

DISEÑO Y PUESTA EN MARCHA DEL DISTRITO
PEQUEÑA IRRIGACION GUALLABILLOS

TRABAJO DE GRADO PRESENTADO COMO REGLAMENTO PARCIAL PARA
OPTAR AL TITULO DE INGENIERO CIVIL

WALTER PRIMITIVO BURBANO RUIZ

UNIVERSIDAD DE NARIÑO
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL
SAN JUAN DE PASTO
2005

DISEÑO Y PUESTA EN MARCHA DEL DISTRITO
PEQUEÑA IRRIGACION GUALLABILLOS

TRABAJO DE GRADO PRESENTADO COMO REGLAMENTO PARCIAL PARA
OPTAR AL TITULO DE INGENIERO CIVIL

WALTER PRIMITIVO BURBANO RUIZ

Ing. DORIS MARTINEZ RICAURTE
DIRECTORA

UNIVERSIDAD DE NARIÑO
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL
SAN JUAN DE PASTO
2005

DEDICATORIA

A Dios que me ha dado la inspiración para elegir esta profesión que culmino con éxito.

A mis padres que fueron un apoyo invaluable en la consecución de este peldaño en mi vida, en especial a mi padre que desde el cielo siempre me ha iluminado.

A mis profesores que incondicionalmente empeñaron su esfuerzo para enseñarme cada día más.

A mis hermanos y amigos sin quienes la obtención de este titulo que honrosamente recibo no se hubiera dado.

Nota de aceptación

Jurado

Jurado

Jurado

Jurado

San Juan de Pasto, agosto de 2005

“Las ideas y conclusiones aportadas en la tesis de grado son responsabilidad exclusiva de sus autores”

Articulo 1º del acuerdo N° 324 de octubre 11 de 1966, emanado por el Honorable Consejo Directivo de la Universidad de Nariño.

AGRADECIMIENTOS

- I.C. DORIS MARTINEZ RICAURTE, Directora del Proyecto.
- I.S. JAIRO GUERRERO G., Decano Facultad de Ingeniería.
- Dr. PEDRO VICENTE OBANDO, Rector Universidad de Nariño.
- I.C. JAIME EDUARDO NARVAEZ, Secretario de Obras Publicas Municipio de Chachagüi.

RESUMEN

FACULTAD: INGENIERIA
PROGRAMA: INGENIERIA CIVIL

TITULO DE TRABAJO DE GRADO

Diseño y puesta en funcionamiento del distrito pequeña irrigación guayabillos.

AUTOR: Walter Primitivo Burbano Ruiz.

DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO DE GRADO

El presente trabajo muestra en forma clara y detallada los pasos a seguir para el diseño un distrito de riegos, en el caso particular el DISTRITO PEQUEÑA IRRIGACIÓN GUALLABILLOS ubicado en el municipio de Chachagüí vereda Pasisara, especificando cada etapa constructiva y cada uno de los elementos constitutivos del mismo.

En la primera parte se anota el origen, la justificación, antecedentes históricos, delimitación del campo de acción del proyecto, destacando la importancia del proyecto por cuanto habilita una extensión de aproximadamente de 90 hectáreas netamente agrícolas y ganaderas que antes del proyecto eran utilizadas parcialmente debido a la intensas sequías que azotan la región, con el desarrollo del distrito de riegos se logra la utilización de estas tierras durante todo el año situación que estabiliza y mejora grandemente la economía de sus habitantes.

En una segunda parte se presenta especificadas claramente las memorias de cálculo de los elementos del distrito como son Bocatoma, aducción, desarenador, conducción y red de distribución y los datos y parámetros utilizados para dicho cálculo, se presenta también los cuadro de calculo de las presiones y diámetros de la tubería para la red de distribución de todo el sistema del distrito de riegos.

Se destaca también la importancia de la realización de trabajos de grado a modalidad de pasantía puesto que en primer lugar facilita al estudiante una relación con el desarrollo de su carrera bajo la guía de personal calificado y docentes de la institución educativa, como segundo lugar permite la prestación de un servicio social de la Universidad de Nariño con la comunidad donde desarrolla su actividad educativa y además reduce los costos de proyectos gubernamentales facilitando también el desarrollo de los mismos.

ABSTRACT

ENGINEERING FACULTY
CIVIL ENGINEERING PROGRAM

DESING AND FUNCTION OF THE GUAYABILLOS SMALL IRRIGATION DISTRICT

Author: WALTER PRIMITIVO BURBANO

DESCRIPTION OF THE WORK

The present work demonstrates in a very clear and detailed way, the steps to follow for the design of irrigation district, specifically the GUALLABILLOS SMALL IRRIGATION DISTRICT, located in the municipality of Chahcagüi, next to Pasisara village, in which we specify each constructive stage of it self.

Fist we denote the origin, the justification, the historical background, delimitation of the camp of action of the project, pointing out the importance of the work which entitles a land of approximately 90 hectares neatly for agriculture and cattle which before having the project, this area was not used, due the drought in the region.

Carrying on the district of irrigation it is possible to use this land all over the year, aiming to the stabilization and improving of the in habitants economy.

In the second part of the work, we clearly specify the estimated summary of the district items such as the water outlet, the adduction, the clearing of sand, conduction and network of distribution, data, and the parameters used for the calculation.

In the same way it is shown the calculation sketch of the power and diameter of the plumbing that is destined for the distribution network of the whole irrigation district system.

It is important to high light the works for graduation in which the students have a teaching assistant that can be helped by a tutor and by qualified professionals. A social service is also developed by the Nariño University, and the community where this university carries on its educational activity, more over reducing the governmental project costs, making easier their development.

TABLA DE CONTENIDO

1 INTRODUCCION	7
2 OBJETIVOS	8
3 METODOLOGIA	8
4 CARACTERISTICAS GENERALES DEL PROYECTO	9
4.1 DIAGNOSTICO SOCIOECONOMICO	9
4.1.1 Servicio públicos e infraestructura básica	9
4.1.1.1 Acueducto	9
4.1.1.2 Alcantarillado	10
4.1.1.3 Electrificación	10
4.1.1.4 Vías de comunicación	10
4.1.1.5 Vivienda	10
4.1.1.6 Salud	10
5 CONSIDERACIONES GENERALES	11
5.1 CAUDALES	11
5.2 USO DEL AGUA	11
5.3 LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO	11
5.4 PERIODO DE DISEÑO	11
5.5 COTAS DE NIVEL	11
5.6 SERVIDUMBRE DE LA FUENTE	11
5.7 COMPONENTES DEL SISTEMA	12
5.7.1 Bocatoma	12
5.7.2 Aducción	12
5.7.3 Desarenador	12
5.7.4 Conducción y red de distribución	12
5.7.5 Alas de riego	12
6 MEMORIAS DE CALCULO	13
6.1 POBLACION BENEFICIARIA DE DISEÑO	13
6.1.1 Dotación diaria de agua por hectárea irrigada	13
6.1.2 Análisis de demanda	13
6.2 DISEÑO DE CAPTACION TOMA SUMERGIDA	13
6.2.1 Caudal de diseño de captación, Qdc	13
6.2.2 Caudales de la fuente	14
6.2.3 Diseño de la rejilla en barras paralelas	14
6.2.4 Diseño de vertederos	15
6.2.5 Diseño del canal recolector	18
6.2.6 Diseño de la caja de derivación	19
6.2.6.1 Cálculo de la cámara de recolección	19
6.2.6.2 Cálculo del vertedero de excesos	19
6.2.6.3 Diseño de desagüe	20

