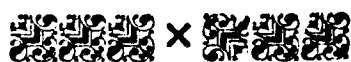




T
627.52
AEU



Escuela Superior Politécnica del Litoral
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA TIERRA

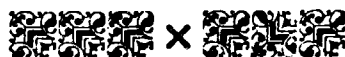


**“Diseño del Sistema de Riego
de la Zona de Daular”**

TESIS DE GRADO

Previa la Obtención del Título de:
INGENIERO CIVIL

Presentada por:
ALBY AGUILAR PESANTES



Guayaquil - Ecuador

Año - 1998

AGRADECIMIENTO

A Dios Padre y Creador del
Universo

A la Escuela Superior Politécnica
del Litoral

A la Facultad de Ciencias de la
Tierra, a sus profesores, su
personal administrativo y de apoyo.

Al Ing David Matamoros, Director
de Tesis

A CEDEGE, representada por los
Ingenieros y demás miembros de la
Institución que laboraron en el
Trasvase Daule Santa Elena

Al Ing Rafael Castillo por todo el
apoyo brindado en la ejecución del
presente trabajo.

DEDICATORIA

A mis padres, por todo el amor, dedicación y soporte brindado a lo largo de mi vida y de mis estudios.

A mis hermanos Carlos, Sergio y Verónica por todos los buenos y malos momentos que hemos pasado juntos

A Rafael, por su amor, paciencia, y apoyo en la culminación de este proyecto.

A mi mami Laurita por su insistencia

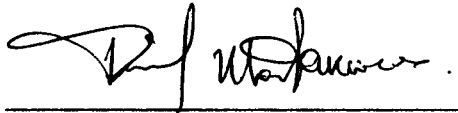
A mis abuelitos y demás familiares por su cariño demostrado en todo momento.

A Todas las personas que de alguna u otra forma colaboraron en la culminación del presente trabajo.

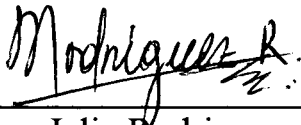
TRIBUNAL DE GRADUACIÓN



Ing Enrique Luna
Decano Encargado de la
F.I.C.T.



Ing David Matamoros
Director de Tesis



Ing Julio Rodriguez
Vocal.



Ing Julián Coronel
Vocal.

DECLARACIÓN EXPRESA

"La responsabilidad del contenido de esta Tesis de Grado, me corresponde exclusivamente, y el patrimonio intelectual de la misma a la Escuela Superior Politécnica del Litoral"

ALBY AGUILAR PESANTES

RESUMEN

El presente trabajo tiene como objetivo establecer los criterios básicos necesarios para el desarrollo del diseño de una zona de Riego. En la década de los 80, la Comisión para el Desarrollo de la Cuenca del Río Guayas (CEDEGE) encarga al Centro de Estudios Hidráulicos de Madrid el estudio del Plan Hidráulico Acueducto Santa Elena (PHASE). Estos estudios contemplaban el desarrollo de diferentes zonas de riego en la península. Entre las zonas estudiadas se encuentran Chongón, Daular y Cerecita. Esta parte del PHASE fue construida por la Constructora Norberto Odebrecht a finales de los ochenta.

Cuando el CEDEX presentó los estudios a CEDEGE, consideró que el agua dentro de las parcelas sería distribuida por medio de aspersores. El presente trabajo, con fines únicamente educativos, pretende realizar el análisis de la zona de riego de Daular considerando la utilización de riego localizado, por medio de goteros y de micro-aspersores.

Indice General

RESUMEN	I
INDICE GENERAL	II
INDICE DE FIGURAS	VI
INDICE DE TABLAS	IX
ABREVIATURAS UTILIZADAS	XI

Diseño del sistema de riego de la zona de Daular

1.	Generalidades	2
	Alcance del Presente Trabajo	2
	1.1. Antecedentes de la Zona de riego	4
	1.1.1. Ubicación	4
	1.1.2. Superficie	4
	1.1.3. Topografía de la Zona	5
	1.1.4. Accesos y Vías de comunicación existentes	5 5
	1.1.5. Características Pluviométricas de la zona de Riego	7 7
	1.1.6. Obras de drenaje y alcantarillado	7
	1.2. Cultivos existentes y aprovechamiento agrícola de la Zona	10 10
	1.2.1. Tipos de Cultivo	11
2.	Estudio de Suelos	13
	2.1. Aptitud de los suelos para el riego	14
	2.2. Agresividad de los suelos	44
	2.3. Características geo-mecánicas de los suelos	45 45

3.	Calidad del Agua	49
3.1.	Análisis de la calidad del agua	49
4.	Diseño del Sistema de Riego	69
4.1.	Alternativa A: Riego por goteo	70
4.1.1.	Distribución del agua en las parcelas	73
4.1.2.	Funcionamiento hidráulico de las tuberías laterales	74
4.1.3.	Pérdidas de carga por fricción y por conexión de emisores	75
4.1.4.	Longitud del lateral	90
4.1.5.	Carga del lateral	90
4.1.6.	Solución Gráfica y numérica	91
4.1.7.	Parámetros de diseño de la tubería terciaria	122
4.1.7.1.	Número de laterales	127
4.1.7.2.	Caudal del Sistema Terciario	128
4.1.7.3.	Perdidas de Carga	128
4.1.7.4.	Presiones en la Red Terciaria	131
4.1.8.	Parámetros de diseño de la tubería secundaria	132
4.1.8.1.	Caudal del Sistema Secundario	133
4.1.8.2.	Perdidas de Carga	133
4.1.8.3.	Presiones en la Red Secundaria	134
4.1.9.	Parámetros de diseño de la tubería primaria	134
4.1.9.1.	Caudal del Sistema Primario	135
4.1.9.2.	Perdidas de Carga	135
4.1.9.3.	Presiones en la Red	

	Primaria	135
4.1.9.4.	Chequeo de sobrepresiones por golpe de ariete	136
4.1.10.	Costos	155
4.2.	Alternativa B: Riego por Microaspersión	155
4.2.1.	Distribución del agua en las parcelas	158
4.2.2.	Funcionamiento hidráulico de las tuberías laterales	158
4.2.3.	Pérdidas de carga por fricción y por conexión de emisores	158
4.2.4.	Longitud del lateral	158
4.2.5.	Carga del lateral	159
4.2.6.	Solución Gráfica y numérica	159
4.2.7.	Parámetros de diseño de la tubería terciaria	159
4.2.7.1.	Número de laterales	159
4.2.7.2.	Caudal del Sistema Terciario	159
4.2.7.3.	Perdidas de Carga	160
4.2.7.4.	Presiones en la Red Terciaria	160
4.2.8.	Parámetros de diseño de la tubería secundaria	160
4.2.8.1.	Caudal del Sistema secundario	160
4.2.8.2.	Perdidas de Carga	161
4.2.8.3.	Presiones en la red secundaria	161
4.2.9.	Parámetros de diseño de la tubería primaria	161
4.2.9.1.	Caudal del Sistema Primario	161
4.2.9.2.	Perdidas de Carga	161
4.2.9.3.	Presiones en la Red Primaria	161
4.2.9.4.	Chequeo de sobrepresiones por golpe de ariete	162

4.2.10.	Costos	162
5.	Diseño de la Estación de Bombeo	164
5.1.	Ubicación de la Estación de Bombeo	176
5.2.	Determinación del Equipo de Bombeo	177
5.3.	Curva Característica del Equipo de Bombeo	178
5.4.	Diseño Hidráulico del Reservorio	183
5.5.	Costos	184
6.	Determinación de los Costos de Operación y Mantenimiento	188
6.1.	De la Estación de Bombeo	190
6.2.	De la zona de riego	191
7.	Especificaciones Técnicas	198
7.1.	Materiales a emplearse	198
8.	Conclusiones y Recomendacionse	198

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 4.1	Distribución de las tuberías	41
Figura 4.2	Esquema de una distribución para riego localizado	73
Figura 4.3	Pérdidas de carga por emisores	84
Figura 4.4	Curva de Fricción General	92
Figura 4.5	Disposición de tuberías laterales	94
Figura 4.6	Relaciones utilizadas para laterales alimentados por un extremo	97
Figura 4.7	solución Gráfica para determinar la mejor ubicación de la tubería lateral	107
Figura 4.8	Elevaciones promedio y pérdidas de carga	111
Figura 4.9	Ubicación óptima de la terciaria	113
Figura 4.10	Lateral alimentado por un punto intermedio	117
Figura 4.11	Diferencia de Presión	126
Figura 4.12	Línea de Carga	137
Figura 4.13	Mecanismo del Golpe de Ariete	139
Figura 4.14	Sobrepresiones producidas sobre las tuberías	142
Figura 4.15	Amortiguación de la onda	143
Figura 4.16	Distribución de la Sobrepresión sobre la tubería	148
Figura 4.17	Distribución lineal de la Sobrepresión	150
Figura 5.1	Perdidas de Carga	165
Figura 5.2	Cargas hidráulicas	168

Figura 5.3	Rodetes	172
Figura 5.4	Voluta	172
Figura 5.5	Bomba rústica	173
Figura 5.6	Esquema de velocidades en rodete	174
Figura 5.7	Curvas características de las bombas	180
Figura 5.8	Formas de la curva carga capacidad	181
Figura 5.9	Formas de la curva de caballaje	182

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1	División de Zona de Daular	5
Tabla 2.1	Cultivos en el área de Daular	17
Tabla 2.2	Profundidad de las raíces para distintos tipos de cultivos.	18
Tabla 2.3	Texturas de suelo y Relación de transpiración	20
Tabla 2.4	Relación de transpiración para Riego por Goteo	21
Tabla 2.5	Relación de transpiración para Riego por micro - aspersion.	22
Tabla 2.6	Valores de Kc para los diversos cultivos	24
Tabla 2.7	Separaciones recomendadas entre plantas de diferentes especies	25
Tabla 2.8	Relación Sombra - Área de sembrío para diferentes cultivos	27
Tabla 2.9	Factor de corrección debido a la localización de los diferentes cultivos	28
Tabla 2.10	Evapotranspiración para los distintos cultivos	31
Tabla 2.11	Valores de Cee, a y b para diferentes tipos de cultivos	34
Tabla 2.12	Requerimientos por lixiviación	35
Tabla 2.13	Lámina bruta de riego para el caso de Riego por Goteo	38
Tabla 2.14	Lámina bruta de riego para el caso de Riego por micro - aspersion	38
Tabla 2.15	Volumen de riego por planta en	39

	riego por goteo	
Tabla 2.16	Volumen de riego por planta en riego por micro - aspersión	40
Tabla 2.17	Cuadro de resultados de área mojada	41
Tabla 2.18	Porcentaje mojado de los diferentes cultivos	42
Tabla 2.19	Número de emisores requeridos por planta	43
Tabla 2.20	Dosis neta de agua por tipo de cultivo	44
Tabla 2.21	Características geotécnicas de los suelos	47
Tabla 3.1	Iones examinados en un análisis formal del agua para riego	56
Tabla 3.2	Peso equivalente de los iones más frecuentemente encontrados en el agua de riego	57
Tabla 3.3	Tipos de agua en función de los Grados Hidrotimétricos Franceses	64
Tabla 3.4	Calidad del agua en función del Coeficiente Alcalímetro	67
Tabla 4.1	Módulos de Elasticidad para diversos materiales	144
Tabla 4.2	Módulos de Elasticidad	145
Tabla 6.1	Recurso humano mínimo necesario para la operación y mantenimiento de la zona de riego.	189

Abreviaturas Utilizadas

- ΔE_l : Es la diferencia de nivel entre los extremos de la tubería
- $\Delta h_c, \Delta h$: variación máxima de presiones en la tubería lateral (m)
- Δh_c : Es la diferencia de presión que se produce en el lateral desde el punto de presión mínima hasta el final cerrado.
- Δh_m : variación máxima de presiones permisibles en la terciaria (m)
- Δh_s : pérdida de carga permisible en cada unidad de riego (m)
- D : Diámetro interno de la tubería (mm)
- D: Diámetro de la tubería (mm)
- f: Es el factor de fricción
- f_e : Longitud del lateral cuya pérdida equivale a la producida por la conexión del emisor (m)

g:	aceleración de la gravedad (m/seg ²)
h1:	Es la presión a la entrada del lateral (m)
h1:	Es la presión a la entrada del lateral (m)
h1t:	Es la presión a la entrada de la terciaria (m)
ha:	Es la presión media del lateral (m)
hf:	Es la pérdida de carga debida a la fricción en la terciaria (m)
Hf:	Es la perdida de carga por fricción (m)
hn:	Es la presión mínima del lateral (m)
J:	gradiente de perdida de carga (m/100m)
L:	Es la longitud de la tubería (m)
L:	Longitud real del lateral (m)
L':	Longitud aparente del lateral con emisores (m)
Lt:	Longitud de la terciaria (m)

- N: Número de laterales u orificios
de la terciaria
- Q : Caudal (litros/segundo)
- ql: Caudal del lateral
- Qt: Caudal de la terciaria
- R : Número de Reynolds
- S: Es la pendiente del terreno
- Se : Separación entre emisores (m)
- Sl: espaciamiento entre laterales
- Tr: Período de retorno.
- V: Velocidad de flujo en la
tubería (m/seg.)
- μ : Viscosidad cinemática ($m^2/seg.$)

CAPÍTULO I

GENERALIDADES:

ALCANCE DEL PRESENTE TRABAJO

1 Generalidades

El Ecuador es por tradición un país eminentemente agrícola. A lo largo de su historia ha pasado por diversos períodos que han estado estrechamente ligados a la agricultura. Así tenemos que durante las postrimerías de la época colonial y durante el primer siglo como país independiente, la exportación del cacao constituyó la principal actividad económica del Ecuador. Luego con el pasar de los años este sitio lo ocuparon el banano y el café.

Fue recién a partir de 1972 que nuestro país volteó sus ojos al petróleo como fuente de riqueza. Desgraciadamente este es un recurso no renovable. Esta es la razón por la cual debemos darnos cuenta que el futuro de este país es agrícola.

Es así que nacen instituciones como la Comisión de Estudios para el Desarrollo de la Cuenca del Río Guayas (CEDEGE) que tiene como objetivo desarrollar la producción agropecuaria de la región occidental del Ecuador. Surge entonces, entre otros proyectos, la elaboración del Plan Hidráulico

Acueducto Santa Elena. Este proyecto consiste en el trasvase de las aguas del Río Daule hacia la Península de Santa Elena. Se captan las aguas por medio de una Estación de Bombeo, luego es conducida por medio de 27 Km. de canal a cielo abierto, atravesando un túnel de 7 Km., enlazándose luego a otro canal de 4 Km. de longitud para depositar el agua en la Presa Chongón. Finalmente esta presa entrega agua a otro canal de 55 Km. de longitud. Es precisamente a lo largo de este último tramo de canal que se han desarrollado las Zonas de Riego de Daular, Chongón y Cerecita. En cada una de estas zonas, existen en la actualidad, estaciones de bombeo que toman las aguas del canal que sale de la presa Chongón y la distribuyen luego mediante una red de tuberías.

El diseño de cada una de éstas redes fue realizado considerando únicamente el uso de aspersores en cada una de las parcelas. Lo que el presente trabajo de grado propone es una adecuación al proyecto original, considerando dos alternativas de diseño que son el riego por goteo y la micro - aspersión. Estos dos sistemas de riego optimizan el consumo del

agua y permiten obtener el máximo aprovechamiento agrícola de la zona.

El desarrollo del presente tema consistirá en el análisis y diseño de un sistema de distribución de agua para la Zona de Riego de Daular considerando las dos alternativas ya mencionadas, que son el uso de goteros y el de micro - aspersores.

1.1 Antecedentes de la Zona de Riego

1.1.1 Ubicación

La Zona de Daular se encuentra localizada al sur del Ecuador ubicada en la provincia del Guayas en el sector comprendido por la Península de Santa Elena. Se encuentra situada en el valle del Río Daular cerca de la población de la que toma el nombre.

1.1.2 Superficie

La Zona de Daular se encuentra dividida en dos zonas que son denominados Daular I y Daular II

TABLA 1.1***División de la Zona de Daular*****Superficie de la Zona de Riego**

	Sector I (Ha)	Sector II (Ha)	Total (Ha)
Superficie Agraria Útil	902.7	533.89	1436.59
Superficie Ocupada por Obras	36.11	21.36	57.47
Total	938.81	555.25	1494.06

Elaborada por: Centro de Estudios Hidrográficos de Madrid. Mayo 1984.

1.1.3 Topografía de la Zona

De manera general se puede decir que el relieve de la zona de Daular es ondulado y suave, con excepción de las zonas con depresiones y los valles de los ríos principales, en que la topografía es bastante llana.

1.1.4 Accesos y vías de Comunicación existentes

El principal acceso a la Zona de Daular se lo realiza desde la Carretera Guayaquil - Salinas. Además la región se encuentra atravesada por la carretera que une a las poblaciones de Chongón y Daular.

La red de caminos existentes en la zona de Daular fue definida sobre un terreno virgen, y está interconectada con las vías de acceso existentes.

Dentro de esta zona, los caminos fueron jerarquizados en dos niveles:

- Principales
- Secundarios

Estos caminos fueron diseñados adoptando los siguientes criterios

- Acceden a todas y cada una de las áreas y parcelas regables de la zona.
- Se conectan con la carretera Guayaquil - Salinas
- Llevan firme con material granular de sub - base
- La capa de rodadura de los caminos principales se constituye de doble tratamiento asfáltico superficial

1.1.5 Características Pluviométricas de la Zona

Cerca del sector de Daular se encuentra la Estación de Servicio Meteorológico de Cerecita, lamentablemente dicha estación posee pocos años de servicio, por tal razón se posee una información bastante limitada. Los datos más preciso son obtenidos de la Estación Meteorológica del Aeropuerto Simón Bolívar de la Ciudad de Guayaquil.

Se obtuvo entonces las tablas pluviométricas que resumen los datos y que se encuentran adjuntas en los anexos.

1.1.6 Obras de Drenaje y alcantarillado

Existe en esta zona una red de drenaje superficial cuya función es dar salida a las aguas de escorrentía. Esta red está compuesta por desagües superficiales. El dimensionamiento de estos drenajes se basó en los siguientes criterios.

- Cada unidad hidráulica de riego debe tener asegurado un punto de salida cuya cota sea suficiente como para asegurar el drenaje de toda su superficie
- Se recogerán las aguas exteriores procedentes de las áreas adyacentes.

Para esto se efectuaron estudios en cada cuenca y subcuenca de que aporta sus aguas a los respectivos desagües. Para cada una de ellas se estudió su superficie, desnivel y la longitud que recorre la gota de agua más distante hasta que llega a su punto de aforo. En función de esto fue calculado el caudal que es transportado en ese punto.

La red fue dimensionada para desaguar la lluvia de período de retorno de 5 años. Esto se lo hizo debido a que la zona en estudio posee una pluviometría muy

desigual, por lo tanto no resulta rentable diseñar para un T_r mayor.

El coeficiente de escorrentía con el que se efectuó el dimensionamiento, fue obtenido en función de las características del terreno, tales como relieve, permeabilidad, vegetación y capacidad de almacenaje de agua. El valor medio adoptado fue de 0,55.

Las secciones que se adoptaron fueron trapezoidales no revestidas con taludes 1,5H:1V

Existen además obras de drenaje secundario, tales como:

- Cunetas de calzada con taludes laterales similares a los ya mencionados con profundidades mínimas de 40 cm. Estas están recubiertas de piedra o de hormigón de 10 cm de espesor. Esto es en

los tramos con pendientes mayores al 4%

- Caños para desagüe transversal en los que se usó tubería de hormigón. El dimensionamiento de estos caños se lo efectuó aplicando el método racional.

$$Q = C * I * A / 360$$

En que Q es el caudal máxima a desaguar en m³/seg en cada drenaje transversal, C es el coeficiente de escorrentía, I es la intensidad de lluvia máxima en mm/hora para un período de retorno dado para un determinado número de años, y A es la superficie de cada cuenca en hectáreas.

1.2 Cultivos existentes y aprovechamiento agrícola de la zona

En las inmediaciones del Daular al este del río y a ambos lados de la carretera Chongón - Daular se ubica una zona dedicada a cultivos permanentes. Las zonas aptas para el cultivo

de hortalizas se sitúan en pequeñas áreas a lo largo del cauce del río. Existe además una zona dedicada a cultivos extensivos.

1.2.1 Tipos de Cultivos

Como ya hemos mencionado, en esta zona existen tres tipos cultivos que son:

- Cultivos Permanentes
 - Cultivos de Hortalizas
 - Cultivos Extensivos
-

CAPÍTULO II
ESTUDIO DEL SUELO

2 Estudio del Suelo

Los principales grupos de suelos encontrados en la zona de acuerdo a los estudios realizados por CEDEGE son:

- Aluviales del valle del Río Daular
 - ◆ Son suelos aluviales de la terraza del río. Estos poseen una textura muy fina en su parte baja, y textura fina en las partes medias y altas.
 - ◆ Suelos aluviales de los afluentes de la margen derecha.
 - ◆ Suelos aluviales de los afluentes de la margen izquierda. Estos poseen texturas muy finas en los valles del Río Aguas Blanca, y finas en los valles del los Ríos Boyanse y Piedras de Afilar
 - ◆ Suelos residuales del tramo inferior, que poseen también texturas finas a muy finas.

- Suelos de la Estancia de la Virgen

- ◆ Los suelos de la zona alta son profundos y de texturas finas con un poco de problemas de salinidad en los valles coluviales. En las Unidades residuales asociadas, su profundidad es muy variada y su textura también presenta variaciones entre media y fina
- ◆ Los suelos de la zona media son profundos y de textura suave
- ◆ Los suelos de la zona baja son suelos profundos con texturas medias en la parte baja de los valles, con ligeros problemas de salinidad en la profundidad. En la depresión central son similares pero con horizontes más compactos.

2.1 Aptitud de los Suelos para Riego

De lo anteriormente expuesto se concluyó que:

- ◆ Los suelos aluviales del tramo medio del Río Daular poseen una aptitud muy buena para todo tipo de cultivo.
- ◆ Los suelos del tramo alto del Río Daular los aluviales del Río Medio y los aluvio - coluviales del de los pequeños ríos tributarios, poseen una aptitud limitada por su textura fina: Trigo, algodón, maíz. Son además mediocres para el cultivo de hortalizas.
- ◆ Los suelos aluviales de Aguas Blancas y los profundos de las unidades residuales asociadas poseen una aptitud media limitada por su textura. Son buenos para el trigo y el algodón.
- ◆ Suelos aluviales del tramo bajo del Río Daular, de la parte media del valle de relleno de la Estancia de la virgen y de los tramos bajos de los valles coluviales asociados a este poseen aptitudes similares

a aquellas de los suelos del tramo alto, pero con menor productividad por que presentan problemas de drenaje interno.

- ◆ Los suelos de las unidades residuales presentan aptitud media para el trigo, algodón, mediocre para la cebolla y la coliflor, pero son buenos para el pasto

Los suelos de la depresión central de la zona baja del valle del a Estancia de la Virgen y algunos aluviales de cursos secundarios son adecuados para pastos, pero son mediocres para el trigo y para el algodón

Diseño Agronómico de la Zona de Riego de Daular

De acuerdo al diseño elaborado por CEDEGE. basándose en los diferentes tipos de suelos existentes y en las características meteorológicas de la región. Se decidió dividir a la zona de Daular en un área con tres tipos de cultivos estos son:

Extensivos

Permanentes

Hortícolas

Para el presente trabajo se ha seleccionado 2 cultivos de cada uno de los tipos ya mencionados. En la actualidad estos son algunos de los cultivos que se encuentran ya sembrados en el área.

TABLA 2.1

Cultivos en el área de Daular

Tipo de Cultivo	Cultivo
Permanente	cítricos
	mango
Hortaliza	melón
	Tomate
Extensivo	trigo
	maíz

Elaborada por: A. Aguilar Pesantes (1997)

Para cada uno de los cultivos establecidos, se procedió a investigar las características físicas de cada uno de ellos. Una de las características principales es la profundidad de las raíces, ya

que es justamente por medio de las raíces, que los cultivos toman en agua necesaria para su desarrollo.

TABLA 2.2

Profundidad de las raíces para distintos tipos de cultivo

Tipo de Cultivo	Cultivo	Profundidad de Raíz
permanente	Cítricos	75-90 cm
	Mango	75-90 cm
hortaliza	Melón	75-90 cm
	Tomate	90 cm
extensivo	Trigo	60-75 cm
	maíz	60-75 cm

Elaborada por: A. Aguilar Pesantes (1997)

Estas son las diversas profundidades de las raíces, pero normalmente se considera que la profundidad efectiva, es mucho menor. Se denomina profundidad efectiva a aquella profundidad en la que se encuentran las raíces que sirven para la alimentación de la planta.

Otro parámetro que es sumamente importante es la climatología de la zona. La región de Daular es

considerada como una zona árida, debido a las características climáticas de la misma.

Uso consuntivo

Consiste en la determinación del volumen de agua requerido por los cultivos para su correcto crecimiento y desarrollo.

Relación de Transpiración

La relación de transpiración es la relación que existe entre el uso consuntivo máximo de los cultivos y la transpiración efectuada por los mismos. Para fines de diseño la FAO en su publicación N° 20 (1980) presenta una tabla en la que propone diferentes valores de Relaciones de Transpiración, dependiendo del tipo de clima, de la textura del suelo y de la profundidad de las raíces.

