similar de las vigas, es decir, a esas columnas las afectarán 50 cm de cada lado como área cooperante pero en sentido vertical.

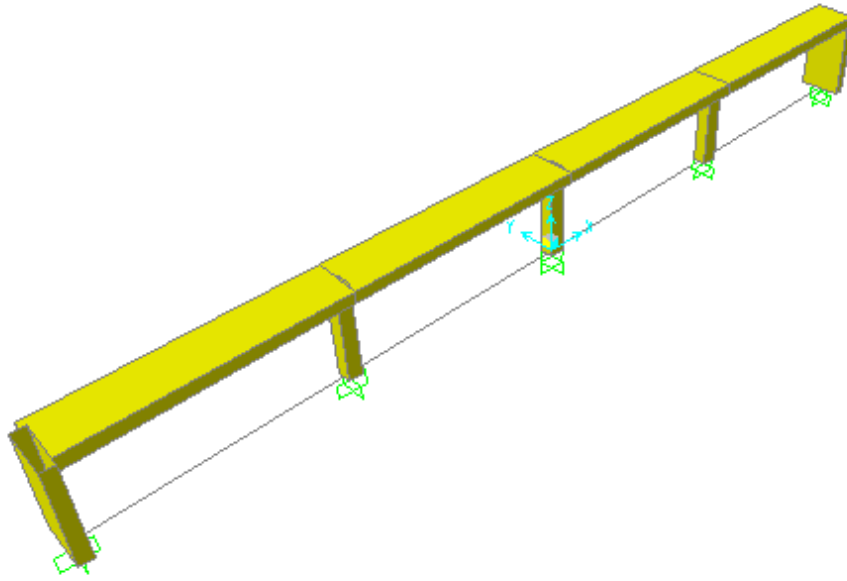


Figura 5.8 (Pórtico Tipo)

El sap 2000 recopila toda la información, dimensiones y cargas tentativas que afectarían la estabilidad de la estructura y distribuye los momentos dependiendo de la rigidez que cada uno posea, el método como se distribuyan en general es similar.

Se creó el pórtico tipo dimensionando los elementos estructurales (vigas y columnas), como se muestra a continuación:

- Viga equivalente $100 \times 25 = \text{viga banda } (50 \text{ cm }) + \text{losa}$
- Columnas interiores 30×30
- Columna equivalente $100 \times 25 = \text{columna } (25 / 30) + \text{muro}$

Se creó la grilla con $L = 5 \text{ m.}$ y $h = 2.0 \text{ m}$ y se colocaron las restricciones pertinentes que para este caso deberán ser empotramientos en el pie de las columnas.

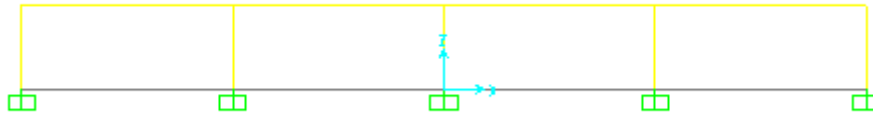


Figura 5.9 (Grilla pórtico tipo)

Se crearon todos los estados de carga posibles y más críticos para evaluar el reservorio, como se muestra:

- LIVE carga viva (0) (CV)
- DEAD carga muerta (0) (CM)
- SUELO peso del suelo (0) (S)
- SISMO efecto sismo (0) (E)
- AGUA presión del agua (0) (AG)

Luego se asignaron las cargas reales en el estado que les corresponde y en los sentidos dimensionales reales.

A continuación se modularon los estados de cargas o combinaciones más críticos para este caso, como se indica:

- $0.75 * (1.4 * CM + 1.7 * CV + 1.4 * S + 1.4 * E + 1.4 * AG)$
- $1.4 * CM + 1.7 * CV$
- $1.4 * CM + 1.7 * CV + 1.7 * S$
- $1.4 * CM + 1.7 * CV + 1.4 * AG$
- $1.4 * CM + 1.4 * AG$

La combinación 3 presentó los valores más críticos, es importante mencionar que debería seleccionarse el mayor momento en cada elemento de cada combinación y diseñar con dicho momento para obtener un diseño más confiable y que reúna todos los estados posibles de carga.

Los datos procesados producto de la ejecución en el programa sap 2000 se muestran en las páginas siguientes, estos valores son finales y se los considera para diseño.

5.2.2.1 Diseño de Vigas Banda

Se asume que el 50 % del momento negativo calculado en los elementos los absorberá la viga. El 50 % restante se repartirá entre los nervios de la losa.

Dimensión Viga Banda: $b = 50 \text{ cm}$ $h = 25 \text{ cm}$

Estado más crítico: Combo 3: $1.4 * CM + 1.7 * CV + 1.7 * S$

$Mu(-) = 18.31T - m$ Se utiliza el momento en el borde o cara de la columna

$$50\% Mu(-) \rightarrow viga = 18.31 * 0.5 = 9.15T - m$$

$$Mu(-) = 9.15T - m$$

$$b = 50cm$$

$$d = 23cm$$

$$r = 2cm$$

$$\rho = 0.85 * f_c * f_y * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f_c * b * d^2}} \right)$$

$$\rho = 0.01004$$

$$As = 11.55cm^2 \rightarrow 6\phi 16mm$$

El acabado final de la losa incluirá un enlucido de 1 a 2 centímetros con aditivo impermeabilizante en columnas, paredes y tumbados.

Del momento último positivo se asume que el 35 % lo absorberá la viga, el 65 % restante se repartirá entre los nervios de la losa.

$$Mu(+) = 11.63T - m$$

$$35\% Mu(+) \rightarrow viga = 11.63 * 0.35 = 4.07T - m$$

$$Mu(+) = 4.07T - m$$

$$b = 50cm$$

$$d = 23cm$$

$$r = 2cm$$

$$\rho = 0.85 * f_c * f_y * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f_c * b * d^2}} \right)$$

$$\rho = 0.0042$$

$$As = 4.86cm^2 \rightarrow 3\phi 16mm$$

El código en el capítulo 8.6 recomienda realizar la distribución de las cuantías superior e inferior, de esta forma la parte de la viga que estará sometida a flexión deberá reforzarse adicionalmente, el sector que se comprime estaría sobredimensionado, según esto las armaduras superior e inferior podrían ser ligeramente similares y no tener una diferencia significativa, según la fórmula los valores definitivos serán:

$$\% = 20 \left(\frac{\rho - \rho'}{\rho_b} \right)$$

$$As(-) = 6\phi 16mm \rightarrow 12.06cm^2 > 11.55cm^2 \rightarrow 5\phi 16mm$$

$$As(+) = 3\phi 16mm \rightarrow 6.03cm^2 > 4.86cm^2 \rightarrow 4\phi 16mm$$

Chequeo de As mínima

$$A_s \text{ min} = \frac{14.5}{f_y} * b * d$$

$$A_s \text{ min} = \frac{14.5}{4200} * 50 * 23 = 3.97 \text{ cm}^2$$

Se comprueba que las armaduras superiores e inferiores cumplen la norma al colocar acero normativo en todo el desarrollo de la luz.

5.2.2.2 Diseño del Estribo de la Viga

Se diseña con el criterio del cortante que afecta a la viga.

Estado más crítico: Combo 3: $1.4 * CM + 1.7 * CV + 1.7 * S$

$$Corte_{ult} = 25.20 \text{ ton}$$

El cortante último mas critico se repartirá en la viga y en los nervios de la losa en igual equivalencia.

$$V = \frac{Corte_{ult}}{0.85 * b * d}$$

$$V = \frac{25.20 * 1000}{0.85 * (50 + 10 + 9) * 23} = 9.207 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{adm} = 0.55\sqrt{f_c} = 0.55\sqrt{210} = 7.97 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{est} = V - V_{adm}$$

$$V_{est} = 9.207 - 7.97 = 1.23 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_{est} * b}{f_y}$$

$$Asumo \rightarrow A_v = \phi 8 \text{ mm} = 1.0 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{S} = \frac{1.23 * 50}{4200} \rightarrow S = 68 \text{ cm}$$

$$Est. Normativo \rightarrow 1E \phi 8 \text{ mm} @ 10 \text{ cm y } 20 \text{ cm}$$

5.2.2.3 Diseño de Nervios Losa Bidireccional h = 25 cm

Se asume que el 50 % del momento más crítico registrado en el elemento estructural lo absorberá la losa, específicamente los nervios en la armadura superior que conforman el área cooperante asumida.

$$\text{El número de nervios es igual a: } \frac{5m(\text{anch.coop.}) - 0.5(\text{vig.band})}{0.5(\text{dist.eje.a.eje.nervio})} = 9 \text{ nervios}$$

$$50\% Mu(-) \rightarrow losa = 18.31 * 0.5 = 9.15T - m$$

$$Mu(-) = 9.15T - m$$

$$b = 90cm$$

$$d = 23cm$$

$$\rho = 0.85 * fc * fy * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * fc * b * d^2}} \right)$$

$$\rho = 0.0053$$

$$As = 11.04cm^2 / 9 = 1.22cm^2 \rightarrow 1\phi 14mm @ Nervio$$

La armadura inferior se diseña considerando el 65% restante del momento más crítico registrado en la luz de los elementos y que este se repartirá en los nervios existentes en el área cooperante.

$$65\% Mu(+) \rightarrow losa = 11.63 * 0.65 = 7.55T - m$$

$$Mu(-) = 7.55T - m$$

$$b = 450cm$$

$$d = 23cm$$

$$\rho = 0.85 * fc * fy * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * fc * b * d^2}} \right)$$

$$\rho = 0.00084$$

$$As = 8.69cm^2 / 9 = 0.96cm^2 \rightarrow 1\phi 12mm @ Nervio$$

Malla de Temperatura

$$A_{s_{temp}} = 0.0018 \times 100 \times 5 = 0.9 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\phi 8 \text{ mm} @ 50 \text{ cm} \rightarrow \text{Malla} \rightarrow \phi 6 \text{ mm} @ 20 \text{ cm}$$

5.2.2.4 Diseño de Paredes de Hormigón Armado (Muro)

Las paredes de hormigón armado trabajan a flexo – compresión, o similar a una columna ancha, debido a la acción ejercida por la presión del agua, y sobrecargas.

Las paredes son de 5.0 m de ancho (como área cooperante) y 0.25 m de espesor.

Se asume que este elemento trabaja como un muro libre, la presión ejercida por el agua es prioridad para el diseño.

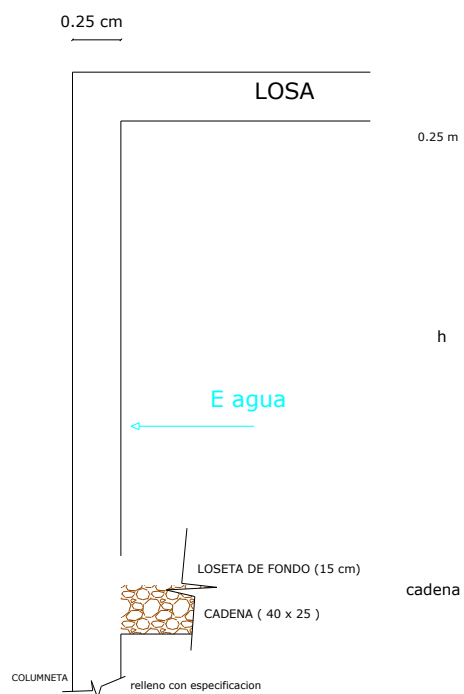


Figura 5.10 (Diseño de Paredes)

Adicionalmente se incrementa la presión que ejerce el agua para el caso desfavorable de sismo (24%).

Carga / ml

$$E_{agua} = \frac{1}{2} * \gamma_{agua} * h^2$$

$$E_{agua} = \frac{1}{2} * 1.24 * 2^2 = 2.50T$$

$$Mu = 1.70 * 2.50T * \frac{2}{3} = 2.80T - m$$

$$b = 100cm$$

$$d = 20cm$$

$$\rho = 0.85 * f_c * f_y * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f_c * b * d^2}} \right)$$

$$\rho = 0.0018 < \rho_{min} = 0.0033$$

$$As = 0.0033 * 100 * 20 = 6.60cm^2$$

Se determina que en el diseño impera la armadura normativa en ambas caras.

$$As_{min} = \frac{14.5}{f_y} * b * d$$

El armado será:

Planta de Muro

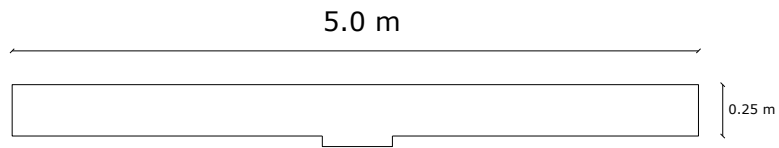


Figura 5.11 (Dimensión Muro)

$$A_s = \frac{14.5}{4200} * 500 * 20 = 34.50 \text{ cm}^2 \rightarrow 44\phi 10 \text{ mm} \rightarrow 1\phi 10 \text{ mm @ } 10 \text{ cm}$$

El código ecuatoriano de la construcción recomienda colocar armadura en el sentido transversal, esto deberá comprobarse con la armadura de temperatura y la ecuación:

$$A_{s_{temp}} = 0.0018 * b * t$$

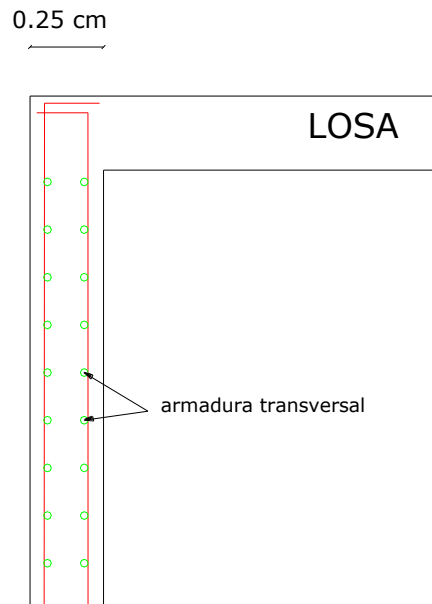


Figura 5.12 (Armadura Transversal)

Según esto, el armado será:

$$A_s = 0.0018 * 200 * 25 = 9.0 \text{ cm}^2 \rightarrow 1\phi 8 \text{ mm} @ 10 \text{ cm}$$

5.2.2.5 Diseño de Columnas flexo compresión biaxial

Método Directo

Este método utiliza diagramas de interacción para diferentes posibilidades de inclinación del ángulo θ , reportando directamente el porcentaje ρ requerido para la sección en estudio.

El ACI ha publicado diagramas de interacción para columnas cuadradas uniformemente armadas en las 4 caras con flexión a 45° respecto a los ejes principales.

Otros autores como Row y Pawley recomiendan diagramas para ángulos de flexión intermedios (15° 30° 45°) a fin de tener una mayor precisión en la interpolación.

El Ing. Marcelo Romo ha publicado una familia de curvas de interacción de columnas rectangulares y cuadradas para flexión diagonal con diferentes cuantías de armado e igual distribución de armadura en las cuatro caras lo que amplía el campo de uso de las curvas del ACI y Row y Pawley.

$$f_c / f_y = 210 / 4200 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\beta d = \frac{M_{ud}}{M_{uT}} = \frac{1.4 * 4.79}{14.27} = 0.46$$

Momentos de Inercia

$$I_g \text{ Vigas} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{50 * 25^3}{12} = 65104.16 \text{ cm}^4$$

$$EI_{\text{vigas}} = \frac{0.35 * E * I_g}{1 + \beta d}$$

$$EI_{\text{vigas}} = \frac{0.35 * 217000 * 65104.16}{1 + 0.46}$$

$$EI_{\text{vigas}} = 3386754077 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

$$I_g \text{ Columnas} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{30 * 30^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4$$

$$EI_{\text{columnas}} = \frac{0.70 * E * I_g}{1 + \beta d}$$

$$EI_{\text{columnas}} = \frac{0.70 * 217000 * 67500}{1 + 0.46}$$

$$EI_{\text{columnas}} = 7022773973 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

Rigideces

Pórtico tipo

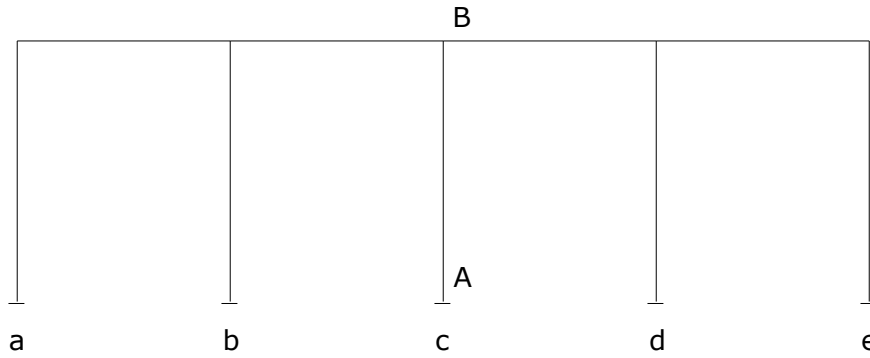


Figura 5.13 (Rigideces)

Nudo A $\psi_A = 0$

Nudo B

$$\psi_B = \frac{\sum k_{col}}{\sum k_{vig}} \quad \text{que concurren al nudo}$$

$$k_{vig} = \frac{EI_{vigas}}{L_{vig}}$$

$$k_{vig} = \frac{3386754077 \text{ kg} - \text{cm}^2}{500 \text{ cm}} = 6773508.15 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$k_{col} = \frac{EI_{col}}{L_{col}}$$

$$k_{col} = \frac{7022773973 \text{ kg} - \text{cm}^2}{200 \text{ cm}} = 35113869.87 \text{ kg} - \text{cm}$$

Ejes b, c, d

$$\psi_B = \frac{35113869.87}{6773508.15 + 6773508.15} = 2.59$$

Según nomograma:

$$\psi_A = 0 \quad \text{y} \quad \psi_B = 2.59 \quad \text{considerando arriostre:}$$

$$k = 0.66$$

$$k * Lu = 0.66 * 200 = 132cm$$

Ejes a, e

$$\psi_B = \frac{35113869.87}{6773508.15} = 5.18$$

Según nomograma:

$$\psi_A = 0 \quad \text{y} \quad \psi_B = 5.18 \quad \text{considerando arriostre:}$$

$$k = 0.68$$

$$k * Lu = 0.68 * 200 = 136cm$$

Verificación de la Esbeltez

Arriostre:

$$\frac{k * Lu}{r} < 34 - 12 \frac{M_{menor}}{M_{mayor}}$$

Ejes b, c, d

$$\frac{132}{9} < 34 - 12 * \frac{6.51}{14.27}$$

$$14.66 < 28.52$$

NO EXISTE ESBELTEZ

Ejes a, e

$$\frac{136}{9} < 34 - 12 * \frac{6.51}{14.27}$$

$$15.11 < 28.52$$

NO EXISTE ESBELTEZ

Diseño

$$Mu = 14.27T - m$$

$$Pu = 50T$$

$$g = \frac{22}{30} = 0.73$$

Tablas curvas de interacción

$$x = \frac{Mu}{fc * Ag * h} = \frac{1427000}{210 * 500 * 25 * 25} = 0.021$$

$$y = \frac{Pu}{fc * Ag} = \frac{50000}{210 * 500 * 25} = 0.019$$

$$\rho = 0.0024 < \rho_{\min}$$

$$As = 0.01 * 30 * 25 = 7.5cm^2 \rightarrow 8\phi 14mm$$

El diseño anterior se mantiene para todas las columnas por presentar momentos pocos significativos, en todos los casos deberá colocarse armadura normativa, como se indica en planos.