6.2.7 Cálculo del tubo de salida al desarenador	20
6.2.8 Acotamiento	21
6.3 DISEÑO DE LA ADUCCION	22
6.3.1 Caudal de diseño	22
6.3.2 Método de diseño	22
6.2.3 Parámetros de diseño	22
6.3.4 Acotamiento	23
6.4 DISEÑO DEL DESARENADOR	23
6.4.1 Caudal de diseño	23
6.4.2 Condiciones iniciales de diseño	23
6.4.3 Velocidad de sedimentación	23
6.4.4 Eficiencia del desarenador y condiciones de la pantalla deflectora	24
6.4.5 Cálculo del tiempo de sedimentación y de retención	24
6.4.6 Cálculo de la capacidad del desarenador	24
6.4.7 Dimensionamiento	25
6.4.7.1 Zona de sedimentación	25
6.4.7.2 Zona de lodos	25
6.4.7.3 Zona de entrada	25
6.4.7.4 Zona de salida	26
6.4.7.5 Dimensiones finales	27
6.4.7.6 Acotamiento	27
6.5 CALCULO ESTRUCTURAL TANQUE DESARENADOR	27
6.5.1 Información general	27
6.6 DISEÑO DE CONDUCCION Y RED DE DISTRIBUCION	28
6.6.1 Caudal de diseño	28
6.6.2 Método de cálculo	28
6.6.3 Estructuras complementarias de conducción	28
6.6.4 Válvulas de corte o cierre	28
6.6.5 Válvulas ventosa	28
6.6.6 Válvulas purga	29
6.6.7 Anclajes	29
6.6.8 Ubicación de las tuberías de conducción	29
6.7 CALCULO DEL GOLPE DE ARIETE EN LA CONDUCCION	29
6.7.1 Anclajes	29
6.8 CALCULO DE LA CELERIDAD DE ONDA DE PRESION	29
6.9 CALCULO DEL PERIODO O FASE DE TUBERIA	30
6.10 CALCULO DE LA SOBREPRESION EN LA CONDUCCION	30
7. CUADROS DE CALCULO DE ACOMETIDAS Y RED DE DISTRIBUCION	32
8. ANEXO FOTOGRAFICO	59
CONCLUSIONES	68

**RECOMENDACIONES
BIBLIOGRAFIA**

69

70

INTRODUCCIÓN

Los pequeños agricultores de las veredas de Pasisara, Guayabillos, Cimarrones y Cano Bajo en el Municipio de Chachagüí, carecen en su mayoría de la posibilidad de asegurar el rendimiento de sus cosechas, lo cual deriva hacia otras situaciones negativas como la inactividad agrícola y depresión en la economía campesina, siendo el factor principal la sequía que azota esta región en la mayor parte del año. En consecuencia el municipio de Chachagüí frente a la progresiva demanda de alimentos ha propuesto la adecuación de estas tierras con la construcción de un proyecto de riego que beneficie a 90 familias campesinas con igual número de hectáreas.

Con la instalación de este proyecto de riego se diversificará la producción agrícola con 11 cultivos (maíz, fríjol, maní, tomate de mesa, yuca, pimentón, sandía, cebolla cabezona, lulo, hortalizas y café), se lograrán mejores cosechas y se colmarán las expectativas de mejoramiento de vida de la comunidad asentada en esta región del municipio de Chachagüí.

Además buscando una formación íntegra de sus profesionales y en busca de la acreditación correspondiente en cada programa, La Universidad De Nariño permite a sus estudiantes la posibilidad de afianzar sus conocimientos de una manera práctica y mediante la supervisión de profesionales con la realización de un trabajo de grado que garantice la solución práctica de problemas sociales a los que esta llamada a servir la profesión.

De esta manera la Universidad de Nariño en convenio con la Alcaldía Municipal de Chachagüí, busca promover el bienestar de la comunidad, mediante el diseño, la construcción y puesta en servicio del proyecto cuyo objeto es “Pequeña Irrigación Guayabillos” con el INSTITUTO NACIONAL DE ADECUACIÓN DE TIERRAS INAT, logrando así brindar una mejor calidad de vida a sus habitantes.

2. OBJETIVOS

OBJETIVOS GENERALES

- Realizar el diseño del Proyecto Pequeña irrigación Guayabillos y trabajar en la residencia de la obra durante la puesta en marcha del mismo.
- Proporcionar memorias de cálculo y diseños durante las distintas etapas del proyecto.

OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Con la ayuda de personal de la alcaldía de Chachagüí realizar un levantamiento topográfico de toda la línea de conducción.
- Basándose en los datos históricos y estadísticos de la región proporcionados por la alcaldía de Chachagüí realizar el cálculo de los distintos elementos del distrito de riego.
- Participar en la construcción y puesta en funcionamiento del proyecto.
- Presentar informes y memorias de cálculo.

3. METODOLOGIA

El trabajo a realizar básicamente consiste en el diseño del distrito de riego Pequeña Irrigación Guayabillos previo el levantamiento topográfico, una vez diseñado el proyecto, se procede a la participación en la construcción y puesta en funcionamiento de la obra, con la debida orientación por parte de la alcaldía de Chachagüí y la Universidad de Nariño.

4. CARACTERISTICAS GENERALES DEL PROYECTO

El área del proyecto se encuentre localizada en el departamento de Nariño, municipio de Chachagüí, veredas Pasisara, Guayabillos, Cimarrones y Cano Bajo (ver fotos Nos 3 y 4 anexo fotográfico).

La zona de estudio se encuentra al Nor-Oriente del departamento de Nariño, con coordenadas geográficas 1° 23` latitud Norte, 77° 16` de longitud Oeste del meridiano de Greenwich para las veredas de Pasisara y Guayabillos; y de 1° 27` de latitud Norte y 77° 17` de longitud Oeste para las veredas de Cimarrones y Cano Bajo. Esta ubicada entre 1390 y 1930 metros sobre el nivel del mar, correspondiendo al piso térmico medio con una temperatura promedio de 19.2 C°.

Se benefician 90 usuarios que corresponden a un mismo número de familias que dependen económicamente de la actividad agrícola, proyectándose 90 hectáreas para habilitarse con riego.

La región a beneficiar con el proyecto de irrigación actualmente está subutilizada por cuanto solamente se encuentra en producción un área menor al 20% debido a la sequía permanente e incertidumbre de los agricultores que no arriesgan las siembras por la baja productividad que ocasiona la falta de agua.

La construcción de un proyecto de irrigación para estas tierras permitirá establecer un plan de cultivos más técnico y adaptable de acuerdo a las condiciones de suelos y características ambientales de la zona, se lograrán mayores cosechas y mejorará el nivel de vida de la población.

4.1 DIAGNÓSTICO SOCIOECONÓMICO

4.1.1 Servicios Públicos e Infraestructura Básica

4.1.1.1 Acueducto En general existe una regular cobertura en el servicio de agua potable, el 73% de las viviendas están conectadas al acueducto, sin embargo no existe tratamiento de aguas, el 7% consumen agua directamente de las fuentes y el 20% no tienen ningún sistema de acueducto.

Para las veredas de Pasisara y Guayabillos el agua es recogida directamente del Río Salado por medio de canales de conducción que llevan el líquido hasta las viviendas, en algunos predios se distribuye por medio de mangueras.

Para cimarrones se lleva el agua del acueducto de Comfamiliar, mientras en Cano Bajo no existe acueducto veredal y se aprovechan algunas acequias que atraviesan la zona con muy bajo caudal.

4.1.1.2 Alcantarillado En toda el área del proyecto no se dispone de alcantarillado, las viviendas de recreación cuentan con letrinas de descarga libre, en la mayoría de viviendas campesinas la disposición de excretas se realiza en improvisados posos sépticos o a campo abierto.

4.1.1.3 Electrificación La cobertura de electrificación para el área del proyecto es del 96%, siendo el servicio bastante deficiente; el resto de la población utilizan plantas eléctricas u otros.

4.1.1.4 Vías y comunicación Las veredas que forman parte del proyecto se encuentran comunicadas por vías interveredales que en trayectos afirmados pero destapados hacen posible el desplazamiento hasta el centro urbano de Chachagüí en una distancia de 8 km.

El transporte utilizado es por medio de camperos y vehículos de escalera. No existe servicio de telefonía, solamente es posible la comunicación telefónica de particulares.