TABLA 2.3***Texturas de suelo y Relación de Transpiración*****RELACIÓN DE TRANSPIRACIÓN (Rt)**

Relación de Transpiración estacional para regiones áridas y húmedas, con suelos de diferentes texturas y cultivos de diferentes profundidades radicales (SCS,1980)

Clima	Textura del Suelo				
	Profundidad Radical	Muy Gruesa	Gruesa	Media	Fina
Árido	< 0,75 m	1,15	1,10	1,05	1,05
	0,75 - 1,50 m	1,10	1,10	1,05	1,00
	> 1,50 m	1,05	1,05	1,00	1,00
Húmedo	< 0,75 m	1,45	1,25	1,15	1,10
	0,75 - 1,50 m	1,25	1,20	1,10	1,05
	> 1,50 m	1,20	1,10	1,05	1,00

Los valores de Rt dados son para emisores goteadores.

Para emisores tipo aerosol agregue 0,05 en climas húmedos y 0,10 en climas áridos.

Elaborada por: Centro Interamericano de desarrollo Integral de Aguas y Tierra (C.I.D.I.A.T.)

De acuerdo a la tabla anterior, tomando en cuenta que la textura del suelo de Daular es en su mayor parte fina, sabiendo además que el clima de la zona es considerado árido y tomando en cuenta la profundidad de las raíces de los cultivos antes mencionados tenemos como resultado que para Riego por Goteo la Relación de transpiración es la establecida en la siguiente tabla:

TABLA 2.4

Relación de Transpiración para Riego por goteo

Tipo de Cultivo	Cultivo	Profundidad de Raíz	Relación de Transpiración
permanente	Cítricos	75-90 cm	1.00
	Mango	75-90 cm	1.00
hortaliza	Melón	75-90 cm	1.00
	Tomate	90 cm	1.00
extensivo	Trigo	60-75 cm	1.00
	Maíz	60-75 cm	1.00

Elaborada por: A. Aguilar Pesantes (1997)

Para el caso de micro - aspersión la tabla es la siguiente:

TABLA 2.5*Relación de Transpiración para Riego por micro - aspersión*

Tipo de Cultivo	Cultivo	Profundidad de Raíz	Relación de Transpiración
permanente	cítricos	75-90 cm	1.10
	mango	75-90 cm	1.10
hortaliza	melón	75-90 cm	1.10
	Tomate	90 cm	1.10
extensivo	trigo	60-75 cm	1.10
	maíz	60-75 cm	1.10

Elaborada por: A. Aguilar Pesantes (1997)

Necesidades de Riego

Para poder obtener un adecuado sistema de riego es necesario poder estimar de una manera muy real las necesidades hídricas del cultivo. Esta necesidad debe ser calculada durante el período crítico.

El principal factor a considerar es la evapotranspiración real del cultivo. "La evaporación desde la superficie terrestre comprende la evaporación directa desde la superficie del suelo y desde la superficie de la

vegetación y la transpiración a través de las hojas de las plantas, mediante la cual el agua es extraída por las raíces de éstas hacia arriba a lo largo de sus tallos y difundida a la atmósfera a través de pequeñas aberturas en las hojas llamadas estomas. ¹A este conjunto de procesos se lo denomina Evapotranspiración.

Por lo tanto es necesario determinar la evaporación de la zona de riego en estudio. Para el presente trabajo este valor fue obtenido a través de la Estación Meteorológica de Daular del Aeropuerto. Los valores usados son aquellos que van desde el año 1980 al año 1995. Descontando los valores del 1982 y 1983, ya que estos años fueron afectados por la corriente del Niño.

Coefficiente Kc de los Cultivos

Para calcular el uso consuntivo de cada uno de los cultivos, debemos multiplicar el valor de la evapotranspiración de la zona de Daular por un coeficiente Kc. Cada cultivo tiene un

¹ Hidrología Aplicada, Ven Te Chow, pagina 83, 1994

coeficiente K_c característico. "Este valor representa la evapotranspiración de un cultivo en condiciones óptimas, produciendo rendimientos óptimos"². El valor de K_c varía dependiendo del ciclo de vida del cultivo. Pero para diseño se aplica el valor del máximo. A continuación está la tabla en la que se indican los valores de K_c con los que se efectúa el análisis:

TABLA 2.6

Valores de K_c para diversos cultivos

Tipo de Cultivo	Cultivo	Coefficiente K_c de Cada Cultivo
permanente	Cítricos	0.55
	Mango	0.85
hortaliza	Melón	0.95
	Tomate	1.05
extensivo	Trigo	1.05
	Maíz	1.05

Elaborada por: A. Aguilar Pesantes (1997)
 Los coeficientes de K_c fueron tomado del
 Estudio de la FAO: Riego y Drenaje.

Es necesario además saber cuales serían las separaciones entre hilera de cultivos y entre

² Estudio de la FAO: Riego y Drenaje. Las necesidades de agua de los cultivos, página 59

plantas dentro de la misma hilera. Estos valores servirán para poder calcular el volumen de agua requerido por cada planta. Los valores presentados en la siguiente tabla son los característicos para los cultivos mencionados.

TABLA 2.7
*Separaciones recomendadas entre las plantas
de diferentes especies*

Cultivo	SEPARACIÓN ENTRE PLANTAS (metros)	SEPARACIÓN ENTRE HILERAS (metros)
cítricos	3,00	6,00
mango	6,00	5,00
melón	1,60	0,50
Tomate	1,60	0,50
trigo	1,50	2,00
maíz	1,50	2,00

Elaborada por: A. Aguilar Pesantes (1997)

Porcentaje de Sombra

Una vez definidas las separaciones entre plantas y entre hileras, se procede a calcular el porcentaje de sombra de cada uno de los cultivos

en estudio. Para esto es necesario definir primero al área de sombra de cada uno de los cultivos. El porcentaje de sombra es la relación existente entre el área ocupada por la proyección de la copa de la planta y el área total del esparcimiento entre plantas.

Para los cultivos permanentes que en este caso son frutales, es posible determinar al área de sombra, pero para el caso de los cultivos hortícola y de los extensivos se asume un porcentaje de sombra del 90%.

El porcentaje de sombra es calculado por medio de la siguiente expresión:

$$Ps = As / Ac$$

En que:

Ps: Es el porcentaje de sombra.

As: Es el área sombreada.

Ac: Es el área del cultivo.

El siguiente cuadro presenta las áreas y porcentajes de sombra de cada uno de los cultivos mencionados:

TABLA 2.8

Relación Sombra - Area de sembrío para diferentes cultivos

Cultivo	ÁREA DE SOMBRA (metros cuadrados)	ÁREA DE CULTIVOS (metros cuadrados)	PORCENTAJE DE SOMBRA
cítricos	7.07	18.00	39%
mango	28.27	54.00	52%
melón			90%
Tomate			90%
trigo			90%
maíz			90%

Elaborada por: A. Aguilar Pesantes (1997)

Coefficiente de Corrección por Localización

Además del coeficiente K_c de los cultivos, la evapotranspiración se ve afectada por el coeficiente K_l que consiste en una corrección por

localización de riego. Este coeficiente depende del porcentaje de sombra de los cultivos.

$$Kl = Ps + 0.15(1 - Ps)$$

En que:

Kl : Es la corrección por localización

Ps : Es el porcentaje de sombra.

De donde obtenemos que el factor de corrección por localización para los cultivos es el siguiente:

TABLA 2.9

*Factor de corrección debido
a la localización de diferentes cultivos*

Cultivo	PORCENTAJE DE SOMBRA	KL
cítricos	39%	0.48
mango	52%	0.60
melón	90%	0.92
Tomate	90%	0.92
trigo	90%	0.92
maíz	90%	0.92

Elaborada por: A. Aguilar Pesantes (1997)

Coefficiente de Corrección por Variación Climática

La corrección por variación climática es un valor que depende la información mensual que se disponga y como su nombre lo indica dependerá de la variación climática de la zona. Generalmente este valor oscila entre 1.15 y 1.20. Para este caso se tomará $K_{vc} = 1.20$.

Coefficiente de Corrección por Advección

La advección consiste en el desplazamiento horizontal de las masas de aire. Los cultivos de climas áridos y semiáridos, que se encuentran rodeados de zonas de barbecho, se prestan a soportar este fenómeno de advección. Las masas de aire son calentadas al pasar por las zonas de barbecho, desprenderán calor al pasar por las zonas cultivadas. Por lo tanto, la determinación de este coeficiente depende del viento y del área de a ser cultivada. Generalmente este valor oscila entre 0.7 y 1.4. Para este caso se tomará $K_a = 0.90$.

Determinación del las necesidades netas de cada cultivo

Luego de determinadas la evaporación de la zona de riego y los diversos coeficiente de corrección antes mencionados, procedemos a determinar las necesidades hídricas de cada uno de los cultivos en estudio.

Determinamos entonces que la necesidad neta de los cultivos es igual a:

$$E_{TR} = E_v * K_L * K_{vc} * K_A * K_c$$

Siendo:

E_{TR} : La necesidad neta real de los cultivos.

E_v : La evaporación de la Zona de Riego.

K_L : Coeficiente de Corrección por localización.

K_{vc} : Coeficiente de Corrección por variación climática.

K_c : Coeficiente de cada cultivo.

K_A : Coeficiente de Corrección por advención.

En la siguiente tabla están los diversos valores obtenidos para cada uno de los cultivos

TABLA 2.10

Necesidades reales de los distintos cultivos

Cultivo	Ev mm/día	Kc	KL	Kvc	Ka	E _{TR} mm/día
cítricos	4,75	0,55	0,48	1,20	0,90	1.37
mango	4,75	0.85	0,60	1,20	0,90	4.15
melón	4,75	0,95	0,92	1,20	0,90	4.47
Tomate	4,75	1,05	0,92	1,20	0,90	4.94
trigo	4,75	1,05	0,92	1,20	0,90	4.94
maíz	4,75	1,05	0,92	1,20	0,90	4.94

Elaborada por: A. Aguilar Pesantes (1997)

Los valores de E_{TR} calculado son las necesidades netas de riego de cada uno de los cultivos.

Frecuencia de Riego (Fr)

La frecuencia de riego es el tiempo que existe entre dos riegos consecutivos, cuando no existe aporte por precipitación.

Determinación de la Lámina Neta (d_n)

Además de estas necesidades hídricas ya calculadas, existen otras necesidades: como son los requerimientos por lavado y los requerimientos por percolación. Es la suma de ambas consideraciones, de las necesidades hídricas más los requerimientos, ya sea por lavado o por percolación, los que determinan la lámina neta.

$$d_n = E_{tr} * F_r$$

d_n : Lámina neta.

E_{TR} : Necesidad neta de los cultivos

F_R : Frecuencia de riego

Requerimientos por Lavado

Este valor depende de la concentración de sales disueltas tanto del agua de riego, así como de la concentración de sales disueltas del extracto de saturación del suelo

La FAO en 1976 propuso la siguiente fórmula para calcular los requerimiento por lavado

$$RL = CE_{ar} * 100 / (2 * MaxCE_e)$$

En que:

- RL: Es el requerimiento por lavado
- CE_{ar}: Es la conductividad eléctrica del agua de riego expresada en (mmhos/cm).
- CE_e: Es la conductividad eléctrica del estrato de saturación del suelo expresado en (mmhos/cm)

Este último valor puede ser obtenido de las tablas de la FAO publicadas en 1976, A continuación está el cuadro en el que figuran los valores de conductividad eléctrica para los cultivos en estudio

Conductividad Eléctrica (mmhos/cm)

Del estrato de Saturación para un cultivo determinado para una Producción P% =100

TABLA 2.11

Valores de CE_e , a y b para diferentes tipos de cultivo

Tipo de Cultivo	Cultivo	CE_e	a	b
Frutal	cítricos	1,7	1,7	16,13
	mango	1,7	1,7	16,13
hortaliza	melón	2,2	2,2	7,25
	Tomate	2,5	2,5	9,8
extensivo	trigo	6	6	7,14
	maíz	1,7	1,7	11,9

Elaborada por: F.A.O. (1976)

En el capítulo referente a la calidad del agua de riego, encontramos que el valor de la conductividad eléctrica del agua del Embalse de Chongón es de $CE_{ar}=3,53E-1$ mmhos, Con estos valores, es posible determinar el Requerimiento por lixiviación o lavado, como se muestra en la tabla siguiente:

TABLA 2.12
Requerimientos por lixiviación

Tipo de Cultivo	Cultivo	Cee	RL	1/(1-RL)
Frutal	cítricos	1,7	0,103824	1,115852
	mango	1.7	0,103824	1,115852
hortaliza	melón	2,2	0,080227	1,087225
	Tomate	2,5	0,070600	1,075963
extensivo	trigo	6	0,029417	1,030308
	maíz	1,7	0,103824	1,115852

Elaborada por: A. Aguilar Pesantes (1997)

Eficiencia de Riego

La eficiencia de riego es la relación existente entre la lámina de agua transpirada y la lámina de agua derivada. Para su evaluación es necesario considerar además las pérdidas por lavado, los desperdicios y las pérdidas por percolación.

Dos Casos pueden presentarse, y son:

◆ Cuando $Rt \leq 1/(1-RL)$

entonces $Efr * (1-RL) = Cu * (1-RL)$

$Efr = Cu$

En que:

Efr: Eficiencia de Riego

Cu: Coeficiente de Uniformidad

♦ Cuando $Rt \geq 1/(1-Rl)$

entonces $Efr * (1 - Rl) = Cu * /Rt$

$$Efr = Cu / (Rt * (1 - Rl))$$

Requerimientos por Percolación

Las pérdidas por percolación consisten en el agua que pasó bajo las raíces de las plantas y no fue utilizada por ella. Estos requerimientos son obtenidas por medio de la siguiente fórmula:

$$Pp = 1 - Rt$$

Pp: Es la pérdida por percolación

Rt: Es la relación de transpiración

Al llegar a este punto es necesario efectuar una comparación para determinar que pérdidas son mayores, Si la pérdidas por percolación o las pérdidas por lavado

Determinación de la Lámina Bruta de Riego (db)

Se denomina lámina bruta de riego a aquella que a más de incluir la demanda del cultivo, considera además las pérdidas y desperdicio del sistema, Se presentan entonces dos casos que dependen de la relación de transpiración (R_t) y los requerimientos por lavado (R_l)

- Cuando $R_t \geq 1/(1-R_l)$ o $R_l \leq 0.1$

entonces : $db = dn * R_t / (Cu / 100)$

- Cuando $R_t < 1/(1-R_l)$ y $R_l > 0.1$

entonces : $db = \frac{dn}{Cu/100 * (1-R_l)}$

en que:

db: Lámina bruta de riego (mm.)

dn: Lámina neta de riego (mm.)

A continuación se presenta un cuadro en el que se calcula la lámina bruta de riego para los cultivos antes mencionados para el caso de Riego por Goteo

TABLA 2.13*Lámina bruta de riego para el caso de Riego por goteo*

Cultivo	RL	1/(1-RL)	Rt	Db mm/día
cítricos	0,103824	1,115852	1,00	1,80
mango	0,103824	1,115852	1,00	5.45
melón	0,080227	1,087225	1,00	5,71
Tomate	0,070600	1,075963	1,00	6. 25
trigo	0,029417	1,030308	1,00	5,98
maíz	0,103824	1,115852	1,00	6,48

Elaborada por: A. Aguilar Pesantes (1997)

La siguiente tabla presenta la lámina bruta de riego para los cultivos mencionados para el caso de Riego por Microaspersión

TABLA 2.14*Lámina bruta de riego para el caso de Riego por microaspersión*

Cultivo	RL	1/(1-RL)	Rt	Db mm/día
cítricos	0,103824	1,115852	1,10	1,80
mango	0,103824	1,115852	1,10	5.48
melón	0,080227	1,087225	1,10	5,78
Tomate	0,070600	1,075963	1,10	6.39
trigo	0,029417	1,030308	1,10	6.39
maíz	0,103824	1,115852	1,10	6, 48

Elaborada por: A. Aguilar Pesantes (1997)

Volumen Bruto de Riego (Vr)

El volumen bruto de riego es aquel volumen de agua que se aplica a cada planta en cada riego, Por esta razón este es un valor muy útil al momento de seleccionar el emisor,

A continuación se presenta un cuadro en el que se calcula el volumen de riego por planta para el caso de Riego por Goteo

TABLA 2.15

Volumen de riego por planta en riego por goteo

Cultivo	Dn mm/día	SEPARACIÓN ENTRE PLANTAS (metros)	SEPARACIÓN ENTRE HILERAS (metros)	Volumen de Riego (litros/día)
Cítricos	1.80	3.00	6.00	32.31
mango	5.45	6.00	5.00	163.61
melón	5.71	1.60	0.50	4,57
Tomate	6.25	1.60	0.50	5.00
trigo	5.98	1.50	2.00	17.95
maíz	6.48	1.50	2.00	19.44

Elaborada por: A. Aguilar Pesantes (1997)

La siguiente tabla presenta el volumen de riego por planta para el caso de Riego por Microaspersión,

TABLA 2.16

Volumen de riego por planta en riego por microaspersión

Cultivo	Dn mm/día	SEPARACIÓN ENTRE PLANTAS (metros)	SEPARACIÓN ENTRE HILERAS (metros)	Volumen de Riego (litros/día)
cítricos	1,80	3.00	6.00	32.31
mango	5.45	6.00	5.00	163.61
melón	5,78	1.60	0.50	4.62
Tomate	6.39	1.60	0.50	5.11
trigo	6.39	1.50	2.00	19.17
maíz	6,48	1.50	2.00	19.44

Elaborada por: A. Aguilar Pesantes (1997)

Determinación del Diámetro Mojado y del Área Mojada

Este diámetro, es el que describe la circunferencia que resulta mojada, alrededor de la planta, como consecuencia de la aplicación de algún tipo de riego localizado. De la tabla que se adjunta en el anexo # 2 se obtiene el valor de diámetro mojado para cada cultivo dependiendo de

la profundidad de la raíz, de la textura del suelo y del grado de estratificación del mismo.

A continuación se detalla un cuadro de resultados de área mojada para los cultivos en estudio:

TABLA 2.17

Cuadro de resultados de área mojada

Cultivo	Profundidad de Raíz	Textura del Suelo	Grado de Estratificación	Diámetro mojado (metros)	Área mojada (m2)
cítricos	75-90 cm	fina	Estratificado	1,50	1,77
mango	75-90 cm	fina	Estratificado	1,50	1,77
melón	75-90 cm	fina	Estratificado	1,50	1,77
Tomate	90 cm	fina	Estratificado	1,50	1,77
trigo	60-75 cm	fina	Estratificado	1,50	1,77
maíz	60-75 cm	fina	Estratificado	1,50	1,77

Elaborada por: A. Aguilar Pesantes (1997)

Determinación del Porcentaje Mojado (Ph)

El porcentaje mojado es la relación existente entre el área mojada en un plano horizontal a una profundidad de entre 15 y 30 cm, y el área total, De la tabla que se adjunta en el anexo # 3

podemos determinar el porcentaje mojado, dependiendo del caudal del emisor a utilizar y de la textura del suelo,

Para este caso, en que el suelo posee una textura fina y dependiendo de la separación entre laterales tenemos que:

TABLA 2.18

Porcentaje mojado de los diferentes cultivos

Cultivo	Textura del Suelo	Separación entre laterales	Porcentaje Mojado
cítricos	fina	6.00	27%
mango	fina	5.00	32%
melón	fina	0.50	100%
Tomate	fina	0.50	100%
trigo	fina	2.00	80%
maíz	fina	2.00	80%

Elaborada por: A. Aguilar Pesantes (1997)

Determinación del Número de Emisores Requeridos por Planta

El número de emisores que necesita una planta que necesita una planta para obtener una determinada

área mojada se lo obtiene mediante la siguiente fórmula

$$e = \frac{Ph * Sp * Sr}{Ah}$$

En que:

e : El número de emisores por planta

Ph : Es el porcentaje húmedo

Sp : Es la separación entre plantas

Sr : Es la separación entre hileras de plantas

Para el presente caso se tiene que:

TABLA 2.19

Número de emisores requeridos por planta

Cultivo	SEPARACIÓN ENTRE PLANTAS (metros)	SEPARACIÓN ENTRE HILERAS (metros)	SEPARACIÓN ENTRE EMISORES (metros)	Porcentaje Mojado	Diámetro mojado del emisor	emisores por planta
cítricos	3,00	6,00	1,30	27%	1.50	3
mango	6,00	9,00	1,30	32%	1.50	5
melón	1,60	0,50	1,30	100%	1.50	1
Tomate	1,60	0,50	1,30	100%	1.50	1
trigo	2,00	3,00	1,30	80%	1.50	2
maíz	3,00	5,00	1,30	80%	1.50	2

Elaborada por: A. Aguilar Pesantes (1997)

Determinación de la lámina neta almacenable en el suelo

Una de las ventajas que ofrece el riego por goteo sobre el riego tradicional es que humedece únicamente la superficie sembrada, Esto evita el desperdicio de agua, La lámina neta almacenable es la máxima dosis de que admite el suelo por cada riego realizado,

Este valor de dosis neta fue calculado por CEDEGE para cada uno de los tipos de cultivos estimados en la Zona de Riego de Daular

TABLA 2.20

Dosis netas de agua por tipo de cultivo

Tipo de Cultivo	Dosis Neta (mm)
Extensivo	60
Permanente	60
Hortícola	35

Elaborada por: El Centro de Estudios Hidrográficos de Madrid (1984)

2.2 Agresividad de los Suelos

La agresividad de los suelos está determinada por la presencia o no de elementos que puedan afectar

a los cultivos, y a las tuberías instaladas en dichos suelos.

Es justamente esta agresividad de los suelos la que puede ocasionar la corrosión de las tuberías instaladas. Cuando existe el contacto de dos metales desiguales con el suelo o con el agua, corrientes eléctrica, impurezas y deformaciones de los metales, contacto entre ácidos y metales, fertilizantes y mejoradores del suelo que reaccionen con los metales, son algunas de las causas que ocasionan la corrosión de las tuberías. Esta corrosión puede tratarse o evitarse mediante la utilización de materiales adecuados, con la utilización de revestimientos protectores en la tubería tanto en el interior como en el exterior del tubo.

2.3 Características Geo-mecánicas de los Suelos

La CEDEGE efectuó diversos estudios para la realización de este proyecto. Básicamente se puede resumir en:

- ◆ Se tiene presencia de arcillas expansivas (montmorillonita) en las lutitas de la formación Zapotal y Progreso, y en los aluviales fino se los valles de los ríos de la región
- ◆ En general existe ausencia de sulfatos y el contenido de carbonato cálcico es muy bajo
- ◆ Existe un predominio general de los elementos de granulometría fina o muy fina y escasez considerable de pedregosidad
- ◆ Existen valores en general muy altos del límite líquido y del índice de plasticidad en los suelos, Esto trae como consecuencia una escasa *capacidad portante en los mismos.*

De manera muy general los suelos de las zonas en las que se desarrolla el Plan Hidráulico Acueducto Santa Elena, las características básica de los diferentes materiales existentes pueden ser resumidos de por medio de la siguiente tabla

elaborada por el Centro de Estudio Hidrográficos de Madrid para CEDEGE:

TABLA 2.21

Característica Geotécnicas de los Suelos

Material	LL	IP	% Finos	γ max.	CBR	% Hinchamiento
Lutitas	45-100	25-60	65-100	1.4-1.8	1-3	1-20
Areniscas	0-50	0-15	0-60	1.5-1.95	3-30	-
Conglomerados	0-50	0-15	0-40	1.7-2.0	5-30	-
Coluviales	40-70	25-55	50-100	1.4-1.8	1-3	1-20
Aluviales	40-85	16-60	50-100	1.5-1.75	1-3	1-15

Elaborada por: El Centro de Estudios Hidrográficos de Madrid (1984)

CAPÍTULO III
CALIDAD DEL AGUA

3 Calidad del Agua

3.1 Análisis de la Calidad del Agua

La composición del agua utilizada en el riego, así como los efectos que tendría ésta en el suelo, y en los cultivos hace que sea necesario fijar parámetros que nos sirvan para determinar la calidad de un agua determinada.

Entre los principales parámetros tenemos:

◆ Índices de Primer Grado

Los índices de primer grado o inmediatos como son: el pH, el contenido total de sales, la presencia de iones.

◆ El pH

La alcalinidad y la acidez de las aguas se expresa en función de su pH. Este representa el grado de concentración de los iones hidrógeno que tenga la misma.

Las impurezas que dan origen más corrientemente a la alcalinidad son los carbonatos y bicarbonatos de calcio, sodio y magnesio. Se debe a la presencia de iones hidroxilo OH^- , cargados negativamente. La alcalinidad se expresa en partes por millón, referida al carbonato de calcio equivalente.

Por otro lado tenemos que la acidez del agua es causada normalmente por el anhídrido carbónico. Se debe a la presencia de iones hidrógeno H^+ , cargados positivamente. Se la mide por el carbonato de calcio necesario para neutralizar el ácido carbónico existente en la misma. Se la expresa también en ppm. o en mg/l.

Cuanto más fuerte es un ácido, mayor es la disociación en iones H^+ , y cuanto más fuerte es un álcali, mayor es la concentración de iones OH^- , y menor la de H^+ .