5.2.2.6 Diseño por confinamiento del Estribo de las columnas

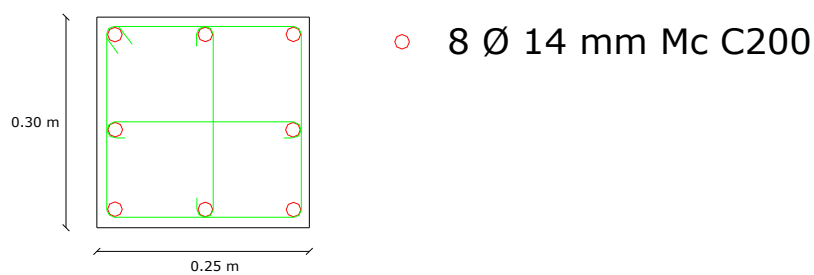


Figura 5.14 (Armado de Columnas)

$$h' = 21cm$$

$$rec.libre = 4cm$$

$$f_c / f_y = 210 / 4200kg / cm^2$$

$$h' = h - 2rec.libre - \phi_{est}$$

Selección del espaciamiento S

$$S = \text{MenorValor}\left(\frac{h}{4}; \frac{b}{4}; 10\text{cm}\right)$$

$$S = \text{MenorValor}\left(\frac{30}{4}; \frac{30}{4}; 10\text{cm}\right)$$

$$S = \text{MenorValor}(7.5\text{cm}; 7.5\text{cm}; 10\text{cm})$$

$$Ash = \text{MayorValor}\left(\frac{0.30 * h' * S * fc}{fy}\right)\left(\frac{Ag}{Ac} - 1\right); \frac{0.09 * h' * S * fc}{fy}$$

$$Ag = 30 \times 30 = 900\text{cm}^2$$

$$Ac = 21 \times 21 = 441\text{cm}^2$$

$$h' = 21\text{cm} \rightarrow (xoy)$$

$$Ash = \text{MayorValor}\left(\frac{0.30 * 21 * 7.5 * 210}{4200}\right)\left(\frac{900}{441} - 1\right); \frac{0.09 * 21 * 7.5 * 210}{4200}$$

$$Ash = \text{MayorValor}(2.45; 0.708)$$

$$Ash = 2.45\text{cm}^2 \rightarrow 3\phi 10\text{mm}(xoy)$$

5.2.2.7 Diseño de Plintos

La carga admisible del suelo para diseño constituye la determinada en los estudios de correspondientes y que es 15 ton / m², este valor no será definitivo, se debe considerar la altura o carga del agua de 2 toneladas y una carga adicional (loseta de fondo y otros) de 1 tonelada.

5.2.2.7.1 Plinto Interior

$$q_{adm} = 12 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$Pu = 49.15 \text{ ton} \rightarrow \text{Combo3}$$

$$Mu = 3.76 \text{ T} - \text{m} \rightarrow \text{Combo1}$$

$$fc = 210 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$P_{real} = 32.25 \text{ T}$$

$$M_{real} = 3.57 \text{ T} - \text{m}$$

Área del plinto:

$$A_{plinto} = \frac{P * 1.20}{q_{adm}} = \frac{32.25 * 1.20}{12} = 3.22 \text{ m}^2 \rightarrow 1.80 \text{ m} \times 1.80 \text{ m}$$

$$\text{Relleno} = 1.80 \times 1.80 \times 1.20 \times 2.0 = 7.77 \text{ T}$$

$$q_{real} = \frac{32.25 + 7.77}{1.80^2} \pm \frac{6 * 3.57}{1.80^2 * 1.80} = 16.0 \text{ T} / \text{m}^2, 8.60 \text{ T} / \text{m}^2$$

EL esfuerzo es mayor que el admisible, se debe aumentar sección.

Asumo área: 2.15 m x 2.15 m

$$\text{Relleno} = 2.15 \times 2.15 \times 1.2 \times 2.0 = 11.08T$$

$$q_{real} = \frac{32.25 + 11.08}{2.15^2} \pm \frac{6 * 3.57}{2.15^2 * 2.15} = 11.53T/m^2, 7.23T/m^2 < q_{adm} \rightarrow ok$$

$$q_{diseño} = \frac{49.15}{4.62} \pm \frac{6 * 3.76}{2.15^2 * 2.15} = 12.90T/m^2, 8.36T/m^2$$

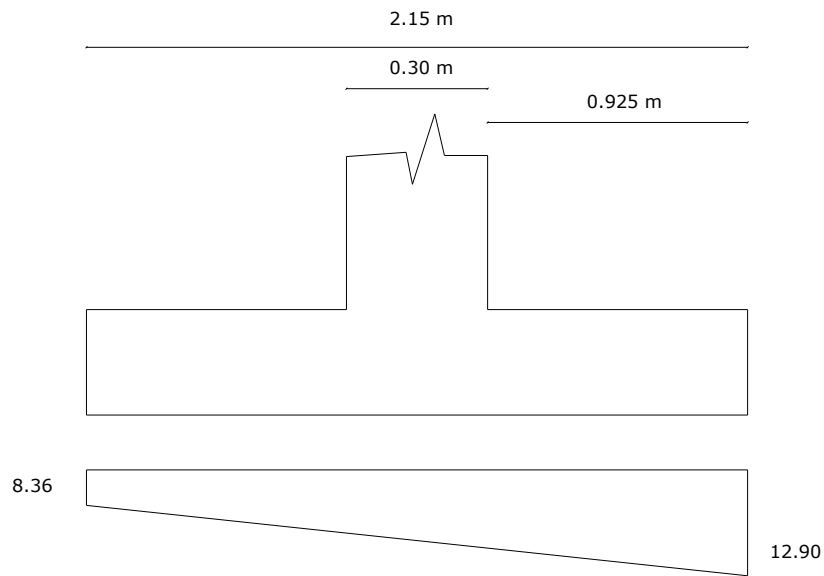


Figura 5.15 (Esfuerzos bajo plinto interior)

Chequeo Flexión

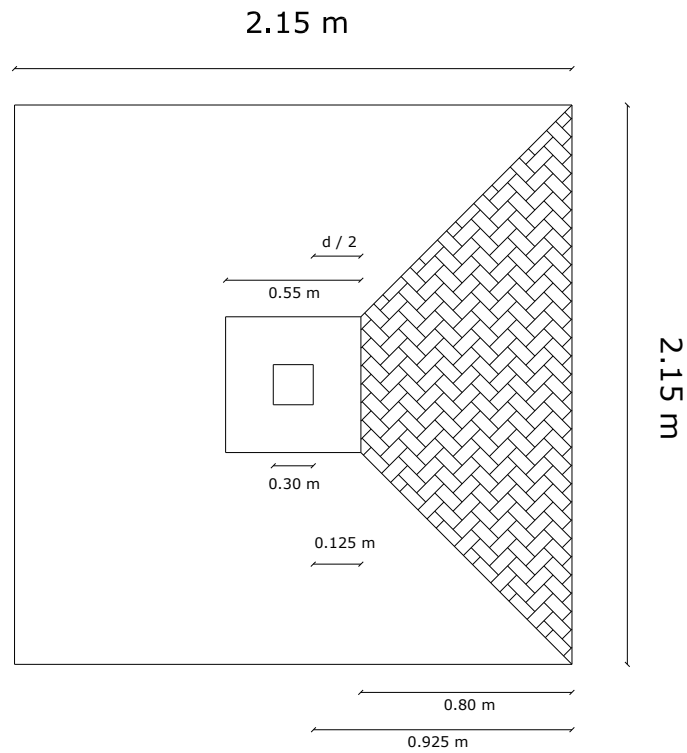


Figura 5.16 (Chequeo Flexión de plinto)

$$\text{Brazo} = \frac{2.15 - 0.3}{2} = 0.925m$$

$$\text{Variación} = \frac{12.90 - 8.36}{2.15} = 2.11$$

$$\sigma = 12.90 - 2.11 * 0.925 = 10.94T / m^2$$

$$M = \frac{l^2}{6} * (2Lej + 1Cerc) * L$$

$$M = \frac{0.925^2}{6} * (2 * 12.90 + 10.94) * 2.15 = 11.26T - m$$

Cálculo Peralte

$$11.26 \times 10^5 = 39 * 215 * d^2 * 0.9$$

$$d = 12.21 \text{ cm} \rightarrow \text{Asumo } \therefore d = 25 \text{ cm}$$

Punzonamiento a d / 2

$$\text{variación} = \frac{(12.90 - 8.36)}{2.15} = 2.11$$

$$ar = (2.15 + 0.55) * \frac{0.80}{2} = 1.08 \text{ m}^2$$

$$xm = \frac{80 * 55 * 40 + 80 * 80 * 26.66}{10800} = 32.09$$

$$\sigma_{xm} = 12.90 - 2.11 * 0.3209 = 12.22 \text{ T / m}^2$$

$$Vu = ar * \sigma_{xm}$$

$$Vu = 1.08 \text{ m}^2 * 12.22 \text{ T / m}^2 = 13.19 \text{ T}$$

$$vu = \frac{Vu}{0.85 * b * d}$$

$$vu = \frac{13190}{0.85 * 55 * 25} = 11.29 \text{ kg / cm}^2 < v_{adm} \rightarrow \text{ok}$$

$$v_{adm} = \sqrt{fc} = \sqrt{210} = 14.50 \text{ kg / cm}^2$$

Corte a distancia d

$$x = \left(\frac{L}{2} - \left(\frac{a}{2} + d \right) \right)$$

$$x = \left(\frac{2.15}{2} - \left(\frac{0.3}{2} + 0.25 \right) \right) = 0.675m$$

$$\sigma_{xm} = 12.90 - 2.11 * 0.675 = 11.47T / m^2$$

$$Vu = \frac{(12.90 + 11.47)}{2} * 2.15 = 26.19T$$

$$vu = \frac{Vu}{0.85 * b * d}$$

$$vu = \frac{26.19 * 1000}{0.85 * 215 * 25} = 5.73kg / cm^2 < v_{adm} \rightarrow ok$$

$$v_{adm} = 0.53 * \sqrt{fc} = 0.53 * \sqrt{210} = 7.68kg / cm^2$$

Área de Acero

$$Mu = \frac{l^2}{6} * (2 * Lej + 1 * Cer) * L$$

$$Mu = \frac{0.925^2}{6} * (2 * 12.90 + 10.95) * 2.15 = 11.26T - m$$

$$b = 2.15m$$

$$d = 25cm$$

$$\rho = 0.85 * fc * fy * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * fc * b * d^2}} \right)$$

$$\rho = 0.0022 < \rho \text{ min} = 0.0033$$

$$As = \frac{14.5}{4200} * 215 * 25 = 17cm^2 \rightarrow 1\phi 12mm @ 10cm$$

5.2.2.7.2 Plinto Bajo Muro

Conformará la base del muro un elemento continuo en todo el perímetro de la base del tanque, se asume inicialmente una base de 1 m de ancho y 5 m de lado (área cooperante).

$$q_{adm} = 12 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$Pu = 22.22 \text{ ton} \rightarrow \text{Combo3}$$

$$Mu = 12.79 \text{ T} - \text{m} \rightarrow \text{Combo1}$$

$$fc = 210 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$P_{real} = 18.10 \text{ T}$$

$$M_{real} = 7.40 \text{ T} - \text{m}$$

Área del Plinto

$$A_{plinto} = 1.0 \text{ m} * 5.0 \text{ m} = 5.0 \text{ m}^2$$

$$\text{Relleno} = 5.0 \text{ m}^2 * 2 = 10.0 \text{ T}$$

$$q_{real} = \frac{18.10 + 10.0}{1 * 5} \pm \frac{6 * 7.40}{1 * 5 * 1} = 14.50 \text{ T} / \text{m}^2, -3.0 \text{ T} / \text{m}^2$$

Existe tracción, incrementar sección

Asumo área: 1.5 m x 5.0 m y d = 25 cm

$$\text{Relleno} = 7.5m^2 \times 2.0 = 15.0T$$

$$q_{real} = \frac{18.10 + 11.08}{7.50} \pm \frac{6 * 7.40}{7.50 * 1.5} = 8.35T/m^2, 0.46T/m^2 < q_{adm} \rightarrow ok$$

$$q_{diseño} = \frac{22.22}{7.50} \pm \frac{6 * 12.79}{7.50 * 1.50} = 9.76T/m^2, -3.84T/m^2$$

Las cargas sin mayorar proporcionan los valores para diseño, se asume que no existe tracción.

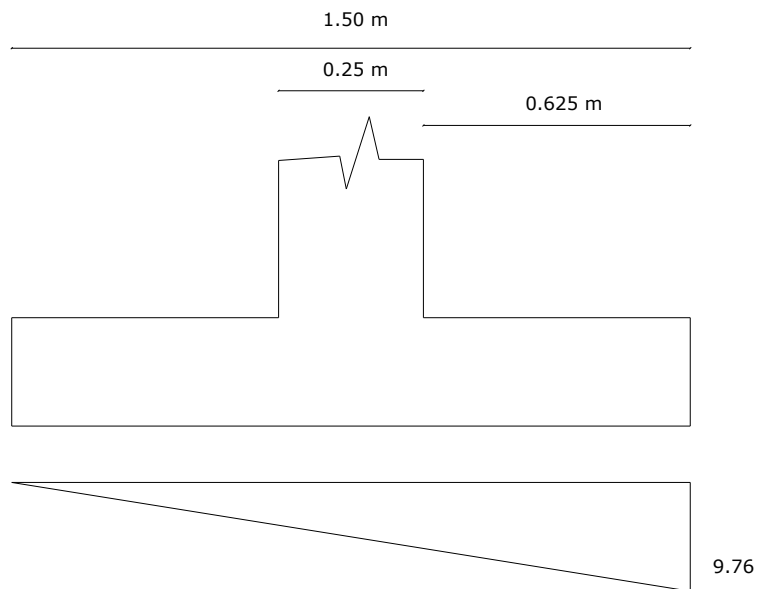


Figura 5.17 (Esfuerzos bajo plinto Muro)

$$\text{variación} = \frac{(9.76 - 0)}{1.50} = 6.51$$

$$\sigma = 9.76 - 6.51 * 0.625 = 5.69T / m^2$$

$$Mu = \frac{l^2}{6} * (2 * Lej + 1 * Cer) * L$$

$$Mu = \frac{0.625^2}{6} * (2 * 9.76 + 5.69) * 5.0 = 8.10T - m$$

$$b = 500m$$

$$d = 25cm$$

$$\rho = 0.85 * f_c * f_y * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f_c * b * d^2}} \right)$$

$$\rho = 0.00069 < \rho_{\min} = 0.0033$$

$$As = \frac{14.5}{4200} * 500 * 25 = 41.25cm^2 \rightarrow 1\phi 10mm @ 10cm$$

En el sentido contrario la armadura transversal se comprueba con:

$$As_{temp} = 0.0018 * b * t$$

$$As_{temp} = 0.0018 * 150 * 30 = 8.10cm^2 \rightarrow 1\phi 10 @ 15cm$$

Este plinto diseñado constituye la base del muro, para este caso deberá comprobarse el corte, puesto que conforma un elemento continuo, no es influyente el punzonamiento.

Corte

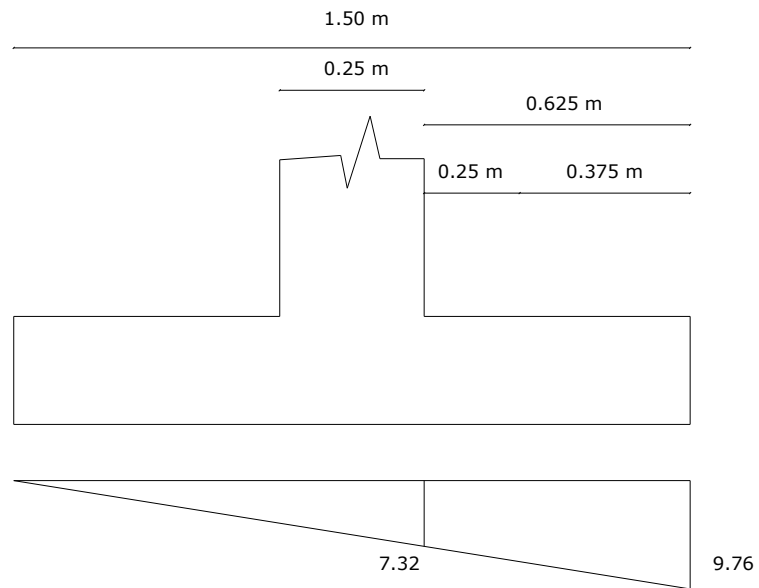


Figura 5.18 (Chequeo Corte Plinto bajo Muro)

$$Vu = \frac{9.76 + 7.32}{2} * 5.0 = 42.7T$$

$$vu = \frac{Vu}{0.85 * b * d}$$

$$vu = \frac{42700}{0.85 * 25 * 500} = 4.0kg/cm^2 < v_{adm} \rightarrow ok$$

$$v_{adm} = 7.68kg/cm^2$$

5.2.2.8 Rediseño de Zapata

Se chequea la zapata a flexión horizontal debido al empuje del agua. Como se tienen columnas cada 5 m, la zapata del perímetro trabaja como una viga apoyada en las columnas (las que están arriostradas por las cadenas de amarre) soportada por el empuje del agua del agua.