4.1.1.5 Vivienda En la zona del proyecto se reporta un total de 227 viviendas, cuyas características indican que son construidas con pisos en tierra, muros de adobe y techos de teja; y 38 casas de veraneo en pisos de tierra o material, muros de ladrillo y techos de teja o estructura un hierro y techos en fundición.

4.1.1.6 Salud Las veredas carecen de puestos de salud, debido a la proximidad con la cabecera municipal. El servicio de salud se presta en el municipio de Chachagüí, caracterizándose por presentar baja cobertura a sus pobladores, la atención se centraliza en el casco urbano.

5 CONSIDERACIONES GENERALES

El proyecto consiste en un sistema de riego por gravedad, que aprovecha parte del caudal del río Salado, mediante la construcción de las siguientes estructuras:

- Bocatoma o captación de fondo.
- Aducción.
- Desarenador.
- Conducción.
- Redes de distribución principal y secundaria de tipo cerrado.

5.1 CAUDALES

Según estudios previos se tiene los siguientes datos de caudal de la fuente:

Mínimo:	84 lps
Medio:	360 lps
Máximo:	980 lps

Para el proyecto la concesión hecha por CORPONARIÑO es de 35 lps.

5.2 USO DEL AGUA

El sistema se diseña para suministrar agua única y exclusivamente para riego de cultivos, puesto que el agua captada de la fuente, no recibe ningún tipo de tratamiento adicional al de sedimentación (desarenador).

5.3 LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

Se llevó a cabo el levantamiento topográfico de las diferentes zonas de influencia del proyecto, mediante un sistema de coordenadas referenciando a un norte y un B.M. arbitrarios (ver fotos No 1 y 2 anexo fotográfico).

5.4 PERIODO DE DISEÑO

Todas las estructuras que hacen parte del distrito de pequeña irrigación, se diseñan para un periodo de vida útil de 20 años.

5.5 COTAS DE NIVEL

Las cotas de los puntos a regar están entre los 1872,03 a los 1504,72 metros sobre el nivel del mar.

La cota del desarenador ubicado en el K0+104.5 es de 1886,20 metros sobre el nivel del mar.

5.6 SERVIDUMBRE DE LA FUENTE

El río Salado ya tiene servidumbre para algunas propiedades que no están incluidas en el proyecto, esta fuente también es utilizada para el acueducto de la

vereda Pasisara, cuya captación se encuentra localizada aguas arriba de la bocatoma del proyecto.

5.7 COMPONENTES DEL SISTEMA

5.7.1 Bocatoma: componente diseñado para captar o extraer el caudal necesario de la fuente (ver foto No 6 anexo fotográfico).

5.7.2 Aducción: conducto destinado a transportar el agua, desde la captación al desarenador.

5.7.3 Desarenador: estructura diseñada para sedimentar los sólidos, reduciendo las obstrucciones en los aspersores (ver foto No 7 anexo fotográfico).

5.7.4 Conducción y red de distribución: estructura que transporta el agua mediante un conducto cerrado desde el desarenador hasta los diferentes predios donde se ubican los hidrantes (ver fotos No 10, 4, 5 y 16 anexo fotográfico)

5.7.5 Alas de Riego: consiste en una unidad para cada predio (ver foto No 16 anexo fotográfico)

Debido a las diferencias considerables de la presión estática en muchos puntos de la red, se hizo necesario la ubicación de cámaras de quiebre, que aparecen referenciadas en el cálculo hidráulico (ver foto No 11 anexo fotográfico).

6 MEMORIAS DE CALCULO

6.1 POBLACION BENEFICIARIA DE DISEÑO.

El proyecto de pequeña irrigación beneficiará una población actual correspondiente a 92 usuarios, con un área promedio de riego por usuario de una hectárea(1.00 ha), para un total de área por irrigar de 92 ha.

Población beneficiaria, Pben = 92 usuarios.

6.1.1 Dotación diaria de agua por hectárea irrigada

Dotación neta, dn =	192 l/Ha/día
Perdida totales en el sistema, %p =	30.00%
Dotación bruta [dn/ (1 - %p)] =	275,00 l/ha/día

6.1.2 Análisis de demanda

Consumo medio diario, Qmd

$$Qmd = 0,29 \text{ lps/ha} \quad [Qmd = Pben \times \text{Dot. Bruta} / 86400]$$

Consumo Máximo Diario, QMD

$$\begin{aligned} K1 &= 1,30 \\ QMD &= 0,38 \text{ lps/ha} \quad [K1 \times Qmd] \end{aligned}$$

Es decir que para el total de beneficiarios se debe conducir un caudal de:

$$QMDT = 34,96 \text{ lps}$$

Este caudal es menor o igual que el caudal concedido por Corponariño de la fuente:

Concesión = 35,00 lps correcto.

Consumo Máximo Horario, QMH

$$\begin{aligned} K2 &= 1,60 \\ QMH &= 0,60 \text{ lps} \quad [K2 \times QMD] \end{aligned}$$

6.2 DISEÑO DE CAPTACION TOMA SUMERGIDA

6.2.1 Caudal de diseño de la captación, Qdc

El caudal de diseño de los elementos que conforman la estructura de captación corresponde al caudal máximo diario (QMDT). Para el diseño de la rejilla y el

canal de recolección se tomará un caudal equivalente a dos veces el Consumo Máximo Diario (2 QMDT);

$$Qdc = 34,96 \text{ lps}$$

6.2.2 Caudales de la Fuente

Caudal Máximo, qmax =	980 lps
Caudal Medio, qmed =	304,00 lps
Caudal Mínimo, qmin =	84,00 lps

6.2.3 Diseño de la rejilla en barras paralelas

Se diseña una rejilla con barras paralelas a la corriente. De acuerdo con el método del Ingeniero Lauro H. Arturo se dimensiona la rejilla como se describe a continuación:

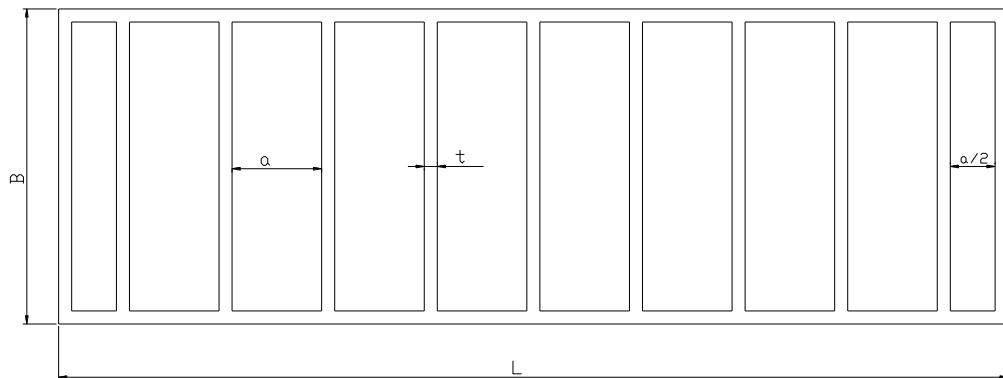


Figura 1

Donde,

a = espaciamiento libre entre barrotes; $a = 0,020 \text{ m}$ (Cap. B.4.4.10 RAS 2000)

t = espesor barrotes (diámetro); $t = 0,016 \text{ m} = 5/8 \text{ pulgadas}$

n = número de espacios o de barrotes

L = longitud de la rejilla

B = ancho de la rejilla

$An = \text{área neta}$ $[An = n \times A \times B]$

$At = \text{área total}$ $[At = B \times L = n \times a \times B + n \times t \times B]$

e = porcentaje útil o
eficiencia de la rejilla $e = 55,75 \%$ $[e = An / At = a / (a + t)]$

El valor obtenido es muy similar al asumido inicialmente, por lo tanto se establece como dimensiones finales de la rejilla:

$L = 2,00 \text{ m}$: Longitud de la rejilla

$B = 0,37 \text{ m}$: Ancho de la rejilla

Angulo de inclinación de la rejilla hacia la dirección agua abajo entre 10 y 20 %.