Incluso el agua pura se halla disociada en una pequeña cantidad, deduciéndose de la medida del potencial eléctrico producido por los iones con carga positiva, que contiene 0.0000001 g de iones H^+ por litro. Esta cantidad podría expresarse de las siguientes maneras. $1/10^7$ o, 10^{-7} . Por conveniencia, se lo expresa como el logaritmo natural del recíproco de la concentración de iones H^+ , que para soluciones neutras, ni ácidas, ni alcalinas, es 7.

En el agua pura, el producto de la concentración de los iones H^+ y de los iones OH^- tiene siempre el mismo valor y es por lo tanto igual a una constante K que en el caso de agua es igual a:

$$K = 10^{-7} * 10^{-7} = 10^{-14}$$

Se deduce entonces que si aumenta el número de iones H^+ ha de disminuir el número de los

iones OH^- y viceversa. De ahí que los valores de pH por debajo de 7, representan acidez, y los valores superiores a 7 representan alcalinidad.

El pH puede medirse por medio de un potenciómetro que mida el potencial eléctrico ejercido por los iones H^+ .

◆ El Contenido Total de Sales

Uno de los aspectos que es sumamente importante desde el punto de vista de las necesidades del agua de riego es el contenido total de sales. Este contenido suele ser peligroso cuando pasa de 1 gramo/litro. Para obtener esta cifra se contabilizan todos los iones existentes en el agua.

Se lo determina midiendo la conductividad eléctrica del agua. La conductividad eléctrica nos indica la facilidad con la que una corriente eléctrica pasa a través del

agua. De esta manera tenemos que mientras mayor sea el contenido de sales insolubles en el agua, mayor será el valor de la conductividad eléctrica.

La conductividad eléctrica se la determina utilizando el conductivímetro. Se expresa en fracciones de mho/cm, es decir en milimhos/cm o en micromohs/cm.⁽³⁾

La temperatura influye en la determinación de la conductividad eléctrica. Con el fin de obtener resultados homogéneos, las mediciones de la conductividad son referidos a 25°C.

Teórica y prácticamente ha sido demostrado que la cantidad de sales disueltas e ionizadas en el agua es proporcional a la cantidad de corriente que pasará a través de esta. Como la mayoría de las sales de

³ El mho/cm (unidad de conductividad eléctrica), es la inversa del ohm*cm (unidad de resistividad eléctrica).

interés en el caso del agua utilizada para riego son muy solubles e ionizables, se ha llegado a demostrar la siguiente relación:

$$S.T. = C.E. * K$$

En que:

S.T. : Es la concentración en sales totales

C.E. : Es la conductividad eléctrica a 25°C

K : Es la constante de proporcionalidad

Esta constante se ha fijado en $K=0.64$ si la conductividad se expresa en micromohs/cm y el contenido de sales totales en ppm.⁽⁴⁾

La conductividad eléctrica representa por lo tanto, la concentración de sales que tiene el agua. Estas sales que dan lugar a una *Presión Osmótica* de la solución. Esta presión será mayor, tanto mayor sea la concentración de sales en el agua de riego. Es decir que en su misión esencial de cubrir

con las necesidades hídricas de las plantas, el agua de riego será más efectiva cuanto menor sea su presión osmótica, y por lo tanto su salinidad.

La relación que liga a la presión osmótica con la conductividad eléctrica es la siguiente:

$$P_0 = 0.36 * C.E.$$

En que:

P_0 : Es la Presión Osmótica en atmósferas

C.E. : Es la conductividad eléctrica a 25°C
en milimohs/cm.

Para que un agua se pueda utilizar en riego debe tener una conductividad eléctrica a 25°C baja, ya que a medida que aumenta la conductividad eléctrica, menor será el rendimiento en relación con la nutrición de los cultivos. Un valor de 1.500 - 1.200 micromohs/cm ya indica un riesgo de

⁴ Partes por Millón (expresada en mg/litro)

salinización de los suelos. Aguas excesivamente salinas pueden dar lugar a quemaduras en las hojas de los cultivos.

◆ **Iones**

Cuando se efectúa un análisis normal del agua a ser utilizada para riego, los iones que se investigan son los siguientes:

TABLA 3.1
*Iones examinados en un
análisis formal del agua para riego*

Cationes	Aniones
Calcio (Ca ⁺⁺)	Cloruro (Cl ⁻)
Magnesio (Mg ⁺⁺)	Sulfato (SO ₄ ⁻)
Sodio (Na ⁺)	Bicarbonato (CO ₃ H ⁻)
Potasio (K ⁺)	Carbonato (CO ₃ ⁼)

Elaborada por: Juan Canovas Cuenca. "Calidad Agronómica de las Aguas de Riego" (1990)

El peso equivalente (químico) de los iones más frecuentes en el agua de riego es el siguiente:

TABLA 3.2
Peso equivalente de los iones
más frecuentemente encontrados en el agua de riego

iones	Peso del Equivalente Químico⁵	Peso del Mili - Equivalente Químico⁶
Calcio (Ca ⁺⁺)	20.04 g	0.02004 g
Magnesio (Mg ⁺⁺)	12.16 g	0.01216 g
Sodio (Na ⁺)	23.00 g	0.02300 g
Potasio (K ⁺)	39.10 g	0.03910 g
Cloruro (Cl ⁻)	35.46 g	0.03546 g
Sulfato (SO ₄ ⁼)	48.03 g	0.04803 g
Bicarbonato (CO ₃ H ⁻)	30.00 g	0.03000 g
Carbonato (CO ₃ ⁼)	61.00g	0.06100 g

Elaborada por: Juan Canovas Cuenca. "Calidad Agronómica de las Aguas de Riego" (1990)

La concentración de cada uno de ellos en el agua de riego es muy variable. Pero en general entre los cationes más abundantes están el calcio y el magnesio, y entre los aniones, el cloruro y el sulfato.

⁵ El Equivalente Químico es una magnitud de carácter peso relativo

⁶ El mili equivalente químico es la milésima parte del equivalente químico

Contenido de Potasio

La presencia del Potasio en el agua de riego no es siempre despreciable desde el punto de vista de aportación de nutrientes al suelo

Contenido de Cloruros

El ion cloruro es uno de los más conocidos de todos los iones salinos. Su presencia en el agua hace que los cultivos se vean afectados por clorosis foliares en sus partes más iluminadas. Para aguas de riego, se señala como límite de tolerancia 0.5g/l, pero este valor siempre dependerá del tipo de suelo existente.

Contenido de Sodio

El sodio es otro de los iones responsable de causar toxicidades específicas en los cultivos. Se considera que concentraciones en agua de riego superiores a 0.2 o 0.3 g/l pueden dar lugar a esa clase de problemas

Contenido de Sulfatos

La presencia de sulfato en el agua puede dar lugar a que se produzcan problemas de corrosión. El riesgo de corrosión es alto cuando el contenido de sulfatos es del orden de los 300 o 400 mg/l.

Contenido de Boro

El Boro es otro de los elementos que puede perjudicar a los cultivos. Algunos autores sitúan su nivel máximo en 0.5 mg/l. Las aguas de riego con niveles de boro superiores a 2.5 mg/l no son aconsejables de ser utilizadas.

◆ **Índices de segundo grado**

Los índices de segundo grado que consisten en medir el efecto combinado causado por la presencia de dos o más sustancias disueltas en el agua de riego. Entre estos índices tenemos: La relación de absorción de sodio (S.A.R.), la relación de calcio, la relación de sodio, el

carbonato sódico residual, la dureza, el coeficiente alcalimétrico, etc.

◆ **Relación de Adsorción de Sodio (S.A.R.)**

Uno de los iones que más favorece la degradación de los suelos es el sodio. El sodio sustituye al calcio en los suelos de zonas áridas y cuando se produce una desecación de los mismos. Esta sustitución da a lugar a una dispersión de los agregados y a un pérdida de la estructura. Es por esta razón que el suelo presenta un aspecto pulverulento y amorfo, perdiendo finalmente su permeabilidad.

Una acción contraria a la descrita por el sodio es la que ocasionan el calcio y el magnesio.

La S.A.R. permite encontrar la relación relativa que existe entre los iones de sodio, calcio y magnesio. Este índice nos da una idea del predominio del efecto que

pueda ocurrir por la presencia de cualquiera de los iones mencionados. Se lo calcula por medio de la siguiente expresión.

$$S.A.R = \frac{|Na^+|}{\sqrt{1/2(|Ca^{++}| + |Mg^{++}|)}}$$

En esta expresión los cationes se expresan en meq/litros.

Cuando el valor obtenido de esta relación es mayor a 10, se puede afirmar que el agua es alcalinizante. Mientras más alta sea la relación de adsorción de sodio, mayor será el riesgo de que produzca una degradación de los suelos.

◆ Relación de Calcio

En esta relación el numerador de la misma es la concentración del ion calcio en miliequivalentes. El denominador está conformado por la suma de las concentraciones de los iones calcio, sodio y magnesio en miliequivalentes

◆ **Relación de Sodio**

En esta relación el numerador de la misma es la concentración del ion sodio en miliequivalentes. El denominador está conformado por la suma de las concentraciones de los iones calcio, sodio y magnesio en miliequivalentes

◆ **Carbonato Sódico Residual**

Otro índice que nos permite prever la acción degradante que pueda presentar el agua contra el suelo es el Carbonato Sódico Residual. Se lo calcula por medio de la siguiente expresión, en la que los iones se expresan en miliequivalentes.

$$C.S.R. = (|CO_3^{-2}| + |CO_3H^{-1}|) - (|Ca^{+2}| + |MG^{+2}|)$$

Según el C.S.R., las aguas se caracterizan en:

Recomendables: Si el C.S.R. es inferior a 1.25 meq/litro.

Poco recomendables: Si el C.S.R. está comprendido entre 1.25 y 2.5 meq/litro.

No recomendables: Si el C.S.R. es superior a 2.5 meq/litro.

◆ Dureza

El grado de dureza de las aguas se refiere al contenido de calcio de las mismas. Puede ser expresada en grados hidrotimétricos franceses o en mg/l. En términos generales las aguas muy duras son poco recomendables en suelos fuertes y compactos. La dureza del agua se la puede disminuir al airearla, ya que de esta forma se induce la precipitación del calcio. Por otro lado en suelos con un contenido excesivo de sodio, se recomienda el empleo de aguas duras.

La dureza del agua, medida en grado franceses se la encuentra por medio de la siguiente ecuación:

$$G.H.F.= \frac{mg/l|Ca^{++}| * 2,5 + mg/l|Mg^{++}| * 4,12}{10}$$

en que G.H.F. son grados hidrotimétricos franceses.

La ecuación anterior nos lleva a la siguiente tabla:

TABLA 3.3
*Tipos de Agua en función
de los Grados Hidrotimétricos Franceses*

Tipos de Agua	Grados Hidrotimétricos Franceses
Muy Dulce	menos de 7
Dulce	7 - 14
Medianamente Dulce	14 - 22
Medianamente Dura	22 - 32
Dura	32 - 54
Muy Dura	más de 54

Elaborada por: Juan Canovas Cuenca. "Calidad Agronómica de las Aguas de Riego" (1990)

◆ **Coeficiente Alcalimétrico**

Este índice se define como la altura del agua en pulgadas que después de la evaporación dejaría en un terreno vegetal de cuatro pies de espesor, álcali suficiente para imposibilitar el crecimiento normal de las especies vegetales más sensibles.

El cálculo de este índice se diferencia según los siguiente casos:

1. Existe en el agua más cloruro del que se necesitaría para, compensando con todos los iones sodio, producir la sal del cloruro sódico. Esto se expresa de la siguiente forma

$$|Na^+| - 0.65 * |Cl^-| \text{ es negativo o cero.}$$

En este caso, el índice alcalimétrico se calcula de la siguiente manera:

$$k = \frac{2040}{|Cl^-|}$$

2. Si, $|Na^+| - 0.65 * |Cl^-|$ es positivo, pero no mayor a $0.48 * |SO_4^{-2}|$

En este caso, el índice alcalimétrico se calcula de la siguiente manera:

$$k = \frac{6620}{2,6 * |Cl^-| + |Na^+|}$$

3. Si, $|Na^+| - 0.65 * |Cl^-| - 0.48 * |SO_4^{-2}|$ es positivo

entonces, el índice alcalimétrico se calcula de la siguiente manera:

$$k = \frac{662}{|Na^+| - 0,32 * |Cl^-| - 0.43 * |SO_4^{-2}|}$$

para el cálculo del coeficiente alcalimétrico, los iones se expresan en miligramos/litro.

Las ecuaciones anteriores nos llevan a la siguiente tabla:

TABLA 3.4

*Calidad del Agua en función
del Coeficiente Alcalímetro*

Calidad del Agua	Valores de k
Buena	mayor a 18
Tolerable	6 -18
Mediocre	1,2 - 6
Mala	menor a 1,2

Elaborada por: Juan Canovas Cuenca.
"Calidad Agronómica de las Aguas de Riego"
(1990)

Ya que la toma de agua para la Zona de Riego de Daular se realiza a partir del Canal que parte de la Presa Chongón, Cedegé monitorea de manera constante las características tanto físicas como químicas del agua embalsada. En los anexos se encuentran tabulados los resultados de los análisis efectuados por parte de CEDEGE.

CAPÍTULO IV

DISEÑO DEL SISTEMA DE RIEGO

4. Diseño del Sistema de Riego

El diseño hidráulico de un sistema de riego consiste en el dimensionamiento de las tuberías que componen el sistema. Es decir, la determinación de diámetros, caudales, presiones y velocidades del flujo.

Para el presente caso de estudio, se tiene:

- Tuberías laterales

Las tuberías laterales son aquellas que distribuyen el agua dentro de las parcelas.

- Tuberías terciarias

Las tuberías terciarias son aquellas que llevan el agua hacia las tuberías laterales.

- Tuberías secundarias

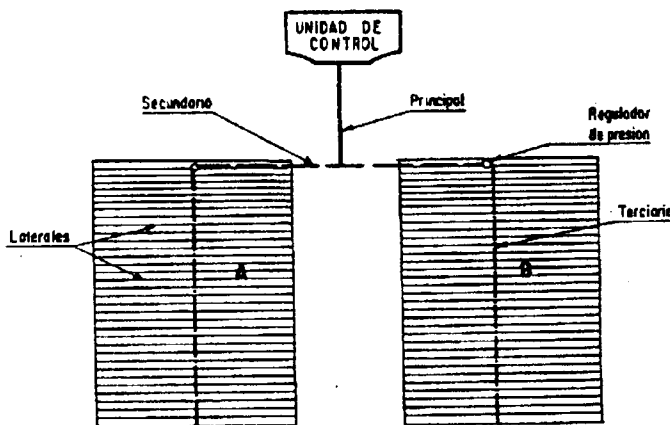
Son aquellas que distribuyen el agua dentro desde el ramal principal hasta las terciarias.

- Tuberías principales

Son aquellas que conducen el agua desde la Estación de Bombeo hacia cada uno de los ramales secundarios de la Zona de riego.

La determinación de los laterales y de los emisores dependerá de la topografía del terreno natural dentro de las parcelas, del tipo de cultivo, de la calidad del agua, entre otros factores.

Figura 4.1
Distribución de las Tuberías



4.1. Alternativa A: Riego por Goteo

El Riego por Goteo es un sistema de riego localizado y lento, en el únicamente se

humedece un porcentaje del suelo. Ello obliga una alta frecuencia de riego. Es precisamente esta alta frecuencia la que permite mantener en el suelo la humedad constante necesaria para el correcto crecimiento de los cultivos.

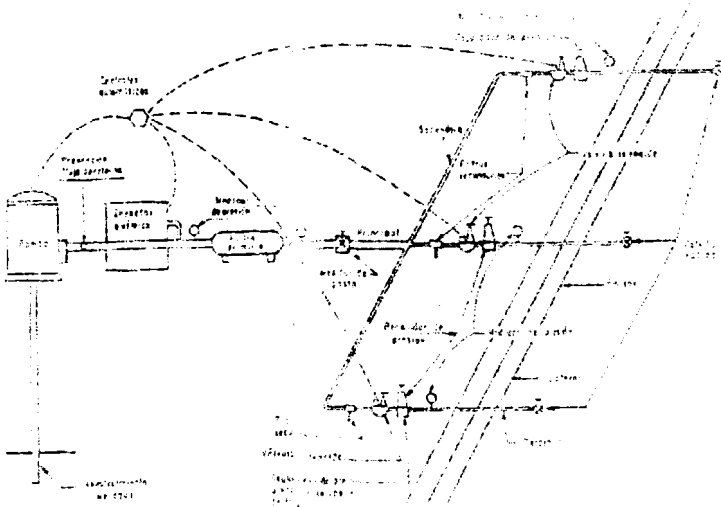
Entre las ventajas que ofrece el riego por goteo podemos mencionar las siguientes:

- Los requerimientos de agua para riego en el caso de goteo son menores que para otros sistemas de riego.
- Debido a que sólo se requiere mojar una fracción del suelo, el ahorro en agua es muy considerable, ya que no sólo se controla la cantidad de agua que se le está proveyendo a los cultivos, sino que además disminuye la superficie de agua que se evapora.
- Se disminuye además la cantidad de agua que se pueda desperdiciar por la escorrentía superficial.
- Se controla la profundidad de percolación del agua debajo del sistema radicular de la planta.

- Por otro lado el riego por goteo facilita la aplicación de fertilizantes, herbicidas, fungicidas que pueden ser aplicados de una forma más controlada para obtener una mejor producción.
- Se reduce la formación de la mala hierba, ya que se reduce el área mojada en el suelo.

El riego por medio de goteo tiene también ciertas desventajas entre las podemos listar las siguientes:

- Los emisores se obstruyen con facilidad. Esto ocasiona daños a los cultivos si es que no se nota a tiempo las obturaciones.
- El goteo puede ocasionar la acumulación de sales cerca de las plantas que están siendo regadas mediante este método.
- El sistema de riego por goteo requiere una inversión inicial y unos costos de operación y mantenimiento altos.

Figura 4.2**Esquema de una Distribución para Riego Localizado**

4.1.1 Distribución del agua en las parcelas

Para el caso de un sistema de riego localizado como el riego por goteo, el agua tiene una distribución especial dentro de cada una de las parcelas.

Como ya se expuso antes, por medio de este sistema se entrega el agua directamente a cada planta sembrada evitando de esta manera el desperdicio de la misma.

Esta distribución depende básicamente de la topografía del terreno natural. Se debe aprovechar al máximo las diferencias de niveles pues estos facilitarán el riego de los cultivos permitiendo además la optimización del sistema.

4.1.2. Funcionamiento hidráulico de las tuberías laterales

La tubería lateral, como ya se mencionó, es la tubería que recibe el agua proveniente de la tubería terciaria. Es justamente sobre la lateral que se encuentran conectados los emisores o goteros.

Generalmente estas tuberías son de P.V.C. o de P.E. El diámetro usual para las tuberías laterales está entre 12 y 20 mm. El uso de tubería de poliestireno de alta o de baja densidad está mucho más desarrollado que el de tubería de P.V.C., debido a que es más

sencillo insertar los emisores en la tubería de P.E. que en la de P.V.C.

El diseño de la tubería lateral comprende la determinación del caudal que circulará por dicha tubería, la longitud del lateral, la presión a la entrada del mismo y las diferencias de presiones a lo largo del mismo.

4.1.3. Pérdidas de carga por fricción y por conexión de emisores

Pérdidas de Carga por Fricción

Cuando el agua fluye por una tubería se producen pérdidas por la fricción existente por el contacto del líquido con las paredes de la tubería.

Una de las fórmulas empleadas para el cálculo de las pérdidas de carga por fricción es la de Darcy - Weisbach. Esta es además la más recomendada para el dimensionamiento de las tuberías que conforman un diseño de riego por goteo.

$$H_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \cdot 10^3 \quad (\text{ecuación \# 1})$$

donde:

H_f: Es la pérdida de carga por fricción (m)

f: Es el factor de fricción

L: Es la longitud de la tubería (m)

D: Diámetro de la tubería (mm)

V: Velocidad de flujo en la tubería (m/seg.)

g: aceleración de la gravedad (m/seg²)

Es de mucha importancia determinar correctamente el factor de fricción "f". Este factor depende de una serie de parámetros como son la velocidad V, el diámetro D, la densidad ρ, a la viscosidad μ y la rugosidad de las paredes de la tubería.

En 1846, Poiseuille fue el primero en determinar en forma matemática el factor de fricción en flujo laminar, obteniendo la siguiente ecuación:

$$f = \frac{64}{R} = \frac{64}{VD/\mu} \quad (\text{ecuación \# 2})$$

donde :

R : Número de Reynolds

μ : Viscosidad cinemática (m²/seg.)

Esta ecuación es válida para tubos lisos o rugosos donde el número de Reynolds sea menor a 2300.

Si tomamos en cuenta que la viscosidad cinemática del agua a una temperatura promedio de 20°C es de $\nu = 1,004 \cdot 10^{-6}$ m²/seg

$$R = \frac{VD}{\mu} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot \mu \cdot D} = 1.26 \cdot 10^6 \cdot \frac{Q}{D} \quad (\text{ecuación \# 3})$$

Si sustituimos esta ecuación en la ecuación del factor de fricción, tenemos que:

$$f = \frac{64}{1.26 * 10^6} * \frac{Q}{D} = 5.079 * 10^{-5} * \frac{Q}{D} \text{ (ecuación \# 4)}$$

Si reemplazamos esta expresión en la ecuación para encontrar las pérdidas de carga tenemos que:

$$H_f = 4.20 * 10^3 * L * \frac{Q}{D^4} \text{ (ecuación \# 5)}$$

Finalmente definimos al gradiente de pérdida de carga "j" por medio de la siguiente fórmula:

$$H_f = 4.20 * 10^3 * \frac{Q}{D^4} \text{ (ecuación \# 6)}$$

donde:

J: gradiente de pérdida de carga
(m/100m)

Q : Caudal (litros/segundo)
 D : Diámetro interno de la tubería
 (mm)

Para aquellos caso en que el Número de Reynolds sea mayor a 2300, se puede utilizar la ecuación de Colebrook con valores de Nikuradse para tuberías lisas, determinando el factor de fricción por medio de la siguiente ecuación:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 0.86 * \ln(R\sqrt{f}) - 0.8 \quad (\text{ecuación \# 7})$$

Blasius llegó a la conclusión que existen dos tipos de fricción para el flujo turbulento. El primero para tubos lisos donde predominan los efectos de viscosidad y por lo cual el factor de fricción depende únicamente, del Número de Reynolds. El segundo tipo de fricción considera tubos rugosos donde

tanto la viscosidad y la rugosidad del tubo influyen en el flujo, por lo tanto el factor de fricción se ve influenciado no sólo del Número de Reynolds , sino también de la rugosidad relativa.

Para tubos lisos la expresión es la siguiente para valores de Reynolds entre 3000 y 10^5 , que es el rango de valores en que generalmente funciona el riego por goteo.

$$f = \frac{0.3164}{R^{0.25}} \cong \frac{0.32}{R^{0.25}} \text{ (ecuación \# 8)}$$

Al sustituir la ecuación # 3 en la ecuación # 8 tenemos que

$$f = 9.55 * 10^{-3} * \left(\frac{D}{Q}\right)^{0.25} \text{ (ecuación \# 9)}$$

Al reemplazar la ecuación # 9 en la ecuación de Darcy Weisbach de pérdidas de carga, tenemos que

$$Hf = 7.886 * 10^5 * L * \frac{Q^{1.75}}{D^{4.75}} \quad (\text{ecuación \# 10})$$

por lo tanto

$$j = 7.886 * 10^7 * \frac{Q^{1.75}}{D^{4.75}} \quad (\text{ecuación \# 11})$$

Esta ecuación es recomendada para diámetros menores a 125 mm.

Para valores de Reynolds entre 10^5 y 10^7 se ha adoptado la siguiente expresión empírica

$$f = \frac{0.13}{R^{0.172}} \quad (\text{ecuación \# 12})$$

Al sustituir la ecuación # 3 en la ecuación # 12 tenemos que

$$f = \frac{0.13 * D^{0.172}}{(1.26 * 10^6)^{0.172} * Q^{0.172}} = 11.61 * 10^{-3} \left(\frac{D}{Q} \right)^{0.172}$$

(ecuación # 13)

Al reemplazar la ecuación # 13 en la ecuación de Darcy Weisbach de pérdidas de carga, tenemos que

$$H_f = 9.59 * 10^5 * L * \frac{Q^{1.828}}{D^{4.828}} \quad (\text{ecuación \# 14})$$

por lo tanto

$$j = 9.59 * 10^7 * \frac{Q^{1.828}}{D^{4.828}} \quad (\text{ecuación \# 15})$$

Esta ecuación es recomendada para diámetros mayores a 125 mm.