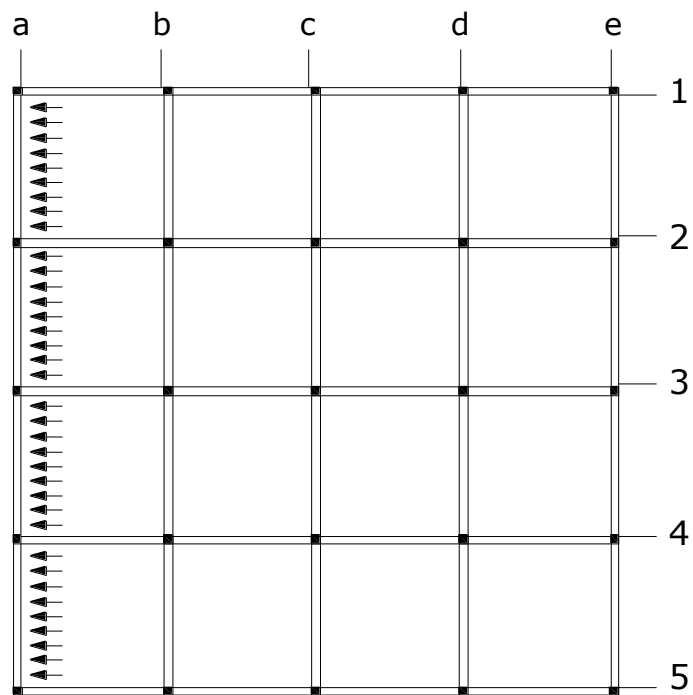


Figura 5.19 (Rediseño de la Zapata)

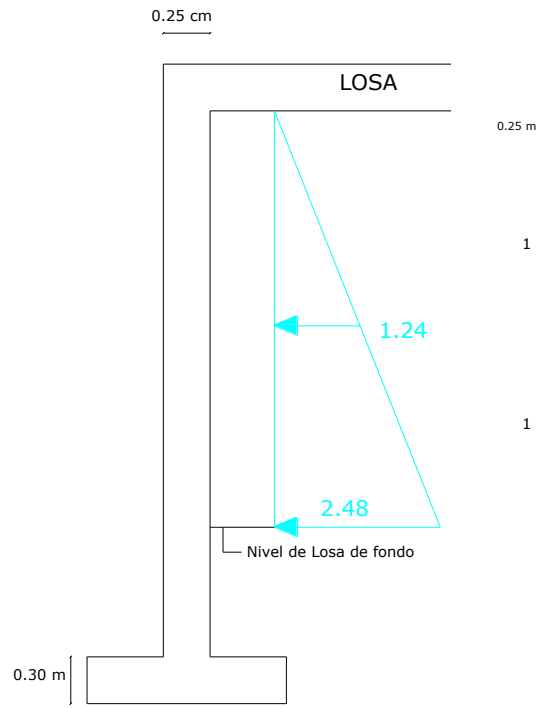


Figura 5.20 (Empuje)

$$w = \frac{2.48 + 1.24}{2} = 1.86T / m$$

$$Mu = \frac{w * l^2}{10}$$

$$Mu = \frac{1.86 * 5^2}{10} = 4.65T - m$$

$$Mu = 1.7 * 4.65 = 7.90T - m$$

$$b = 25cm$$

$$d = 150 - 10(rec) = 140cm$$

$$\rho = 0.85 * f_c * f_y * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \phi * f_c * b * d^2}} \right)$$

$$\rho = 0.000428$$

$$As = 0.000428 * 25 * 140 = 1.50cm^2 \rightarrow 1\phi 14mm$$

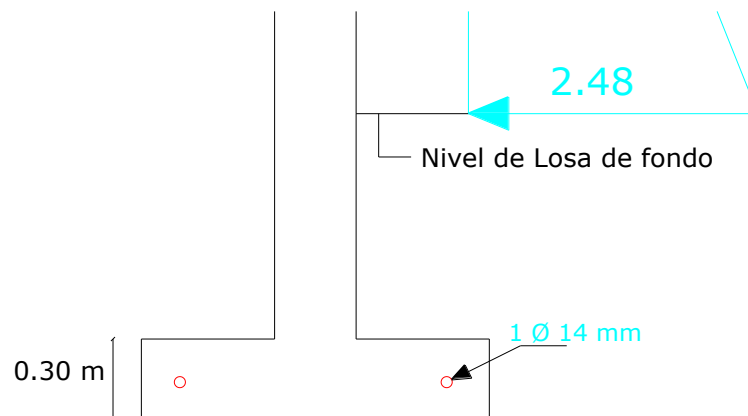


Figura 5.21 (Armadura adicional)

La armadura determinada anteriormente deberá colocarse adicionalmente en el plinto bajo el muro.

5.2.2.9 Diseño de Cadenas

Se parte del momento generado en el pie de la columna, este deberá ser repartido dependiendo de las rigedeces de los elementos que concurran al nudo.

Se asume que estarán sometidos a flexión, la cadena de amarre garantiza que los momentos a los cimientos del tanque bajen y con esto el costo total, además garantiza arriostre para los diferentes pórticos que soportan la estructura.

Elementos que concurren al nudo

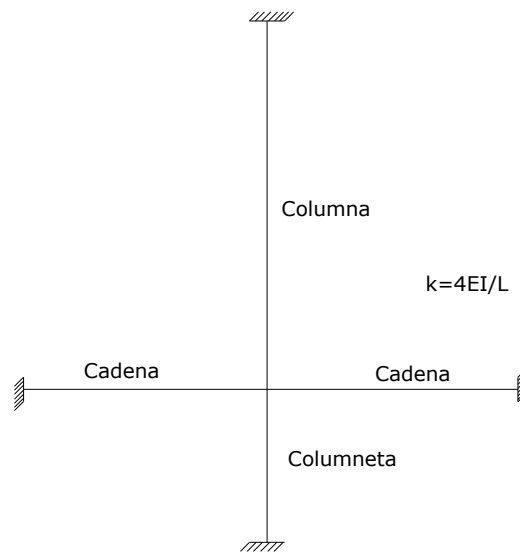


Figura 5.22 (Elementos que concurren al nudo)

$$k = \frac{4EI}{L} \rightarrow 4E \therefore \text{constante}$$

$$I_{col} = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I_{col} = \frac{3 * 3^3}{12} = 6.75m^4$$

$$k_{col} = \frac{I}{L}$$

$$k_{col} = \frac{6.75}{2.00} = 3.375$$

$$k_{columneta} = \frac{I_{col}}{L}$$

$$k_{columneta} = \frac{6.75}{0.9} = 7.5$$

$$I_{cad} = \frac{b * h^3}{12}$$

$$I_{cad} = \frac{2 * 4^3}{12} = 10.66m^4$$

$$k_{cad} = \frac{I_{cad}}{L} = \frac{10.66}{5.0} = 2.13$$

$$\sum k = k_{col} + 2 * k_{cad} + k_{colmuneta}$$

$$\sum k = 15.13$$

$$\sum M = 3.76T - m \rightarrow \text{Combol}$$

$$\theta = -\frac{\sum M}{\sum k}$$

$$\theta = \frac{3.76}{15.13} = 0.2485$$

$$M = M_f + k\theta + a\theta'$$

$$M_{\text{columneta}} = 0 + 7.5 * 0.2485 + 0 = 1.86T - m$$

$$M_{\text{cadena}} = 0 + 2.13 * 0.2485 + 0 = 0.52T - m$$

Los momentos determinados son menores que los mínimos que recomienda utilizar el código de la construcción, las armaduras para plintos y cadenas serán las armaduras mínimas recomendadas para flexión.

$$As_{\text{cadena}} = 0.0033 * b * d$$

$$As_{\text{cadena}} = 0.0033 * 20 * 35 = 2.31\text{cm}^2 \rightarrow 2\phi 14\text{mm}$$

Esta cuantía se ubicará para armadura superior e inferior de la cadena.

Adicionalmente la cadena trabajará a tracción y compresión siendo la más crítica la condición primera, cuyo valor es:

$$\text{Tracc.Ult.} = 1.70 * 1.86T / m * 5.0m = 15.81T$$

$$A_s = \frac{15.81}{0.9 * 4.2} = 4.18 \text{ cm}^2$$

Entonces el armado será $4\phi 14 \text{ mm} = 6.0 \text{ cm}^2$, que se descompone en 4.18 a tracción y 0.4 a flexión, adicionalmente el código determina que la cadena se la debe diseñar como columna y es así que su armadura mínima es el 1%

$$A_s = 0.01 * 40 * 20 = 8.0 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\phi 16 \text{ mm}$$

5.2.3 Comprobación de la flotación del depósito

La estabilidad a la flotación del depósito se justificará en función de lo expuesto en el cuadro 16 de verificación de la flotación, la ecuación válida esta dada por:

$$P \geq \gamma * a_1 * b_1 * (h_1 - h_0) * \delta$$

P representa el peso total de la estructura.

a y b son las dimensiones de los lados del depósito.

La diferencia de cotas ($h_1 - h_0$) representa la variación de niveles entre la altura total del depósito y el nivel freático que se tiene en el sitio, el caso extremo para seguridad del diseño será el de asumir que el nivel freático es máximo o igual a la altura del depósito.

γ es el peso específico del líquido.

δ es un coeficiente de seguridad que mayor las fuerzas o empujes que provocarían la flotación del depósito 1.20

Según esto:

En estado vacío

758.40 (cargas gravitantes externas) + 96 (paredes) + 144 (fondo)+10.80 (columnas) = 1009.20

$$1009.20T \geq 1100 \frac{kg}{m^3} * 20m * 20m * (2.0 - 0.50) * 1.20$$

$$1009.20T \geq 792.00T$$

De la aplicación de la fórmula anterior se puede determinar que el peso propio del reservorio es mayor que el empuje o fuerzas que generarían flotación, este análisis se determinó para las condiciones más extremas y críticas para el depósito, es decir en estado vacío y asumiendo las peores condiciones de los suelos.

CAPITULO V I

DISEÑO DE PISCINAS PARA PRODUCCIÓN DE TILAPIAS

La determinación del volumen específico de las piscinas para producción de tilapias responde a parámetros relacionados a la biología y a las necesidades de producción o nivel de mercado que se pretende alcanzar.

Lo usual en los inicios de incursión de esta actividad es determinar las variables fundamentales como la cantidad de peces, volúmenes de agua necesarios y las propiedades químicas del agua que se utilizará para su efecto pero todo en función de la producción de peces que se desea comercializar.

6.1 CONSIDERACIONES GENERALES PARA ESTANQUES DE TIERRA

Los estanques son grandes extensiones de agua retenido por fondos y paredes de tierra, que generalmente se utilizan para el cultivo de especies bioacuáticas. Las dimensiones de las piscinas y el flujo de agua se determinan de acuerdo a las necesidades de la especie, la producción que se quiere alcanzar así como el sistema de alimentación elegido.

Se presentan principalmente dos tipos de estanques como indica el cuadro 21, estos son los excavados y los retenidos por un dique o muro. Los estanques excavados se construyen removiendo el suelo y formando un depósito o embalse que posteriormente se llenara de agua, el tamaño está limitado por el costo de la excavación, por su parte los estanques retenidos por un dique o muro se forman al construir una estructura de retención sobre el suelo.

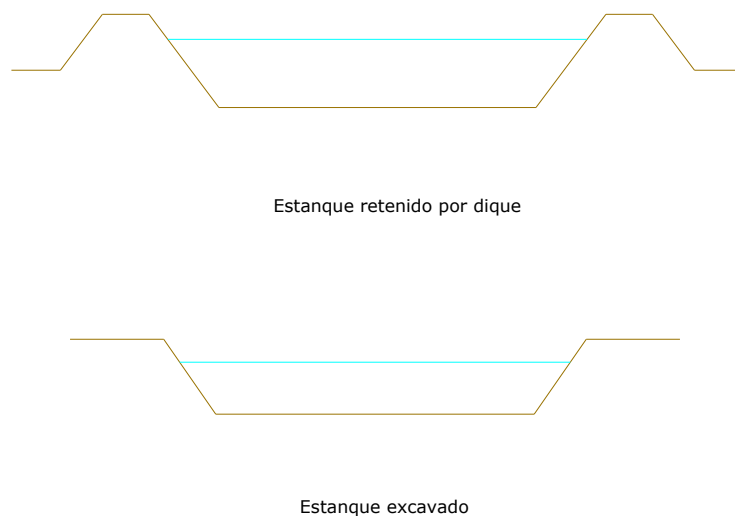


Figura 6.1 (Tipos de Estanques)

Los desechos producidos por los peces están compuestos por partículas muy digestibles, compuestas de nitrógeno disueltos y pequeños agregados de fósforo que derivan de los excrementos de los peces y los alimentos descompuestos. El tratamiento se logra por la acción de las poblaciones naturales de bacterias y algas, que se desarrollan en los reservorios y estanques de tierra. Estas bacterias y algas realizan la descomposición heterotrófica de los desechos orgánicos, seguida por la oxidación del amoníaco en

nitrito y nitrato a través de la nitrificación y desnitrificación por bacterias específicas (Nitrosomonas sp. y Nitrobacter sp.).

El nitrato así formado es rápidamente asimilado por las algas e ingresa en la cadena alimentaria natural. El reservorio actúa como un campo de pastoreo iluminado por el sol que convierte los desechos orgánicos en una proteína unicelular. Las algas producidas en el proceso ingresan en la trama alimentaria, lo que favorece la productividad secundaria (por ejemplo, el zooplancton), que complementa la dieta de los peces.

Sólo se requiere agregar agua a la granja piscícola para compensar las pérdidas debidas a la filtración, evaporación y uso operativo.

6.1.1 Topografía

La mejor superficie para un estanque es sobre tierra plana, un terreno con pendiente muy pronunciada ocasionará pequeños estanques, profundidades excesivas y movimientos considerables de material durante la construcción. La topografía también permitirá que el estanque sea drenado completamente.

Lo ideal es que el sitio tenga una ligera pendiente (no mayor al 2%), lo óptimo es que el terreno se maneje con pendientes que estén entre el 0.5 y 1 % y que los estanques puedan llenarse y vaciarse por gravedad. El terreno tiene que estar libre de inundaciones, el flujo máximo probable de la zona no puede ser mayor que la altura o profundidad de los estanques. Las zonas potenciales de contaminación deben ser consideradas.

6.1.2 Suelo

Propiedades de los suelos

Grava y arena: Aparecen como fracciones de rocas visibles y sin coherencia, son permeables. Estos suelos son fáciles de trabajar y no se adhieren a las herramientas. El aire y el agua circulan a través de ellos con facilidad puesto que este tipo de suelos desprovistos de finos son permeables. La arena seca no manifiesta cohesión.

Limo: Las partículas de limo son mucho más pequeñas que las de arena, no visibles a simple vista. El limo no deja pasar el agua tan fácilmente como la arena y es menos permeable porque sus partículas están más próximas unas de otras. No se agrietan cuando se secan y tampoco se adhieren a las herramientas cuando están húmedos. Presentan cualidades físicas y químicas intermedias entre los suelos arenosos y arcillosos.

Arcilla: Es la parte mas fina del suelo. Tiene fuertes propiedades de retención para el agua y las sustancias químicas, se reconocen fácilmente al agrietarse cuando pierden agua formando terrones muy duros. La arcilla se torna adhesiva al humedecerse.

Turba: Es un suelo orgánico formado principalmente por los restos de vegetales que se presentan en todos los grados de descomposición.

Para construcción de estanques se recomienda suelos con buena retención de agua, el mejor tipo de suelo para este proyecto es el arcilloso – arenoso a franco arcilloso la

composición es aproximadamente 27 – 47 % de arcilla, 20 – 45 % de arena y 15 – 52 % de limo.

Los suelos con altas concentraciones de material orgánico son inadecuados para cualquier estanque debido a la alta filtración.

En términos generales se conoce que la naturaleza de los suelos del litoral ecuatoriano es arcillosa, es decir presentan características impermeables, condición básica para construir un estanque.

Para determinar la clase textural del suelo se puede utilizar la tabla 6.1:

Tabla 6.1 (Textura del suelo)

	Arena	Limo	Arcilla	Clase textural
	%	%	%	
Suelos arenosos	86 - 100	0 - 14	0 - 10	Arenoso
Textura Gruesa	70 - 86	0 - 30	0 - 15	Franco arenoso
Suelos francos	50 - 70	0 - 50	0 - 20	Franco arenoso
Textura moderadamente gruesa				
	23 - 52	28 - 50	7 - 27	Franco
Suelos francos Textura Mediana	20 - 50	74 - 88	0 - 27	Franco limoso
	0 - 20	88 - 100	0 - 12	Limoso
Suelos francos	20 - 45	15 - 52	27 - 40	Franco arcilloso
Textura moderadamente fina	45 - 80	0 - 28	20 - 35	Franco arcilloso arenoso
	0 - 20	40 - 73	27 - 40	Franco limoso arcilloso
Suelos arcillosos	45 - 65	0 - 20	35 - 55	Arcilloso arenoso
Textura fina	0 - 20	40 - 60	40 - 60	Arcilloso limoso
	0 - 45	0 - 40	40 - 100	Arcilloso

En la figura 6.2 se indica la determinación del tipo de suelo por el método del triángulo, consiste en determinar el tipo de suelo de acuerdo a los porcentajes de arena limo o arcilla que contengan una muestra. Es un método apropiado para determinar la textura del suelo y está basado en análisis granulométrico que clasifica las partículas de acuerdo al tamaño.

La parte sombreada representa los mejores suelos para la construcción de estanques.