Cálculo del número de orificios y barrotes:

$$n = L / (a + t)$$

$n = 55 \frac{1}{2}$ orificios

6.2.4 Diseño de Vertederos

Vertedero de rebose o de aguas medias

Está ubicado sobre la rejilla y debe ser capaz de desaguar el caudal medio de la quebrada. Según la expresión para el cálculo de vertedero rectangular de pared angosta (Francis) se tiene:

[$Q_{\text{med}} = K \times L_1 H_1^{(3/2)}$], donde:

L_1 = Longitud del vertedero [m], igual a la longitud de la rejilla: $L_1 = 2,00 \text{ m}$

K = Constante (Pared angosta: $C = 1,84$, cresta ancha: $C = 1,56$): $K = 1,84$

Q_{med} = Caudal medio de la fuente: $Q_{\text{med}} = 304,00 \text{ lps}$

H_{med} = Carga sobre la cresta para el caudal medio: $H_{\text{med}} = 0,19 \text{ m}$

H_{min} = Carga sobre la cresta para el caudal mínimo: $H_{\text{min}} = 0,08 \text{ m}$

H_d = Carga sobre la cresta para el caudal de diseño: $H_d = 0,04 \text{ m}$

H_1 = Altura de construcción del vertedero: $H_1 = 0,20 \text{ m}$
 $H_1 > H_{\text{med}}$ correcto

Q_r = Gasto real por el vertedero de rebose: $Q_r = 329,15 \text{ lps}$

v = Velocidad media a través del vertedero: $v = 0,82 \text{ m/s}$

Vertedero de crecida

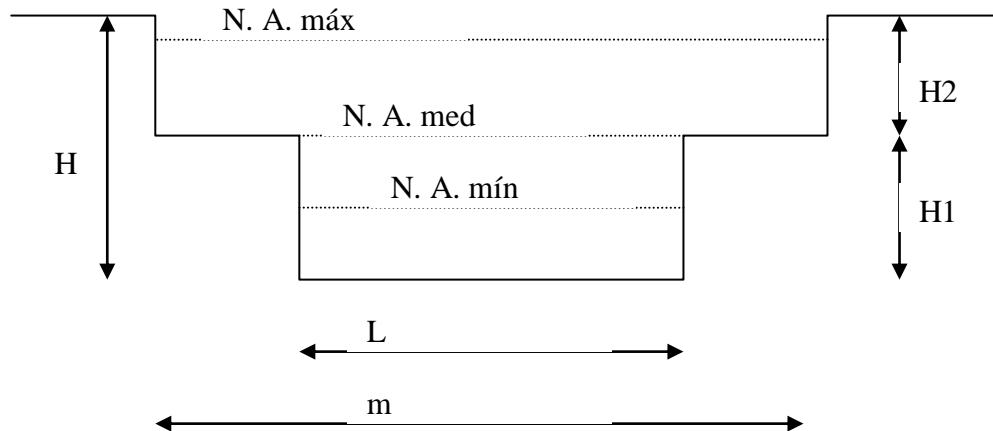


Figura 2

$$Q_d = C_{cv} \times B \times L \times e \times V_p \quad [1]$$

Donde,

$$Q_{d\text{rej}} = \text{caudal de diseño para la rejilla} \quad Q_{d\text{rej}} = 69,92 \text{ lps} \quad [Q_{d\text{rej}} = 2 \times Q_{MD}]$$

$$C_{cv} = \text{Coeficiente de contracción de la vena líquida} \quad C_{cv} = 0,90$$

$$V_p = \text{velocidad de paso a través de la rejilla.}$$

$$\text{Como } V_p \leq 0,15 \text{ m/s para el cálculo se asume:} \quad V_p = 0,15 \text{ m/s}$$

A continuación se calcula la altura de la lámina de agua sobre el vertedero de rebose, suponiendo un valor de L y aplicando la ecuación de Francis.

$$Q_{min} = K \times L \times H^{(3/2)}$$

Donde,

$$Q_{min} = \text{caudal mínimo del río :} \quad Q_{min} = 84,00 \text{ lps}$$

$$L = \text{longitud de rejilla (asumida)} \quad L = 2,00 \text{ m}$$

$$K = \text{Constante:} \quad K = 1,84$$

$$(\text{Pared angosta: } C = 1,84 \text{ cresta ancha: } C = 1,56)$$

$$H = \text{altura de la lámina de agua} \quad [H = (Q_{min} / (K \times L \times))^{(2/3)}]$$

$$H = 0,08 \text{ m}$$

Se calcula la velocidad de paso “Vh” a través de la bocatoma:

$$V_h = Q_{min} / A = Q_{min} / l / H$$

$$V_h = 0,53 \text{ m/s}$$

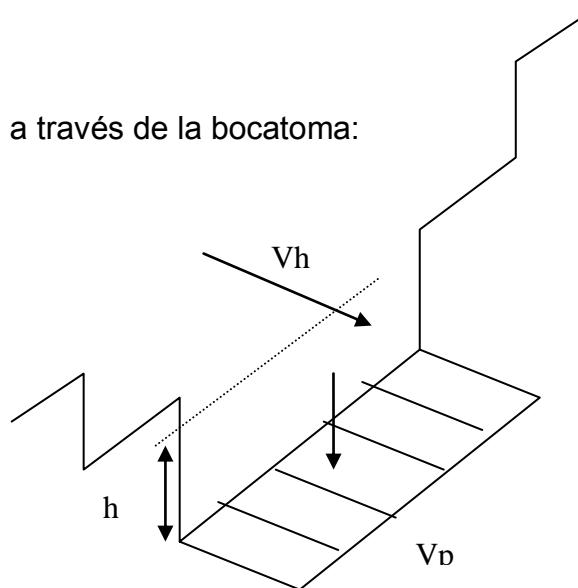


Figura 3

Como $0,30 < V_h < 3,0 \text{ m/s}$ entonces son aplicables las siguientes ecuaciones para el cálculo del ancho de la rejilla, B:

$$X_s = 0,36 \times V_h^{(2/3)} + 0,60 \times H^{(4/7)} \quad [2]$$

$$X_i = 0,18 \times V_h^{(4/7)} + 0,74 \times H^{(3/4)} \quad [3]$$

$$X_s = B$$

$$X_s = 0,37 \text{ m}$$

$$X_i = 0,24 \text{ m}$$

Reemplazando valores en la ecuación [1] se obtiene:

$$L = 2,50 \text{ m} \quad [L = Q_d / (C_{cv} \times B \times e \times V_p)]$$

Se encuentra ubicado a lado y lado del vertedero de rebose. Se calcula mediante la misma relación anterior (Francis). El caudal de diseño corresponde a la diferencia entre el caudal máximo de la fuente y el caudal del vertedero de rebose:

$$Q_c = Q_1 + Q_2$$

$$Q_1 = K \times L \times (H_1 + H_2)^{(3/2)}$$

$$Q_2 = K \times (m - L) \times H_2^{(3/2)}$$

Donde,

m = valor que se asume según el ancho a encausar del cauce de la quebrada

$$m = 5,00 \text{ m}$$

Se supone
un valor de H_2

$$H_2 = 0,5 \text{ m}$$
$$Q_c = 4.106,85 \text{ lps} > 980,00 \text{ lps, correcto}$$

La altura de los muros laterales con respecto a la rejilla se fija en:

$$H_m = 1,00 \text{ m}$$

6.2.5 Diseño del canal recolector

Bajo la rejilla de la bocatoma se ubica un canal de sección rectangular que recibe el agua que penetra por la rejilla. Para su cálculo se tienen en cuenta las dimensiones de las anteriores estructuras.