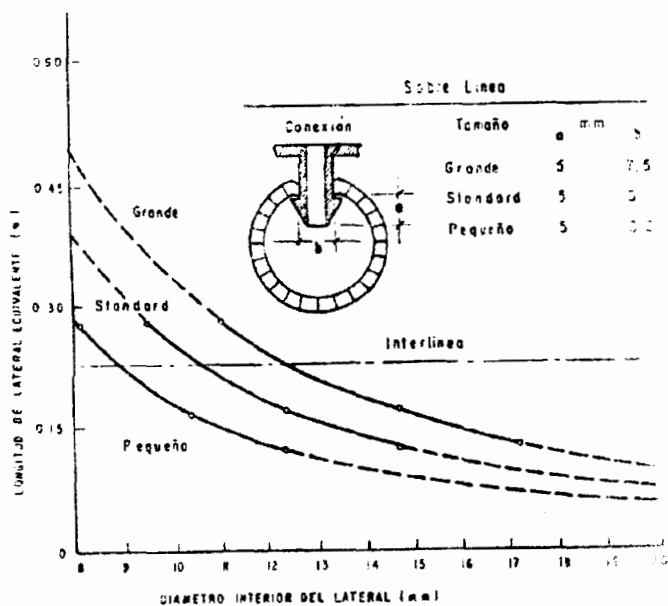
Pérdidas de Carga por Conexión de Emisores

Cuando se instalan los emisores a lo largo de la tubería lateral se ocasiona una obstrucción en la misma, produciéndose una pérdida de carga en

el lateral. Esta pérdida depende del diámetro interno, del tamaño y del tipo de la conexión.

Experimentalmente ha sido comprobado que esta pérdida es independiente del caudal circulante en la tubería. Esta pérdida de carga puede hacerse equivalente a la que se produce en una longitud l_e del lateral. Esta pérdida puede ser calculada por medio de la gráfica siguiente:

Figura 4.3
Pérdidas de Carga por emisores



La longitud equivalente L' del lateral con emisores puede calcularse por medio de la siguiente fórmula

$$L' = L \cdot \frac{Se + fe}{Se} \quad (\text{ecuación \# 16})$$

en que :

L' : Longitud aparente del lateral con emisores (m)

L: Longitud real del lateral (m)
 Se : Separación entre emisores (m)
 fe : Longitud del lateral cuya
 pérdida equivale a la producida
 por la conexión del emisor (m)

El gradiente de pérdida de carga equivalente es igual a:

$$j' = j \cdot \frac{Se + fe}{Se} \quad (\text{ecuación \# 17})$$

en que J' de es gradiente de pérdida de carga equivalente del lateral con emisores (m/100m)

Pérdidas de Carga en Tuberías con salidas múltiples

"El comportamiento hidráulico de una tubería lateral es semejante a aquel de una tubería con salidas múltiples uniformemente espaciadas. Este se caracteriza por una descarga decreciente en el sentido del flujo, partiendo con

un caudal "Q" en el extremo aguas arriba del flujo y finalizando con "q" en el extremo aguas abajo. Por lo tanto, la pérdida de carga entre secciones de salida de la tubería disminuye gradualmente hacia el extremo aguas abajo." ⁷

Entonces tenemos que la línea de gradiente hidráulico es una línea con pendiente decreciente desde la parte superior del lateral, disminuyendo a lo largo del resto de la tubería. La pérdida de carga total a lo largo del lateral es solamente una fracción de la pérdida de carga ocurrida cuando fluye un caudal Q en toda la longitud de un conducto cerrado.

Esta pérdida por fricción la determinamos por medio de la siguiente fórmula :

⁷ Diseño de Riego por Goteo, Luis Razzuri, CIDIAT.

$$H_f = j \cdot F \cdot \frac{L}{100} \quad (\text{ecuación \# 18})$$

donde:

hf: es la pérdida de carga en el lateral (m)

F: es un coeficiente de reducción para compensar las diferentes pérdidas que ocurren a lo largo del lateral.

El factor F, se ajusta a una función hiperbólica (Ferreyra, 1980) de la forma

$$F = \frac{N}{A + B \cdot N} \quad (\text{ecuación \# 19})$$

en que :

N: Es el número de goteros o salidas de igual caudal

A y B: Son coeficientes de ajuste

Así tenemos que para tuberías de plástico o de PVC, A = -3.08 y B =

2.745. Por lo tanto la ecuación anterior puede escribirse de la siguiente manera:

$$F = \frac{N}{-3.08 + 2.745 * N} \quad (\text{ecuación \# 20})$$

Combinando las ecuaciones, la ecuación para calcular las pérdidas por fricción en una tubería lateral es:

$$H_f = F \cdot \frac{L}{100} \cdot \left(\frac{Se + fe}{Se} \right) * 7.89 * 10^7 \cdot \frac{Q^{1.75}}{D^{4.75}}$$

(ecuación # 21)

Si permitimos que " X " sea la distancia desde el extremo de la línea hasta el punto en consideración, la pérdida de carga por fricción para la distancia X será:

$$H_f(x) = F \cdot \frac{x}{100} \cdot \left(\frac{Se + fe}{Se} \right) * 7.89 * 10^7 \cdot \frac{(Q \cdot x / L)^{1.75}}{D^{4.75}}$$

(ecuación # 22)

$$Hf(x) = F * \frac{x}{100} * j' * \left(\frac{x}{L}\right)^{1.75} \quad (\text{ecuación \# 23})$$

Al dividir ambos miembros de la ecuación para L, tenemos que

$$\frac{Hf(x)}{L} = F * j' * \left(\frac{x}{L}\right)^{1.75} \quad (\text{ecuación \# 24})$$

Que es la Ecuación General de la Descarga. Esta ecuación es adimensional, y por medio de ella se puede estimar la pérdida de carga por fricción en el lateral, para cualquier valor de X, estando X entre 0 y L.

Cuando el terreno posee una cierta pendiente, tenemos que:

$$S = \frac{\Delta E l}{L} * 100 \quad (\text{ecuación \# 25})$$

en que :

S: Es la pendiente del terreno

- (+) Cuando la tubería sube
- (-) Cuando la tubería baja

ΔE_l : Es la diferencia de nivel entre los extremos de la tubería

4.1.4. Longitud del lateral

A calcular la longitud del lateral, se pueden presentar dos casos:

- Laterales alimentados por un punto intermedio.
- Laterales alimentados por un punto extremo.

4.1.5. Carga del Lateral

La presión de entrada de un lateral alimentado por un extremo está dada por la siguiente expresión

$$h_l = h_a + \frac{3}{4}hf \pm \frac{\Delta E_l}{2} \quad (\text{ecuación \# 26})$$

en que :

h_l: Es la presión a la entrada del lateral (m)

h_a: Es la presión media del lateral (m)

La presión a la salida de un lateral alimentado por un extremo está dada por la siguiente expresión :

$$h_n = h_l - (h_f + \Delta E_l) - \Delta h_c \quad (\text{ecuación \# 27})$$

donde:

h_n: Es la presión mínima del lateral (m)

Δh_c : Es la diferencia de presión que se produce en el lateral desde el punto de presión mínima hasta el final cerrado.

4.1.6. Solución Gráfica y Numérica

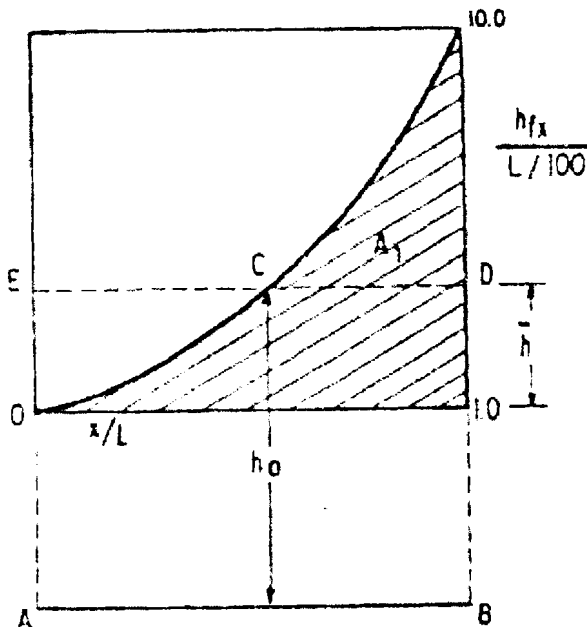
Laterales alimentados por un extremo

Solución Gráfica

Para efectuar el diseño de las tuberías laterales en forma gráfica se utiliza la siguiente gráfica:

Figura 4.4

Curva de Fricción General

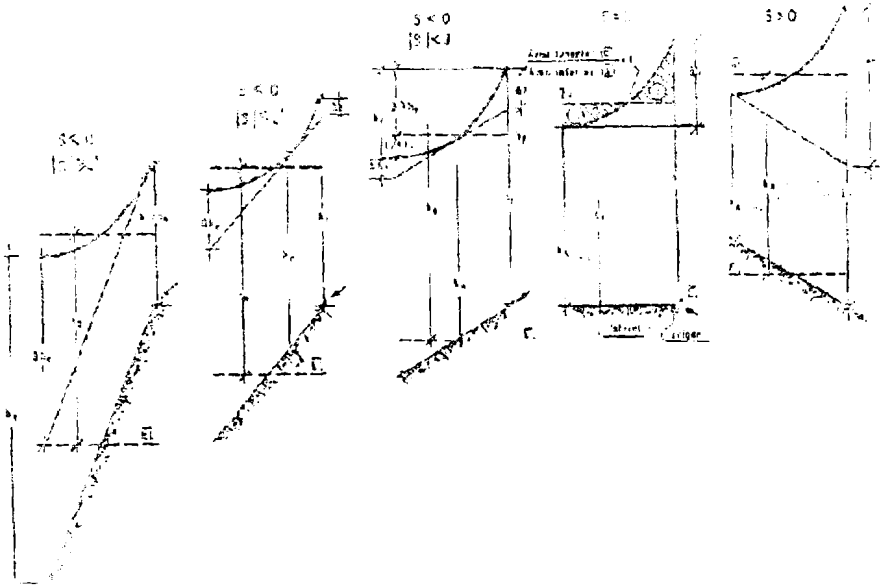


Esta gráfica representa la curva de fricción general sobre la cual se traza la recta que representa la pendiente del terreno sobre el cual estará colocado el lateral.

Esta recta pasa por el punto $x/L = 0$ y tiene una ordenada en el punto $x/L = 1$, que es igual al factor de escala $(10/(J' * F))$, multiplicado por la pendiente en porcentaje

En la siguiente figura podemos apreciar los distintos casos que se pueden presentar en los laterales, ya sea subiendo, bajando o en forma horizontal, además de los términos a ser calculados, como son: la presión promedio (h_a), la presión mínima (h_n) y la presión de entrada al lateral (h_l).

Figura 4.5
Disposiciones de Tuberías Laterales



La presión media será la distancia vertical entre el punto de cota media del terreno y la pérdida de carga media ponderada del lateral.

Para el cálculo de la pérdida de carga media se puede partir de la ecuación general de la descarga (ecuación # 24), integrándola Entre los límites $x/l=0$ y $x/l=1,0$.

$$A_1 = JF / 3.75$$

$$\frac{Hf}{L/100} = \int_0^1 F \cdot j \left(\frac{x}{L} \right)^{2.75} d \left(\frac{x}{L} \right) = \frac{J'F}{3,75} \quad (\text{ecuación \# 28})$$

Del esquema de la figura 4.4 tenemos que:

$$\text{Área}(OEC) = \text{Área}(10 - CD)$$

$$A_1 = \overline{AB} * \bar{h}$$

$$\bar{h} = A_1 / \overline{AB}$$

$$A_1 = JF / 3.75$$

$$\bar{h} = \frac{JF / 3.75}{\overline{AB}} = \frac{JF}{3.75 * \overline{AB}}$$

Cuando $JF' = 10$ y $AB = 1$, $h = 10/3.75 = 2.67$

El valor de las ordenada media del área A_1 es 2.67. Con este valor se puede calcular x/L .

Esto significa que a una distancia 0.38 del punto de alimentación del lateral se ha producido una un porcentaje del total de la pérdida igual a:

$$\frac{(10-2.67)}{10} * 100 = 73.3\%$$

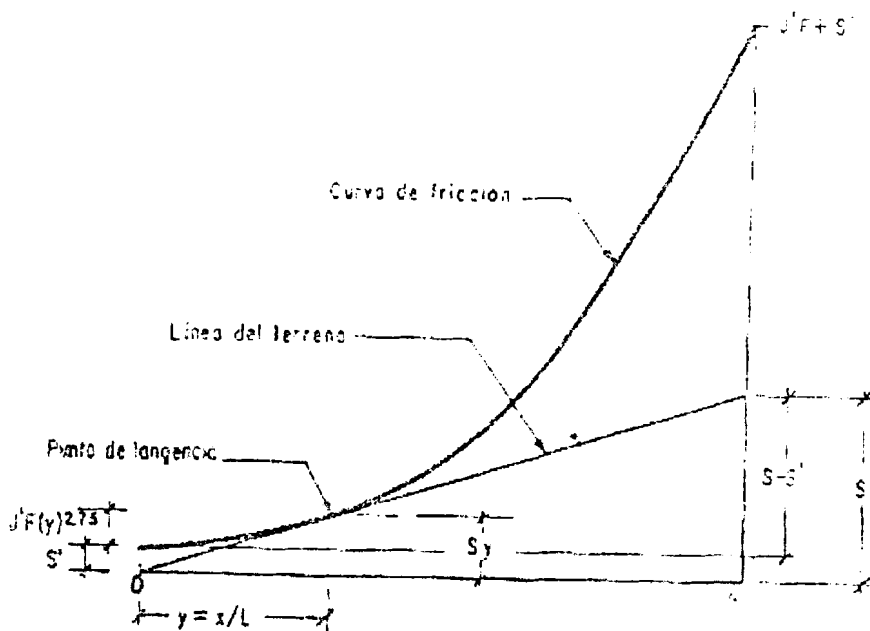
En la práctica este número se toma como el 74% y la distancia como 0.4 L. En este punto es donde se colocaría la presión media de la tubería si el terreno fuera horizontal.

Solución Numérica

La solución numérica consiste de un conjunto de ecuaciones que permiten calcular las presiones de entrada al lateral h_1 , la presión media h_a , y la presión mínima h_n .

Figura 4.6

Relaciones utilizadas para laterales alimentados por un extremo



A partir de la Figura 4.5 y apoyándose en la Figura 4.4 se puede conocer el valor de Δh_c , necesario para calcular la presión mínima (h_n).

El lugar de tangencia de la recta que representa el terreno y la curva de fricción, se producirá cuando el gradiente de pérdida de carga entre dos orificios consecutivos (j') tenga la misma pendiente del terreno (s), es decir $s = j'$. La localización de este lugar puede obtenerse diferenciando la Ecuación (24).

$$\frac{hfx}{L/100} = F \cdot J' \left(\frac{x}{L} \right)^{2.75}$$

Entre dos salidas consecutivas $F=1$

$$\text{pero } j' = \frac{\frac{hfx}{L/100}}{x/L} \quad (\text{ecuación \# 29})$$

$$j' = \frac{J'(x/L)^{2.75}}{x/L} = J' \left(\frac{x}{L} \right)^{1.75} \quad (\text{ecuación \# 30})$$

como $x/L = y$

$$j' = J'(y)^{1.75}$$

$$j' = s$$

$$s = J'(y)^{1.75} ; y = \left(\frac{s}{J'} \right)^{1/1.75}$$

(ecuación # 31)

donde:

$y =$ es el valor de x/L donde la curva de fricción es tangente a la pendiente del terreno.

$s =$ pendiente del terreno en %.

$j' =$ gradiente de pérdida de carga entre dos salidas consecutivas (m/100 m).

Según la figura 4.5 se tiene:

$$\frac{s}{L} = \frac{s' + J' \cdot F(y)^{2.75}}{y} \quad \text{pero } L = 1$$

$$s' = s \cdot y - J' \cdot F(y)^{2.75} \quad (\text{ecuación \# 32})$$

$$\Delta hc = s' \left(\frac{L}{100} \right) \quad s' = \frac{\Delta hc}{L/100}$$

(ecuación # 33)

Combinando las ecuaciones (31), (32) y (33) se obtiene:

$$\Delta hc = sy \frac{L}{100} - J'F(y)^{2.75} \frac{L}{100}$$

$$\Delta hc = \frac{L}{100} s \left(\frac{s}{J'} \right)^{1.75} - \frac{L}{100} J'F \left(\frac{s}{J'} \right)^{2.75 \cdot 1.75}$$

$$\Delta hc = \frac{L}{100} \left(\frac{s^{1.57}}{J'^{0.57}} \right) - \frac{L}{100} F \left(\frac{s^{1.57}}{J'^{0.57}} \right)$$

$$\Delta hc = \frac{L}{100} (1 - F) \cdot |s|^{1.57} \cdot (J')^{-0.57}$$

(ecuación # 34)

Combinando las ecuaciones 27 y 34 se obtiene:

$$hn = h1 - (hf + \Delta EI) - \frac{L}{100} (1 - F) \cdot |s|^{1.57} \cdot (J')^{-0.57}$$

(ecuación # 35)

la ecuación anterior puede escribirse como:

$$hn = h1 - t' hf \quad (\text{ecuación \# 36})$$

donde

$$t' hf = hf + \Delta EI + \frac{L}{100} (1 - F) \cdot |s|^{1.57} (J')^{-0.57}$$

$$t' = 1 + \frac{\Delta EI}{hf} + \frac{L}{100 hf} (1 - F) \cdot |s|^{1.57} (J')^{-0.57}$$

Si: $\frac{s}{J'F} = \frac{\Delta EI}{hf}$

$$t' = 1 + \frac{\Delta EI}{hf} + \frac{(1-F) \cdot |s|^{1.57} (J')^{-0.57}}{J'F}$$

Si:
$$\frac{s}{J'F} = \frac{\Delta EI}{hf}$$

$$t' = 1 + \frac{\Delta EI}{hf} + (1-F) \frac{|s|^{1.57}}{(J')^{1.57} F} \cdot \frac{F^{0.57}}{F^{0.57}} = 1 + \frac{\Delta EI}{hf} + (1-F) \left(\frac{s}{J'F} \right)^{1.57} F^{0.57}$$

$$t' = 1 + \frac{\Delta EI}{hf} + (1-F) F^{0.57} \left(\frac{\Delta EI}{hf} \right)^{1.57}$$

Si se aproxima $(1-F)F^{0.57} \cong 0.36$

$$t' = 1 + \frac{\Delta EI}{hf} + 0.36 \left(\frac{\Delta EI}{hf} \right)^{1.57} \quad (\text{ecuación \# 37})$$

En la figura de Parámetros para el cálculos de Tuberías Laterales que se encuentra en los anexos, se han representado los valores de t' en función de $\Delta EI/hf$.

En el cálculo de la presión mínima h_n , se pueden distinguir tres casos diferentes por las características de la pendiente del terreno, a cada uno de ellos se le aplica la Ecuación (27).

$$1. \quad s \geq 0$$

$$hn = h1 - hf - \Delta El$$

$$\Delta h = h1 - hn = hf + \Delta El$$

$$\Delta hc = 0$$

$$2. \quad s < 0 \quad \text{y} \quad |s| < J' \quad ; \quad \Delta hc \text{ es}$$

determinado por la Ecuación (34)

$$hn = h1 - (hf + \Delta El) - \frac{L}{100}(1 - F) \cdot |s|^{1.57} (J')^{-0.57}$$

(ecuación # 38)

$$3. \quad s < 0 \quad \text{y} \quad |s| \geq J'$$

En este caso y según la Ecuación (31), el lugar de tangencia se produce a la entrada de la tubería, por lo tanto

$$hn = h1$$

$$hc = h1 - hf - \Delta El$$

Donde hc , es la presión al final de la tubería (m); ΔEl tendrá el signo correspondiente, que para este caso es negativo y por lo tanto se sumará a $h1$.

También será necesario calcular la diferencia de presión Δh

$$\Delta h = h1 - hn \quad (\text{ecuación \# 39})$$

y deberá comprobarse que Δh_c ó $\Delta h \leq (\Delta h_a)$

Donde Δh_a es la máxima diferencia de presiones permitida en la lateral (m).

Laterales alimentados por un extremo

En este caso la tubería terciaria alimenta laterales por ambos lados, por lo cual se deberá determinar la posición óptima de la terciaria. Esta ubicación dependerá de la pendiente del terreno en el sentido de los laterales. Si la pendiente es nula, la posición será el centro; mientras que si existe pendiente, la posición de la múltiple o terciaria se desplazará hacia arriba, con la finalidad de igualar la diferencia de presiones a ambos lados.

Solución Gráfica

El procedimiento gráfico para ubicar esa posición se basa en la curva general de

fricción para tuberías con salidas múltiples, Figura 4.4 y es como sigue:

1. Se determinan los valores de J' y F para un lateral simple, con una longitud igual al espaciamiento entre las múltiples $S_m = \ell_p = 2L$. Este tendrá el doble del caudal de diseño. Todos los valores hallados deben ser multiplicados por $(10/J'F)L/100$.
2. Se diseña la curva de la , Figura 4.4 con sus límites horizontales sobre un papel transparente.
3. Sobre un papel transparente se traza una recta que represente la pendiente del terreno natural, de acuerdo a la escala vertical del gráfico. Esta recta debe ser tangente a la curva de fricción y el desnivel debe ser llevado a la escala de la Figura de la manera siguiente:

$$\frac{\Delta E l p}{l p_{100}} = \frac{10}{J'F} \cdot \frac{\Delta E l p}{l p_{100}} \quad (\text{ecuación \# 40})$$

4. Se localiza entonces, la mejor posición de la múltiple, moviendo el papel transparente hacia abajo, hasta que la curva punteada de la Figura 4.4 coincida con la recta que representa la pendiente del terreno en el punto $x/L=1$.

La curva punteada representa el lateral que va hacia arriba, en contrapendiente y la intersección entre las dos curvas indica la posición de la múltiple que garantiza las mismas presiones en ambos laterales, hacia arriba y hacia abajo.

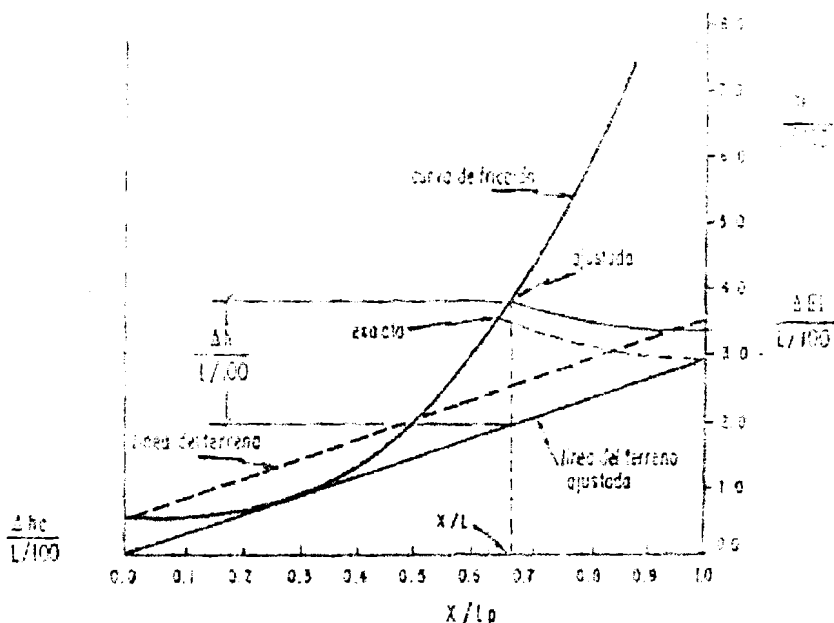
En la Figura 4.4 se observa que la línea punteada y la línea llena es interceptada en $x/L = 0.5$, esto indica la posición de la múltiple en terreno plano. Esa curva punteada es el reflejo de la curva llena entre $0 \leq x/L \leq 0.5$.

La múltiple debe quedar a la mitad del espaciamento entre plantas, Sp , por lo que en ciertos casos deberá ajustarse la localización de la múltiple, subiéndose un máximo de $\frac{3}{4} Sp$, o bajándose un máximo de $0.25 Sp$, hasta que caiga al centro de dos plantas.

Esto se aprecia en la siguiente figura:

Figura 4.7

Solución Grafica para determinar la mejor ubicación de la tubería multiple



5. Se determina la diferencia o variación máxima de carga, Δh , a lo largo del par de laterales, de la siguiente manera:

- Determinación de la distancia vertical máxima entre el punto de intersección de las curvas de fricción cuesta arriba y abajo, a la recta que representa la pendiente del terreno.

b) Se determina Δh con la siguiente fórmula

$$\Delta h = \frac{J'F}{10} \cdot \frac{lp}{100} \cdot \Delta h' \quad (\text{ecuación \# 41})$$

donde:

$\Delta h'$ es la distancia vertical a escala desde la intersección a la recta que representa la inclinación del terreno, Figura 4.7

6. Se determina Δhc en forma similar

$$\Delta hc = \frac{J'F}{10} \cdot \frac{lp}{100} \Delta hc' \quad (\text{ecuación \# 42})$$

Donde $\Delta hc'$ es la distancia vertical a escala entre la curva de fricción y la recta que representa la pendiente del terreno en el extremo final del lateral hacia abajo, Figura 4.7

7. Se determina la presión de entrada al lateral, h_1 , la cual dará una presión promedio ponderada, h_a .

a) Estime la localización de la pérdida de carga por fricción

promedio, para ambos laterales: hacia arriba y hacia abajo. En la Figura 20 se presentan como líneas punteadas en la parte superior de la figura.

La pérdida de carga promedio ponderada de ambos laterales, se presenta como línea sólida en la parte superior de la figura, pudiendo calcularse de la manera siguiente:

$$(\overline{hfp})' = (\overline{hf}_1)' \left(\frac{x}{lp} \right) + (\overline{hf}_2)' \left(1 - \frac{x}{lp} \right)$$

(ecuación # 43)

donde

$(\overline{hfp})'$ Pérdida de carga media ponderada a escala, para el par de laterales.