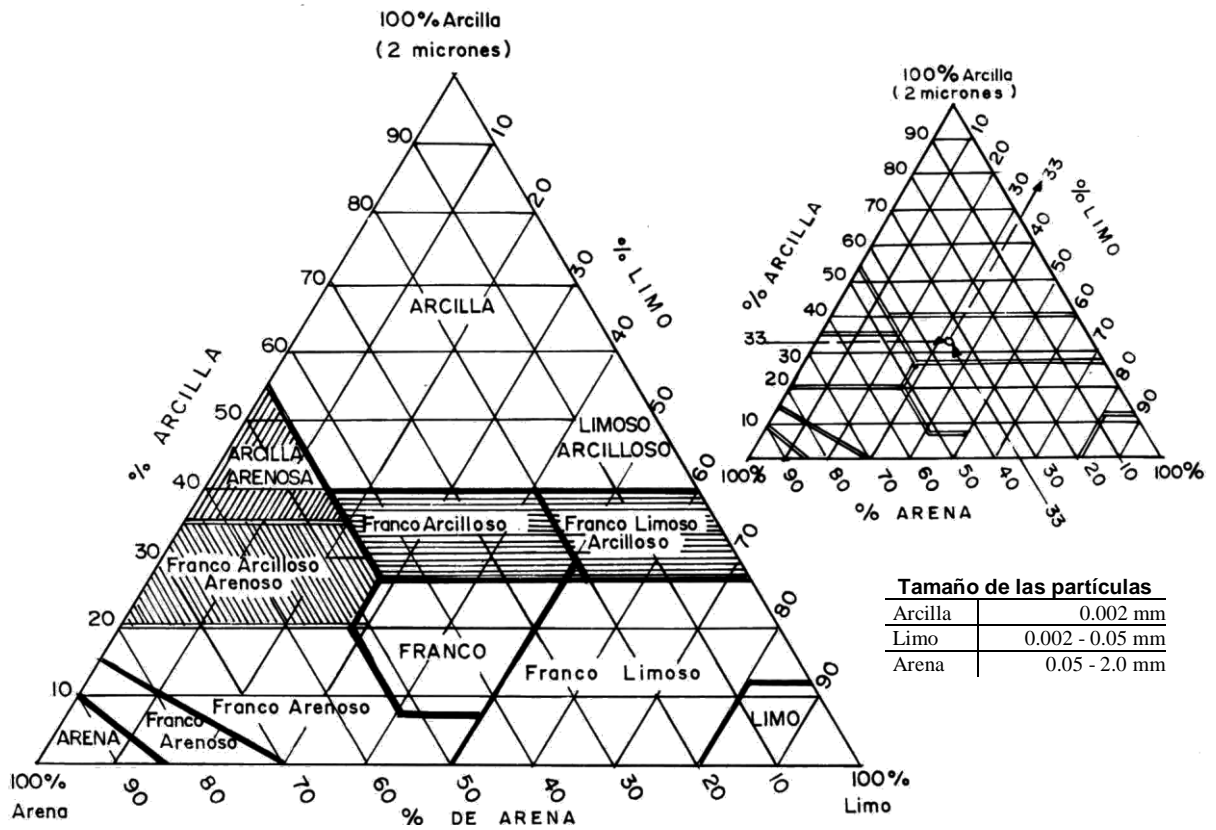


Figura 6.2 (Método Triangular)

6.1.2.1 Contenido de humedad

Con la muestra obtenida en el terreno se procedió a llenar las cápsulas de aluminio hasta su borde superior sin realizar ningún tipo de presión; las cápsulas habían sido pesadas con anterioridad, puesto que una vez con la muestra se procede nuevamente a tomarles el peso para poder realizar los cálculos correspondientes.

Luego de obtener los datos requeridos se hace secar la muestra en el horno a una temperatura de 105 a 110°C durante por lo menos 24 horas; una vez seca la muestra se procede a tomar el peso y con ello realizamos los cálculos restantes, es decir, sacamos la cantidad de gramos de agua existentes en la muestra como también la cantidad de gramos de suelo seco.

Posteriormente con todos los datos obtenidos realizamos el cálculo del contenido de humedad existente en cada cápsula para luego sacar un contenido de humedad medio cuyo promedio será el contenido de humedad de ese suelo.

Como se puede ver el porcentaje de humedad calculado en el laboratorio arroja como resultado la concentración de agua existente en los suelos.

Los resultados no son tan concisos ya que claramente existe un error ya sea por falta de precisión en tomar las diferentes muestras o en la manera de realizar los cálculos, como por ejemplo posiblemente se debió a que en el horno no se secó completamente la muestra, pues para obtener un resultado correcto y más exacto los aparatos utilizados deben ser de alta precisión caso contrario se producirá siempre el error ya establecido.

Como conclusiones de este ensayo podemos determinar:

Los resultados obtenidos podemos determinar que la gran parte de esta zona los suelos son húmedos debido a diferentes causas, una de ellas son la gran presencia de esteros y vertientes naturales.

Para determinar el contenido de humedad del suelo siempre se tiene que hacer referencia al mismo suelo pero seco, esto se lo consigue a una temperatura mayor a los 100°C.

La determinación del contenido de humedad de los suelos es un procedimiento físico-mecánico que es muy útil para poder realizar los cálculos respectivos de cualquier tipo de construcción.

Tabla 6.2 Contenido de Humedad

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES			
CONTENIDO DE HUMEDAD			
			Proceso No.
			1
MUESTRA			
PROFUNDIDAD DE ENSAYO	(m)	1,50	
NÚMERO DE LA CÁPSULA		124	260
PESO DE LA CÁPSULA	(g)	14,51	14,69
PESO DE LA CÁPSULA + SUELO HÚMEDO	(g)	53,77	63,31
PESO DE LA CÁPSULA + SUELO SECO	(g)	38,67	44,76
PESO DEL AGUA	(g)	15,10	18,55
PESO DEL SUELO SECO	(g)	24,16	30,07
CONTENIDO DE HUMEDAD	(%)	62,50	61,69
CONTENIDO DE HUMEDAD MEDIO	(%)	62,09	
OBSERVACIONES:			
La muestra de suelo para contenido de humedad fue tomada a un metro con cincuenta centímetros de profundidad.			

6.1.3 Permeabilidad

Un material es permeable cuando permite el paso de los fluidos a través de sus poros. Tratándose de los suelos, estos son permeables cuando tienen la propiedad de permitir el paso del agua a través de su volumen de vacíos.

Se mide en función de la velocidad del flujo de agua a través del suelo durante un periodo determinado, al movimiento del agua se llama filtración (cm/hora, mm/hora, cm/día), su medida se llama permeabilidad (m/seg, cm/seg).

No todos los suelos tienen la misma permeabilidad, se clasifican en permeables e impermeables, estos últimos que generalmente son arcillosos presentan cantidades de escurrimiento casi nulas.

Por lo general los suelos se componen de capas y la textura del suelo varía considerablemente de una capa a otra, antes de construir un estanque, es importante determinar la posición relativa de las capas permeables e impermeables.

En suelos arcillosos de textura fina la permeabilidad es muy lenta, incrementándose para los suelos limosos de texturas fina y gruesas, en el caso de los suelos arenosos de textura gruesa la permeabilidad es alta, alcanzando valores de 10 cm / día.

En los diseños de estanques, se considera aceptable una tasa media de filtración de 1 a 2 cm / día, pero es preciso tomar medidas correctivas para reducir la permeabilidad del suelo principalmente cuando se alcanzan valores de 10 cm / día o más.

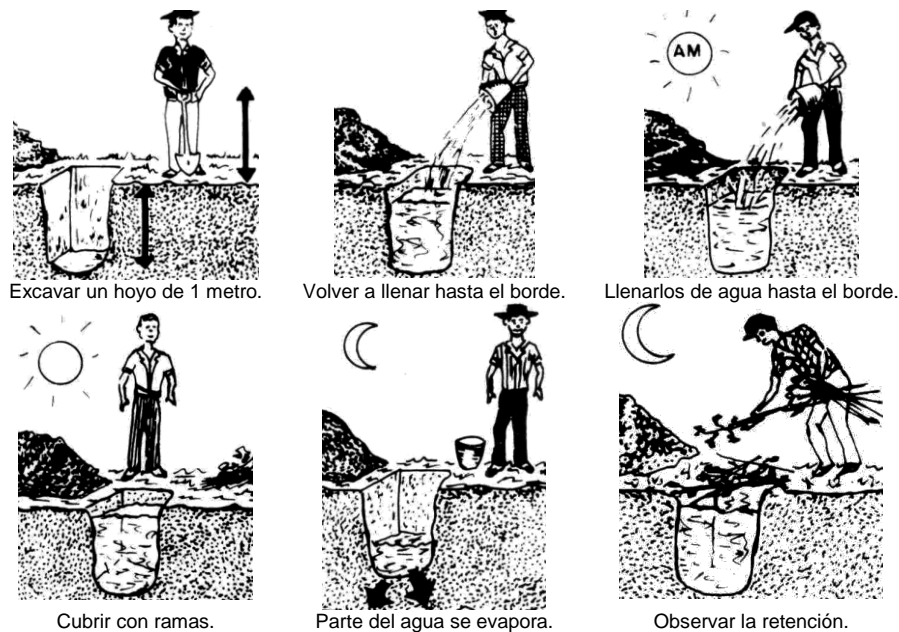


Figura 6.3 (Prueba para determinar la permeabilidad)

6.1.3.1 Determinación del Coeficiente de Permeabilidad

La determinación de K puede realizarse por medio de fórmulas que la relacionan con la granulometría (fórmula de Hazen), en el laboratorio utilizando los parámetros (de nivel constante o de nivel variable), y en el campo por el llamado (ensayo de bombeamiento o por el ensayo del tubo abierto) utilizando también el piezómetro, para las arcillas la permeabilidad se determina a partir del ensayo de adensamiento (consolidación).

6.1.3.2 Método por medio de fórmulas:

En este método usamos la fórmula de Hazen, únicamente válida para arenas

$$K = c (D_{10})^2$$

$$K = \text{cm} / \text{seg.}$$

D_{10} = diámetro efectivo

c = constante cuyo valor varía entre 100 – 150

En la siguiente tabla podemos ver los resultados de los ensayos y el coeficiente de permeabilidad del suelo en donde se realizará el proyecto.

Tabla 6.3 (Permeabilidad)

ENSAYOS	D10 (mm)	K (cm/seg.)
M1	0,053	0,035
M2	0,053	0,035
M3	0,054	0,036
	K promedio	0,036

6.1.4 El pH del suelo

Los suelos pueden tener una reacción ácida, alcalina o neutra. La medida de la reacción química del suelo se expresa mediante su valor de pH. Este valor oscila entre 0 y 14, el valor promedio 7 indica que el suelo tiene reacción neutra, los valores inferiores a 7 indican acidez y los superiores a 7 alcalinidad de los suelos.

En agua ácida, el crecimiento de los microorganismos que sirven de alimento a los peces puede disminuir marcadamente. Cuando la acidez y la alcalinidad son extremas peligra la salud de los peces y para ambos casos se necesitarán técnicas de ordenación especial que aumentarán los costos de producción. Para trabajar en condiciones optimas de producción el valor del pH del suelo debe ser neutro, es decir, que este entre 6.5 a 8.5

La medición del pH puede realizarse utilizando el papel tornasol, si este adquiere un color rojo estará en condiciones ácidas, si se torna azul estará en condiciones alcalinas. Adicionalmente se puede determinar la medida del pH con un potenciómetro eléctrico que ofrece una lectura directa, introduciendo los electrodos de vidrio en una solución que se obtiene mezclando una parte de suelo con dos partes de agua destilada.

La figura 6.4 muestra el rango de pH de un suelo.

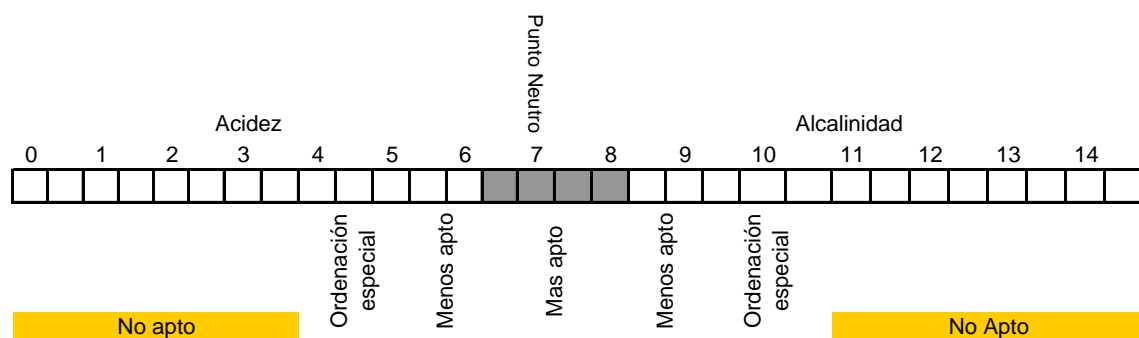


Figura 6.4 (Rango de pH de un suelo)

6.1.5 Agua

La calidad y suministro de agua son factores muy importantes en la selección del lugar.

La fuente de agua puede ser un río, lago, embalse o canales de riego. Esta debe ser distribuida por un canal o tubería de alimentación a los estanques.

Las variables físico – químicas y biológicas del agua que pueden afectar a los cultivos de especies acuáticas y deberán considerarse para la producción son: color, olor, turbiedad, sólidos suspendidos, sólidos sedimentables, penetración de la luz, la demanda bioquímica de oxígeno, estudios sobre algas, oxígeno disuelto, pH, nitrógeno y fósforo. A continuación se detalla una guía para el control de los principales parámetros físicos – químicos que deberán presentar las cantidades de agua que abastecerán el proyecto.

6.1.5.1 Estudio de Aguas

Se realizó el ensayo del análisis físico y químico del agua. Se extrajo una muestra de agua del río Damisa y se procedió a los ensayos analizando los varios parámetros como son : conductividad, pH, residuo seco, sólidos en suspensión, sólidos disueltos en agua, alcalinidad total, dureza total, dureza al calcio, bicarbonato, presencia de cloruro, nitrato, nitrito, fosfato, fluoruro, sodio, potasio, calcio, magnesio, amonio, hierro total y cloruro de sodio.

A continuación se relata los diferentes procesos para la obtención de los diferentes parámetros:

Ensayo de pH.

Se coloca la muestra de agua en un tubo ensayador, el mismo que nos indicará por medio de similitud de colores el pH de un rango de 0-14.

En este tubo ensayador colocamos ocho gotas de reactivo y lo agitamos de arriba hacia abajo, esto nos dará una tonalidad que se la podrá comparar con las tonalidades que posee el aparato, y de esta manera al encontrar una similitud nos indicará el pH que posee la muestra.

Nitrógeno Amoniacal.

- Método: Nessler
- Programa: 380
- Longitud de onda: 425
- Medir 25 ml. de la muestra de agua en un cilindro graduado.
- Medir 25 ml. de agua destilada en otro cilindro graduado (Color blanco).
- Añadir tres gotas Estabilizador Mineral en cada uno de los cilindros. Invertir varias veces para mezclar.
- Añadir tres gotas de Alcohol Polivinílico en cada cilindro, invertir varias veces para mezclar.
- Pipetear un milímetro de reactivo Nessler, en cada cilindro, invertir algunas veces para mezclar. Esperar un minuto para la reacción. Colocar cada solución dentro de una celda de 25 ml.
- Colocar el blanco en el receptáculo de la celda y presionar ZERO.

- Colocar la muestra preparada y presionar READ, para leer el resultado.
- El resultado debe presentarse como (NH_4^+) .

Conductividad.

Se usa un multi sondas de cuatro parámetros.

Colocamos la muestra en un Erlenmeyer, dejando reposar por un minuto, luego se procede a colocar la misma en un recipiente de vidrio especial, la misma que colocaremos dentro de la sonda, previo a esto se debe encerrar el aparato.

Con la muestra en la sonda, procedemos a tomar lectura.

Dureza Total.

- Tomamos una muestra de agua llenando un cilindro graduado limpio hasta la marca de 50 ml.
- Verter la muestra en un Erlenmeyer de 250 ml.
- Añadir un milímetro de solución BUFFER y agitar para mezclar.
- Añadir el contenido de una fundita de indicador MAN VER 2 y agitar para mezclar.

- Titular la muestra con titulador TITRA VER 0,020 N., hasta que el color cambie de rojo a azul puro.
- Multiplicar el número de mililitros de titulador por veinte para obtener los mg/l de dureza total (como Ca CO₃).

Nitrito.

- Método: Diazotización
- Programa: 371
- Longitud de onda: 507 nm.
- Medir 25 ml. del agua de la muestra en una celda de 25 ml.
- Añadir el contenido de un sobrecito de NITRI VER 3, tapar y agitar la celda para disolver. Esperar 20 minutos para la reacción.
- Llenar otra celda con 25 ml. de agua de la muestra a la marca de 25 ml., colocar éste blanco en el receptáculo de la celda y presione ZERO.
- Colocar la muestra con el reactivo y medir presionando la tecla READ.
- El resultado debe presentarse como Nitrito (NO₂⁻).

Hierro Total.

- Método: FERRO VER.
- Programa: 265
- Longitud de onda: 510 nm.
- Medir 25 ml. de la muestra de agua en una celda de 25 ml.

- Añadir una fundita de reactivo FERRO VER, agitar para mezclar, esperar tres minutos para la reacción.
- Llenar otra celda con 25 ml. de agua de la muestra a la marca de 25 ml., colocar éste blanco en el receptáculo de la celda y presione ZERO.
- Colocar la muestra con el reactivo y medir presionando la tecla READ.

Calcio.

- Método: titulación.
- Tomar una muestra de agua, llenando un cilindro graduado, limpio de 50 ml., hasta la marca de 50 ml. Verter la muestra en un Erlenmeyer de 50 ml.
- Añadir un ml. de solución Standard de HIDRÓXIDO POTÁSICO 8 N.
- Añadir el contenido de un fundita de indicador CAL VER 2 y agitar la muestra.
- Titular la muestra con TITRA VER 0,020 N. Hasta que el color cambie de rojo a azul puro.
- Multiplique el número de ml. de titulador usado por 8, para obtener los mg/l. De calcio (Ca) o por 20 para obtener los mg/l. de dureza de calcio (como Ca CO₃).

Alcalinidad.

- Método: De Titulación.
- Tomar una muestra de agua, llenando un cilindro graduado limpio de 50 ml. hasta la marca de 50. Verter la muestra en un Erlenmeyer de 250 ml.