Para condiciones de flujo subcrítico ($V_L < V_c$) se tiene :
Profundidad crítica

$$Y_c = \{ Q_d^2 / (g * B^2) \}^{(1/3)}$$
$$Y_c = 0,154 \text{ m}$$

Velocidad crítica
 $V_c = (g * Y_c)^{0,5}$
 $V_c = 1,23 \text{ m/s}$

Altura del agua al final del canal recolector

$$H_1 = 1,10 * Y_c$$

$$H_1 = 0,17 \text{ m}$$

Altura del agua al inicio del canal recolector

$$H_0 = \{ 2 * Y_c^3 / H_1 + [H_1 - (L_c * s / 3)]^2 \}^{0,5} - 2 * L_c * s / 3$$

donde,

$$\text{Ancho muros laterales} = 0,30 \text{ m}$$

$$L_c = \text{longitud canal}$$

$$s = \text{pendiente solera del canal (entre 5 – 10 %)}$$

$$H_0 =$$

$$L_c = 3,80 \text{ m}$$

$$s = 5,0 \% \quad$$

$$H_0 = 0,11 \text{ m}$$

Chequeo régimen:
[$VL = Qd / (H1 \times b)$]

donde
 $b = B = \text{ancho de la rejilla}$

entonces,
 $VL = 1,12 \text{ m/s} < 1,23 \text{ m/s}$, por lo cual cumple régimen subcrítico

Dimensiones finales canal recolector:

Ancho, $b = 0,37 \text{ m}$

Longitud, $Lc = 3,80 \text{ m}$

Profundidad canal, $hc = 0,20 \text{ m}$

Pendiente solera, $s = 5,00 \%$

6.2.6 Diseño de la Caja de derivación

6.2.6.1 Cálculo de la Cámara de recolección

Para velocidades que oscilan entre 0,30 y 3,00 m/s son aplicables las ecuaciones [2] y [3]:

Para

$VL = 1,12 \text{ m/s}$

$H1 = 0,17 \text{ m}$

Se obtiene

$Xs = 0,60 \text{ m}$

$Xi = 0,39 \text{ m}$

El valor mínimo de $Xs = 1,20 \text{ m}$, entonces:

$Xs = L_{\text{caja}} = 1,20 \text{ m}$

Caida verti. = 0,15 m

Verted ex. = 1,00 m

$Ys = 1,15 \text{ m}$

Ancho caja. = 1,20 m

Altura caja. = 2,30 m

6.2.6.2 Cálculo del vertedero de excesos

Debido a que la rejilla se ha calculado con un caudal de 2 QMDT, y la aducción se calculará con un caudal igual al QMD, entonces se establece una diferencia entre el caudal mínimo del río, el caudal que se capta y el caudal que se transporte por la aducción.

Si $q_{\text{min}} \text{ rio} > (2-3) \text{ QMDT}$ entonces $Q_{\text{excesos}} = (2-3) \text{ QMDT} - 1 \text{ QMDT}$

Si $1 \text{ QMDT} < q_{\min \text{ río}} < (2-3) \text{ QMDT}$ entonces $Q_{excesos} = q_{\min \text{ río}} - 1 \text{ QMDT}$

Por tanto:

$q_{\min \text{ río}} = 84,00 \text{ lps} ; 2 \text{ QMD} = 69,92 \text{ lps}$

entonces,

$Q_{excesos} = 34,96 \text{ lps}$

Se utiliza para el cálculo la relación de Francis:

$$Q_{excesos} = K \times L \times H^{(3/2)}$$

donde,

$K = \text{Constante} = 1,84$

$L = \text{Longitud caja de derivación} = 1,20 \text{ m}$

$H = \text{Altura de la lámina de agua sobre el vertedero} = 0,06 \text{ m}$

$H_{vertd. Ex.} = 1,00 \text{ m}$

6.2.6.3 Diseño del desagüe

El cálculo se efectuará con base en la siguiente relación:

$$A = Q_d / \{ C \times (19,61 \times h_{máx})^{0,5} \}, \text{ donde:}$$

$C = \text{Coeficiente de descarga} = 0,61 \quad [C \text{ para orificios circulares}]$

$h_{máx} = \text{nivel máximo de agua en la caja} = 2,14 \text{ m}$

$$[h_{máx} = N.A.máx - 1,5 \times V_L^2 / 19,61]$$

$A = \text{área del desagüe} = 0,018 \text{ m}^2$

$$O = 0,15 \text{ m} \quad O = 6,00 \text{ pulgadas} \quad [O = (4 \times A / \pi)]$$

Diámetro definitivo desagüe: $O = 8,00 \text{ pulgadas}$

6.2.7 Cálculo del tubo de salida al desarenador

Existen variaciones en el nivel del agua de la caja de derivación (N.A.min y N.A.máx), aspecto que se ve reflejado en una variación del caudal en la tubería de aducción, por lo tanto la instalación del tubo de salida al desarenador se calcula para una tubería llena.

Para condiciones mínimas

Se calcula la altura mínima para instalar el tubo de salida al desarenador mediante la siguiente relación:

$$h_s = H_o + V^2 / (2 \times g)$$

donde,

$H_o = \text{pérdida por dispositivos y accesorios}$

$$H_o = K_i \times V^2 / (2 \times g)$$

$K_i = 0,50$ para una entrada tipo corriente

entonces,

$$H_o = 0,5 \times V^2 / (2 \times g)$$

$$hs = 1,5 \times V^2 / (2 \times g)$$

La diferencia de altura entre el nivel de aguas mínimo en la caja de derivación y la entrada al desarenador se calcula según la expresión:

$$H = hs + s \times L$$

Donde, s es la pendiente de la tubería de aducción y L es su longitud total ver figura 4.

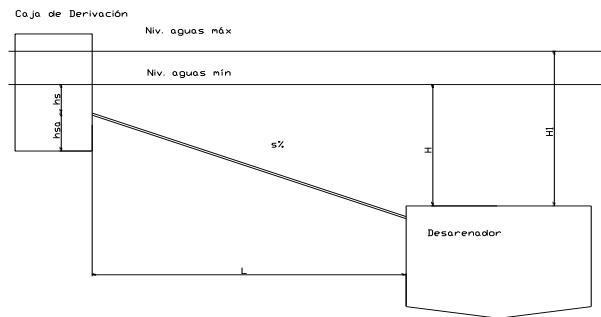


figura 4

Aplicando la ecuación de Manning para flujo por escurrimiento libre se obtiene el valor de la velocidad V :

Para, $s = 2,25 \%$
 $O = 10,33 \text{ plg}$
 $n = 0,01$ para PVC
 $V = 2,40 \text{ m/s}$ $[V = (O / 4)^{(2/3)} \times s^{(1/2)} / n]$

Entonces: $hs = 0,50 \text{ m}$, Altura N.A.mín.

$$L = 104,53 \text{ m}$$

$$H = 2,85 \text{ m}$$

Por lo tanto la tubería de salida al desarenador se ubica a una altura sobre el fondo de la caja de derivación de:

$$hsa = 0,15 \text{ m}$$

6.2.8 Acotamiento

Cota corona de muros	1.889,83	m.s.n.m.
Cota rejilla	1.888,83	m.s.n.m.
Cota cresta vertedero de rebose	1.889,03	m.s.n.m.
Cota nivel de aguas máximo captación	1.889,53	m.s.n.m.
Cota inicio fondo canal recolector	1.888,63	m.s.n.m.
Cota final fondo canal recolector	1.888,44	m.s.n.m.
Cota fondo caja de derivación	1.887,29	m.s.n.m.
Cota batea salida aducción	1.887,44	m.s.n.m.
Cota cresta vertedero de excesos	1.888,29	m.s.n.m.
Cota nivel de aguas mínimo caja de der.	1.887,94	m.s.n.m.
Cota nivel de aguas máximo caja de der.	1.889,43	m.s.n.m.

6.3 DISEÑO DE LA ADUCCIÓN

6.3.1 Caudal de diseño

La tubería de aducción se diseña con el Consumo Máximo Diario
Qda = 34,96 lps

6.3.2 Método de cálculo

Conducción a presión: en este tipo de conducción el agua ocupa todo el interior del conducto, quedando sometida a una presión mayor que la atmosférica.