$(\overline{hf}_1)'$ Pérdida de carga media a escala para el lateral hacia abajo.

$(\overline{hf}_2)'$ Pérdida de carga media a
escala para el lateral
hacia arriba.

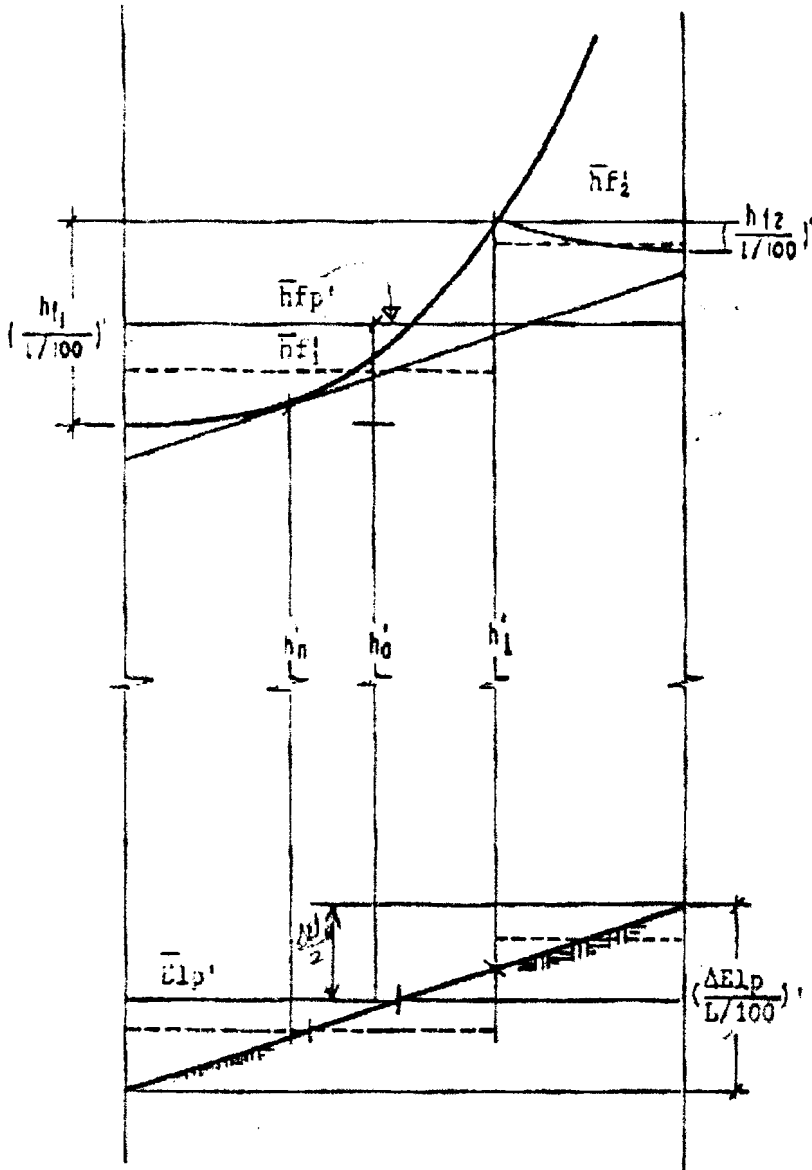
La real pérdida de carga
ponderada para el par de
laterales será:

$$\overline{hfp} = \frac{J'F}{10} \cdot \frac{lp}{100} (\overline{hfp})' \quad (\text{ecuación \# 44})$$

Determine la elevación promedio.
Este es el punto medio de
elevación a lo largo del par de
laterales, en la siguiente
figura.

Figura 4.8

Elevaciones promedio y pérdidas de carga



- b) La presión a la entrada del lateral, h_1 , que dará la presión promedio h_a , puede determinarse

gráficamente a partir de las distancias a escala $h1'$ y ha' , de la Figura 4.8.

$$h1' = (h1' - ha') \cdot \frac{J'F}{10} \cdot \frac{lp}{100} + ha$$

(ecuación # 45)

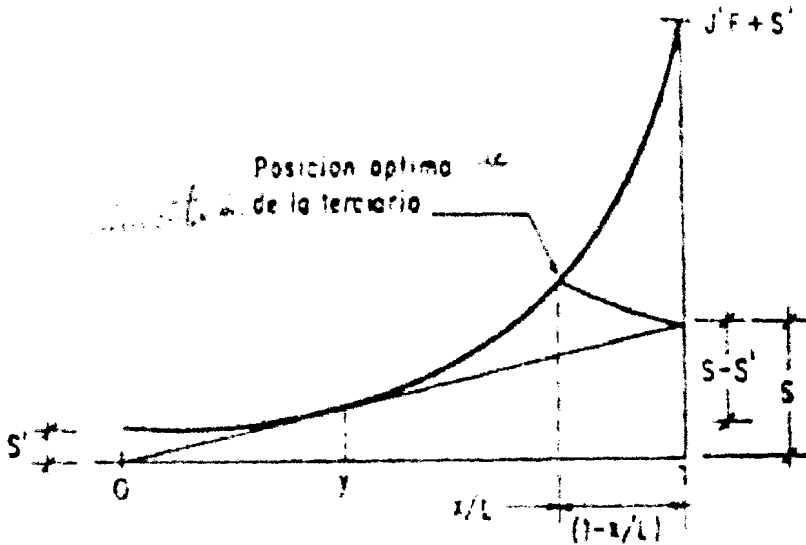
donde

$h1'$ distancia vertical a escala desde la intersección de la curva de fricción a la línea que representa la inclinación del terreno.

ha' distancia vertical a escala desde $(\overline{hfp})'$ y $(\Delta Elp)'$, Figura 4.8

Solución Numérica

En la figura 4.9, se muestra la ubicación de la posición óptima de la tubería terciaria o múltiple.

Figura 4.9Ubicación óptima de la terciaria

La curva de fricción para el lateral aguas abajo, por la Ecuación 24 será:

$$\frac{hfx}{L/100} = FJ' \left(\frac{x}{L} \right)^{2.75} + s'$$

(ecuación # 45)

y para el lateral aguas arriba de la terciaria.

$$\frac{hfx}{L/100} = FJ' \left(1 - \frac{x}{L} \right)^{2.75} + s$$

(ecuación # 46)

El punto óptimo será el punto de intersección de las dos curvas, solucionando las dos ecuaciones anteriores.

$$FJ' \left(\frac{x}{L} \right)^{2.75} + s' = FJ' \left(1 - \frac{x}{L} \right)^{2.75} + s$$

$$FJ' \left[\left(\frac{x}{L} \right)^{2.75} - \left(1 - \frac{x}{L} \right)^{2.75} \right] = s - s'$$

$$\frac{s - s'}{FJ'} = \left(\frac{x}{L} \right)^{2.75} - \left(1 - \frac{x}{L} \right)^{2.75}$$

(ecuación # 47)

Desarrollando el primer miembro de la Ecuación 47.

$$\text{Si } s = \frac{\Delta E l p}{L/100} \quad \text{y} \quad JF' = \frac{hfp}{L/100}$$

$$\frac{s}{FJ'} = \frac{\frac{\Delta EIp}{L_{100}}}{\frac{hfp}{L_{100}}} = \frac{\Delta EIp}{hfp}$$

$$\frac{s-s'}{FJ'} = \frac{\Delta EIp}{hfp} - \left(\frac{\Delta EIp}{hfp} \cdot \frac{s'}{s} \right)$$

$$\frac{s'}{s} = \frac{sy - J'F(y)^{2.75}}{s} = y - \frac{\frac{hfp}{L_{100}}}{s} (y)^{2.75} = y - \frac{hfp}{\Delta EIp} (y)^{2.75}$$

$$\frac{s-s'}{FJ'} = \frac{\Delta EIp}{hfp} - \left[\frac{\Delta EIp}{hfp} \left(y - \frac{hfp}{\Delta EIp} (y)^{2.75} \right) \right]$$

$$\frac{s-s'}{FJ'} = \frac{\Delta EIp}{hfp} (1-y) + y^{2.75}$$

pero

$$y = \left(\frac{s}{J'} \right)^{\frac{1}{1.75}} = \left[\frac{\frac{\Delta EIp}{L_{100}}}{\frac{hfp}{F}} \right]^{\frac{1}{1.75}} = \left(F \cdot \frac{\Delta EIp}{hfp} \right)^{\frac{1}{1.75}}$$

$$\frac{s-s'}{FJ'} = \frac{\Delta EIp}{hfp} * \left[1 - F * \left(\frac{\Delta EIp}{hfp} \right)^{\frac{1}{1.75}} \right] + \left(F * \frac{\Delta EIp}{hfp} \right)^{\frac{2.75}{1.75}}$$

sustituyendo en la ecuación 47 tenemos:

$$\frac{|\Delta EIp|}{hfp} * \left[1 - F * \left(\frac{|\Delta EIp|}{hfp} \right)^{\frac{1}{1.75}} \right] + \left(F * \frac{|\Delta EIp|}{hfp} \right)^{\frac{2.75}{1.75}} = \left(\frac{x}{l} \right)^{2.75} - \left(1 - \frac{x}{l} \right)^{2.75}$$

(ecuación # 48)

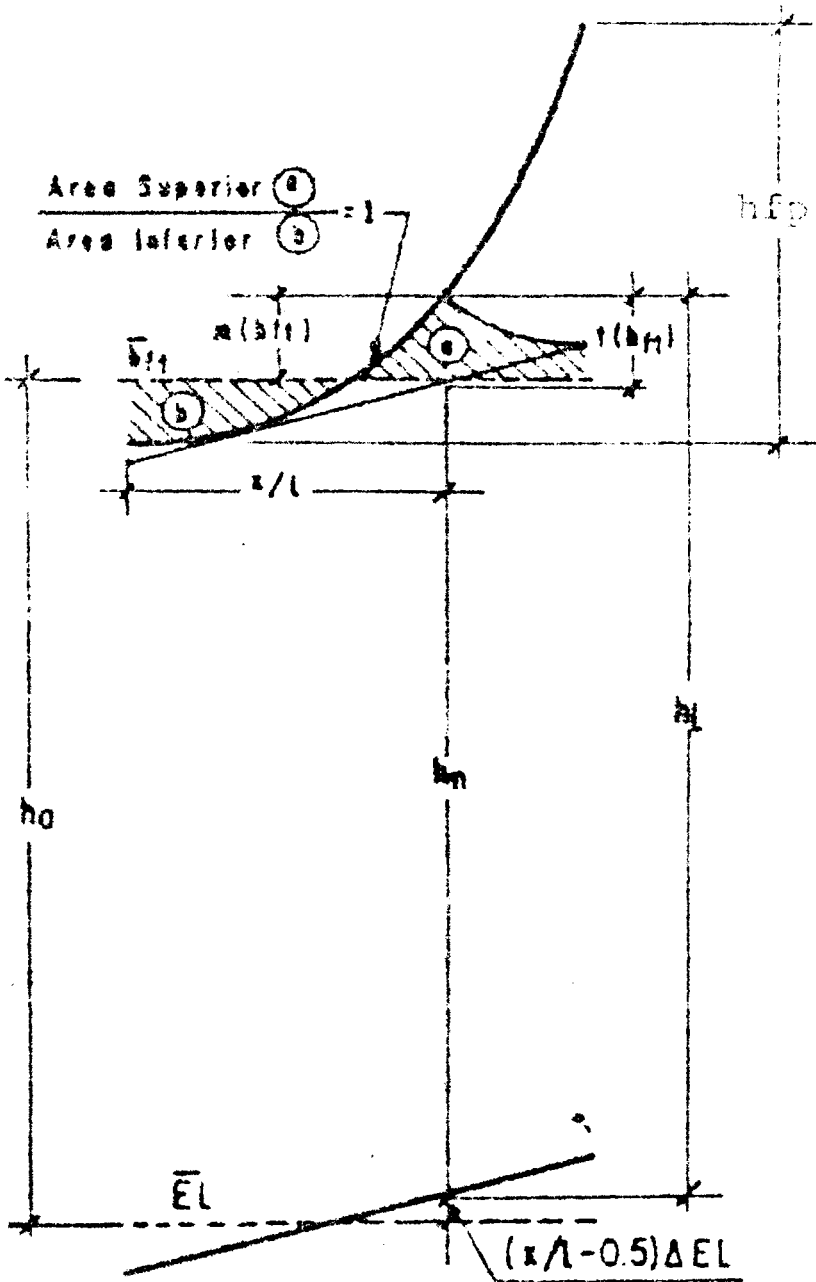
En esta última ecuación, el valor de (x/l) es la posición óptima de alimentación de la lateral en la terciaria, y se la ha representado en la figura para determinar los parámetros de las tuberías laterales que se encuentra en los anexos.

Si se tabula para varios valores de $F=$ 0.36 0.37 0.38. 0.40 se ve que el valor obtenido es independiente de F , por lo tanto se ha tomado $F=0.36$.

Luego deberá procederse a calcular el valor de la carga o presión de entrada h_1 . Esta ecuación puede escribirse de la siguiente manera de acuerdo al siguiente gráfico

Figura 4.10

Lateral alimentado por un punto untermedio



$$h_1 = ha + m * hfp - \left(\frac{x}{l} - 0.5\right) * \Delta EIp$$

(ecuación # 49)

Por lo tanto será necesario calcular m para obtener el valor deseado.

En la figura 4.8 se han dibujado las cargas correspondientes a un par de laterales, cuesta arriba y cuesta abajo. En la parte superior de la figura aparecen como líneas punteadas la pérdida de carga por fricción promedio para ambos laterales, y como línea sólida la carga promedio ponderada para ambas laterales.

La media ponderada se puede calcular de la siguiente manera, teniendo como apoyo la figura 4.8

$$\frac{\overline{hfp}}{L_{100}} = \frac{1}{4} * J'F\left(\frac{x}{L}\right)^{2.75} \left(\frac{x}{L}\right) + \left[s - s' + \frac{1}{4} J'F\left(1 - \frac{x}{L}\right)^{2.75} \right] * \left(1 - \frac{x}{L}\right)$$

$$\frac{\overline{hfp}}{L_{100}} = \frac{1}{4} * J'F\left[\left(\frac{x}{L}\right)^{3.75} + \left(1 - \frac{x}{L}\right)^{3.75}\right] + J'F\left[\left(\frac{x}{L}\right)^{2.75} - \left(1 - \frac{x}{L}\right)^{2.75}\right] * \left(1 - \frac{x}{L}\right)$$

si

$$\frac{\overline{\Delta EIp}}{L_{100}} = \frac{1}{2} s$$

y

$$h_1 = ha - \overline{hfp} + hfp\left(\frac{x}{L}\right)^{2.75} - \frac{1}{2} \Delta EIp + \Delta EIp\left(1 - \frac{x}{L}\right)$$

(ecuaciones # 50 y 51)

reemplazando en la ecuación 51 el valor de la ecuación 50 se obtiene

$$h_1 = ha + hfp\left[\left(\frac{x}{L}\right)^{2.75} - \frac{1}{4}\left[\left(\frac{x}{L}\right)^{3.75} + \left(1 - \frac{x}{L}\right)^{3.75}\right]\right] - \left[\left(\frac{x}{L}\right)^{2.75} - \left(1 - \frac{x}{L}\right)^{2.75}\right] \left[1 - \frac{x}{L} - \left(\frac{x}{L} - 0.5\right)\right] \Delta EIp$$

(ecuación # 52)

Al comparar la ecuación 52 con la ecuación 49 se obtiene lo siguiente

$$m = \left(\frac{x}{L}\right)^{2.75} - \frac{1}{4}\left[\left(\frac{x}{L}\right)^{3.75} + \left(1 - \frac{x}{L}\right)^{3.75}\right] - \left[\left(\frac{x}{L}\right)^{2.75} - \left(1 - \frac{x}{L}\right)^{2.75}\right] \left(1 - \frac{x}{L}\right)$$

(ecuación # 43)

Los valores de m se han representado en la figura que define los parámetros de las tuberías laterales en función de

$$\left(\frac{\Delta E l}{h f}\right)$$

Desarrollando esta última expresión tenemos:

$$\begin{aligned} m &= \left(\frac{x}{L}\right)^{2.75} - \frac{1}{4}\left(\frac{x}{L}\right)^{3.75} - \frac{1}{4}\left(1 - \frac{x}{L}\right)^{3.75} - \left(\frac{x}{L}\right)^{2.75}\left(1 - \frac{x}{L}\right) + \left(1 - \frac{x}{L}\right)^{2.75}\left(1 - \frac{x}{L}\right) \\ m &= \left(\frac{x}{L}\right)^{2.75} - \frac{1}{4}\left(\frac{x}{L}\right)^{3.75} - \frac{1}{4}\left(1 - \frac{x}{L}\right)^{3.75} - \frac{1}{4}\left(\frac{x}{L}\right)^{2.75} + \frac{1}{4}\left(\frac{x}{L}\right)^{3.75} + \left(1 - \frac{x}{L}\right)^{3.75} \\ m &= \frac{3}{4}\left(\frac{x}{L}\right)^{3.75} + \frac{3}{4}\left(1 - \frac{x}{L}\right)^{3.75} \\ m &= \frac{3}{4}\left[\left(\frac{x}{L}\right)^{3.75} + \left(1 - \frac{x}{L}\right)^{3.75}\right] \end{aligned}$$

(104)

(ecuación # 54)

Para calcular el valor de h_n se aplica la siguiente ecuación:

$$h_n = h_1 - t * h_{fp} \quad (\text{ecuación \# 55})$$

en la que no se conoce el valor de t , para calcular este valor se utiliza la siguiente ecuación

en la que no se conoce el valor de t , para calcular este valor se utiliza la siguiente ecuación

$$hn = h_1 - hfp \left(\frac{x}{L} \right)^{2.75} + \Delta EIp \left(\frac{x}{L} \right) - \Delta hc$$

(ecuación # 56)

comparando las ecuaciones 55 y 56 tenemos que

$$t * hpf = hfp \left(\frac{x}{L} \right)^{2.75} - \Delta EIp \left(\frac{x}{L} \right) + \Delta hc$$

(ecuación # 57)

Dividiendo ambos miembros por Hfp y aplicando la ecuación 34 tenemos que

$$t = \left(\frac{x}{L} \right)^{2.75} - \frac{\Delta EIp}{hfp} \left(\frac{x}{L} \right) + \frac{L(1-F)}{100 hfp} s^{1.57} (J')^{-0.57}$$

(ecuación # 58)

$$t = \left(\frac{x}{L} \right)^{2.75} - \frac{\Delta EIp}{hfp} \left(\frac{x}{L} \right) + 0.36 \left(\frac{\Delta EIp}{hfp} \right)^{1.57}$$

(ecuación # 59)

en la figura de los anexos en la que se indican los parámetros para las tuberías laterales se han graficado los valores

de t en función de $\left(\frac{\Delta EI}{hfp}\right)$

4.1.7. Parámetros de diseño de la tubería

terciaria

Las tuberías terciarias son las que entregan el agua a las tuberías laterales. Generalmente se diseñan con varios diámetros decrecientes. Pero para asegurar la limpieza de la tubería se recomienda que el diámetro más pequeño no sea menor que la mitad del diámetro mayor.

La velocidad admitida en estas tuberías, está entre 2.1 y 2.5 m/seg.

Cuando la terciaria se diseña de un sólo diámetro, su cálculo es idéntico al de las laterales.

Es decir que la variación máxima de presiones en la terciaria será

$$\Delta h_m = \Delta h_s - \Delta h_c$$

o también

$$\Delta h_m = \Delta h_s - \Delta h$$

donde:

Δh_m : variación máxima de presiones permisibles en la terciaria (m)

Δh_s : pérdida de carga permisible en cada unidad de riego (m)

$\Delta h_c, \Delta h$: variación máxima de presiones en la tubería lateral (m)

De los valores de Δh_m obtenidos, deberá utilizarse el menor.

Cuando su diseño es con cambio de diámetro, difiere de la tubería sin cambio de diámetro en los siguientes puntos:

Pérdida de Carga

La pérdida de carga en una tubería terciaria con cambio de diámetro se expresa por medio de la siguiente expresión:

$$H_f = (hf >) - (hf^*) + (hf <)$$

donde

H_f : representa la pérdida de carga por fricción en la tubería terciaria.

$hf >$: es la pérdida de carga de la longitud total de la terciaria como si toda la terciaria fuera del diámetro mayor.

hf^* : es la pérdida de carga de la longitud de menor diámetro como si fuera del diámetro mayor.

$hf <$: es la pérdida de carga de la longitud de menor diámetro.

La presión de entrada

Será diferente, dependiendo de si se trate de dos, tres o más diámetros. Se

calcula por medio de la siguiente expresión:

$$H_m = h_l + M * H_f \pm \frac{1}{2} * \Delta E_l$$

donde

H_m: es la presión de entrada a la unidad o la múltiple, cuando en la múltiple se regula la presión.

M: es un factor aproximado que tiene un valor de 0.75 para tuberías terciarias de un sólo diámetro; de 0.6 para tuberías con dos diámetros y de 0.5 para tuberías terciarias de más de tres diámetros o más. ***h_f****: es la pérdida de carga de la longitud de menor diámetro como si fuera del diámetro mayor.

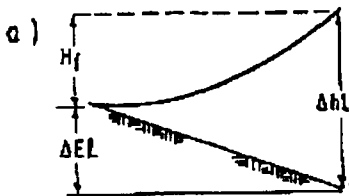
ΔE_l: es el desnivel existente entre los dos extremos de la tubería. Este desnivel será positivo si el flujo es hacia arriba y de signo negativo si el flujo es en el sentido de la pendiente.

La diferencia de presión

La diferencia de presión entre el terciario y la presión mínima Δh_t será diferente dependiendo de la condición de la pendiente del terreno.

Figura 4.11

Diferencia de Presión



$$\Delta E_L > 0$$

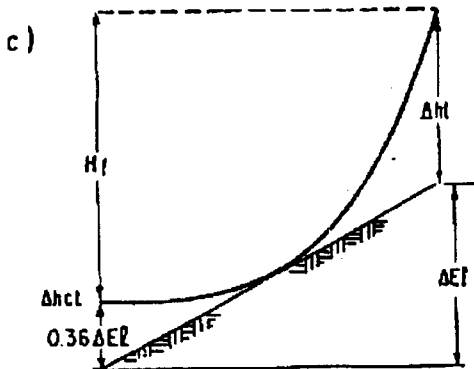
$$\Delta h_t = H_f + \Delta E_L$$

$$\Delta h_{ct} = 0$$



$$\Delta E_L = 0$$

$$\Delta h_t = H_f$$



$$\Delta E_L < 0$$

$$H_m = h_l + M * H_f \pm \frac{1}{2} * \Delta E_l$$

donde

H_m: es la presión de entrada a la unidad o la múltiple, cuando en la múltiple se regula la presión.

M: es un factor aproximado que tiene un valor de 0.75 para tuberías terciarias de un sólo diámetro; de 0.6 para tuberías con dos

Se presentan dos casos.

1. Unidades Rectangulares
2. Unidades No Rectangulares

4.1.7.1. Número de laterales

El número de laterales queda expresado por la relación de la longitud de la terciaria y por el espaciamiento entre laterales. Entonces tenemos que:

$$N = L_t / S_l$$

en que:

N: Número de laterales u
orificios de la terciaria

Lt: Longitud de la terciaria
(m)

Sl: espaciamiento entre
laterales

4.1.7.2. Caudal del sistema terciario

El caudal de la tubería terciaria es igual a

$$Q_t = q_l * N$$

donde,

q_l: Caudal del lateral

N: Número de laterales u
orificios de la terciaria

Q_t: Caudal de la terciaria

4.1.7.3. Pérdidas de Carga

La pérdida de carga en la tubería terciaria puede calcularse tramo a tramo, tomando en cuenta que es una

tubería lateral con salidas múltiples.

En que:

$$H_f = jF'/100 = J_1 * (SI/100) + J_2 * (SI/100) + J_3 * (SI/100) + J_n * (SI/100)$$

Donde F' es por analogía con la F de Christiansen, el coeficiente de reducción de pérdida de carga debido a salidas uniformemente espaciadas con caudales diferentes y localizadas en unidades no rectangulares.

El Gradiente de Pérdida de Carga J , tiene la forma

$$J = \frac{K * Q_m^n}{D^n}$$

y para el tramo I de la terciaria

$$J_i = \frac{K * Q_i^n}{D^n}$$

en que:

K : Es una constante cuyo valor depende de las unidades utilizadas.