- Añadir una fundita de FENOLFTALINA y agitar para mezclar. Un color rosado se desarrollará, si existe alcalinidad a la fenolftalina.
 - Titular la muestra con ACIDO SULFÚRICO 0,020 N mientras se agita el frasco hasta que cambie de rosado a incoloro.
 - Multiplicar el número de ml. de ácido sulfúrico usado por 20, para obtener la alcalinidad en mg/l (Como Ca CO₃).
 - Añadir una fundita de solución indicadora de VERDE DE BROMO CRESOL – ROJO de METIL, agitar para mezclar.
 - Continuar la titulación con solución Standard de ACIDO SULFÚRICO 0,020 N hasta un ligero color verde – gris.
 - Multiplicar el número total de mililitros de Ácido Sulfúrico usados en ambas titulaciones por 20 para obtener la alcalinidad total en mg/l (como Ca CO₃).
- Método: TETRAFENILBORATO POTASIO.
- Tomar una muestra de agua llenando un cilindro de 25 ml. hasta la marca.
 - Añadir el contenido de una fundita de reactivo POTASIO 1 y una fundita de reactivo POTASIO 2, tapar e invertir para mezclar.
 - Añadir el contenido de una fundita de reactivo POTASIO 3, tapar y agitar por 30 segundos. Si hay potasio aparecerá una turbiedad blanca. Esperar 5 minutos para la reacción.
 - Encerar la muestra de agua a un dial 450 nm.
 - Medir (K⁺)

Sulfato.

- Método: SULFA VER 4,
- Programa: 680.
- Longitud de Onda: 450 nm.
- Medir 25 ml. de la muestra de agua en una celda de 25 ml.
- Añadir el contenido de una fundita de SULFA VER 4. Agitar para mezclar.
- Esperar cinco minutos para la reacción.
- Encerar y el resultado será (SO₄⁻).

Con algunos parámetros y principalmente con la alcalinidad total podemos calcular la Razón de absorción del sodio (RAS).

$$\text{Alcalinidad Total} = 1.2 \cdot 20 = 24 \text{ mg/l} = \text{bicarbonato}$$

$$\text{Alc. Carbonato} = 0 \text{ mg/l (CO}_3^{=})$$

$$\text{Cl}^- = 0.9 \cdot 5 = 4.5 \text{ mg/l}$$

$$\text{SO}_4^{=} = 0.00 \text{ mg/l}$$

CATIONES

$$\text{Ca}^{++} = 0.6 \cdot 8 = 4.8 \text{ mg/l}$$

$$\text{Mg}^{++} = 6 \cdot 0.2435 = 1.46 \text{ mg/l}$$

$$\text{Dureza Total} = 0.9 \cdot 20 = 18 \text{ mg/l}$$

$$\text{Dureza Calcio} = 0.6 \cdot 20 = 12 \text{ mg/l}$$

$$\text{TOTAL} = \text{D. Total} - \text{D. Calcio} = 6 \text{ mg/l}$$

$$\text{K}^+ = 1.27 \text{ mg/l}$$

- ANIONES

$$\frac{\text{mg/l Bicarbonato}}{61\text{ml/meq}} = \frac{24\text{mg/l}}{61\text{ml/meq}} = 0.3934 \text{ meq/l Bicarbonato}$$

$$\frac{\text{mg/l Carbonato}}{30\text{ml/meq}} = \frac{0\text{mg/l}}{30\text{ml/meq}} = 0.00 \text{ meq/l Carbonato}$$

$$\frac{\text{mg/l Cloruro}}{35.5\text{ml/meq}} = \frac{4.5\text{mg/l}}{35.5\text{ml/meq}} = 0.1268 \text{ meq/l Bicarbonato}$$

$$\frac{\text{mg/l sulfato}}{48\text{ml/meq}} = \frac{0\text{mg/l}}{48\text{ml/meq}} = 0.00 \text{ meq/l Bicarbonato}$$

$$\text{TOTAL} = 0.5202 \text{ meq}$$

- CATIONES

$$\frac{\text{mg/l Calcio}}{20\text{ml/meq}} = \frac{4.8\text{mg/l}}{20\text{ml/meq}} = 0.24 \text{ meq/l Calcio}$$

$$\frac{\text{mg/l Magnesio}}{12.2\text{ml/meq}} = \frac{1.46\text{mg/l}}{12.2\text{ml/meq}} = 0.1197 \text{ meq/l Magnesio}$$

$$\frac{\text{mg/l Potasio}}{39.1\text{ml/meq}} = \frac{1.27\text{mg/l}}{39.1\text{ml/meq}} = 0.0325 \text{ meq/l Potasio}$$

$$\text{TOTAL} = 0.3922 \text{ meq}$$

$$\text{ANIONES} - \text{CATIONES} = 0.128 \text{ meq}$$

$$0.128 * 23 = 2.944 \text{ mg/l Sodio (Estimado)}$$

$$\text{SAR} = \frac{\text{Na}}{\sqrt{\frac{\text{Ca} + \text{Mg}}{2}}} \quad (\text{meq})$$

$$SAR = \frac{0.128}{\sqrt{\frac{0.24 + 0.1197}{2}}} = 0.3018 \text{ meq}$$

Cuadro 6.1 (Uso de agua para riego)

CUADRO PARA AGUA DE RIEGO

CONCEPTO	C.E. μsiem/cm	SAR
1.- Aguas buenas para todo Riego	100 – 250 C1	0 – 10 S1
2.- Buenas para cultivos con mediana Tolerancia a las sales	250 – 750 C2	10 – 18 S2
3.-Aceptables para riego, siempre que se dote al terreno de buen drenaje	750 – 2250 C3	18 – 26 S3
4.- Agua mala para riego	> 2250 C4	> 26 S4

Como conclusión podemos mencionar que el agua de río es del tipo de agua blanda, que satisface las normas de calidad físico-químicas establecidas.

Esta agua es buena para todo riego de clase C1 – S1.

Tabla 6.4 (Parámetros)

Parámetros	Valores			Características
	Óptimo	Mínimo	Máximo	Recomendaciones y medidas
Temperatura ° C	24		30	En el caso de observar una diferencia de 2 ° C entre la superficie y el fondo aplicar circulación de agua
Contenido de oxígeno mg/lt	5.0 - 9.0	3	10	Junto a la disminución del oxígeno se detiene el crecimiento de los peces, no consumen alimento, pueden morir. No suministrar alimento, circular abundante agua y colocar aireación
pH	6.5 - 8.5	6	11	El valor bajo de pH indica acidez, acumulación de sales disueltas y carencia de calcio. Se deberá introducir cal. El pH alto disminuye la base alimentaria natural provoca quemadura de las branquias y piel de los peces. Se deberá recircular y reponer el agua del estanque
Fosfatos mg/lt	0.2 - 0.5		2.0	En cantidades normales asegura desarrollo del fitoplancton. Tanto el déficit como el exceso de los fosfatos en el agua son dañinos para el plancton. Se deberá introducir abonos fosfóricos según las normas establecidas
Hierro total mg/lt	1.5 - 1.8		2.0	El hierro es producido por el agua suministrada y por el suelo de los estanques. Se deberá airear, sedimentar y colocar filtros
Cloruros mg/lt	25 - 40		200 - 300	Contaminan el agua, provocan la intoxicación de los peces, parálisis del sistema nervioso y muscular. Se deberá evitar la entrada de cloruros a los estanques
NH3 y NO2 mg/lt	1		2	Se producen como resultado del metabolismo de las proteínas de los peces o de la descomposición de la materia orgánica. El NH3 puede ser muy tóxico libre en 0.6 a 2 ppm, aumentando la toxicidad directamente con el pH y la temperatura del agua
Dureza ppm	20		300	Es la medida de calcio y magnesio en el agua expresado en ppm de CO3Ca
Color	540 - 580	440	300	El color gris verdoso (valores mínimos) indican la ausencia en el fito y zooplancton. Se deberá introducir fertilizantes orgánicos. Los colores verde - amarillo y amarillo junto a la transparencia baja indican la ausencia de los elementos biogénicos (nitritos, nitratos y fosfatos). Se deberá recircular el agua e introducir fertilizantes orgánicos.
Oxidación agresiva %	40 - 65		85	Valores altos indican contaminación del agua con sustancias de fácil oxidación. Se deberá airear, recambiar el agua y limitar la alimentación
Gas carbónico CO2 mg/lt	10		30	En grandes cantidades su influencia es dañina. Airear y recircular agua
DBO (1mg O2/lt)	1.0 - 6.0		8	Con valores altos se observa el déficit de oxígeno por la contaminación con los productos de la descomposición anaeróbica, se detiene el crecimiento de los peces. Recircular agua y airear
Gas Sulfhídrico	Ausencia total			Es venenoso para los peces. Recambiar agua

6.1.5.2 Pérdida de agua por filtración

Las pérdidas por filtración dependen de las características del suelo, básicamente de su permeabilidad, que pueden ser mínimas cuando el nivel freático es alto o pueden ser muy grandes si el estanque está mal construido.

Luego de que el estanque haya estado lleno durante algún tiempo, el agua disgrega a la estructura del suelo y sella el fondo debido a la acumulación de detritos y al crecimiento de algas, reduciendo los índices de filtración.

Las cifras que se presentan en la tabla 6.5 muestran las pérdidas por filtración en mm / día dependiendo de las texturas de los suelos.

Tabla 6.5 (Pérdidas por filtración)

Textura del Suelo	Pérdidas por Filtración (mm/día)
Arena	25 - 250
Franco arenoso	13 - 76
Franco	8.0 - 20
Franco arcilloso	2.5 - 15
Arcilloso	1.25 - 10

6.1.5.3 Pérdidas de agua por evaporación

Estas pérdidas se deben a la radiación solar, el viento y la humedad relativa que determina las características climáticas del lugar. La evaporación dependerá del área de la superficie del agua, cuanto mayor sea el estanque, mas agua se evaporará de su superficie.

Para estimar la cantidad de agua que se evapora se necesita conocer la velocidad de evaporación y esta se expresa como la profundidad de agua perdida en milímetros en un periodo de tiempo.

La velocidad de evaporación se la obtiene por medio de la cubeta de clase A, los pasos recomendados para determinarla son:

1. Se obtiene la velocidad media de evaporación de la cubeta de clase A en mm para cada mes de la estación meteorológica.
2. Se suman las velocidades de cada mes y se multiplica por 0.75 para determinar la evaporación corregida total.
3. Finalmente este valor se multiplica por el área superficial del estanque para encontrar la pérdida total.

6.2 DIMENSIONES

Según los requerimientos presentados por la Hacienda San Antonio se tiene:

Área disponible para piscinas:	25000 m ²
Volumen de agua en estanques:	3000 m ³
Número de estanques:	18
Volumen de recambio diario:	10 %
Volumen semanal a llenar:	1500 m ³

Según esta información se presentan las siguientes dimensiones para cada piscina:

Profundidad de estanque: 1.6 m

Sección estanque: 2440 m²

Lado largo del estanque: 61 m

Lado corto del estanque: 40 m

Los requerimientos de agua para la producción de tilapia permiten definir las cantidades diarias y semanales para su propósito, de esta forma se tiene:

- Existen 18 piscinas destinadas a la producción de tilapias
- 16 de estas son principales y existen 2 provisionales para mantenimiento.
- La piscina 1 se llenará hasta la mitad de su capacidad total.
- Cada dos semanas se tendrá que conseguir el volumen de una piscina y recambiar el 10% de las piscinas que se hayan llenado totalmente
- El 10 % responde a un requerimiento biológico de diseño y deberá ser diario hasta completar el periodo de producción para las piscinas que completen el volumen total de agua.
- En las dos semanas disponibles se tendrán dos tipos de demandas de agua: cada inicio de las dos semanas: el volumen que corresponda a la mitad de una piscina hasta completar los 16 estanques y los otros 13 días: se completarán el 50% de la piscina que se inició y se recambiará el 10% del volumen de las piscinas que ya hayan completado su capacidad total.
- El volumen neto de cada piscina es de 3000 m³.

- Este procedimiento constante permite completar el llenado de los 16 estanques en 32 semanas considerando meses de 31 días.
- La cosecha luego de concluido el periodo de producción será de una piscina cada dos semanas.

6.3 RECOLECCIÓN DEL AGUA PARA RIEGO

El esquema presentado permite identificar dos posibilidades para la recolección del agua luego de que estas sean utilizadas por los peces.

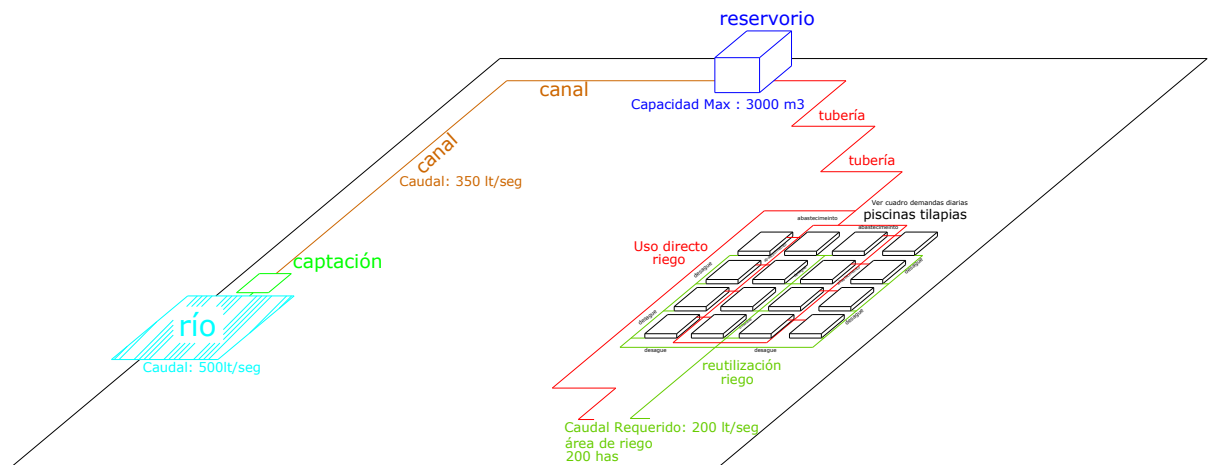


Figura 6.5 (Esquema)

El desagüe de cada piscina actuará como recolector y conductor del agua hacia el riego, en este punto será conveniente colocar medidores de volumen para evacuar exactamente el volumen de recambio diario que dejará las piscinas cada día y que se destinará al riego.

La alternativa siguiente es que no se realicen las dos actividades al mismo tiempo, esto permitirá que el agua captada y transportada por el canal sea conducida directamente hacia las parcelas de riego.

CAPITULO V I I

USO DEL SUELO

7.1 USO ACTUAL

El suelo influyente para la zona del proyecto pertenece a la formación de bosque muy húmedo Premontano, la definición indica que corresponde a zonas de vida con temperaturas medias anuales que van desde los 18 ° C hasta los 24 ° C y las precipitaciones medias anuales alcanzan los 4000mm, variables climáticas que se encuentran principalmente en regiones del pacífico.

Ubicando el sector del proyecto en la carta Morfo – Pedológico de Santo Domingo se pudo determinar los siguientes datos:

El área de riego se encuentra en 2 tipos de unidades Morfo – Pedológico que son las siguientes:

Flanco Occidental de la Cordillera de los Andes. Parte inferior, húmeda y cálida: compuesta por la presencia de depósitos aluviales en profundidad. Bloques, cantos rodados y arenas. Cobertura de proyecciones piroplásticas.

Zonas de relieve: Zonas coluviales, cuencas de recepción y conos de deyección muy antiguos y muy disecados.

Suelos característicos: Suelos francos con intercalaciones de lapillo y cenizas poco meteorizados, saturación de bases < 50%, retención de agua < 100%.

- Taxonomía: Dystrandeps
- Llanura de Depositación y Conos de Esparcimiento Antiguos.
- Formaciones Litológicas y/o Superficiales: Cantos y bloques rodados, conglomerados, arena, en su mayoría de origen volcánico de los conos de deyección y esparcimiento.
- Arenas, areniscas poco cementadas, cantos rodados y conglomerados, en su mayoría de origen volcánico. Con cobertura de dos capas de proyecciones piroclásticas de edad diferente.

Zonas de relieve: superficie de disección débil a maderada con cimas planas y redondeadas asociadas con pequeñas gargantas.

Suelos: pardos, francos de 0.80 a 1.50 m de espesor, con saturación de bases < 50% y retención de agua entre 50 y 100%, derivados de lapillo y cenizas recientes, que cubren suelos amarillos, limosos con retención de agua > 100% derivados de proyecciones mas antiguas.

El uso particular de esta zona se ve reflejado en el mapa de formaciones vegetales y de uso actual del suelo, sector de Santo Domingo, donde predomina en el área de riego las formaciones de cultivos de plantaciones permanentes de palma africana, café, cacao, banano y cítricos.

7.2 ESTUDIOS EDAFOLÓGICOS

El conocimiento y análisis de las características físico – químicas e hidrodinámicas de los suelos favorecerá en la recomendación del uso y manejo mas conveniente de los mismos. Esto se refleja en un mapa detallado de suelos de clases agrológicas con fines de riego.

El área a regarse alcanza aproximadamente las 200 hectáreas.

La clasificación de los suelos ubica a este sector en el tipo Dystrandeps, estos poseen una retención de humedad inferior al 100%, gran cantidad de carbón, materiales amorfos y un bajo contenido de bases. Se han desarrollado en clima húmedo pero con estaciones secas.

Los minerales normalmente han sido alterados, existiendo gran cantidad de vidrio volcánico dentro del primer metro de profundidad. No son ácidos.

Poseen un alto poder de fijación del fósforo lo cual limita su capacidad de uso. Son profundos de color muy negro en las zonas frías y amarillentas en las zonas cálidas y templadas.

En la sierra se localizan en las partes altas de las montañas bajo condiciones climáticas húmedas y nubosas, presentan texturas medias franco a franco limosas, alto contenido de materia orgánica y potasio y pobres en nitrógeno y fósforo.

En la costa y amazonía se encuentran las estribaciones de las cordilleras, bajo una vegetación natural más densa y gran humedad ambiental, ocasionalmente con uso de frutas y otros cultivos tropicales. Se identifica en el mapa con el símbolo Id2.

Del estudio edafológico se determina que de acuerdo con los datos climatológicos obtenidos de la estación meteorológica Puerto Illa se tiene una temperatura media anual de 24.98 ° C, la precipitación anual representativa alcanza un valor de 2533.2 mm, al humedad atmosférica media anual es del 88%, los vientos predominantes provienen exclusivamente del sur – occidente con una velocidad promedio anual de 2.50 km/h.