Se utilizará la relación de Williams-Hazen:

[$V = 0,3547 \times C \times D^{0,63} \times J^{0,54}$], donde:

V = velocidad media

C = coeficiente de rugosidad de la tubería, para PVC: C = 150

D = diámetro interno de la tubería

J = pérdida de carga en m/m

6.3.3 Parámetros de diseño

Velocidad

Vmin = 0,60 m/s

Vmáx = 4,50 m/s

Diámetro

Omin = 8 pulgadas

O = 10 pulgadas

Parámetro		O = 8"		O = 10"	
		Vel. Mín.	Vel. Máx.	Vel. Mín.	Vel. Máx.
Pérd. De carga Unit.	j (m/m)	0,0016	0,0662	0,0012	0,0491
Caudal.	Q (l7s)	19,46	145,93	32,43	243,22

Se elige como diámetro de tubería O (plg) = 10,33
 de aducción:
 Dicha tubería tendrá una longitud de: L (m) = 104,53
 Con una pendiente de: P (%) = 2,25 %
 Instalada a una profundidad mínima h (m) = 0,80
 de:

El cálculo de la tubería de aducción se presenta en el cuadro anexo.

6.3.4 Acotamiento

Cota de salida hacia el desarenador	1.887,44	m.s.n.m
Cota de llegada al desarenador	1.887,20	m.s.n.m

6.4 DISEÑO DEL DESARENADOR

6.4.1 Caudal de diseño

El desarenador se diseña con el Consumo Máximo Diario
 $Q_{dd} = 34,96 \text{ lps}$

6.4.2 Condiciones iniciales de diseño

Diámetro de las partículas a remover

$Os = 0,01 \text{ cm}$, Partículas de arena muy fina (Entre 0,005 y 0,010 cm)

Temperatura del agua

$T^o = 8,00 \text{ }^{\circ}\text{C}$

Viscosidad Cinemática del agua [$u = u10^{\circ}\text{C} \times 33,3 / (T^o + 23,3)$]

$u = 0,0137 \text{ cm}^2/\text{s}$

Gravedad específica de las partículas de arena

$S_s = 2,65 \text{ g/cm}^3$

6.4.3 Velocidad de Sedimentación

Considerando que el flujo del agua dentro del desarenador es de tipo laminar ($\# Re < 2000$), es aplicable la Fórmula de Stokes para el cálculo de la velocidad de sedimentación:

$$V_1 = g \times (S_s - 1) \times Os^2 / u / 18$$

donde,

V_1 = velocidad de sedimentación en cm/s según Stokes

g = aceleración de la gravedad: $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

La velocidad de sedimentación será $V_1 = 0,66 \text{ cm/s}$

Debe calcularse también la velocidad de sedimentación mediante la ecuación de Allen Hazen para posteriormente promediarla con la velocidad obtenida por la ecuación de Stokes:

$$V_2 = V_{10^{\circ}C} \times (T^{\circ} + 23,3) / 33,3$$

donde,

V_2 = velocidad de sedimentación en cm/s según Hazen

$V_{10^{\circ}C}$ = velocidad de sedimentación de una partícula de 2,65 g/cm³ a 10° C:

$V_{10^{\circ}C} = 0,80$ cm/s ; para partículas de arena muy fina (Entre 0,005 y 0,010 cm)

La velocidad de sedimentación será :

$$V_2 = 0,75 \text{ cm/s}$$

La velocidad de sedimentación de diseño es entonces:

$$V_s = 0,71 \text{ cm/s}$$

$$[V_s = (V_1 + V_2) / 2]$$

6.4.4 Eficiencia del desarenador y condiciones de la pantalla deflectora

Se asume un porcentaje de partículas a sedimentar del 87,5 %. Se diseñará una pantalla con buenos deflectores:

Condiciones de remoción	50 %	75 %	87,5 %
Máximo teórico	0,500	0,750	0,875
Depósito con muy buenos deflectores	0,730	1,520	2,370
Depósito con buenos deflectores	0,760	1,660	2,750
Depósito con deficientes deflectores o sin ellos	1,000	3,000	7,000

De la tabla anterior se obtiene el valor de la relación a / t , la cual caracteriza las condiciones de la pantalla deflectora:

$$e = 87,5 \%$$

$$a/t = 2,75 \quad t = \text{tiempo de sedimentación}, a = \text{tiempo de retención}$$

6.4.5 Cálculo del tiempo de sedimentación y de retención

Se asume una profundidad promedio $h = 1,50 \text{ M}$

útil:

$$\text{Tiempo de sedimentación} \quad t = 211 \text{ seg} \quad [t = h / V_s]$$

$$\text{Tiempo de retención} \quad a = 580 \text{ seg} \quad [a = t \times a/t]$$

6.4.6 Cálculo de la capacidad del desarenador

Capacidad calculada del C = 20,28 m³ [C = a × Qdd]

desarenador

Superficie calculada del A = 13,52 m² [A = C / h]

desarenador

Superficie mínima requerida Smr = 4,92 m² [Smr = t × Qdd/h]

$$13,52 > 4,92 \quad A > Smr : \text{correcto}$$

6.4.7 Dimensionamiento

6.4.7.1 Zona de sedimentación

La zona de sedimentación se dimensiona teniendo en cuenta que las estructuras largas logran disminuir factores adversos como corrientes cruzadas, dificultades de mantenimiento, existencia de puntos muertos, cortocircuitos, etc.

$$\begin{aligned} L/B &= 4,00, & \text{por lo cual} & \quad L = 4,00 \times B \\ B &= 1,84 \text{ m} & [A = L \times B \text{ ó } A = L / B \times B^2 \text{ entonces } B = (A / L / B)^{1/2}] \\ L &= 7,36 \text{ m} \end{aligned}$$

Dimensiones útiles

$hs = 1,50 \text{ m}$	Altura zona de sedimentación
$B = 1,80 \text{ m}$	Ancho que permite efectuar el mantenimiento del desarenador
$L = 7,36 \text{ m}$	Longitud efectiva

Chequeo velocidad de traslación.

$$\begin{aligned} V_t &= Q_d / (b \times h) \\ V_t &= 0,0129 \text{ m/s} > 0,17 \text{ m/s} \\ \text{Además } V_t / V_s &< 20: \\ V_t / V_s &= 1,82 < 20,00 \quad \text{correcto} \end{aligned}$$

6.4.7.2 Zona de lodos

$$h_{lodos} = 0,50 \text{ m} \quad \text{Altura zona de lodos}$$

Cálculo de la distancia entre el canal recolector de lodos y la entrada del desarenador:

$$X = L / 3; \quad X = 2,47 \text{ m}$$

La pendiente del canal recolector de lodos será del 5 %. Igualmente la pendiente de las placas inferiores del desarenador estará entre el 5 y 10 %.

6.4.7.3 Zona de entrada

Diseño de la pantalla deflectora

$$\begin{aligned} \text{Se asume que la velocidad de entrada, } V_e &= 0,17 \text{ m/s} \\ \text{Coeficiente de contracción de la vena líquida} &= 0,90 \\ \text{La pantalla tendrá orificios circulares, diámetro } O &= 3,00 \text{ plg} \end{aligned}$$

$Q_{dd} = C \times A_e \times V_e$, donde:

$$\begin{aligned} A_e &= \text{Área efectiva de orificios} \\ A_e &= 0,2285 \text{ m}^2 & [A_e = Q_d / (C \times V_e)] \\ \text{Aorificio} &= 0,0046 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$Nº \text{ orificios} = 51,00 \quad \text{orificios} \quad [N° \text{ orificios} = A_e / A_{orificios}]$$

$$B \text{ pantalla} = 0,60 \quad M$$

Diseño del tabique vertical

$$h \text{ tabique} = 0,45 \quad m$$

$$h \text{ adicional} = 0,05 \quad m$$

$$h \text{ total} = 0,50 \quad m$$

6.4.7.4 Zona de Salida

Diseño vertedero de salida

Se utiliza un vertedero a todo lo ancho del desarenador. La altura de la lámina de agua sobre la cresta se calcula a partir de la fórmula de Francis:

$$h = 0,05 \quad m \quad [h = (Q_d / C \times b)^{(2/3)}]$$

La velocidad con que corre el agua en la canaleta de salida debe ser máximo 0,17 m/s.