D: Es el diámetro interno de la terciaria

m: Es un exponente cuyo valor es de 1.75 cuando se usa la fórmula de Darcy-Weisbach y Blasius

Si L es igual a N*Sl se tiene entonces que

$$JF' \cdot \frac{L}{100} = JF' \cdot \frac{N \cdot Sl}{100} * (J_1 + J_2 + J_3 + \dots + J_i + J_n)$$

$$JF' \cdot N = \sum_{i=1}^n J_i$$

$$K \frac{Q_m^m}{D^n} F' N = \sum_{i=1}^n K \frac{Q_i^m}{D^n} = \frac{K}{D^n} \sum_{i=1}^n Q_i^m$$

$$F' = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i^m}{N Q_m^m}$$

Reemplazando la Ecuación en la anterior se tiene:

$$F' = \frac{\sum_{i=1}^n Q_m^m \left[Sf + (1 - Sf) \frac{N - N_i}{N - 1} \right]^m (N - N_i + 1)^m}{N^{m+1}}$$

El valor del coeficiente F' , permitirá calcular la pérdida de carga en la terciaria considerando que:

$$H_f = J \cdot F' \frac{L}{100}$$

Recordando que el gradiente de pérdida de carga J , será diferente según los diámetros de tuberías sean menores o mayores a 125 mm y seguirán las Ecuaciones (61) y (66) respectivamente.

$$J = 7.89 \cdot 10^7 \frac{Q_t^{1.75}}{D^{4.75}} \quad (D < 125 \text{ mm})$$

$$J = 9.59 \cdot 10^7 \frac{Q_t^{1.828}}{D^{4.828}} \quad (D > 125 \text{ mm})$$

4.1.7.4. Presiones en es Sistema Terciario

La tubería terciaria sin cambio de diámetro, se comporta igual que las laterales. Por lo

tanto la presión de entrada en la tubería terciaria está dada por la siguiente ecuación:

$$h_{lt} = h_l + 3 * h_f / 4 \pm \Delta E_l$$

en que:

h_{lt} : Es la presión a la entrada de la terciaria (m)

h_l : Es la presión a la entrada del lateral (m)

h_f : Es la pérdida de carga debida a la fricción en la terciaria (m)

ΔE_l : Es el desnivel entre los extremos de la tubería terciaria (m).

4.1.8. Parámetros de diseño de la tubería secundaria

La función de las tuberías secundarias es la de transportar el caudal requerido

desde el ramal principal hacia las terciarias. Este debe hacerse de tal manera que se pueda garantizar la presión requerida para que funcionen correctamente los equipos en condiciones de máximo consumo.

El diseño del sistema secundario consiste en determinar los diámetros de las tuberías. En función de las velocidades permitidas, de las presiones necesarias y de las pérdidas de carga máximas permitidas en cada tramo.

4.1.8.1. Caudal del sistema secundario

El caudal de diseño del sistema secundario está constituido por la suma de los caudales entregados por el sistema terciario que parten del sistema secundario.

4.1.8.2. Pérdidas de Carga

Las pérdidas de carga son calculadas de la misma forma en

que se determinó aquellas de las tuberías terciarias.

4.1.8.3. Presiones en es Sistema Secundario

Las presiones son calculadas de la misma forma en que se determinó aquellas de las tuberías terciarias.

4.1.9. Parámetros de diseño de la tubería principal

La tubería principal es aquella que conduce el agua desde el reservorio hacia las tuberías secundarias. Al igual que en el caso de la tubería secundaria, su diseño consiste en determinar el caudal que circulará por la tubería, determinar el diámetro más conveniente para utilizar y finalmente calcular las presiones y pérdidas de carga que ocurrirán a lo largo de la tubería principal.

4.1.9.1. Caudal del sistema principal

El caudal de la tubería principal está dado por el consumo total de agua de toda la zona de riego en estudio.

4.1.9.2. Pérdidas de Carga

Las pérdidas de carga son determinadas de la misma manera que ya fue indicada anteriormente para las tuberías terciarias y secundarias. Para el presente trabajo, este cálculo fue ejecutado utilizando el programa Epanet que se encuentra en la Internet.

4.1.9.3. Presiones en el Sistema principal

Las presiones a lo largo del ramal principal son determinadas de la misma manera que ya fue indicada anteriormente para las tuberías

terciarias y secundarias. Para el presente trabajo, este cálculo fue ejecutado utilizando el programa Epanet que se encuentra en la Internet.

4.1.9.4. Cheque de sobre - presiones por Golpe de Ariete

El golpe de ariete es un cambio en la presión, por arriba o por debajo de la presión normal, ocasionando una variación en el caudal circulando por la tubería. Cada vez que ocurre una variación en el caudal se produce en el caudal, aumente o disminuya, se produce un golpe de ariete. Esto provoca un choque violento, que se produce sobre las paredes de un conducto forzado, cuando el movimiento del líquido que

transporta es modificado
bruscamente.

Figura 4.12
Línea de Carga



En el caso del cierre de una
válvula, la fuerza con que el
agua estaba animada se
convertiría en trabajo,
determinando en las paredes
presiones superiores a la carga
inicial.

$$mV=ft$$

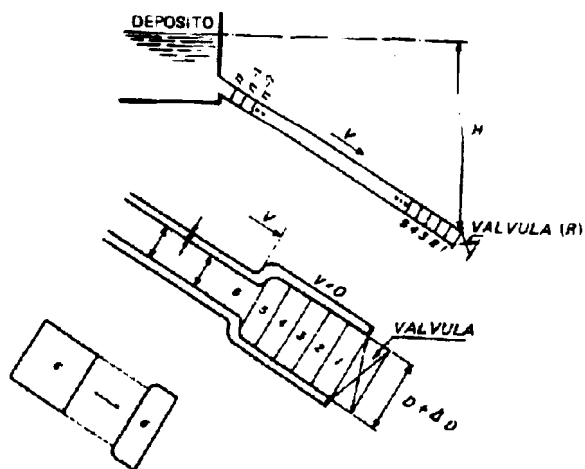
Si $t=0$, se produce el cierre
instantáneo y considerando que
el agua fuese incomprensible y
la tubería no fuese elástica,
la sobrepresión tendría un
valor infinito. En la

práctica, el cierre siempre lleva algún tiempo, por pequeño que sea, y la energía que va a absorberse se transforma en esfuerzos de compresión del agua y deformación de las paredes de la tubería.

Mecanismo del fenómeno

La tubería representada en la figura 4.13 está conduciendo agua a una cierta velocidad.

Figura 4.13
Mecanismo del Golpe de Ariete



Considerando a lo largo de la masa líquida varias porciones, que se denominarán láminas, se verifica lo siguiente:

1. Con el cierre de la válvula R, la lámina 1 se comprime y su energía de velocidad (velocidad V) se convierte en energía de presión, ocurriendo simultáneamente la dilatación del tubo y esfuerzos internos en la

lámina (deformación elástica). Lo mismo sucederá enseguida con la lámina 2,3,4.....etc., propagándose una onda de presión hasta la lámina N junto al deposito.

2. La lámina N, enseguida debido al esfuerzo interno y a la elasticidad del tubo, tiende a salir de la tubería en dirección al depósito, con velocidad $-V$, ocurriendo lo mismo en las láminas N-1, N-2, N-3.....4,3,2,1. Mientras tanto, la lamina 1 había quedado con sobrepresión durante el tiempo $T = \frac{2 * L}{C}$

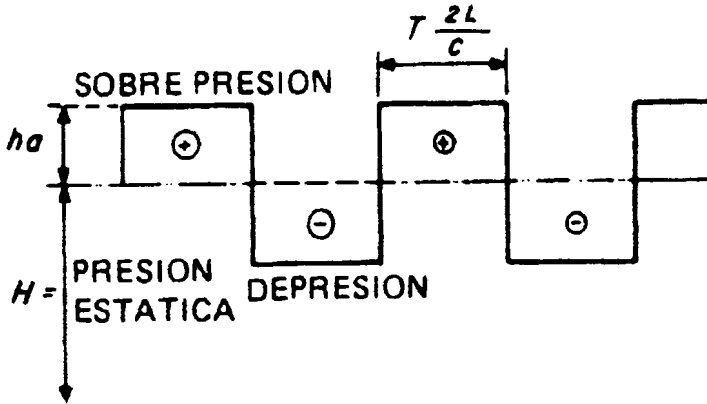
donde T es la fase o período de la tubería y C es la velocidad de propagación de la onda, generalmente denominada celeridad. Existe entonces esa tendencia del

agua a salir de la tubería, por la extremidad superior. Como la extremidad inferior del tubo está cerrada, habrá una depresión interna. En estas condiciones, $-V$ es convertida en una onda de depresión.

3. Debido a la depresión en la tubería, el agua tiende a ocuparla nuevamente, volviendo a la válvula las láminas de encuentro, esta vez con velocidad V . Y así sucesivamente. Esto lo podemos apreciar en la siguiente gráfica:

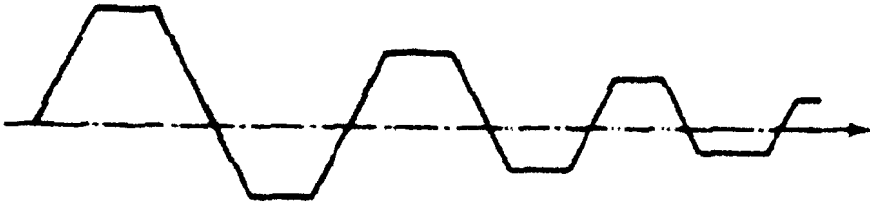
Figura 4.14

Sobrepresiones producidas sobre las tuberías



En las consideraciones hechas más arriba, fue despreciada la fricción a lo largo de la tubería, que en la práctica, contribuye para la amortiguación de los golpes sucesivos.

Figura 4.15
 Amortiguación de la Onda



Celeridad

La velocidad de propagación de la onda puede ser calculada mediante la fórmula de Allievi:

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K(D/e)}}$$

en que

c: es la celeridad de la onda en m/s

D: es el diámetro de los tubos en metros

e: es el espesor de los tubos en metros

k: es el coeficiente que tiene en cuenta los módulos de elasticidad

$$k = \frac{10^{10}}{E}$$

Tabla 4.1

Módulos de Elasticidad para diversos materiales

Tipo de Tubería	Módulo de elasticidad
tubos de acero	k= 0.5
tubos de hierro fundido	k= 1.0
Para tubos de hormigón	k= 5.0
tubos de asbesto - cemento	k= 4.4
tubos de plástico	k=18.0

En el caso de las tuberías indeformables en que, C resulta igual a 1425 m/s que es la celeridad del agua.

Tabla 4.2*Módulos de Elasticidad*

D/e	Acero k=0.5	Acero K=0.5	Acero k=0.5
500	574.2	425.7	574.2
400	623.7	465.3	623.7
300	702.9	524.7	702.9
250	752.4	574.2	752.4
200	811.8	623.7	811.8
180	841.5	653.4	841.5
160	871.2	683.1	871.2
140	910.8	722.7	910.8
120	950.4	762.3	950.4
100	999.9	811.8	999.9
80	1049.4	871.2	1049.4
60	1118.7	950.4	1118.7
50	1158.3	999.9	1158.3
40	1197.9	1049.4	1197.9
30	1247.4	1118.7	1247.4
20	1296.9	1197.9	1296.9
10	1356.3	1296.9	1356.3

Fase o Período de la Tubería

Se denomina fase o periodo de la tubería al tiempo en que la onda de sobrepresión va y vuelve de una extremidad a otra de la tubería.

$$T = \frac{2 * L}{C} = \text{Fase o Periodo de la Tubería}$$

donde L es la longitud de la tubería y C es la velocidad de propagación de la onda (celeridad)

Cuando la onda llega, al regresar, ella cambia el sentido haciendo de nuevo el mismo recorrido de ida y de vuelta en el mismo tiempo T , pero con el signo contrario, bajo la forma de onda de depresión (**fig. 4.14**)

El tiempo de cierre de la válvula es un factor importante. Si el tiempo de cierre de la válvula es muy rápido, la válvula quedará completamente cerrada antes de actuar la onda de depresión. Por otro lado si el cierre es muy lento, habrá tiempo para que la onda de depresión actúe

antes de la obturación completa.

De ahí nace la clasificación de las maniobras de cierre

τ = tiempo de maniobra

Sí $\tau < 2L/C$ maniobra rápida

Sí $\tau > 2L/C$ maniobra lenta

La sobrepresión ocurre cuando la maniobra es rápida, esto es $\tau < 2L/C$ (todavía no actúa la onda de depresión)

Clasificación y Duración de las Maniobras de Cierre

Cierre Rápido. Cálculo de la Sobrepresión Máxima

La sobrepresión máxima en el extremo de la línea puede ser calculada por medio de la expresión

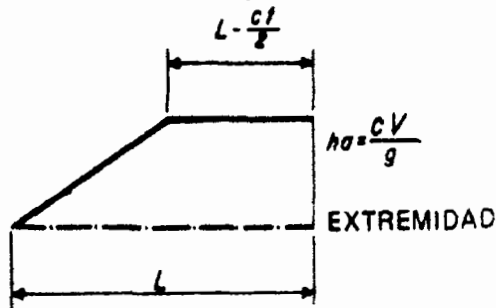
$$h_a = \frac{CV}{g}$$

siendo V la velocidad media del agua y h_a el aumento de presión en metros de columna de agua

A lo largo de la tubería la sobrepresión se distribuye conforme el diagrama de la siguiente figura

Figura 4.16

Distribución de la sobrepresión en la tubería



Cierre Lento. Fórmula de Michaud, Vensano

En el caso de una maniobra lenta en que $\tau > 2L/C$ se puede aplicar la fórmula aproximada

de Michaud, que considera la proporción de la velocidad con T/t (válida para maniobras con proporción lineal de velocidad)

$$h_a = \frac{CV}{g} * \frac{T}{\tau}$$

en que

C: es la celeridad de la onda en m/s

D: es el diámetro de los tubos en metros

V: es la velocidad media del agua en m/s

h_a : es sobrepresión o aumento de presión en m H₂O

T: es el periodo = $2*L/C$ en segundos

τ : es el tiempo de maniobra en segundos

Se puede re-escribir la ecuación tal que:

$$h_a = \frac{CV}{g} * \frac{2 * L * C}{\tau}$$

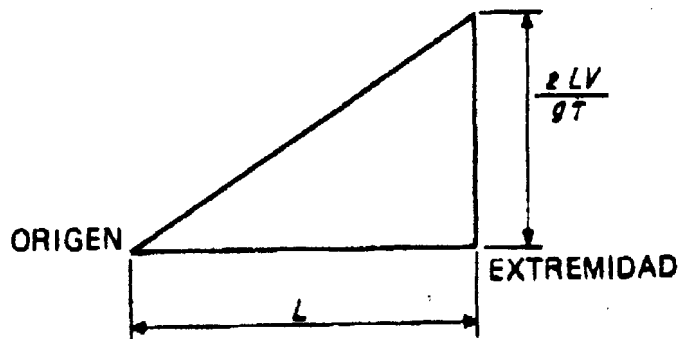
en que

$$h_a = \frac{2 * L * V}{g * \tau}$$

A lo largo de la tubería la sobrepresión se distribuye conforme se muestra en el gráfico siguiente.

Figura 4.17

Distribución lineal de la sobrepresión



Golpe de Ariete en líneas de Descarga

El caso más importante de Golpe de Ariete en una línea de descarga de bombas accionadas por motores eléctricos, se da luego de una interrupción de energía eléctrica.

En este caso debido a la inercia de las partes rotativas de los conjuntos elevadores, inmediatamente después de la falta de corriente eléctrica, la velocidad de las bombas comienza a disminuir, reduciendo rápidamente el caudal. La columna líquida continua subiendo por la tubería de descarga, hasta el momento en que la inercia es vencida por la acción de la gravedad. Durante este período se verifica una descompresión en el interior de la tubería.

Enseguida ocurre una inversión del flujo y la columna líquida vuelve a las bombas.

No existiendo válvula de retención, las bombas comenzarían entonces a funcionar como turbinas girando en el sentido contrario.

Con excepción de los casos en que la altura de elevación es pequeña, con descarga libre, en las líneas de bombeo son instaladas válvulas de retención o válvula check con el objeto de evitar el retorno del líquido a través de las bombas.

La corriente líquida al retornar a la bomba, encontrando la válvula de retención cerrada, ocasiona el

choque y la compresión del fluido, lo cual da origen a una sobrepresión (golpe de ariete).

Si la válvula cheque funciona normalmente cerrándose en el momento preciso, el golpe de ariete no alcanzará el valor correspondiente a dos veces la altura manométrica,

Si al contrario, la válvula cheque no cierra rápidamente la columna líquida retornará, pasando a través de la bomba y con el tiempo, pasará a adquirir velocidades más altas, elevándose considerablemente el golpe de ariete en el momento que la válvula funcione (pudiendo alcanzar 300% de la carga estática, dependiendo del tiempo de cierre)

Con el objeto de limitar el golpe de ariete en las instalaciones de bombeo, pueden ser tomadas las siguientes medidas de protección.

- a) Instalación de válvulas de retención o válvulas check para cierre
- b) Empleo de tubos capaces de resistir la presión máxima prevista (generalmente dos veces la presión estática)
- c) Adopción de aparatos que limitan el golpe tales como válvulas de alivio
- d) Cierre lento de válvulas
- e) Utilización de dispositivos especiales tales como la instalación de volantes en los conjuntos elevadores
- f) Construcción de cámaras de compensación o pozos de oscilación

4.1.10 Costos

Los costos de instalación en el caso de riego por goteo están dados básicamente por el costo de los goteros, de las tuberías, de los accesorios, de la instalación de los mismos, con todo lo que ello implica, equipo y recursos humanos.

4.2. Alternativa B: Riego por Micro - aspersión

El Riego por micro - aspersores es un sistema de riego localizado en el que únicamente se humedece un porcentaje del suelo. Ello obliga una alta frecuencia de riego. Es precisamente esta alta frecuencia la que permite mantener en los suelos la humedad constante necesaria para el correcto crecimiento de los cultivos. Los micro aspersores ayudan además a mantener el micro - clima que necesitan los cultivos para su desarrollo.

El riego por medio de micro aspersores presenta algunas ventajas entre las que podemos mencionar las siguientes:

- Permiten tener un mayor control del radio de humedad generado alrededor de las plantas. Esto se consigue a través de los elementos giratorios y del control del ángulo del emisor.
- Permite tener un mejor control de la mala hierba, ya que como sólo se humedece un sector del suelo, esto evita que la mala hierba crezca en forma desordenada entre los cultivos.
- Permiten mantener un mayor control de la distribución del agua consiguiendo de esta forma la uniformidad del riego.
- El riesgo de obstrucción de los emisores es menor que en el riego por goteo.
- Permiten tener un mayor control de la salinidad y del lavado de los suelos, etc.

Por otro lado este mecanismo de riegos también puede ofrecer algunas desventajas que también

deben ser tomadas en cuenta al momento de seleccionar un sistema de riego:

- El sistema de riego mediante micro - aspersores es un sistema fijo comparado con los sistemas de aspersores que son móviles. Esto ocasiona que exista limitaciones en los cultivos que van a ser sembrados.
- Los mecanismos de micro - aspersión deben permanecer verticales todo el tiempo para poder así asegurar su correcto funcionamiento.
- Los micro - aspersores al ser utilizados para cultivos frutales mojan los troncos de los árboles pudiendo esto causar enfermedades o la putrefacción del mismo. Claro que este inconveniente puede ser superado mediante la utilización de la utilización de accesorios especiales o mediante la pintura de los troncos de los árboles.

4.2.1. Distribución del agua en las parcelas

La distribución del agua en las parcelas es semejante a la ya descrita en el apartado 4.1.1

4.2.2. Funcionamiento hidráulico de las tuberías laterales

El funcionamiento hidráulico del lateral es semejante a aquel descrito en el apartado 4.1.2

4.2.3. Pérdidas de carga por fricción y por conexión de emisores

El cálculo de las pérdidas de carga por fricción es el mismo que se realiza en el de riego por goteo. Las pérdidas por los emisores son diferentes y este hecho debe ser tomado en cuenta en el momento que se realicen los cálculos necesarios.

4.2.4. Longitud del lateral

Se determina de manera semejante a la descrita en el apartado 4.1.4

4.2.5. Carga del Lateral

Se determina de manera semejante a la descrita en el apartado 4.1.5

4.2.6. Solución Gráfica y Numérica

Se determina de manera semejante a la descrita en el apartado 4.1.6

4.2.7. Parámetros de diseño de la tubería terciaria

Se determinan de manera semejante a la descrita en el apartado 4.1.7

4.2.7.1. Número de laterales

Se determina de manera semejante a la descrita en el apartado 4.1.7.1

4.2.7.2. Caudal del sistema terciario

Se determina de manera semejante a la descrita en el apartado 4.1.7.2

4.2.7.3. Pérdidas de Carga

Se determina de manera semejante a la descrita en el apartado 4.1.7.3

4.2.7.4. Presiones en es Sistema Terciario

Se determina de manera semejante a la descrita en el apartado 4.1.7.4

4.2.8. Parámetros de diseño de la tubería secundaria

Se determina de manera semejante a la descrita en el apartado 4.1.8

4.2.8.1. Caudal del sistema secundario

Se determina de manera semejante a la descrita en el apartado 4.1.8.1

4.2.8.2. Pérdidas de Carga

Se determina de manera semejante a la descrita en el apartado 4.1.8.2

4.2.8.3. Presiones en es Sistema Secundario

Se determina de manera semejante a la descrita en el apartado 4.1.8.3

4.2.9. Parámetros de diseño de la tubería secundaria

Se determina de manera semejante a la descrita en el apartado 4.1.9

4.2.9.1. Caudal del sistema secundario

Se determina de manera semejante a la descrita en el apartado 4.1.9.1

4.2.9.2. Pérdidas de Carga

Se determina de manera semejante a la descrita en el apartado 4.1.9.2

4.2.9.3. Presiones en es Sistema Secundario

Se determina de manera semejante a la descrita en el apartado 4.1.9.3

4.2.9.4. Chequeo de Sobrepresiones por golpe de ariete

Se determina de manera semejante a la descrita en el apartado 4.1.9.4

4.2.10 Costos

Los costos de instalación en el caso de riego por micro - aspersores están dados básicamente por el costo de los micro - aspersores, de las tuberías, de los accesorios, de la instalación de los mismos, con todo lo que ello implica, equipo y recursos humanos.

CAPÍTULO V

DISEÑO DE LA ESTACIÓN DE BOMBEO

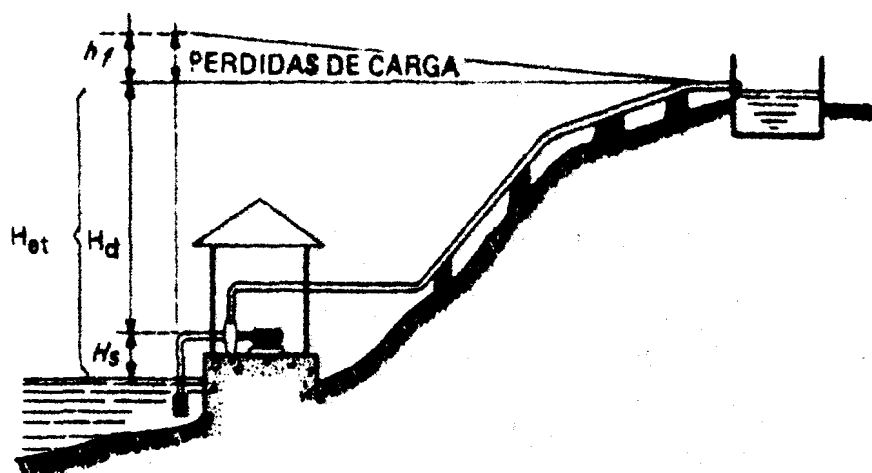
5. Diseño de la Estación de Bombeo

En todo sistema de riego en el que se requiera captar agua de un reservorio o canal y luego distribuirla por medio de redes, deberá considerarse un sistema de bombeo, a menos que se cuente con las características topográficas óptimas que aseguren la presión requerida en todos los puntos del sistema. Como esto es muy difícil de asegurar, se recurre constantemente al diseño de estaciones de bombeo que garanticen el constante suministro del servicio y distribución del agua necesaria por las especies sembradas.

"El propósito de cualquier bomba es el de transformar energía mecánica o eléctrica en energía de presión"⁸. Para nuestro caso, el trabajo que efectúa la bomba consiste en la elevación del agua de un nivel (captación) a otro (reservorio o depósito de distribución). La altura total, a la que trabaja la bomba es la estática, es decir la diferencia vertical de niveles en metros que existe entre el

nivel del agua en el origen del suministro y el punto al que se eleva, más las pérdidas de carga por producidas por velocidad y por fricción, más las pérdidas producidas a la entrada y a la salida.

Figura 5.1
Pérdidas de Carga



Esta altura llamada también carga de bombeo o carga dinámica total, puede calcularse por medio de la siguiente fórmula:

$$H = h + h_f + h_m$$

⁸ Manual del Ingeniero Civil, Frederick S. Merrit , Tomo IV

En que H es la altura total en metros, h es la diferencia de niveles también en metros, h_f es la pérdida total originada por la fricción en el tubo y h_m representa el conjunto de pérdidas producidas a la entrada y la salida del sistema⁹.