El área del proyecto corresponde a la región latitudinal templada – subtropical. Bosque Muy Húmedo Premontano

7.2.1 Localización y superficie

En la costa esta zona de vida es una faja montañosa que va ensanchándose de norte a sur para luego estrecharse en esta última dirección. Limita al occidente con el bosque húmedo tropical y hacia el oriente con las formaciones bosque muy húmedo montano bajo y con el bosque húmedo pre – montano. Comprende: Quinchul, Lita, las estribaciones de la cordillera de Tiosan en la provincia de Esmeraldas, las estribaciones de las montañas de Tiaone, Cojimíes, Chindul en la provincia de Manabí, Los Bancos, Santo Domingo en la provincia de Pichincha, La Mana y el Corazón Cotopaxi.

En el oriente se lo encuentra por encima de los 600 msnm y comprende una amplia zona que se localiza en las estribaciones de la cordillera Oriental, abarcando la confluencia del río Malo con el Quijos, Cosanga y Gonzalo Pizarro en el Nororiente. En el centro Oriente, una faja que se extiende a lo largo del río Negroyacu, Cumandá, Río Palora, Chiguaza, Macas y las estribaciones orientales de la cordillera de Cutucú. Finalmente una amplia zona que abarca las cuencas de los ríos Zamora, Changos, Cenepa, Nangaritza, Vergel y Zumba en el Sur Oriente.

En esta zona de vida comprende una superficie de 3'152.975 Has, o sea el 12.0% del área total del país.

7.2.2 Características Climáticas

Los rangos altitudinales y de temperatura son similares a los del bosque húmedo Pre – Montano, con la diferencia que en esta formación se registran precipitaciones promedias anuales que están entre los 2000 y 4000 mm.

La alta pluviosidad de esta zona de vida es la consecuencia de una superposición de lluvias de origen convencional de las partes bajas adyacentes y de lluvias de tipo orográfico originada por vientos que son obligados a ascender por estas vertientes y serranías, mientras mas radical es el cambio de topografía la región se vuelve mas lluviosa.

7.2.3 Topografía y Suelos

Suelos con Alofana

En las vertientes bajas de las cordilleras Occidental y Oriental, sobre llanuras o pendientes fuertes se han desarrollado suelos negros, limosos en la parte superior y obscuro o amarillo en profundidad, con una capacidad de retención de humedad del 50 al 100 %. Se puede cultivar con ciertas limitaciones por falta de luminosidad, palma africana, plátano y pastizales.

Sobre esta misma fisiografía se pueden encontrar depósitos de ceniza volcánica antigua, a partir de las cuales se han desarrollado suelos negros, limosos y muy suaves y esponjosos, que en profundidad se torna de un color amarillo con una capacidad de retención de humedad de 100 a 200 %.

Se cultiva sobre estos suelos te, naranjilla y pastizales, su limitante es el manejo de estos suelos, sobre todo se los dedica a pastos.

7.2.4 Asociaciones Edáficas y / o Hídricas

En relieves de poca pendiente o de concavidad, se pueden encontrar suelos arcillosos pardos rojizos con caolinita y goethita en varias mezclas, pesados, de 30 a 100 cm de profundidad, de material parental más o menos meteorizado.

Actualmente estos suelos están cubiertos de pastos y bosques naturales siendo sus limitantes el drenaje y la fertilidad.

Sobre partes planas o en concavidad (sin drenaje natural), se localizan suelos orgánicos de color negro, suaves, untuosos, son materia orgánica meteorizada de 30 a 40 cm o mas de espesor. Su gran limitante es el drenaje.

7.2.5 Vegetación

La vegetación arbórea no está claramente definida, sin embargo el estrato superior está formado de palmas principalmente de pambil, *Iriartea corneto* y en menor escala de palma real, *Inesa Colenda*. Inmediatamente debajo de este primer estrato, se pueden identificar el Anime, *Dacryodes*, Guión, *Pseudolmedia eggensil*, Moral Bobo, *Clarisia racemosa*, Sande, *Brosimum utile*, Sangre de Gallina, *Virola*, Clavellin, *Brownea herthae*, Marchare, *Symphonia globulifera*, entre otros.

Un tercer estrato está formado por árboles de menor tamaño en cuanto a altura y diámetro siendo muy conspicuos. *Dedo Matisia coloradum*, Uva, *Pouruma chocoana*, Colorado, *Pouteria*, Peine de Mono, *Apeaba membranacea*. Por la abundancia de palmas, bejucos y epífitas; la vegetación aparece densa y tupida más de lo que es en la realidad.

En el bosque secundario es común el Laurel, *Cordia alliodora*, Chilladle, *Trichospermum mexicanum*, Tutumbe, *Cordia eriostigma* y Sapan, *Trema micrantha*.

7.3 USO POTENCIAL

En términos generales, los suelos de esta formación perhúmeda tienen muy limitado valor para las actividades agrícolas y ganaderas, sin embargo sus bosques tienen un buen potencial para su ordenación forestal. Por desgracia, existe una tendencia casi generalizada en muchos organismos, técnicos y personas involucradas en promover su desarrollo agrícola, de ignorar o despreciar las obvias deficiencias, climáticas, topográficas y biológicas reunidas en esta zona de vida.

A más de exceso de lluvias, la humedad relativa de su aire es bastante elevada, la cual es propicia para el desarrollo de plagas y enfermedades para las plantas cultivadas, para los animales domésticos y para el hombre. Cuando se implanta pastizales la vegetación muerta sobre la superficie del suelo se queda tan saturada de humedad, que tiende a pudrirse a un ritmo acelerado y mientras ésta se pudre, las hierbas, arbustos y árboles de la sucesión secundaria invaden el lugar con sorprendente celeridad. Por esta razón, es muy difícil el mantenimiento de los potreros, los cuales no pueden quemarse más que por períodos cortos en los años secos, siendo invadidos por el monte inmediatamente.

Junto con los obstáculos de carácter climático, en esta formación se encuentran condiciones de topografía adversa, predominan vertientes largas que se dirigen hacia profundos y estrechos valles cuyos ríos corren rápida y turbulentamente sobre rocas y cantos rodados, los cuales se hallan separados por afiladas lomas en forma de V invertida, creando una superficie local muy accidentada. Claramente, los suelos que se han formado bajo estas condiciones, no son aparentes para la agricultura, excepto aquellos derivados de material aluvial arrastrados de las mismas cordilleras, en donde

los ríos cruzan zonas de granito, gneiss y rocas intrusivas igneas y depositan estos sedimentos sobre las terrazas y bancos de los ríos.

Estos sedimentos son mayormente gruesos, cascajos y arena para dar origen a suelos permeables, sin embargo, son ácidos y requieren para su cultivo mucho abono y adición de fuertes cantidades de materia orgánica. Sirven para cosechas perennes o para la producción de gramíneas forrajeras de corte; rinden regularmente para café sin sombra, caña de azúcar, plantas de alimentación local de carácter tuberoso, camote, yuca, palma, papa china.

Otra clase de suelos son aquellos derivados de ceniza volcánica de origen eólico o fluvial. Estos suelos se los utiliza actualmente para el cultivo de palma africana, abacá, ramio, como acontece en el área de influencia a Sto. Domingo de los Colorados, al cultivo del té, en el área de Sangay, río Palora en el Oriente, café sin sombra como puede observarse en los Bancos de la provincia de Pichincha, o la caña de azúcar entre el Corazón y Moraspungo en la provincia de Cotopaxi, y algunos bajo el cultivo de la naranjilla y pastizales como acontece especialmente en el Oriente.

Se recomienda plantaciones de café sin sombra, tipo *Canephora*, variedad Robusta, Caneloa, *Cinnamomun ceylanicum* Pimienta Negra, *Piper nigrum*, Ramio, *Bohemeria nivea*, ya que es una excelente cubierta forrajera, sobre todo en los terrenos inclinados.

Los terrenos con fuerte pendiente deben quedar como bosques naturales, si se desmonta pueden provocar de inmediato un aumento en el flujo de los caudales de los ríos principales que atraviesan estas zonas, aumentando su carga de sedimentos y

provocando desbordes e inundaciones desordenadas aguas abajo. En otras áreas es posible combinar la ordenación forestal de estas tierras, con aquella relacionada con la protección del suelo y el régimen hidrográfico, porque sus bosques son, buenos productores de maderas, más del 50% del volumen total está contenido en unas pocas especies apreciadas en el mercado nacional. Explotados sus bosques, aún con una alta intensidad, si es que no se roza o se quema el monte residual, que contiene brinzales y arbolitos de regeneración natural, tiende a establecerse o reconstruirse rápidamente, formando de este modo un bosque secundario de muy buenas características tanto en su composición florística como en su crecimiento, sin casi ninguna ayuda silvicultural. Si tales áreas se las manipulara recionalmente, se podría convertir en bosques de producción permanente con turnos de corte (rotaciones) que puede oscilar entre 20 y 40 años. Bosques secundarios de esta naturaleza, y con buena regeneración de Laurel, se puede ver en Esmeraldas y en Sto. Domingo de los Colorados.

Desde el punto de vista agro-socio-económico y de los estudios realizados en el área a beneficiarse con el sistema de riego, se destacan principalmente como fundamentos para la planificación del desarrollo agropecuario los siguientes: distribución física y espacial del área del proyecto, aspectos edafológicos, principales elementos climatológicos, disponibilidad del recurso agua para regadío, adaptabilidad de cultivos, técnicas y tecnologías actuales y potenciales, mercado actual y potencial para los productos agrícolas, estructura de la tierra, capacidad de los cultivos para generar mayor o menor valor agregado, disponibilidad de mano de obra para el desarrollo agropecuario y tradición cultural y tipología de la agricultura actual recomendable.

Dadas las condiciones climáticas, ecológicas y edafológicas de la zona, la gama de cultivos adaptados y adaptables es muy amplia, tanto para los de ciclo corto, como para los semipermanentes y perennes.

En la actualidad el mercadeo y la comercialización de la producción son efectuados por los general, en las ciudades y centros de consumo del país, especialmente a Sto. Domingo, Guayaquil y Quito.

La explotación pecuaria se orientará hacia las líneas lechera y de ganado de carne.

La disponibilidad de mano de obra deberá garantizar y cubrir con holgura las demandas que sobre este recurso exige el cumplimiento de la programación del desarrollo agropecuario.

7.4 DEMANDA DE RIEGO

El agua consumida o agua de evapotranspiración constituye el agua aprovechada por la planta en el proceso de transpiración mas el agua que se evapora en el suelo y y en el follaje. Se expresa en milímetros por hectárea.

La transpiración es el proceso por medio del cual la planta toma el agua del suelo, esta circula a través de la planta hacia las hojas y se pierde en la atmósfera en forma de vapor.

En proyectos de riego la humedad consumida durante el crecimiento de la planta y la que se conserva en la misma son tomadas en consideración, la evaporación del suelo no se incluye en la transpiración pero si se considera como elemento de desgaste.

La transpiración se presenta en su mayor parte en las hojas de la planta, aunque una pequeña proporción de la humedad perdida proviene de los tallos más jóvenes. Aquella tiene lugar generalmente durante las horas del día y solamente casi un 8 % se produce durante la noche. El grado de transpiración es mas bajo antes de salir el sol y llega a su máximo antes de llegar al medio día, la transpiración representa una parte importante del agua de desgaste en un cultivo.

Algunos de los factores que afectan el grado de transpiración son: la humedad disponible en el suelo, la clase y densidad del crecimiento de la planta, la cantidad de luz solar, la temperatura y la fertilidad del suelo. En el verano cuando se presentan vientos cálidos, la transpiración puede presentarse con mayor rapidez que la humedad que debe absorber la raíz, aunque el suelo contenga un gran suministro de humedad. Cuando esto sucede, la planta se marchita. En algunas plantas el follaje se seca irremediablemente.

La evaporación es la pérdida o dispersión de agua en forma de vapor de la superficie del suelo a la atmósfera. Los factores que principalmente afectan el grado de evaporación son la naturaleza de la superficie y la diferencia en la presión de vapor tomando en consideración las variables climáticas como la temperatura, el viento y la presión atmosférica. Para el cálculo del agua de consumo total se incluye el agua evaporada en la superficie del suelo más el agua interceptada en el follaje.

En terrenos regables lo recomendable para las plantas es hacer menor número de aplicaciones pero que estas sean más fuertes, de esta manera la planta aprovecharía totalmente el agua porque esta penetrará a mayor profundidad, por el contrario si empleamos mayor frecuencia en riego con menor fuerza se perderá mayor cantidad de agua, es decir la evaporación superficial será excesiva.

La textura del suelo también es influyente en la evaporación, en un suelo que presente capilaridad (arcilloso) se espera que el índice de agua perdida o evaporada sea elevado por el proceso en que el agua sube a la superficie; los suelos que no presentan esta característica perderán menos agua puesto que esta se infiltrará mas rápidamente.

La evaporación también está afectada por la variación de los vientos, temperatura, porcentaje de humedad que existirá en el sitio del proyecto en algún determinado instante del año. Luego de las dosis de riego, la evaporación del agua en la superficie será elevada mientras las capas mas superficiales estén saturadas. Al agotarse la humedad de las capas superiores, se reduce rápidamente la evaporación.

El grado de evaporación entre uno y otro riego depende, en cierto modo, de la labranza, del cultivo que se siga y de la cobertura del cultivo con paja y estiércol, así como de la textura del suelo, de las condiciones climáticas, tipo de cultivo, grado de crecimiento del mismo, métodos, frecuencia y profundidad del riego. Al crecer la planta aumenta el sombreado y disminuye progresivamente el grado de evaporación.

7.4.1 Métodos de Cálculo

El proyecto pretende reutilizar el agua destinada a la producción de tilapias en un sistema de riego que permita abastecer agua para pasto básicamente y para cualquier otra variedad vegetal que se quiera cultivar, de esta forma se presentan demandas de riego para seis de los métodos más importantes que facilitan la determinación de la cantidad de agua que demanda determinado cultivo utilizando las variables climáticas y características de la zona, estos son: Thornthwaite, Hedke – Lowry, Blaney y Criddle 1, Blaney y Criddle 2, Yépez y Penman.

En términos generales se encontró que de los métodos aplicados, el método de Penman se aproxima bastante al promedio, este es muy recomendado puesto que las condiciones para las que fue creado se asemejan a las de nuestro país.

7.4.1.1 Método de Thornthwaite

El Dr. Thornthwaite con base en los trabajos de investigación anteriores, encontró una relación exponencial del tipo parabólico entre la temperatura y el uso de agua, la expresión encontrada fue la siguiente:

$$U.C. = \left(\frac{T}{5} \right)^{1.686}$$

En donde:

T = Temperatura media mensual en grados centígrados.

Sin embargo, investigaciones posteriores demostraron que esta ecuación solo reflejaba valores aproximados, por esto se decidió estudiar el problema desde el punto de vista de la relación entre el *U.C.* y la insolación, encontrando una expresión que denominó como “Eficiencia de la temperatura” que está dada por la relación:

$$i' = \left(\frac{T}{5}\right)^{1.514}$$

En función de los valores obtenidos con esta expresión y mediante una ecuación que la relaciona con la temperatura media mensual llegó a obtener un monograma para calcular el uso consuntivo.

La fórmula encontrada para este método es la siguiente.

$$e = 1.6 * \left(\frac{10 * T}{I}\right)^a$$

En donde:

e = evapotranspiración

I = Suma de i' para todos los meses del año

$a = 0.00000675 I^3 - 0.0000771 I^2 + 0.017921 I + 0.49239$

7.4.1.2 Método de Hedke y Lowry y Jonson

La fórmula desarrollada es la siguiente:

$$U = K * Q$$

Donde.

U = Uso consuntivo de agua (lámina en pies)

Q = Calor efectivo en días – grados durante el ciclo vegetativo obtenido
empleando los excesos de temperaturas medias sobre los 32 ° F

K = Una constante. Surgió para K el valor de 0.000423

El comité de consumo de agua, después de comparar un cierto número de valles, llegó a la determinación de que sería mas representativo un valor de 0.00039, es decir un 8% menos, aproximadamente que la constante de Hedke.

Hedke definió el Uso consuntivo como la cantidad total de agua transpirada, como consecuencia del cultivo, de un área, es decir estaba implicada la evaporación desde el suelo.

Lowry y Jonson, al presentar una versión diferente del mismo tema en 1941 criticó el método de Hedke en el sentido de que no tenía en cuenta la variación en el volumen de agua subterránea al calcular el uso consuntivo y de que cargaba el consumo total de agua del valle al área cultivada, sin considerar los consumos relativos de las áreas no cultivadas.

Sus propios estudios estuvieron limitados a un número relativamente reducido de áreas, en las que se disponía de los datos esenciales. En lugar de emplear los excesos de las temperaturas medias diarias sobre 32 ° F, llegaron a la conclusión de que el uso consuntivo en valles bien regados y cuencas húmedas, con un amplio margen de climas, latitudes, altitudes y tipos de cosechas, estaba relacionado linealmente con las temperaturas máximas diarias acumuladas durante el ciclo vegetativo.

Señalaron que aunque la radiación solar de una de las mejores correlaciones con la transpiración y la evaporación, las temperaturas durante el ciclo vegetativo, se ajustan mas aproximadamente al ciclo de crecimiento de la planta.

Para definir los límites del ciclo vegetativo, ajustaron los datos de temperaturas mínimas obteniendo medias superpuestas de períodos de cinco días.

7.4.1.3 Método de Blaney – Criddle

Este método fue desarrollado en 1950 para las condiciones del Oeste de los Estados Unidos, relacionando valores reales (actuales) de uso consuntivo, con la temperatura media mensual t , y el porcentaje mensual de horas del brillo solar p .

La fórmula general que permite determinar el uso consuntivo o evapotranspiración real del mes, se escribe:

$$UC = K * F$$

Donde:

$$UC = \text{Uso consuntivo}$$

K = Coeficiente estacional que depende del cultivo

$$F = \sum f$$

$$f = \frac{\sum P * t}{100}$$

Estos valores son mensuales y en pulgadas

T = Temperatura media mensual en ° F

P = Porcentaje de horas luz

Cuando los valores se tomen en ° C

$$f = \sum P \left(\frac{t + 17.8}{21.8} \right)$$

$$C = \frac{5}{9}(F - 32)$$

La tabla muestra el coeficiente de uso consuntivo para definir el cultivo:

Cultivo	Período Vegetativo	K (cálculo global)
Algodón	7 meses	0.60 a 0.65
Alfalfa	Entre heladas en invierno	0.80 a 0.60
Arroz	3 a 5 meses	1.00 a 1.20
Cereales	3 meses	0.75 a 0.85
Cítricos	7 meses	0.50 a 0.85
Frijol	3 meses	0.60 a 0.70
Jitomate	4 meses	0.70
Maíz	4 meses	0.75 a 0.85
Nogales	todo el año	0.70
Papa	3 a 5 meses	0.65 a 0.75
Pastos	todo el año	0.75
Remolacha	6 meses	0.65 a 0.75
Sorgo	4 a 5 meses	0.70

Adicionalmente para el estudio se han considerado dos métodos para calcular valores de evapotranspiración potencial, el propuesto por Penman, en base a los principios de radiación solar y balance de energía; y el método de Yépez, en función de la evaporación en un lisímetro de veinte pies de diámetro, este método es el más apropiado para el cálculo ya que fue creado para las condiciones de nuestro país.