Área de la canaleta : $Q = \text{Área de la canaleta} \times \text{Velocidad máxima}$

$$A_c = Q_{dd} / V_{máx} ; A_c = b' \times h'$$

$$b' = 1,5 * h'$$

$$1,5 * h'^2 = Q_{dd} / V_{máx}$$

$$A_c = 0,21 \quad M$$

$$h' = 0,40 \quad M$$

$$b' = 0,60 \quad M \quad \text{Se toma como ancho de canaleta:}$$

$$b' = 0,60 \quad M$$

Diámetro de la tubería de salida

Está limitado por el ancho de la canaleta b'

$$Q = c \times A \times (2 \times g \times h)^{(1/2)}$$

$$O = 10,00 \quad \text{plg}$$

$$\text{Área} = 0,051 \quad m^2$$

$$h'' = 0,07 \quad m$$

$$\text{Pérdidas por salida} = K * V_{salida}^2 / (2 * g)$$

$$K = 1,00$$

$$V_{salida} = 0,69 \quad m/s$$

$$\text{Altura total requerida} \quad H'' = H + p = < h''$$

$$p = 0,02 \quad M \quad [\text{pérdidas} = K \times V^2 / 19,62]$$

$$h'' = 0,09 \quad M$$

Se toma el mayor valor entre h'' y h' :

$$h' = 0,40 \text{ M}$$

6.4.7.5 Dimensiones finales (m)

El desarenador contará con una estructura de paso directo lateral (by pass) que permita tener un flujo de agua permanente hacia el tanque de almacenamiento durante las labores de mantenimiento del mismo. El paso directo se construirá con tubería presión de PVC.

6.4.7.6 Acotamiento

Cota de llegada al desarenador:	1.887,20	m.s.n.m.
Cota nivel del agua en el desarenador:	1.887,20	m.s.n.m.
Cota fondo canaleta de salida desarenador:	1.886,73	m.s.n.m.
Cota placa superior desarenador:	1.887,62	m.s.n.m.
Cota cresta del vertedero de salida:	1.887,13	m.s.n.m.
Cota canal recolector de lodos:	1.884,75	m.s.n.m.
Cota tubería de salida del desarenador:	1.886,65	m.s.n.m.

6.5 CALCULO ESTRUCTURAL TANQUE DEL DESARENADOR

6.5.1 INFORMACION GENERAL

El presente cálculo estructural se rige por las NORMAS COLOMBIANAS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE 8NSR-98 – LEY 400 DE 1997- DECRETO 33 DE 1998).

El diseño estructural se rige por las especificaciones del Capítulo C.20 de NSR-98 (TANQUES Y COMPARTIMIENTOS ESTANCOS).

La estructura fue modelada mediante elementos shell y se sometió a las cargas impuestas por las condiciones tanque de prueba y tanque vacío, bajo las combinaciones de carga especificadas en B.2.4. correspondientes al método de la resistencia. Se consideraron las combinaciones:

$$\text{COMB1} = 1,4 \text{ DL} + 1,7 \text{ LL}$$

$$\text{COMB2} = 0,9 \text{ DL} + 1,7 \text{ H}$$

Donde:
LL : Presión hidrostática
H : Presión de suelo
DL : Carga Muerta

El análisis se realizó con el programa SAP-2000, el cual permite una modelación tridimensional. El programa permite una aproximación muy real de las cargas por cuanto evalúa su variación con la profundidad. Esto para la carga de suelo y carga hidrostática. El peso unitario del material de relleno se estima en 2 ton/m³. La

resistencia mínima del concreto será de 245 kg/cm² y la masa del material cementante no debe ser menor de 330 kg/m³, según C.20.5.3. Finalmente el refuerzo requerido por el análisis se confronta con el requerido por efecto de retracción de fraguado y variación de temperatura.

6.6 DISEÑO DE CONDUCCIÓN Y RED DE DISTRIBUCIÓN

6.6.1 Caudal de diseño

La tubería de aducción se diseña con el Consumo Máximo Diario (Cap. B.6.4.2. RAS 2000).

Qdco = 0,38 lps

6.6.2 Método de cálculo

Conducción a presión: en este tipo de conducción el agua ocupa todo el interior del conducto, quedando sometida a una presión mayor que la atmosférica.

Se utilizará la relación de Hazen - Williams:

[$V = 0,3547 \times C \times O^{0,63} \times J^{0,54}$] , donde:

V = velocidad media

C = coeficiente de rugosidad de la tubería, para PVC : C = 150

O = diámetro interno de la tubería (Omin = 2" - Cap. B.6.4.8.1 RAS 2000)

J = pérdida de carga en m/m

Las pérdidas de carga totales se calcularán considerando las pérdidas por fricción y las pérdidas por accesorios o aditamentos: $H_t = H_f + H_a$

El cálculo de la conducción y red de distribución se presenta en el cuadro anexo.

6.6.3 Estructuras complementarias de conducción

Con el fin de garantizar el correcto funcionamiento de la tubería de conducción, es necesario instalar algunos accesorios y estructuras como por ejemplo: válvulas de cierre, válvulas purga y válvulas ventosa.

6.6.4 Válvulas de corte o cierre

Se localizan al inicio y al final de la conducción y su diámetro nominal será igual al diámetro de la tubería.

6.6.5 Válvulas ventosa (admisión – expulsión)

En los puntos altos de la línea de conducción se colocarán ventosas con el fin de facilitar la salida del aire que eventualmente se acumula en la conducción durante su funcionamiento o cuando se proceda a su llenado.

6.6.6 Válvulas purga

En los puntos bajos de la tubería de conducción deben colocarse válvulas de desagüe o de limpieza. Su diámetro mínimo será de Ø 2" para conducciones con Ø < 4". Todas las válvulas de cierre, ventosas y purgas tendrán una cajilla adecuada para su inspección.

6.6.7 Anclajes

En la línea de conducción se deben construir anclajes de seguridad en los sitios donde se presente un cambio de dirección horizontal u vertical (codos o tees) y donde existan cambios de diámetro (reducciones o ampliaciones).

6.6.8 Ubicación de las tuberías de conducción

A lo largo de toda la conducción la profundidad mínima para el tendido de la tubería debe ser por lo menos 0,60 metros medidos desde la superficie del terreno hasta el lomo de la tubería. En áreas de cultivo y cruces con carreteras la profundidad mínima será de 1 metro.

6.7 CALCULO DEL GOLPE DE ARIETE EN LA CONDUCCIÓN

El análisis del golpe de ariete en la tubería de conducción debe hacerse para las condiciones normales de operación, es decir para los valores de presión admisible de tubería instalada; sin embargo se realizará el cálculo para condiciones excepcionales de posible emergencias o por falta de dispositivos de protección, es decir para 1,5 veces la presión admisible de la tubería instalada (Cap. B.6.4.11.2 RAS 2000).

6.7.1 Anclajes

En la red de distribución se deben construir anclajes de seguridad en los sitios donde se presente un cambio de dirección horizontal o vertical (codos o tees) y donde existan cambios de diámetro (reducciones o ampliaciones). Dichos anclajes se construirán en concreto ciclópeo, simple o reforzado, de tal forma que se garantice la inmovilidad de la tubería.

Las condiciones excepcionales en conducciones por gravedad pueden originarse por la falta en cualquiera de los dispositivos de protección y control contra el golpe de ariete (si los hubiere), o por las maniobras inadecuadas de las válvulas, en desacuerdo con las reglas de operación especificadas en el diseño del proyecto, o por la ruptura de la tubería de conducción en la sección de máxima presión bajo un flujo permanente.