Ya en la práctica esta medida se la obtiene por medio de manómetros, uno en el lado de la impulsión y otro en el de la aspiración del sistema. La altura se la calcula entonces mediante la siguiente fórmula:

$$H = P_d \pm P_s \pm f_d \pm f_s + \frac{V_d^2}{2} - \frac{V_s^2}{2}$$

En H es la altura total en metros, P_d y P_s las presiones en metros de columna de agua obtenidas de los aforos en los lados de descarga y aspiración de la bomba respectivamente, V_d y V_s las velocidades en metros por segundo en los dos puntos medidos, f_d y f_s las distancias por encima y por debajo del eje de la bomba a las que se han

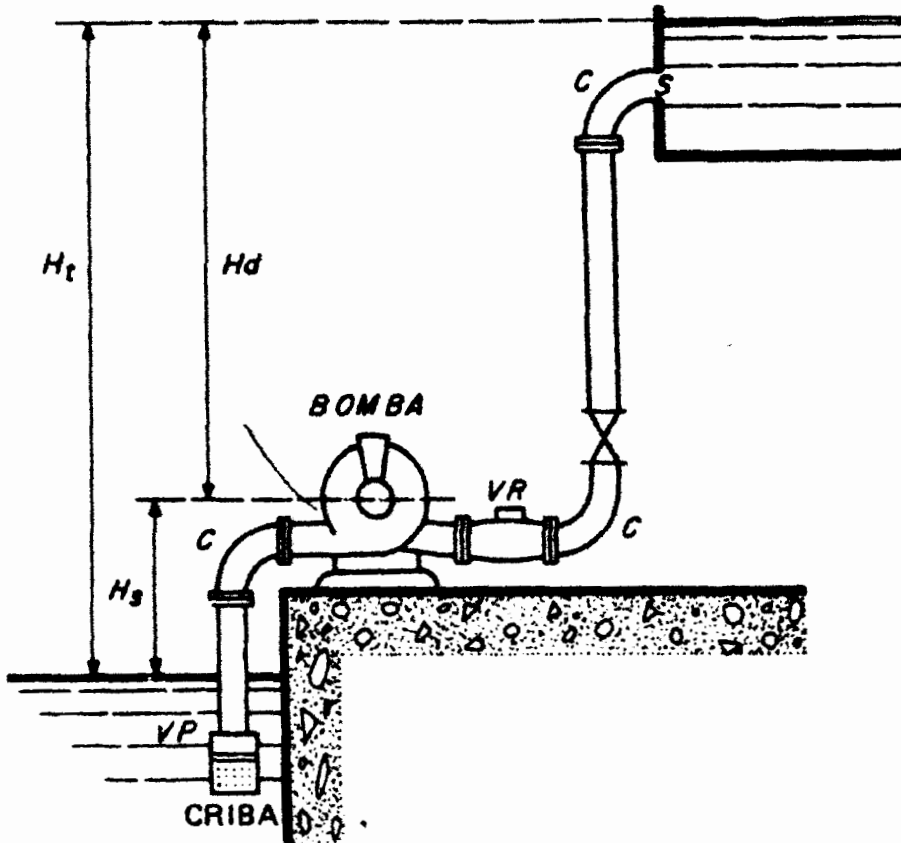
⁹ Abastecimiento de Agua y Alcantarillado, Ernest W. Steel

medido las presiones de descarga y aspiración de la bomba respectivamente. Debe prestarse mucha atención al los signos de cada uno de los componentes de las ecuaciones. Así por ejemplo en el caso de que exista una presión positiva del lado de la aspiración, P_s tiene en la ecuación signo menos. Los signos de f_d y f_s dependen de la situación de los puntos de medida y además en el caso de f_s depende del caso que si la altura de aspiración tiene un valor superior o inferior a la presión atmosférica.

La carga estática de aspiración, es aquella distancia que existe entre el nivel del líquido en el depósito de donde se extrae, y el centro de la bomba. Entonces tenemos que:

Succión = carga estática de aspiración +
pérdidas (fricción en la aspiración)

Figura 5.2
Cargas Hidráulicas



La potencia necesaria para mover una bomba, en caballos de vapor, se obtiene por medio de la siguiente fórmula:

$$W = \frac{G * H}{75}$$

En que G es el caudal elevado por la bomba en litros por segundo y H es la altura total de elevación en metros.

La potencia al freno requerida para accionar la bomba es:

$$B = \frac{G * H}{75 * E}$$

En que E es el rendimiento o eficiencia de la bomba.

La relación existente entre la potencia entregada por la bomba y la potencia suministrada a la bomba para la ejecución del trabajo se denomina eficiencia.

De igual manera, dicho rendimiento se puede expresar mediante la siguiente expresión:

$$E = \frac{W}{B}$$

Es necesario mencionar que existen diferentes tipos de bombas de acuerdo a su utilización. De acuerdo a las normas y especificaciones del

Instituto Hidráulico de los EEUU existen las siguientes clases

- Centrifugas
- Rotativas
- De Embolo o Pistón
- De pozos profundos

Dentro de las bombas centrifugas y para atender a su gran campo de aplicación, son fabricadas en muy variados modelos pudiendo clasificarlas en las siguientes:

- *Movimiento del Líquido*
 - * aspiración simple (rotor simple)
 - * aspiración doble
- *Admisión del Líquido*
 - * radial (tipos voluta y turbina)
 - * diagonal
 - * helicoidal
- *Número de impulsores o etapas*
 - * un impulsor o etapa
 - * varios impulsores o etapas
- *Tipo de rotor*

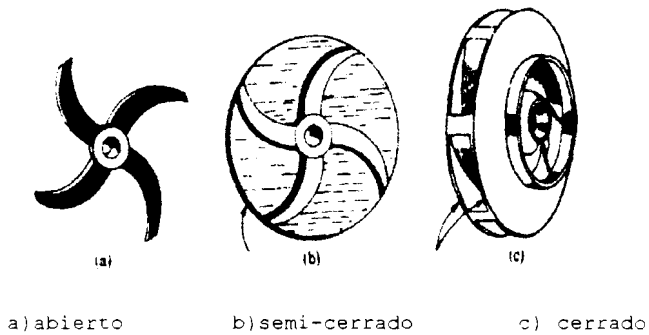
- * impulsor cerrado
- * impulsor semi - cerrado
- * impulsor abierto
- * impulsor a prueba de obstrucciones
- *Posición del eje*
 - * vertical
 - * horizontal
 - * inclinado
- *Presión*
 - * baja ($H_{man} \leq 15$ m)
 - * media ($50m \geq H_{man} \geq 15$ m)
 - * alta ($H_{man} \geq 50$ m)

En el caso de la Zona de riego de Daular las bombas que al momento se encuentran instaladas son bombas centrífugas. Por esta razón detallaremos un poco más el funcionamiento de las mismas. Empezamos diciendo que la función de las bombas es la convertir energía eléctrica o mecánica en energía de presión.

En el caso de las bombas centrífugas, esto se consigue en dos etapas. La primera etapa

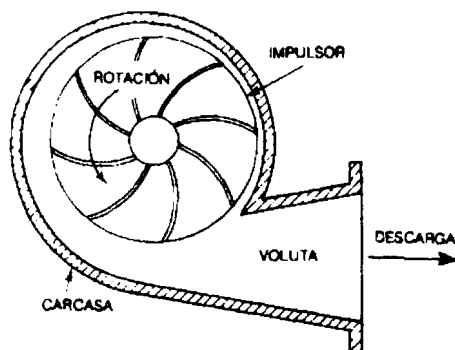
transforma la energía eléctrica o mecánica en energía cinética por medio de un elemento giratorio o impulsor.

Figura 5.3
Rodetes



En la segunda etapa, la energía cinética se transforma en energía de presión por medio de aspas o alabe o por medio de un tubo de divergencia gradual.

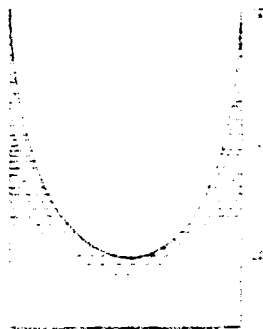
Figura 5.4
Voluta



Rústicamente podríamos definir a una bomba centrífuga como a una vasija que contiene un

líquido y que se la hace girar alrededor de su propio eje. La fuerza centrífuga hará que el líquido se eleve en los bordes hasta una altura "h" con respecto a la que tiene en el centro. Esta altura es igual a $s^2/2g$, en que "s" es la velocidad lineal en el punto donde el nivel del líquido se eleva la altura h, y g es la aceleración de la gravedad.

Figura 5.5
Bomba Rústica



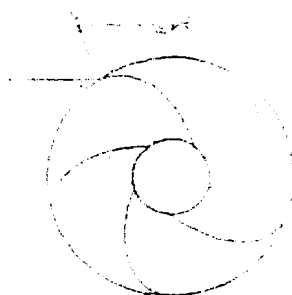
En la práctica las bombas centrífugas disponen de un rodete que tiene un determinado número de álabes en espiral. El rodete gira rápidamente dentro del cuerpo de la bomba produciendo una succión de agua dentro del

tubo de aspiración hacia el centro y la descarga hacia los bordes.

En el siguiente gráfico podemos apreciar un rodete de una bomba centrífuga. En el se distingue el esquema de velocidades en la periferia del mismo.

Figura 5.6

Esquema de velocidades en rodete



S es la velocidad tangencial, V es la velocidad absoluta del agua y v es su velocidad relativa al rodete. De acuerdo a este esquema la altura de presión comunicada al agua está dada por la siguiente fórmula:

$$H = \frac{S^2}{2 \cdot G} + \frac{V^2}{2 \cdot G} - \frac{v^2}{2 \cdot G}$$

En la practica la presión desarrollada por la bomba es menor que la deducida en la expresión anterior, debido a que las pérdidas por fricción hidráulica son dependientes del tipo de bomba. Sin embargo de las ecuaciones se puede deducir:

- Si la descarga se reduce a cero, la presión generada será la que resulte exclusivamente de la fuerza centrífuga, o sea $S^2/2 \cdot G$. Este valor es llamado también *Presión de Gasto Nulo*. En la práctica, esto se obtiene cerrando la válvula del tubo de impulsión. La altura de gasto nulo generalmente varía entre el 85% y el 110% de la presión teórica. Esto es debido a la rotación del agua dentro del cuerpo de la bomba y al escape a través de los espacios libres en los alrededores del rodete en el lado de la aspersión.
- Cuando la cantidad de agua elevada aumenta partiendo de cero, se recuperará una parte variable de la altura de presión $V^2/2 \cdot G$, que dependerá de la relación entre los

álabes del rodete y los del difusor o de las secciones de salida y de la caja espiral.

Las variaciones del ángulo del álabe de la bomba afectan las características de la misma. Del esquema antes dibujado se puede comprobar que para un determinado valor de "v" (que estará dado por el caudal elevado), cuanto menor sea el ángulo α , menor será el valor de "v". Como la recuperación de la velocidad como altura de presión se produce con un rendimiento relativamente bajo, es conveniente mantener un valor de "V" tan bajo como sea posible y en consecuencia se da a un valor, que en general es reducido llegando solamente a 10° aunque generalmente oscila entre 20° y 30° . Por otro lado si se lo reduce demasiado, se corre el riesgo de que ocasione excesiva interferencia con el agua y ocasione incrementos de las pérdidas por fricción.

5.1. Ubicación de la Estación de Bombeo

Las estaciones de bombeo de Daular I y Daular II están ubicadas en el margen

izquierdo del canal Chongón - Playas. En los sitios en los que se encuentran ubicadas las tomas de agua, fueron colocadas rejas de desvaste. Luego de estas rejas se encuentran un canal derivado del principal que conduce el agua hasta la cámara de aspiración. Las bombas se encuentran alojadas dentro de esta cámara. Las impulsiones de los grupos de bombeo cuentan con válvulas de retención y mariposa que protegen a la tubería de impulsión.

5.2. Determinación del Equipo de Bombeo

El caudal a ser elevado responde a la siguiente fórmula:

$$Q = a * v$$

en que "Q" es el caudal, "a" es el área de la sección recta de agua a la salida del rodete y "v" que depende de la velocidad del rodete. De esto se deduce que el caudal depende del número de

revoluciones del rodete "N". Si ya sabemos que:

$$v = \sqrt{2 * g * h}$$

Se deduce entonces que "h" es proporcional a "N² "

Cuando se diseña un sistema para un determinado caudal fijo "Q", es importante tomar en cuenta el efecto del tiempo sobre la curva de carga del sistema y sobre la curva característica de la bomba. La curva de carga del sistema se desplaza hacia la izquierda, debido al aumento de las pérdidas con respecto al tiempo. De igual manera, la bomba se deteriora con el tiempo, por lo tanto su curva tiende a moverse paralelamente hacia abajo.

5.3. Curva Característica del Equipo de Bombeo

Toda bomba centrífuga posee unas determinadas características que dependen del diseño y de la velocidad de trabajo

de la misma. Es el constructor de la bomba quien determina las relaciones entre la carga o la altura manométrica, el caudal, el rendimiento y la potencia a diferentes velocidades. En función de estos datos se trazan diversas curvas para diferentes velocidades manteniéndolas constantes.

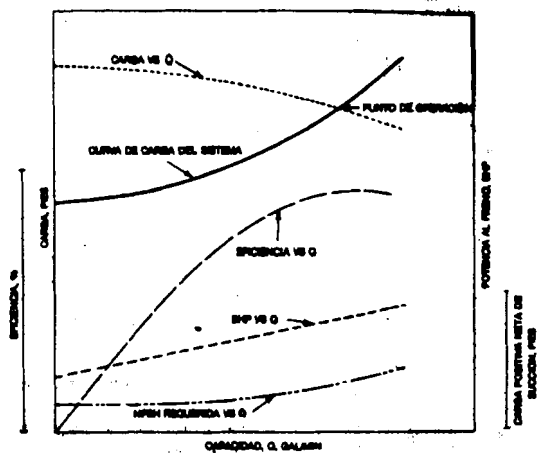
A una velocidad de rotación constante, una bomba centrífuga puede trabajar con una capacidad que variará de cero hasta un valor máximo que dependerá del tamaño y del diseño de la bomba. Es por tanto importante tener una visión gráfica de las relaciones entre la carga, la capacidad, la eficiencia, la potencia de la bomba. Estas curvas son proporcionadas por el fabricante de la bomba. A estas curvas se las conoce como curvas características de la bomba.

La curva carga capacidad, es la línea que desciende de derecha a izquierda y representa las cantidades variables de

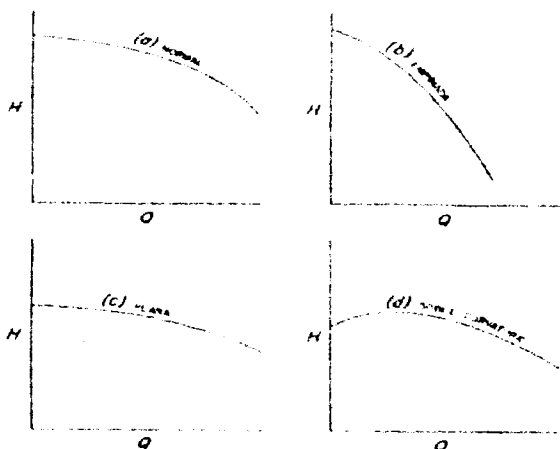
líquido que la bomba puede entregar a diferentes cargas o presiones. La intersección de esta línea con la línea cero de descarga, nos da la carga o presión que se desarrolla cuando la válvula de descarga está cerrada.

Figura 5.7

Curvas características de las Bombas



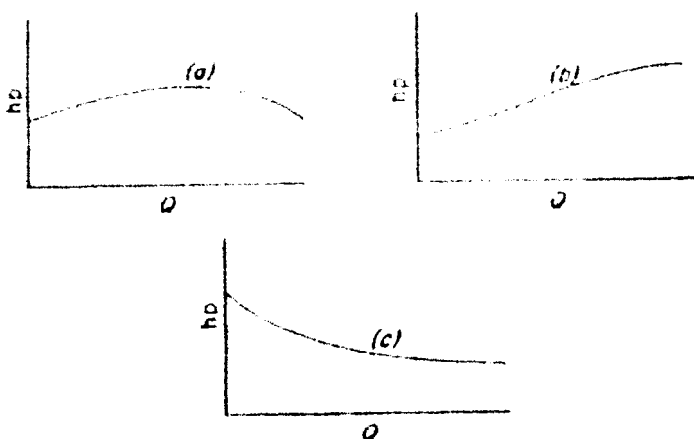
La forma de la curva carga capacidad de las bombas, depende de las características del impelente.

Figura 5.8**Formas de la Curva Carga - Capacidad**

La mayor parte de las bombas centrifugas de voluta, tienen curvas similares a la a). A este tipo de curva se la conoce como curva normal. A la curva tipo b) se la conoce como empinada. Este tipo de curva se presenta cuando si por el contrario, la curva cae bruscamente que tiene una característica *muy inclinada* . A la curva tipo c) se la conoce como plana o llana. Es decir, si a una pequeña variación de la altura acompaña una gran variación del caudal se dice entonces que la bomba tiene características *llanas* y a la curva tipo d) se la denomina de doble curvatura.

Las curvas de caballaje nos indica el caballaje necesario para operar la bomba.

Figura 5.9
Formas de la Curva de Caballaje



Las curvas de caballaje como la de la figura "a", no ofrecen contratiempos, ya que operan a válvula totalmente abierta o cerrada. Para el caso de las bombas con curvas como la de la "b" es necesario tener la precaución de que sean operados no con la válvula abierta, ya que se corre el riesgo de sobrecargar el motor de la bomba. En el caso "c" es necesario tener la precaución de que sean operados no con la válvula cerrada, ya que se

corre el riesgo de sobrecargar el motor de la bomba.

5.4. Diseño Hidráulico del Reservorio

En el caso de la zona de riego Daular, se han utilizado depósitos de regulación. Estos son unidades destinadas a compensar las variaciones horarias de caudal y a garantizar la alimentación de la red de distribución, proveyendo el agua necesaria para el mantenimiento de las presiones de la red. Estos depósitos pueden ser:

- a) Enterrados, semi enterrados o apoyados
- b) elevados

Estos depósitos deben estar a una altura adecuada, para asegurar una presión adecuada en todo el sistema.

Los depósitos reguladores construídos en Daular I y II son de regimen libre, y

están conectados en derivación con el colector de impulsión que sale de la estación de bombeo.

En Daular I, el depósito regulador está emplazado en la cota +66.50 en un cerro. En el caso de Daular II, el depósito se encuentra en la cota +66.00. En ambos casos, el fuste tiene 22 m. de altura y una copa troncocónica de 6 m. de altura con una capacidad útil de 240 m³. El volumen absoluto de la cuba es de 330 m³. Dentro de la cuba existe un flotador que envía por medio de un cable la señal a la estación de bombeo, así el sistema de control existente ordena la secuencia de trabajo de las bombas.

5.5. Costos

Tanto en Daular I como en Daular II existen en la actualidad bombas verticales marca Worthington del tipo de doble succión. En Daular I se

encuentran cinco bombas y tres en Daular II.

Las bombas que se encuentran en Daular I poseen las siguientes características: caudal de 857.56 m³/hora, AMT 57,70 mca accionadas por medio de motores de 300 HP. Las bombas operan 4 unidades en paralelo y una en stand by. El funcionamiento de las bombas está regulado por medio de controles de nivel (limnímetros) ubicados en el depósito elevado. Las impulsiones individuales son de diámetro nominal de 300 mm y están provistas de una válvula de retención y una válvula mariposa motorizada

En Daular II las bombas instaladas poseen las siguientes características: caudal de 1134 m³/hora, AMT 58,26 mca accionadas por medio de motores de 350 HP. Las bombas operan 2 unidades en paralelo y una en stand by. Al igual que en el caso de Daular I, el funcionamiento de las

mismas está regulado por medio de controles de nivel (limnímetros) ubicados en el depósito elevado. Las impulsiones individuales son de diámetro nominal de 350 mm y están provistas de una válvula de retención y una válvula mariposa motorizada.

CAPÍTULO VI

DETERMINACIÓN DE LOS COSTOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

6. Determinación de los Costos de Operación y Mantenimiento

En la determinación de los costos de la operación y el mantenimiento de un sistema de riego como el de Daular, se debe incluir: la carga financiera, la depreciación de las estructuras y de los equipos. Dentro de la carga financiera se incluye también los intereses y la amortización. La depreciación se define como la pérdida de vida probable de los servicios de los equipos, y se compensa fijando reservas procedentes de los beneficios de la explotación de los servicios.

El costo de producción del agua incluye la administración, ~~el tratamiento~~, la elevación, la distribución, el embalse, la captación y las tuberías de conducción.

En los costos de administración se incluye la inspección, la lectura de hidrómetros, la facturación y el cobro de las planillas

La conservación del sistema de distribución incluye a las válvulas y a los accesorios. En este apartado se incluyen además, las reparaciones, pruebas, ajustes, retiros de servicios, cortes de suministro y puesta en servicio.

Para el caso de las zonas de riego se efectuó una previsión de los recursos tanto humanos como de equipos y herramientas requeridos para la puesta en marcha, operación y mantenimiento de los sistemas. Entre las consideraciones efectuadas tenemos:

TABLA 6.1

*Recurso humano mínimo necesario para la operación
y mantenimiento de la zona de riego*

Número de Personas	Responsabilidad	Requerimientos
01	Jefe de operación y mantenimiento	Ing Civil/Ing mecánico
04	Técnicos	Técnico en tuberías con conocimiento de hidráulica y manejo de equipos
02	Tuberos	Conocimiento de montaje y reparación de tuberías válvulas y accesorios
12	obreros	Conocimiento de tuberías, albañilería, carpintería, excavación
02	operadores de equipo pesado	Manejo de excavadoras, grúas , camión grúa, plataformas, bulldozer, pala cargadora.
04	mecánicos	

En lo que se refiere al equipo a ser requerido se puede mencionar: a la retro-excavadora de orugas, compresores, planta generadora, camión grúa, etc. entre las herramientas básicas necesarias para la ejecución del mantenimiento a los equipos tenemos la cortadora de tubos (neumática o eléctrica), palas y herramientas afines, juegos de llaves de caja y corona, juegos de llaves allen, juegos de destornilladores, estobos, llaves de cadena, Sierras, serruchos, brochas, limas. Además es necesario tener de repuestos piezas tales como: tuberías, uniones gibault, piezas de reposición de válvulas y contadores.

En los anexos podemos encontrar una tabla refencial de los costos de operación y mantenimiento de la Zona de Riego de Daular.

6.1. De la Estación de Bombeo

Dentro de los costos de operación y mantenimiento de las estaciones de bombeo es necesario tomar en cuenta además de las reposiciones de equipos instalados, los gastos

por la energía eléctrica utilizada en la operación del sistema. Esto dependerá directamente del número de kilovatios/hora consumidos en las estaciones.

6.2. De la Zona de Riego

Ya anteriormente se mencionó lo que comprende en general el costo de la operación y mantenimiento de las zonas de riego. A continuación se menciona en que consiste este mantenimiento en algunos de las válvulas y equipos instalados

Válvulas de compuerta

La operación normal de las válvulas de compuerta se limita la apertura y cerramiento de la válvula, moviéndose el volante que acciona el husillo que a su vez levanta la cuña o disco. Esta operación debe operarse de manera lenta y progresiva con el fin de no ocasionar problemas en las líneas de conducción presurizadas. El tiempo de giro del volante en cada giro de 360° no debe ser en ningún caso

inferior a 2 minutos. Estas válvulas debe ser operadas por lo menos una vez semestralmente para evitar que sus elementos se peguen. El cambio de asientos de las válvulas está determinado de acuerdo a la operación que tengan o cuando den muestras de fugas apreciables. Por lo general se lo hace cada cinco años.

Válvulas de mariposa

Para la operación de estos elementos, se deben tomar las mismas precauciones mencionadas anteriormente. Estas válvulas obedecerán a su ley de cierre vs. el número de vueltas del volante. Estas válvulas poseen un mecanismo desmultiplicador, el mismo que en ningún caso el tiempo de accionamiento del volante de este mecanismo debe ser superior a dos minutos por vuelta completa. Este mecanismo por lo general sólo requiere la lubricación inicial. El cambio de asientos de las válvulas está determinado de acuerdo a la operación que tengan o cuando den muestras de fugas apreciables.

Válvulas de aire

Deben ser revisadas periódicamente, especialmente las boyas, ya que estas constituyen el mecanismo de protección de las líneas de conducción. Cuando se requiera cambiar las boyas o flotadores, se deberá la tapa de la cubierta de las ventosas, cerrando previamente las válvulas de seccionamiento. Se procede entonces a colocar el nuevo flotador que deberá ser de las mismas características (dimensiones y pesos) que el que inicialmente estaba colocado

Tuberías y Accesorios

Las tuberías y accesorios que componen la red fija enterrada no requiere mantenimiento. Los materiales tales como el fibro cemento y el uPVC son materiales prácticamente inertes. Sin embargo los accesorios metálicos tales como "T", codos, etc. de las tuberías antes mencionadas pueden estar sujetos a corrosión, a pesar de poseer protección epóxica, y de encontrarse enterrados. El hecho de estar bajo tierra los aleja del elemento oxidante

directo que es el aire. Por ello es necesario que estos tengan inspecciones periódicas, que permita constatar su correcto funcionamiento y determinar en caso que sea necesario la reposición de la capa epóxica, o el confinamiento de la pieza en bloques de hormigón.

Las tuberías de asbesto cemento instaladas fueron fabricadas con cemento tipo II, lo que le da cierta resistencia al ataque de los sulfatos solubles que puedan existir en el suelo. Sin embargo deben ser revisadas periódicamente para constatar su correcto funcionamiento.

Las tuberías de hierro dúctil instaladas tienen un recubrimiento interno de mortero de arena y cemento, y externo de pintura bituminosa, además en determinados sitios se colocó una lamina de polietileno para prolongar la vida útil de las tuberías.