7.4.1.4 Método de Penman

De todos los métodos empleados para calcular la evapotranspiración, es el de Penman el que lo enfoca desde un punto de vista más teórico, mostrando que la evapotranspiración está íntimamente relacionada con la energía solar recibida.

La fórmula que da la evapotranspiración es la siguiente:

$$E_t = \frac{\Delta H + 0.486Ea}{\Delta + 0.486}$$

Donde los valores de H y Ea se deducen de:

$$H = R_A(1 - r)(0.18 + 0.55n/N) - \sigma T_a^4(0.56 - 0.092\sqrt{e_d}) \cdot (0.10 + 0.90n/N)$$

$$Ea = 0.35(e_a - e_d)(1 + 0.0061\mu^2)$$

Donde:

H = Balance del calor diario en la superficie, en mm de H_2O por día.

R_A = Media mensual de radiación en mm de H_2O al día.

r = Coeficiente de reflexión de la superficie.

n = Duración real de la insolación.

N = Duración máxima posible de la insolación.

σ = Constante de Boltzmann

σT_a^4 = Milímetros de agua por día

e_d = Presión de saturación del vapor en el punto medio de rocío

E_a = Evaporación de agua en mm por día

e_a = Presión de saturación del vapor de agua a la temperatura media del aire, expresada en mm de Hg.

μ_2 = Velocidad media del viento a 2m de la superficie del terreno, en Km por día.

E_t = Evapotranspiración en mm de agua por día.

$\Delta = de_a/dT_a$, es decir, la tangente en un punto de la curva de la presión de saturación del vapor de agua, expresada en mm de mercurio, en función de la temperatura media del aire expresada en °C.

7.4.1.5 Método de Yépez

Gran número de ecuaciones se han desarrollado tratando de evaluar la evapotranspiración, evaporación y requerimientos de riego, los mismos que varían con los factores climatológicos como humedad relativa, temperatura, velocidad del viento,

brillo solar, etc. En los estudios que se llevan a cabo en EE.UU. principalmente en la región oeste, se ha considerado al tanque clase A estandarizado por el Weather Bureau y un ensayo en Davis, California por el profesor W.O. Pruitt, como índice de las condiciones de evaporación, se ha empleado como medida estándar de la evapotranspiración, la lograda en un lisímetro de 20 pies de diámetro (6.1 m) construido por el profesor Pruitt en Davis California.

Los ingenieros Christiansen y Hargreaves, han comparado estos resultados con los obtenidos en Australia y varios años de registros de tanque de evaporación. La ecuación resultante tiene la forma:

$$EVC = 0.42 * RT * CTV * CHV * CWV * CE$$

Donde:

EVC = Evaporación calculada para el tanque estándar clase A

RT = radiación extraterrestre computada, considerando una constante solar de dos calorías por cm² y por minuto.

$$CTV = 0.27 + 0.73 * TM/25$$

TM = es la temperatura en °C

$$CHV = 0.18 + 0.82 (1-HM)/0.30$$

HM = Humedad relativa media, expresada decimalmente

$$CWV = 0.68 + 0.32 * W10 / 8$$

W10 = Es la velocidad media del viento en 24 horas, en Km/h, con el anemómetro localizado a 10 metros sobre el terreno.

$$CE = 1 + 0.07 (E1 / 1000)$$

El = es la elevación de la estación meteorológica considerada en m.s.n.m.

$$ETHC = 0.36 * RT * CT * CH * CW * CE$$

$$CT = 0.23 + 0.77 * TM/25$$

$$CH = (1 - HM) / 0.30$$

$$CW = 0.80 + 0.20 * W10 / 8$$

El método de Penman es usado a nivel mundial y está basado en datos teóricos. El método de Yépez está basado en la realidad geográfica y climática de nuestro país, por tanto los datos que obtenemos a partir de este método son más reales que los otros métodos.

7.5 PATRÓN DE CULTIVOS.

El patrón o plan de cultivos se elabora tomando en cuenta factores como los que se indican a continuación:

- Climatológicos
- Edafológicos
- Económicos
- Mercado
- Rotación de cultivos
- Relación (agua - cantidad)

Analizando detalladamente estos factores tenemos que en lo que se refiere al clima, este es cálido húmedo, teniendo gran ventaja para implementar gran variedad de cultivos tropicales.

En lo referente al suelo, de acuerdo a la información obtenida a partir de la carta morfo-pedológica de Santo Domingo, este está conformado de suelos pardos, francos de 0.8 a 1.5 metros de espesor, con saturación de bases menor al 50% y retención de agua entre 50 y 100%, derivados de lapilli y cenizas recientes, que cubren suelos amarillos, limosos, con retención de agua mayor del 100%, derivado de proyecciones más antiguas. Estos suelos tienen un buen contenido de materia orgánica, por lo que la producción en estos tiene un gran rendimiento.

El factor económico influye mucho en la selección del tipo de cultivos, ya que depende de su rendimiento y de su aceptación en el mercado; pues hay productos que tienen bajo rendimiento, por lo que, no son convenientes para el agricultor y hay otros en cambio que pueden tener buen rendimiento pero un mercado nulo.

La rotación de cultivos es también de gran importancia, pues variando los cultivos podemos asegurar un mayor tiempo de productividad del suelo, impidiendo así que el suelo se vaya esterilizando con rapidez.

El último factor que se debe analizar es la relación agua - cantidad. El agua es el factor fundamental para el desarrollo del cultivo, este factor no es crítico ya que el volumen de agua captada será el suficiente para satisfacer los requerimientos hidroeléctricos y de riego, por lo que se asegura el desarrollo permanente del cultivo.

Como resultado de las variables consideradas, y tomando en cuenta que un ingreso importante en la hacienda es el producido por la ganadería, se propone un patrón de cultivos para la zona analizada de pastos y cítricos, en el caso de los cítricos nos referiremos fundamentalmente al cultivo de piñas y frutales.

7.6 BALANCE HÍDRICO

El conocimiento de la evapotranspiración potencial y de los valores de precipitación, permiten la determinación de las disponibilidades hidrológicas. Los datos de evapotranspiración potencial media se han utilizado para este cálculo.

Al enfrentar los valores del agua de la evapotranspiración potencial de un determinado periodo, E_p , con la precipitación media, P , se tiene un cuadro de las posibles deficiencias o de los sobrantes de agua. Sin embargo, dado que el suelo almacena agua, su capacidad de reserva debe ser considerada en el balance hídrico.

La capacidad de almacenaje de agua por el suelo depende de las características físicas y de la profundidad de exploración radical. A tal fin, Thornthwaite (1948), ha establecido para estudios climáticos como gran término medio una lámina de 100 mm.

Conocidos los aportes de concepto de precipitación P , ascenso capilar y condensación de vapor acuoso d_{co} ; y además la evapotranspiración de un periodo de E_p , es posible plantear un balance hídrico asumiendo una determinada capacidad de almacenaje, d , que depende de las circunstancias apuntadas.

De esta manera, para cada periodo - una semana o un mes - por ejemplo, en el cual $E_p = EP$, y cantidad de agua almacenada, d_i , el exceso o diferencia de agua resulta de lo siguiente:

d_i = agua almacenada

P = precipitación

d_{ca} = ascenso capilar

d_{co} = condensación de vapor acuoso

$$(d_i + P \geq d_{ca} + d_{co}) - EP \quad d$$

Exceso

$$(d_i + P \leq d_{ca} + d_{co}) - EP \quad 0$$

Deficiencia

Siguiendo el procedimiento de Thorthwaite (1948), para un año en el cual se opera con valores mensuales, el balance se inicia a continuación de un periodo en el cual los aportes, lluvia superan notablemente la evapotranspiración, en cuyo caso está colmada la capacidad de almacenaje; o contrariamente, después de un período en el cual se han sucedidos varios valores de EP , superiores a P , por lo que el almacenaje será nulo.

El periodo de déficit marca el lapso en el cual los cultivos dependerán del riego artificial y el volumen aproximado que representa la necesidad de riego. El período de exceso por lo contrario, da una indicación de la posible existencia de problemas de drenaje si es que no existen condiciones naturales que faciliten la evacuación de los excedentes; y a su vez, permite cuantificar el nivel de recarga de los acuíferos subterráneos.

El balance hídrico facilita la determinación de las posibilidades de explotación agraria de una zona, la confección del programa de cultivo de acuerdo con las exigencias climáticas y de mercado; y sienta sólidas bases para el plan de obras hidráulicas a realizarse.

Tabla 7.1 (Balance Hídrico)

	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANUAL
ETP (mm)	126	112	135	120	119	88,4	110	120	121	129	119	123,7	1423,10
P (mm)	333	505	525	504	260	63,9	25,5	27,1	50,2	45,9	51,4	142,7	2533,07
Exceso (mm)	207	393	389	384	141	24,5			70,9		67,3	19	
Déficit (mm)							84,8	93,3		83			261,09

CAPITULO VIII

DISEÑO DE OBRAS DE CONDUCCIÓN (RIEGO)

8.1 FACTORES ESENCIALES DEL RIEGO

Se pueden clasificar estos factores de la siguiente manera:

8.1.1 Suelo.

Topografía.

Propiedades físicas.

Propiedades químicas.

Estimación y clasificación de las tierras.

8.1.2 Agua.

Origen.

Calidad.

Caudal.

Eliminación.

8.1.3 Cultivos.

Naturaleza.

Exigencias.

8.1.4 Economía.

Costos de instalación.

Costos de operación.

8.1.1 El Suelo

La influencia de las diversas características del suelo varía según el sistema de riego. De esta forma, la pendiente y la cohesión son elementos de primer orden en riego de superficie, mientras que intervienen más directamente en el de aspersion. El carácter general al que hay que prestar especial atención es la gran heterogeneidad del suelo.

a. Topografía

Hay que examinar sucesivamente la pendiente, que es el factor capital de los riegos de superficie, y la parcelación.

Pendiente

Condiciona la velocidad de circulación del agua por la superficie. Dicha velocidad es proporcional a la raíz cuadrada de la pendiente, a igualdad de las restantes variables.

Se pudiera pensar en modificar la pendiente cuando no es la adecuada a una buena circulación del agua, pero tal rectificación implica gastos que rápidamente se hacen prohibitivos. De esta forma el sistema de riego es esclavo de la pendiente.

Parcelación

Toda interrupción brusca de la pendiente perjudica al riego, por esta razón se deberá formar parcelas de pendiente uniforme.

b. Propiedades Físicas

Se distinguen la permeabilidad, la capacidad de retención del agua del suelo y la cohesión. Estos dos elementos no deben confundirse aunque estén relacionados, en las condiciones habituales varían en sentido inverso: a mayor permeabilidad menor retención. Desde el punto de vista teórico, la permeabilidad es la facultad del suelo previamente saturado de dejarse atravesar por una corriente de agua libre. Determina pues, la velocidad de penetración de agua hacia las capas profundas.

Cuando se riega una tierra seca el agua desliza primeramente alrededor de las partículas del suelo, a través de los conductos capilares para acabar saturando totalmente el terreno hasta cierta profundidad. Cuando termina el riego, el agua sigue descendiendo y el suelo se satura. Después la zona mojada se estabiliza, se dice entonces que ha alcanzado su capacidad de retención o capacidad de campo. El riego tiene prácticamente por objeto llevar a dicha capacidad de suelo en el que albergan las raíces.

De esta forma, cuando se riega, el agua penetra al principio rápidamente en el suelo bajo el doble influjo de la permeabilidad y de la absorción. Esta última actúa como un secante y aquella como un filtro.

La cohesión es la fuerza que mantiene unidas las partículas de tierra. En cuanto es inferior a la fuerza del agua que corre por la superficie del suelo aparece la erosión o arroyamiento. La fuerza erosiva del agua aumenta con la velocidad del líquido, estando este extremo en relación directa del caudal y de la pendiente

8.2 Riego por Aspersión

Este sistema distribuye el agua en forma de lluvia sobre el suelo, esta lluvia se forma por la descarga del agua a presión a través de pequeños orificios o boquillas.

Con la selección de las boquillas, presión de operación, espaciamiento de aspersores, el agua puede ser aplicada uniformemente a una velocidad basada en la capacidad de absorción del suelo, con lo cual se previenen los desperdicios y daños del suelo y de los cultivos.

Este método presenta las siguientes ventajas:

1. No necesita la preparación del suelo.
2. Puede emplearse cualquiera que sea la textura del suelo.
3. Provoca gran oxigenación del agua.
4. Se obtiene una gran economía del agua en relación a otros métodos.
5. Se puede realizar protección contra heladas.

Sus desventajas son:

1. Gastos importantes de primer abastecimiento.
2. La evaporación es alta.
3. Provoca el desarrollo de malas hierbas.
4. Apelmaza el suelo.
5. No debe emplearse en zonas de fuertes vientos.

El sistema consta de las siguientes partes:

1. Una bomba cuando la presión no pueda obtenerse por diferencia de altura.
2. Conducciones a presiones que distribuyen el agua a los aparatos de repartición, pueden ser fijos, móviles o mixtos.
3. Aparatos que proyectan y reparten el agua sobre el suelo, los que son de tres tipos: con boquillas fijas a los tubos, tubos perforados y de cabeza rotativa, estos últimos son los más empleados.

Los equipos de aspersión trabajan a diversas presiones que varían desde 0.35 hasta 7 k / cm². La presión depende de la potencia consumida, de la superficie a cubrir, del tipo de aspersor y del cultivo que se va a regar. Las presiones bajas oscilan entre 0.35 y 1.4 k / cm². Las medias van de 1.5 a 3.5, las altas de 3.6 a 7 k / cm², los aparatos gigantes operan a presiones que exceden las 57 atmósferas.

Es sistema de riego por aspersión necesita aguas limpias, pues en el caso contrario se obstruyen las boquillas de los aspersores o se desgastan.

Al determinar el uso de un tipo de aspersor se debe conocer su patrón de humedecimiento, el cual puede ser distorsionado por el viento.

El espaciamiento de los aspersores sobre la cañería (SI) o el espaciamiento de laterales (Sm) puede variar de modo de obtener la superposición del área mojada con el objeto de obtener una lámina igual de riego.

En ausencia de experiencia se puede ampliar las siguientes normas:

- Para presiones bajas SI no excederá el 50% del diámetro mojado, Sm no excederá el 65% del diámetro mojado. Cuando la velocidad del viento puede afectar la aspersión, Sm será reducido al 50% para velocidad de 5 a 10 millas por hora y al 30% para velocidades mayores.
- Para presiones moderadas o altas la distancia diagonal entre dos aspersores no excederá de 2 / 3 del diámetro mojado. Esta distancia será reducida como se dijo anteriormente cuando hay viento.

Los aspersores pueden colocarse en forma rectangular o triangular y para cada caso la distancia diagonal será calculada de la siguiente forma:

Para disposición rectangular:

$$Sd = \sqrt{SI^2 + Sm^2}$$

Para disposición triangular:

$$Sd = (1/2) * \sqrt{SI^2 + Sm^2}$$

Cálculos.

Para el cálculo de la potencia de la bomba se deberá tomar en cuenta la presión a la que deberá actuar el sistema y la sistema y las pérdidas de carga a fin de que la diferencia de caudales entre el primero y el último aspersor no exceda el 10%, se recomienda que la diferencia de presiones no exceda al 20%.

Para calcular el sistema se debe determinar:

1. La dosis práctica. Dp
2. Intervalo. $\frac{\text{lá min a}_{-o_{-dosispractica}}}{UCdiario}$
3. La superficie total a regar que relacionado con el intervalo determinará la superficie que se riega diariamente. $Riego_{-diario} = \frac{Superficie_{-total}}{Intervalo}$
4. Con la infiltración y la dosis práctica se determina el tiempo de riego.

$$T = \frac{Dosis_{-practica}}{Infiltracion}$$

Se considera además el tiempo que se demora en mover el equipo.

5. Con el número de horas que se hace funcionar el equipo en el día determinamos el número de movimientos.
6. Con el número de movimientos se determina la superficie que se riega en cada movimiento.
7. Esta superficie deberá ser abastecida de agua con el equipo, el que deberá constar de las líneas de conducción principales y secundarias de los aspersores, convenientemente escogidos y espaciados, determinándose además el tipo de aspersor, caudal y presión con la que debe trabajar.
8. Luego se determina los diámetros y caudales de las líneas secundarias y de la principal y sus pérdidas d carga debiéndose cumplir con las especificaciones.
9. Se calcula la potencia de la bomba únicamente cuando la carga hidráulica no abastece a los aspersores.

Este tipo de riego no garantiza eficiencia, el agua a reutilizar que será distribuida a las parcelas estará formada por impurezas o materia orgánica producto del habitat de los peces, esto impedirá el correcto funcionamiento del sistema aspersor.

8.3 Riego por Escurrimiento



Figura 8.1 (Riego por Escurrimiento)

El agua se desplaza sobre la superficie del área a regar, cubriéndola total o parcialmente, conducida solamente por la diferencia de cota entre un punto y otro por la acción de la fuerza de la gravedad (de ahí el nombre de métodos gravitacionales).

No requieren inversiones en equipos de bombeo, tuberías, válvulas, etc., pero en cambio si que precisan de un alto grado de sistematización previa de los cuadros a regar, esto es, nivelaciones y sistematización para poder conducir el agua adecuadamente.

Según la topografía y el tipo de sistematización que se haya realizado en la finca se pueden dividir en dos grupos principales: Con pendiente o Sin Pendiente.

Dependiendo de la forma de conducción del agua se pueden dividir en dos tipos: Surcos y Melgas.

Cuando se riega sin pendiente, es decir, cuando la superficie a regar es “llana”, el método consiste en “llenar” el surco o la melga con el volumen deseado de agua y luego cerrar este “recipiente” y pasar a regar otros. El surco o la melga permanecen con agua hasta que el volumen se infiltra. Las PÉRDIDAS se producen por percolación excesiva en cabecera.