6.8 CALCULO DE LA CELERIDAD DE LA ONDA DE PRESION

La celeridad de presión causado por el golpe de ariete es función entre otras variables, del módulo de elasticidad del material en que está elaborada la tubería y su cálculo se realizará mediante la ecuación de Allievi:

$$C = 9900 / \{ [483 + RDE * [(1 * 10^{10}) / E]]^{1/2} \}$$

donde:

C = Celeridad de la onda, en m/s

RDE = Relación diámetro-espesor del tubo

RDE = 50,96 para O 2"

E = Módulo de elasticidad del material del tubo, en kg/m²

Epvc = 3,00E + 08 kg/m²

Por lo tanto se obtiene:

$$C = 236,86 \text{ m/s}$$

6.9 CALCULO DEL PERIODO O FASE DE TUBERIA

La fase o período de la tubería, es decir el tiempo en que la onda de sobrepresión va y vuelve de una extremidad a otra de la tubería, se calculará mediante la siguiente expresión:

$$T = (2 * L) / C$$

donde,

T = Período o fase de la tubería, en s

L = Longitud del conducto en cuestión, en m

L = 973,36 m

$$T = 8,22 \text{ s}$$

6.10 CALCULO DE LA SOBREPRESION EN LA CONDUCCION

La sobrepresión se calculará de acuerdo con las condiciones de cierre, es decir:

Si $t < T$: cierre rápido sobrepresión máxima

$$Ha = (2 * L * B) / g$$

donde,

Ha = Sobrepresión, en m.c.a

V = Velocidad en condiciones normales de flujo, en m/s

V = 0,98 m/s

g = Aceleración de la gravedad, en m/s²

g = 9,80 m/s²

t = tiempo de cierre, en s

Por lo tanto se obtiene:

$$Ha = 23,77 \text{ m.c.a.}$$

Con el factor de seguridad de 1,5 se obtiene:

$$Ha = 35,66 \text{ m.c.a}$$

Esto significa que la presión máxima a la que estuviese sometida la tubería de conducción entre las abscisas K5+571 a K6+540 m, en el caso presentarse un golpe de ariete debido al cierre rápido de las válvulas, será:

$$P_{\max} = \text{Pestática} + \text{Sobrepresión}$$

$$P_{\max} = 124,04 \text{ m.c.a}$$

Si $t > T$: cierre lento sobrepresión máxima

$$Ha = (2 * L * V) / g * t$$

donde,

t = tiempo de cierre supuesto para cierre lento, en s

$$t = 30,00 \text{ s}$$

Por lo tanto se obtiene:

$$Ha = 6,51 \text{ m.c.a.}$$

Con el factor de seguridad de 1,5 se obtiene:

$$Ha = 9,77 \text{ m.c.a}$$

Esto significa que si el tiempo de cierre de la válvula de compuerta accionada por las válvulas de cierre o las purgas es al menos de 30 segundos, la sobrepresión generada tiende a ser mínima.

9. CUADROS DE CALCULO DE ACOMETIDAS Y RED DE DISTRIBUCION

10 ANEXO FOTOGRAFICO



FOTO No. 01
LIMPIEZA PREVIA
LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO



FOTO No. 02
MEDICIONES PROCESO
TOPOGRÁFICO



FOTO No. 03
PANORÁMICA GENERAL DE LA
REGIÓN OBJETO DEL
PROYECTO



FOTO No. 04
COMUNIDAD BENEFICIADA CON
LA REALIZACIÓN DE LA OBRA



FOTO No. 05
ACOPIO DE MATERIALES –
TUBERÍA PVC



FOTO No. 06
BOCATOMA UBICADA EN EL
RIO SALADO



FOTO No. 07
VISTA FRONTAL CONSTRUCCIÓN
DESARENADOR



FOTO No. 08
EXCAVACIONES MECÁNICAS
PARA
TUBERÍA



FOTO No. 09
EXCAVACIÓN MANUAL
PARA TUBERÍA



FOTO No. 10
INSTALACIÓN DE TUBERÍA
MATERIAL EN PVC – DETALLE
TUBOS Y CODO GRAN RADIO



FOTO No. 11
DETALLE CAJILLA PARA VÁLVULA DE
CIERRE LENTO Y CAMARA DE QUIEBRE.



FOTO No. 12
DETALLE CAJILLA
VÁLVULA DE PURGA



FOTO No. 13
DETALLE VENTOSA



FOTO No. 14
DERIVACIÓN INDIVIDUAL
PARA CADA USUARIO

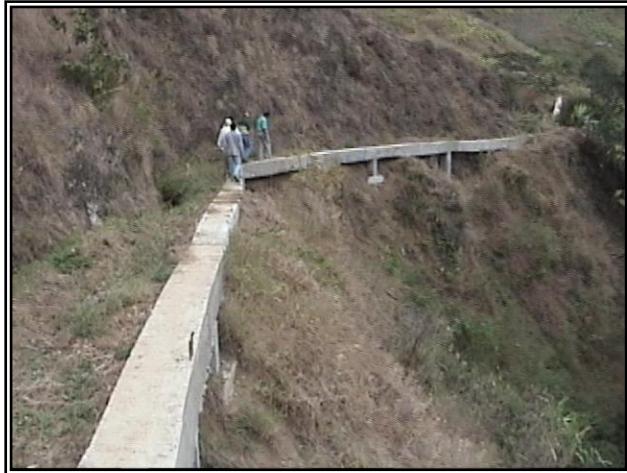


FOTO No. 15
PROTECCIÓN DE TUBERÍA
MEDIANTE FUNDICIÓN DE VIGAS
EN CONCRETO



FOTO No. 16
FUNCIONAMIENTO GENERAL
DISTRITO DE RIEGO

BIBLIOGRAFIA

- ESTUDIO SOCIOECONOMICO PARA EL DISTRITO DE RIEGOS GUALLABILLOS INFORME FINAL, Alcaldía de Chachagüi.
- MANUAL DE CALCULOS PARA LAS INGENIERIAS, Tercera Edición, Mc Graw Hill. Tomo I.
- MANUAL DEL INGENIERO CIVIL, Tercera Edicón, Mc Graw Hill. Tomo II.
- NORMA COLOMBIANA PARA CONSTRUCCION SISMORESISTENTE NSR – 98.

CONCLUSIONES

- Con La construcción y puesta en funcionamiento del DISTRITO DE RIEGOS PEQUEÑA IRRIGACIÓN GUALLABILLOS, la alcaldía de Chachagüí esta garantizando una estabilidad económica para la región beneficiada.
- La culminación del proyecto esta asegurando la producción agrícola de las veredas Cimarrones, guayabillos, pasisara y cano Bajo del Municipio de chachagüí, proporcionando de igual manera un mejoramiento de las condiciones socioeconómicas de sus habitantes.
- Se cumple con el objetivo de prolongar la relación de la Universidad de Nariño con la comunidad circundante al poder esta prestar un servicio social dentro de su entorno.
- Es satisfactorio el logro obtenido con la interacción del Municipio de Chachagüí y la Facultad de Ingeniería de La Universidad de Nariño por cuanto permite optimizar los recursos económicos del estado para obtener mejores resultados en la ejecución de proyectos.

RECOMENDACIONES

- Contar activamente con la participación de la comunidad beneficiada, quienes conocen completamente el concepto del proyecto; de la misma manera podrán ser veedores para la realización de modificaciones y adecuaciones del desarrollo del mismo.
- Realizar seguimiento continuo al proyecto con el fin de garantizar que el mismo cumpla con los requerimientos planteados.
- Contar con un grupo de habitantes del sector quienes se encarguen de controlar el Distrito de Riego y de esta manera evitar que el mismo sufra algún daño provocados por animales o por delincuencia.
- A nivel educativo proporcionar este tipo de oportunidades a los estudiantes de pregrado, quienes con estas prácticas profesionales pueden desarrollar y poner en práctica los conceptos aprendidos durante la carrera universitaria.