Cuando se riega con pendiente, el riego consiste en hacer escurrir el agua durante un tiempo suficientemente para que se infiltre el volumen que deseamos aplicar. Las PÉRDIDAS además de producirse por infiltración diferencial en cada punto se producen por escurrimiento al pie de la parcela.

El riego por surco es una opción interesante para pequeños productores porque ataca a la vez dos problemas comunes en éste tipo de empresas: la subocupación y la falta de volúmenes de facturación. Además es un sistema atractivo porque requiere baja inversión inicial pero exige cierta habilidad por parte del regante para lograr una operación eficiente.

En el riego por surcos el agua se mueve por gravitación, es decir el agua se desliza siguiendo la pendiente y no requiere de energía extra para darle movimiento. La calidad del riego depende en un principio de la sistematización del terreno y por eso es muy importante realizar un buen relevamiento planialtimétrico del lote a regar y un correcto diseño de los surcos especialmente en orientación y en longitud.

Un sistema de riego por surcos está compuesto básicamente por: una cañería de conducción (manga de polietileno, caño de PVC o de aluminio) que se ubica en la cabecera de los surcos. y boquillas, válvulas o ventanas para verter el agua en los surcos.

Para lograr un riego eficiente se deben considerar: el caudal de entrada en la cabecera del surco y el tiempo de riego necesarios para que el agua llegue al final del surco en la cantidad deseada. Una forma de efficientizar este sistema es colocar una válvula pulsadora para que el agua aplicada en forma discontinua penetre en el suelo en forma mas eficiente.

Para regar entre 30 y 40 hectáreas de maíz, se necesita invertir aproximadamente 500 pesos por hectárea y el impacto económico es de 200 y 250 pesos por hectárea de margen bruto.

El conocimiento de los parámetros que determinan la calidad del riego por surcos permite mejorar su eficiencia y disminuir la utilización de mano de obra.

Etapas del riego por surco:

El agua es vertida en la cabecera del surco:

- El agua avanza en el surco e infiltra.
- El agua llega al final del surco.
- Continúa el riego para humedecer la profundidad explotada por las raíces.
- Una parte del agua escurre.

El agua llega al final del surco:

- Continúa el riego para humedecer la profundidad explotada por las raíces.
- Una parte del agua escurre.
- En la cabecera del surco se ha humedecido la profundidad deseada pero al final del mismo todavía no, por lo tanto continúa el riego.

La lámina es suficiente al final del surco. Se detiene el riego.

- Una parte del agua de riego infiltró fuera de la zona radicular.
- Una parte del agua de riego escurrió al final del surco.

Los parámetros fundamentales

La calidad del riego, es decir el rendimiento o eficiencia y la uniformidad, dependen de dos parámetros fundamentales: el caudal de entrada en la cabecera del suelo y el tiempo de riego.

Caudal en la cabecera del surco

Caudal muy débil.

El frente de agua avanza muy lentamente.

- El tiempo de infiltración en la cabecera del surco es muy grande.
- Importantes pérdidas por percolación.
- Baja eficiencia.
- Mala uniformidad

Caudal muy grande.

- El frente de agua avanza muy rápido.
- Rápidamente escurre una gran cantidad de agua.
- Importantes pérdidas por escurrimiento.
- Buena uniformidad pero baja eficiencia.

Utilización de un solo caudal bien adoptado.

- Equilibrio entre las pérdidas por percolación y por escurrimiento.
- Eficiencia y uniformidad entre 60 y 70 %.

Utilización de 2 caudales diferentes.

Un caudal de entrada alto durante el avance del agua hacia el final del surco.

Un caudal menor durante la infiltración.

- Avance rápido, por lo tanto, bajas pérdidas por escurrimiento.
- Bajas pérdidas por escurrimiento.
- La eficiencia y uniformidad pueden superar el 80 %.

Tiempo de riego

El tiempo de riego es la suma de 2 tiempos.

El tiempo de avance y el tiempo de infiltración.

Tiempo necesario para que el agua alcance el final del surco.

Tiempo necesario para aportar la dosis deseada al final del surco

Valor del tiempo fácil de conocer siguiendo el avance del agua dentro del surco.

Valor de tiempo difícil de conocer.

a- Tiempo de avance del agua dentro del surco.

b- Tiempo de infiltración del agua en el surco.

8.4 Trazado y Diseño de la Red Principal

Parámetros

- Se determina la frecuencia de riego de la Hcda. San Antonio en función de un caudal Medio que proviene de la actividad de producción de tilapias.
- Se recomienda que en cada parcela se construyan pequeños tanques de almacenamiento de agua.
- Riego cada 9 días
- Caudal Medio 51 lt / seg
- Con caudal máximo podría regarse con mayor frecuencia
- Se recomienda que la conducción principal sea tubería PVC para eliminar pérdidas, 100% eficiencia en la conducción.

CAPITULO IX

CONSTRUCTIVOS

9.1 GENERALIDADES

En producción de tilapias el suelo resulta un factor fundamental para controlar los costos de proyecto y para establecer las condiciones técnicas que se necesita cumplir, el estudio de permeabilidad (k) del suelo en el sitio exacto donde se ubicaran las piscinas indica un alto índice de permeabilidad, es decir que el agua se pierde rápidamente aspecto negativo para este tipo de proyecto puesto que deberá garantizarse la estanquidad.

La falta de impermeabilidad del suelo obliga la necesidad de corregir la pérdida de agua con sistemas naturales o artificiales de impermeabilización, los más eficaces.

El procedimiento mas utilizado que ofrece mayor garantía de retención del agua es el uso y aplicación de geomembranas de diferentes características, estas en general son fabricadas a base de resinas de cloruro de polivinilo, sintéticos, polipropileno, etc. Adicionalmente ofrecen facilidad en el proceso de instalación y mantenimiento. En la actualidad es el material de mayor uso en la industria de la acuicultura.



Figura 9.1 (Impermeabilización Artificial)

El procedimiento de impermeabilización de suelos desde el punto de vista natural se consigue mediante el uso de materiales o agregados provenientes del suelo que tienen menores tamaños y diámetros que los suelos donde se van a aplicar, de esta forma cubrirán los vacíos que se encuentren en dichos suelos impermeabilizando totalmente la superficie de suelo natural.

9.2 IMPERMEABILIZACION ARTIFICIAL

GEOMEMBRANAS

Las geomembranas son geosintéticos impermeables o, de una manera más estricta, de muy baja permeabilidad en relación con los materiales naturales que pueden ser usados para la contención de desechos líquidos o sólidos. Como ejemplo podemos citar a las arcillas naturales o modificadas cuya conductividad hidráulica neta es de aproximadamente 10^{-9} m/s., bastante mayor que la permeabilidad de una geomembrana que es del orden de 10^{-13} hasta 10^{-15} m/s.

Las aplicaciones más comunes están relacionadas con revestimientos para la contención de líquidos, desde agua potable hasta peligrosos o radiactivos; para canales de conducción de agua u otros líquidos; coberturas de rellenos de desechos sólidos o líquidos para evitar la contaminación; para el revestimiento de terraplenes, muros y presas; la impermeabilización de túneles, techos, jardineras y cimentaciones; el encapsulamiento de suelos, etc.

Dentro de los polímeros que sirven de materias primas para la fabricación de las geomembranas, el polietileno (HDPE y LLDPE) y el PVC (Cloruro de polivinilo) son los más ampliamente usados a nivel mundial. El polietileno de Alta densidad es el polímero que presenta mayor inercia química y resistencia a rayos UV. El polietileno de baja densidad es más flexible. La geomembrana de PVC tiene una gran resistencia a la deformación multiaxial, la cual le permite soportar grandes asentamientos y deformaciones. La elección del material adecuado se realiza para cada aplicación específica, ponderando los aspectos técnicos necesarios, de acuerdo a su incidencia en el comportamiento de la geomembrana y calificando cada material en función de sus ventajas y desventajas respecto a cada uno de ellos.

Las geomembranas de polietileno son producidas por extrusión y pueden ser texturizadas en una o dos caras para crear superficies de mayor fricción, cuando sea necesario, para la impermeabilización de taludes y la instalación de capas de suelo de cobertura sobre ellas.

Gracias a su flexibilidad y posibilidad de pre-soldado, las geomembranas de PVC pueden ser abastecidas en grandes paneles de hasta 1000 m², foldeadas y paletizadas, optimizando su volumen para llevarlas a lugares de difícil acceso. Adicionalmente, pueden no requerir de equipos especializados para su instalación.

Por último, se deben garantizar estrictos procedimientos de control y de aseguramiento de calidad, tanto para la fabricación como para la instalación de las geomembranas. La

instalación de las geomembranas es crítica y, por tanto, debe ser realizada por instaladores de probada experiencia e idoneidad.

Geomembranas H.D.P.E (Polietileno de Alta Densidad)

Las GEOMEMBRANAS HDPE, están fabricadas con una fórmula de alta calidad de polietileno de alta densidad que contiene aproximadamente 97,5% de Polímero y 2,5% de Negro Humo, Anti-oxidante y Estabilizadores de Calor que evita la acción de los rayos UV sobre ellas. Estas Geomembranas están específicamente diseñadas para condiciones expuestas. No contienen aditivos o rellenos que puedan evaporarse y causar deterioro a medida que pasa el tiempo.

Son resistentes a una amplia gama de productos químicos, incluyendo ácidos, sales, alcoholes, aceites e hidrocarburos. Estos productos químicos pueden actuar concentrados y/o diluidos a diferentes temperaturas.

Además de su excelente resistencia al ataque de agentes químicos y a los rayos Ultravioleta (UV), presentan inmejorables propiedades mecánicas.

Se presentan en rollos de 7.00 m de ancho y longitudes entre 381 y 156 m lineales respectivamente.

El sellado de estas geomembranas se realiza dentro y/o fuera de la obra, utilizando una máquina de cuña caliente y una máquina estrusora de resina de HDPE. Se utilizan con éxito para el aislamiento de terrenos con filtraciones y en una amplia gama de proyectos y soluciones de geotecnia (piscinas para almacenamiento de aguas, piscinas para tratamiento de aguas residuales, impermeabilización de diques).

Las Geomembranas son ideales para el control de filtraciones por su bajísima impermeabilidad (10^{-10} a 10^{-12} cm/seg). Son utilizadas en ingeniería ambiental, geotécnica e hidráulica en proyectos que incluyen lodos petroleros, lagunas de oxidación y rellenos sanitarios.



Figura 9.2 (Colocación de Geomembrana)

GEOMEMBRANAS EN PVC

La geomembrana estándar, está compuesta por resina virgen de Cloruro de Polivinilo (P.V.C.), negro de humo, y aditivos que la hacen recomendable en impermeabilizaciones convencionales.

Tiene excelentes propiedades mecánicas entre las que es notoria su gran elongación, resistencia a tensión y punzonamiento., esta geomembrana no esta diseñada para funcionar en condiciones expuestas, por periodos de más de dos años.

Con geomembranas se revisten los tanques de cría de peces para evitar fugas de agua y pérdidas de alimento. Además al separar el agua del tanque del agua del nivel freático se evitan enfermedades en los animales.



Figura 9.3 (Geomembrana en PVC)

ATARFIL

Empresa española formada en 1995

ATARFIL HD es una geomembrana fabricada con resinas de polietileno de alta densidad HDPE de máxima calidad debidamente contrastadas, que cumplen con las exigencias más estrictas para el uso al que van destinadas.

ATARFIL HD contiene aproximadamente un 97,5% de Polímero y un 2,5% de Negro de Carbono, antioxidantes y estabilizadores térmicos. No contiene aditivos que puedan migrar o producir fragilidad con el paso del tiempo.

Las geomembranas ATARFIL HD se fabrican según rigurosos controles de calidad.



Figura 9.4 (Piscina Impermeabilizada)

INDUSTRIAS REEF

Empresa estadounidense fundada en 1957

Permalon es una geo-membrana de polietileno de alta densidad hecha exclusivamente de láminas cruzadas. De construcción patentada rinde la mejor proporción disponible de peso a resistencia con una resistencia excepcional a las rasgaduras y agujeros. Las láminas de Griffolyn le ofrecen un alto rendimiento incluyen un refuerzo interno para aplicaciones de trabajos pesados y una construcción geotextil compuesta para condiciones en sitios extremadamente rocosos. Se ofrece fabricación sobre pedido para cumplir los requerimientos específicos, disminuyendo o eliminando uniones en el campo y asegurando un costo bajo en la instalación.



Figura 9.5 (Detalles durante la instalación)

Permalon es una membrana construída exclusivamente con polietileno de alta densidad laminado en cruz. Un proceso de fabricación patentado que rinde la proporción más alta de peso a resistencia. Se ofrece en capacidades de peso, espesores y compuestos especiales. Los productos Permalon ideal para una gama amplia de aplicaciones. Geomembranas para estanques y lagunas, para sistemas de contención secundaria, cubiertas flotantes y sistemas de control de emisiones, de olores y aguas de lluvia, almohadillas de descontaminación u otros usos donde una calidad y rendimientos superiores son requeridos.

Geomembranas Griffolyn son fabricadas do polietileno reforzado en tres tipos do espesores para así cumplir con sus necesidades. Pueden ser fabricadas de hasta 4,500m² en un solo paño para reducir los costos de instalación.

9.3 IMPERMEABILIZACIÓN NATURAL

Uso de la Bentonita

La Bentonita es un material de origen volcánico, una ceniza cristalizada después de una dispersión en agua marina. Es una arcilla utilizada en [cerámica](#) de grano muy fino (coloidal) del tipo de la montmorilinita que contiene bases y hierro. El nombre deriva de un yacimiento que se encuentra en [Fort Benton, Estados Unidos](#). El tamaño de las partículas es seguramente inferior a un 0,03% al del grano medio de la caolinita.

El tipo más normal es la cálcica. La sódica se hincha cuando toma [agua](#). El [hierro](#) que contiene siempre le da color, aunque existe también una bentonita blanca. Este tipo dará un mejor color en reducción que en la [oxidación](#) cuando se emplea en cuerpos de [porcelana](#). Existen diversos tipos de bentonita que varían tanto en la plasticidad como en la dureza. Existen unas pocas, como la tierra de batán, que carecen totalmente de plasticidad.

Es una arcilla muy pegajosa con un alto grado de encogimiento (los enlaces entre las capas unitarias permiten la entrada de una cantidad superior de agua que en la caolinita) y tiene tendencia a fracturarse durante la cocción y el enfriado. Por ese motivo no conviene trabajarla sola o como materia predominante de una masa. Su gran plasticidad puede servir de gran ayuda a cuerpos del tipo [porcelana](#). También ayuda a la suspensión del [barniz](#).

Con altas concentraciones de calcio, la bentonita sódica se convierte en bentonita cálcica, que absorbe menos cantidad de agua.

Los productos granulares de Bentonita de Sodio que permiten obtener suelos de baja permeabilidad en forma económica para una amplia variedad de aplicaciones de contención y almacenamiento. Los sellantes Volclay se expanden 10 a 15 veces su volumen seco cuando se hidratan, llenando los intersticios e impidiendo el flujo de agua.

CAPITULO X

PRESUPUESTO

Se adjunta un detalle de los principales rubros valorados que permitirá evaluar en términos generales el costo directo de construcción del tanque (reservorio) y de las piscinas de tila pías.

Los precios unitarios se evaluaron de acuerdo a los precios unitarios que se manejan para la construcción adicionalmente se consideró el proporcional que debe aumentarse por el sitio o ubicación donde se pretende desarrollar el proyecto.

CAPITULO XI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El análisis de las variables climáticas que se presentan en la zona permite identificar un clima cálido donde la temperatura promedio es 24.5°C , habitat perfecto para el desarrollo y producción de la variedad de tilapia roja, es decir, desde el punto de vista climático se recomienda la incursión en este campo de desarrollo productivo para la zona.

La captación o provisión del agua que se necesite constituye el aspecto mas importante para el desarrollo del proyecto, el Río Misas Bravo es capaz de transportar un caudal máximo de $3.11 \text{ m}^3/\text{seg}$ en los tiempos de excesivas lluvias y un caudal de $0.339 \text{ m}^3/\text{seg}$ en los meses de estiaje, estos datos definen que los proyectos de riego y producción de tilapias podrán funcionar sin problema de abastecimiento del agua puesto que las demandas parciales son $0.20 \text{ m}^3/\text{seg}$ para riego y $0.16 \text{ m}^3/\text{seg}$ para el caso mas critico de las tilapias. En el caso en que se quiera generar paralelamente ambos procesos se tiene un déficit casi imperceptible que resulta de la diferencia entre el caudal disponible $0.339 \text{ m}^3/\text{seg}$ y el caudal requerido total $0.360 \text{ m}^3/\text{seg}$, déficit que será abastecido por el reservorio.

El reservorio es capaz de almacenar 720 m³ de agua y está diseñado para ser enterrado y soportar las cargas o solicitaciones debidas al suelo, agua, sismo y una eventual sobrecarga de 0.392 T/m². Se recomienda particularmente en la construcción garantizar la calidad de materiales y procesos de construcción de todos los elementos estructurales que forman parte del tanque.

La diferencia de altura que presenta la topografía de la zona en general permite definir que el agua sea conducida en su totalidad a todos los campos a gravedad, esto es, desde el reservorio hasta las piscinas de tilapias donde se tiene una carga o diferencia de altura de 196 m y desde las piscinas hasta las parcelas que serán regadas donde existe aproximadamente 25 m de desnivel a favor del riego por gravedad o escurrimiento.

En el campo del riego se recomienda que en cada parcela se construyan o adecuen pequeños tanques de almacenamiento de agua.

Se recomienda que la conducción principal del riego este conformada por tubería pvc para lograr 0 % de pérdidas.

El canal de agua existente deberá someterse a un intenso mantenimiento con la finalidad de conducir el agua para los proyectos de tilapias y riego sin interrupción.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Instituto Nacional de Hidrología y Meteorología INAHMI, Estación Puerto Illa 1995 – 2006.
- Riego y Drenaje, Ing. Milton Silva 2006.
- Hoja técnica de la tilapia. Ministerio de Agricultura y Ganadería. 2006.
- Construcción de Estanques, Ing. Guillermo Bolaños 1994.
- Código Ecuatoriano de la Construcción, Requisitos Generales de Diseño 2001.