Las labores de mantenimiento tienen el fin de prolongar la vida útil de las tuberías, para mantener su capacidad de conducción. La eficiencia de un sistema de conducción depende de la capacidad de la tubería de resistir las condiciones desfavorables

Debido a que las tuberías se encuentran enterradas, es difícil llevar un control sistemático de la presencia de fugas en la red. Una de las maneras de determinar esta presencia es sabiendo si la cantidad de agua que ha sido bombeada al sistema es mayor que la que está siendo utilizada. Las fugas en las tuberías de las líneas de conducción deben ser localizadas para poder así proceder a su reparación. Cuando las tuberías presentan fallas es necesario cerrar la línea de conducción y remover la sección dañada. Cuando se reemplaza simplemente un tramo por medio de una inserción, se facilita esta tarea si se lo hace con la ayuda de juntas gibault. Por otro lado tampoco es económicamente rentable para todas las fugas, debe establecerse que puede existir

un porcentaje de agua que puede fugar sin perjudicar la estabilidad del sistema. Por otro lado tenemos la pérdida de la capacidad de conducción de las tuberías, causado por el incremento de la fricción del sistema, mediante la disminución del diámetro interior del tubo, causado por la rugosidad interna. Este incremento de la rugosidad puede ser ocasionado por la corrosión de la tubería, por depósitos sedimentarios, crecimiento de moho, etc. Si bien es cierto que los materiales instalados no son susceptibles a los efectos de inmediatos de la corrosión, es conveniente realizar chequeos periódicos. Unos de los métodos físicos utilizados para evitar que surjan este tipo de inconvenientes es el "flushing" o lavado de la tubería.

CAPÍTULO VII

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

7. Especificaciones Técnicas

En este apartado describiremos algunos de los materiales y equipos instalados en la Zona de Riego de Daular para el correcto funcionamiento del sistema.

La red fija de la zona regable tanto de Daular I como de Daular II es de hierro dúctil en las conducciones principales en diámetros de 1000mm y 600mm en el caso de Daular I y de 600 800 en el caso de Daular II. En ambas zonas se utilizó fibrocemento en diámetros de 150, 200, 250, 300, 350, 400, 450 y 500 mm. ; Las distribuciones a las parcelas fueron realizadas con fibrocemento en diámetro de 200 y 150 mm y de uPVC en diámetros de 110mm

7.1 Materiales a emplearse

Todos las tubería empleadas cumplen con los siguientes requisitos:

Presiones Hidráulicas

- **Presión de Trabajo**

La presión de trabajo (P_T) calculada en el proyecto, es la presión hidráulica

interior máxima dinámica, estática o transitoria a la que puede estar sujeta la tubería una vez que se instaló la tubería definitivamente. Esta presión se expresa en Kg/m^2 .

- **Presión Normalizada**

La presión normalizada (P_N) es la presión hidráulica interior de prueba. Esta sirve para tipificar, clasificar y timbrar, tanto a las tuberías como a las piezas especiales utilizadas. Normalmente se la tipifica en el sitio de fabricación de las tuberías. Esta presión se expresa en Kg/m^2 .

- **Presión de Rotura**

La presión de rotura (P_R) es la presión hidráulica interior que produce una tracción circunferencial en el tubo igual a la tensión nominal de rotura a tracción del material (τ_r) que está fabricado el tubo. La tensión nominal es dada por el fabricante. Esta presión se expresa en Kg/m^2 .

- **Presión Equivalente**

Es la presión teórica interior (P_Q), que por si sola determina características de resistencia de la sección, iguales a las que corresponden a la hipótesis pésima carga, siendo esta hipótesis, determinada de tal forma que permita combinar en una sección del tubo las acciones directas e indirectas que producen la sollicitación más desfavorable en un punto de la tubería. Esta presión se expresa en Kg/m^2 .

Tubería de Hierro Dúctil

Como ya se mencionó antes esta tubería se colocó en 1000, 800 y 600 mm. de diámetro. Esta tubería fue fabricada mediante un proceso de centrifugado. En este proceso, un flujo constante de metal líquido es introducido, por un canal ligeramente inclinado en el interior de un molde metálico cilíndrico. Este molde - que gira a gran velocidad en torno de su eje - está asentado sobre una base móvil que se desplaza longitudinalmente en relación al mismo

canal. Así, el hierro fundido es distribuido uniformemente por la fuerza centrífuga sobre la pared del molde, donde se solidifica. La pared es enfriada por un sistema de circulación de agua a temperatura controlada.

Extraídos los moldes, los tubos son transportados y recocidos en hornos de temperatura regulable. Este tratamiento tiene por efecto aumentar el elongamiento y la resiliencia del metal, disminuyendo su dureza; suprime las tensiones internas y facilita el maquinado y cortes eventuales. Por su lado, las conexiones (piezas especiales) son fundidas en moldes de arena.

mediante la mezcla homogénea de agua, cemento y fibras de amianto.

Dentro de las características hidráulicas que debieron cumplir los tubos de hierro fundido se encuentra el pulimento y la uniformidad de la superficie interior de los tubos.

Clases y espesores de tubería

Los espesores de los tubos, que determinan la clase de los tubos, son calculados en función del diámetro nominal, por la fórmula:

$$e = K(0.5 + 0.001DN)$$

En la que:

e :espesor de los tubos, en milímetros

DN :diámetro nominal, en milímetros

K :número entero.....8, 9, 10, 11, 12
..... que define la clase del tubo.

La fabricación normal según la Norma ISO 2531 corresponde al siguiente espesor de pared (e)

$$e = 4.5 + 0.009 DN$$

Los tubos de Clase K7 y Clase K9, están dimensionados para resistir la presión interna, las cargas ovalizantes a aplicarse sobre el tubo debido a la altura de recubrimiento de la zanja y eventuales cargas rodantes.

Las presiones internas máximas admisibles para los tubos estará de acuerdo con lo indicado en la tabla inserta a continuación. Esta presión

máxima indicada es válida para los tubos, las conexiones y las juntas de los mismos.

TABLA 7.1

Presiones máximas para la tubería de hierro dúctil

Diámetro Nominal	Presión Máxima (MPa) Tubos K9	Presión Máxima (MPa) Tubos K7
50-75-100	4,0	3,2
150	4,0	3,1
200	3,5	2,6
250	3,5	2,2
300	3,2	2,0
350	3,1	1,9
400	3,1	1,8
450-500	3,0	1,8
600	2,9	1,8
700	2,8	1,8
800-900-1000	2,7	1,8
1200	2,6	1,8

Diámetro Normal y tolerancia de espesor

La tolerancia de espesor admitida para menos, en milímetros, se define por la fórmula

$$t = - (1.3 + 0.001DN)$$

El diámetro nominal (DN) corresponde al diámetro interno.

Longitud de los tubos:

Los tubos serán fabricados en las siguientes longitudes:

TABLA 7.2

Longitud útil de la tubería de hierro ductil de acuerdo a los diámetros nominales

Diámetro Nominal (mm)	Longitud útil (metros)
50	3
75	3 ó 6
100 a 600	6
700 a 900	6 ó 7
	7

Las normas citadas facultan el suministro de hasta un 10 % del número total de tubos, en cada diámetro, en longitudes reducidas de 0.5-1,0-1,5 o 2,00 m. Así, hasta el 10 % del total de los tubos podrán ser suministrados en las siguientes longitudes reducidas:

TABLA 7.3

Longitudes permitidas de la tubería de hierro ductil

Longitud Normal (m)	Longitud Reducida (m)
3	2,5-2,0
6	5,5-5,0-4,5-4,0
7	6,5-6,0-5,5-5,0

Juntas o Uniones

Los tubos para los tramos largos del sistema de conducción serán para acoples tipo campana-espiga, esto es de enchufe automático (junta automática), conocido también como junta elástica o "push-on". La junta elástica utilizada, emplea un empaque de caucho, de montaje deslizante, similar a la junta Tyton o Standard. El empaque de caucho tiene agujeros en su lado más ancho, que proporciona la disminución de esfuerzos en el montaje y contribuyen también a asegurar la estanqueidad.

Tubería de Asbesto - Cemento

Como ya se mencionó antes esta tubería se colocó en 150, 200, 250, 300, 350, 400, 450 y 500 mm. de diámetro. Esta tubería fue fabricada mediante la mezcla homogénea de agua, cemento y fibras de amianto.

Dentro de las características hidráulicas que debieron cumplir los tubos de fibro - cemento se encuentra el pulimento y la uniformidad de

la superficie interior de los tubos. Esto se comprobó con la utilización de la fórmula de Prendtl - Colebrook en la que al determinar el valor del coeficiente medio de rugosidad, este no superaría el valor de $K = 0.02$ mm. La fórmula de Prendtl - Colebrook establece:

$$Q = \frac{\pi * D^2}{4 * 10^6} \left[2 * \text{Log} \left(\frac{251 * 10^6 * \nu}{D * \sqrt{2 * g * j * D}} + \frac{K}{3.71 * D} \right) \right] * \sqrt{2 * g * j * D}$$

Donde :

Q : Es el caudal en l/s

D : Es el Diámetro interior en mm.

ν : Es la viscosidad Cinemática en m^2/s y equivale a $1.24 * 10^{-6}$ a 12 °C

j : Es la pérdida de carga en m/Km.

K : Es la rugosidad media de la tubería en mm.

Esta fórmula fue usada solamente para determinar la rugosidad de la tubería utilizada.

Presiones Hidráulicas

- **Presión de Rotura**

Esta presión se expresa en Kg/m².

$$P_r = \frac{2 * e}{D + e} * \tau_r$$

P_r : Presión de rotura

e : Espesor del tubo

D : diámetro interno

τ_r : Tensión nominal de rotura a tracción del material

- **Coefficiente de Seguridad**

Las tuberías deben tener un coeficiente de seguridad mínimo de 3. Este coeficiente está dado por:

$$\frac{P_R}{P_N} = 2 \quad ; \quad \frac{P_N}{P_T} = 1.5 \quad \text{además de que} \quad P_Q \leq P_N$$

Dentro de las características geométricas que presentaban las tuberías instaladas tenemos:

Longitud

Se define como longitud de la tubería a la distancia teórica entre los extremos. Las tuberías instaladas fueron de 4 metros de longitud. Es los casos que era necesario cortar los tubos, el corte realizado podía ser únicamente normal al eje del mismo.

Diámetro Nominal

Es el diámetro interior teórico de los tubos. Corresponde al diámetro está dado en milímetros (mm) sin tomar en cuenta las tolerancias.

Espesor

El espesor de los diversos tubos instalados estaba dado por la relación entre la presión de rotura por presión hidráulica interna y la presión normalizada marcada en los tubos sea por lo menos igual a 2 y nunca menor a ocho milímetros.

Sección del tubo

La sección del tubo perpendicular a su eje debe ser una corona circular. Las generatrices de las superficies cilíndricas interior y

exterior deben ser rectas que cumplan con las tolerancias especificadas para cada caso.

Juntas

Las juntas es el conjunto de piezas que permiten la unión de los tubos entre sí. Las juntas utilizadas fueron del tipo Giboult, simplex y RK. La simplex hasta 700 mm, la giboult se utilizó hasta diámetros de 500 mm y la RK para cualquier diámetro.

Tubería de Cloruro de Polivinilo no Plastificado

Los tubos de cloruro de polivinilo no plastificado son rígidos. Son fabricados a partir de una materia prima compuesta esencialmente por una resina sintética de PVC, mezclada con una proporción mínima de indispensable de aditivos colorantes, estabilizantes y lubricantes, exentos de plastificantes y materiales de relleno.

Los tubos de uPVC deben ser sensiblemente rectos y cilíndricos con una sección recta

circular, tanto exterior como interior. Estos no deben presentar resaltos, estrechamientos, ondulaciones, estrías, grietas, burbujas. El acabado debe ser pulido y brillante, de coloración uniforme y tonalidad opaca, para evitar la penetración de la luz exterior.

Dentro de las características hidráulicas que debieron cumplir los tubos de uPVC se encuentran el pulimento y la uniformidad de la superficie interior de los tubos. Esto se comprobó con la utilización de la fórmula de Hazen - Williams en la que al determinar el valor del coeficiente medio de rugosidad, este no superaría el valor de $C = 150$. La fórmula de Hazen - Williams establece:

$$V = 0.85 * C * R^{0.36} * J^{0.54}$$

Donde :

V: Es la velocidad del agua

C: Es el coeficiente medio de rugosidad

R: Es el radio hidráulico

j: Es la pérdida de carga expresada en tanto por uno

Esta fórmula fue usada solamente para determinar la rugosidad de la tubería utilizada.

Presiones Hidráulicas

- **Presión de Trabajo**

La máxima presión de trabajo con la que se utilizan los tubos de uPVC en conducciones de agua a 20°C es de 12,5 Kg/cm². Debido a que son utilizados para riego.

- **Presión de Rotura**

Esta presión se expresa en Kg/m².

$$P_r = \frac{2 * e}{D + e} * \tau_r$$

P_r : Presión de rotura

e : Espesor del tubo

D : diámetro interno

τ_r : Tensión nominal de rotura a tracción del material

- **Coefficiente de Seguridad**

Las tuberías deben tener un coeficiente de seguridad mínimo de 3. Este coeficiente está dado por:

$$\frac{P_R}{P_N} = 2 \quad ; \quad \frac{P_N}{P_T} = 1.5 \quad \text{además de que } P_Q \leq P_N$$

Dentro de las características geométricas que presentaban las tuberías instaladas tenemos:

Longitud

Se define como longitud de la tubería a la distancia teórica entre los extremos. Las tuberías de uPVC instaladas fueron de 5 metros de longitud. Es los casos que era necesario cortar los tubos, el corte realizado podía ser únicamente normal al eje del mismo.

Diámetro Nominal

Es el diámetro interior teórico de los tubos. Corresponde al diámetro está dado en milímetros (mm) sin tomar en cuenta las tolerancias.

Espesor

El espesor de los diversos tubos instalados estaba dado por la relación entre la presión de rotura por presión hidráulica interna y la presión normalizada marcada en los tubos sea por lo menos igual a 2 y nunca menor a ocho milímetros.

Sección del tubo

La sección del tubo perpendicular a su eje debe ser una corona circular. Las generatrices de las superficies cilíndricas interior y exterior deben ser rectas que cumplan con las tolerancias especificadas para cada caso.

Juntas

Las juntas es el conjunto de piezas que permiten la unión de los tubos entre sí. Las juntas que fueron consideradas fueron las de unión por encolado, y la unión mediante anillos elastómeros.

Las juntas de unión por encolado exigen que uno de los extremos tenga forma de una campana pre - formada en fabrica. El encolado se realiza

en la superficie exterior del extremo macho y en el interior de la campana, utilizando un adhesivo disolvente de uPVC, de este modo se consigue una soldadura en frío. Este tipo de unión se utiliza para la unión de los tubos con las piezas especiales. Pero no para tubos mayores a 160 mm. De ser utilizados en tubos mayores a 160 mm. Se aplica un coeficiente de reducción del timbraje de la tubería de ocho décimas.

Las juntas elásticas garantizan una estanqueidad mayor a la del encolado. Permiten además un ligero juego en las uniones que permite absorber las variaciones de las fuerzas a la que está sometida la tubería.

Este tipo de unión requiere que uno de los extremos sea expandido y modelado en fabrica con un cajero circular en su interior. El extremo macho que debe estar biselado con un ángulo de quince grados sexagesimales

Es en el cajero que se ubica un anillo elastomérico. Es este anillo el encargado de

producir un cierre hidráulico al trabajar a presión la tubería. De tal forma que el cierre es más hermético a medida que se incrementa la presión dentro de los límites de la tubería.

Tubería de Polietileno

El polietileno es un plástico derivado del etileno. El etileno es sometido a un proceso de calor y presión que provoca la polimerización. Las propiedades del polietileno dependen de su densidad, de su peso molecular, y de la distribución estadística de los diferentes pesos moleculares de sus macromoléculas.

Los tipos de polietileno están definidos de la siguiente manera

Polietileno de Baja Densidad	PEBD
Polietileno de Media Densidad	PEMD
Polietileno de Alta Densidad	PEAD

Los tubos de polietileno son producidos en base de una resina de polietileno y un aditivo negro de humo que los protege de la acción de los

rayos ultravioleta. Los tubos producidos por medio de extrusión simple contienen 2.5% de negro de humo, mientras que los obtenidos por medio del proceso de extrusión simultánea y múltiple, sólo obtienen esa proporción de negro de humo en la capa exterior.

Los tubos de polietileno de baja densidad son relativamente blandos y flexibles. Deben trabajar a una tensión circunferencial de 30 Kg/cm² como máximo. Su resistencia química es buena, pero su resistencia al calor es relativamente baja. La densidad de la resina base con la que son fabricados es de 0.93 gr/cm³. La resistencia mínima a la tracción es de 90 Kg/cm². El índice de fluidez es de 10 gr./min. El coeficiente térmico de dilatación lineal es de 0.18 mm / m °C, y su módulo de elasticidad es de 1700 Kg/cm².

Los tubos de polietileno de media densidad son menos flexibles y más rígidos, duros y resistentes a las temperaturas que los de PEBD. Deben trabajar a una tensión circunferencial de 40 Kg/cm² como máximo. Su resistencia química

es buena. La densidad de la resina base con la que son fabricados es de 0.931 a 0.94 gr/cm³. La resistencia mínima a la tracción es de 160 Kg/cm². El índice de fluidez es de 1 a 0.4 gr./min. El coeficiente térmico de dilatación lineal es de 0.15 mm / m °C, y su módulo de elasticidad es de 5600 Kg/cm².

Los tubos de polietileno de alta densidad son relativamente rígidos y duros. Tienen una gran resistencia a las temperaturas y a los químicos. Deben trabajar a una tensión circunferencial de 50 Kg/cm² como máximo. La densidad de la resina base con la que son fabricados es superior a 0.94 gr/cm³. La resistencia mínima a la tracción es de 200 Kg/cm². El índice de fluidez es de 0.4 gr./min. El coeficiente térmico de dilatación lineal es de 0.12 mm / m °C, y su módulo de elasticidad es de 8700 Kg/cm².

Dentro de las características hidráulicas que deben cumplir los tubos de polietileno se encuentran el pulimento y la uniformidad de la superficie interior de los tubos.

Para las tuberías de baja densidad, esto se comprobó con la utilización de la fórmula de Darcy - Weisbach, en este caso se deberá tomar en cuenta el número de reynolds (Re)

$$\text{Para } Re < 2000 \quad J = 4.09 * 10^3 * Q * D^{-4}$$

$$\text{Para } 3000 < Re < 10^5 \quad J = 7.89 * 10^5 * Q^{1.75} * D^{-4.75}$$

$$\text{Para } 10^5 < Re < 10^7 \quad J = 9.47 * 10^5 * Q^{1.828} * D^{-4.828}$$

Recordando que:

Para $Re < 2000$ Flujo laminar

Para $3000 < Re < 10^5$ Flujo turbulento

Para $10^5 < Re < 10^7$ Flujo turbulento

$$\text{Donde } Re = 126 * 10^5 * Q * D^{-18}$$

Para el intervalo entre $2000 < Re < 3000$ en que el régimen es semiturbulento, donde la evaluación es difícil se aplica la formula para flujos turbulentos, por sé la consideración más desfavorable.

Para Tuberías de polietileno de media y alta densidad se usarán las fórmulas anteriores hasta $Re < 10^5$. Para valores de Reynolds mayores deberá utilizarse la ecuación de Hazen - Williams con

$C = 150$

$$J = 1.21 * 10^{10} * \left(\frac{Q}{C} \right)^{1.852} * D^{-4.87}$$

al reemplazar para $C = 150$ tenemos que

$$J = 1.129 * 10^6 * Q^{1.856} * D^{-4.828}$$

Donde :

Q: Es el caudal en l/seg.

C: Es el coeficiente medio de rugosidad

Re: Es el Número de Reynolds

j: Es la pérdida de carga expresada en m/m

Presiones Hidráulicas

- **Presión de Rotura**

Esta presión se expresa en Kg/m^2 .

$$P_r = \frac{2 * e}{D - e} * \tau_r$$

P_r : Presión de rotura

e : Espesor del tubo

D : diámetro interno

τ_r : Tensión nominal de rotura a tracción del material

Coefficiente de Seguridad

Polietileno de Baja Densidad

Las tuberías deben tener un coeficiente de seguridad mínimo de 3. Este coeficiente está dado por:

$$\frac{P_R}{P_N} = 1.5 \quad ; \quad \frac{P_N}{P_T} = 2$$

En el siguiente cuadro apreciamos las relaciones entre las presiones en Kg/m² para la tubería de baja densidad.

Presión de Rotura	7.5	12	18	30
Presión de Nominal	5	8	12	20
Presión de Trabajo	2.5	4	6	10

Polietileno de Media y Alta Densidad

Las tuberías deben tener un coeficiente de seguridad mínimo de 3. Este coeficiente está dado por:

$$\frac{P_R}{P_N} = 2 \quad ; \quad \frac{P_N}{P_T} = 2$$

En el siguiente cuadro apreciamos las relaciones entre las presiones en Kg/m² para la tubería de baja densidad.

Presión de Rotura	10	16	24	40
Presión de Nominal	5	8	12	20
Presión de Trabajo	2.5	4	6	10

Las presiones arriba indicadas son para +20°C de temperatura del agua o del ambiente. En caso de no ser esa la temperatura existente se aplicará el siguiente factor de corrección.

TABLA 7.4

Factores de Servicio vs. Temperatura

<u>Temperatura</u>	<u>Factor de Servicio</u>
20	1.00
25	0.94
30	0.85
35	0.75
40	0.66
45	0.56
40	0.46

Dentro de las características geométricas que presentaban las tuberías instaladas tenemos:

Longitud

Se define como longitud de la tubería a la distancia teórica entre los extremos. Las tuberías de polietileno son distribuidas generalmente por rollos. Por lo tanto no se especificó longitudes. Es los casos que era necesario cortar los tubos, el corte realizado podía ser únicamente normal al eje del mismo.

Diámetro Nominal

Es el diámetro interior teórico de los tubos. Corresponde al diámetro está dado en milímetros (mm) sin tomar en cuenta las tolerancias.

Espesor

El espesor de los diversos tubos instalados estaba dado por la relación entre la presión de rotura por presión hidráulica interna y la presión normalizada marcada en los tubos sea por lo menos igual a 2.

Sección del tubo

La sección del tubo perpendicular a su eje debe ser una corona circular.

Juntas

Las juntas es el conjunto de piezas que permiten la unión de los tubos entre sí. Cualquiera sea el tipo de junta utilizada, sea mecánicas, elásticas o soldadas deberá soportar tanto las influencias climáticas como la corrosión.

7.2 Equipos e instalaciones

Piezas especiales

Dentro de las piezas especiales, se incluyen a todos los elementos de paso instalados ya sea en serie o derivación, destinados al control, y regulación de caudales, al control de presiones y sobrepresiones, a la eliminación o entrada de aire, al drenaje de las conducciones, a la unión de tubo de distintas características, a los cambios bruscos en el trazado de la red, etc.

Estas piezas pueden ser de metales o de aleaciones de metales de tal manera que no sean susceptibles a un ataque provocado por el agua, o por cualquier elemento que esta pueda tener disuelto. Los materiales que pueden ser utilizados para este tipo de trabajo son: bronce, latón, Cobre, Acero Inoxidable y hierro de fundición.

Piezas de Conexión

Dentro de estas piezas se consideran las de conexión o transición, y cuyo único objeto es el de unir dos tubos de distinto diámetro y dirección. En el caso de los cambios de diámetro, estos se realizan por medio de piezas trococónicas, de tal forma que el cambio de un diámetro a otro se realice evitando turbulencias en el interior del tubo

En el caso de las uniones "T", que son derivaciones en ángulo recto, siempre se prefiere las que interiormente no presenten aristas vivas, de tal manera que las pérdidas de carga en ellas sean mínimas. Las mismas

consideraciones se toman también para las derivaciones en cruz, que son las que permiten derivar a la tubería en dos direcciones perpendiculares a ella.

Los codos utilizados son de veintidós y medio, treinta, cuarenta y cinco, sesenta y noventa grados sexagesimales. Estas piezas tampoco deben tener aristas

Los tapones terminales deben tener una superficie plana y perpendicular al eje de la tubería, o curva de revolución con este mismo eje.

Ventosas

Tienen la finalidad de permitir la salida o la entrada del aire en la red. Son ubicadas en los puntos altos de la misma. La acumulación de aire dentro de las tuberías causan problemas tales como disminución de la sección útil de conducción, aumento de las pérdidas de carga, e inclusive podría ocasionar la rotura de la tubería.

Las ventosas simples están constituidas por una "T" de derivación situada en el punto más alto de cada tramo. Sobre la T se coloca el cuerpo de la ventosa. El acople de las ventosas a la T debe permitir que esta pueda ser separada fácilmente, y que permita además poner a la ventosa fuera de funcionamiento mediante una válvula de seccionamiento.

Las ventosas deben tener un obturador de salida de aire accionado directamente o a través de una palanca, mediante un flotador constituido por una esfera hueca de caucho, teniendo además por lo menos 4 cuatro conductos de salida como mínimo, ubicados en la cubierta de la carcasa.

En el caso de las ventosas dobles, el funcionamiento es básicamente el mismo del de las simples, la diferencia radica en que la salida presenta dos bifurcaciones, y en cada una de ellas existe una esfera o flotador.

El diámetro del cuello de las ventosas debe estar de acuerdo con el diámetro de las

tuberías. La siguiente tabla muestra los diámetros de los cuellos de acuerdo a los diámetros de las tuberías.

TABLA 7.5

Diámetro de Ventosas

Diámetro interior de la tubería en mm. (D)	Diámetro del derivador del cuello de la ventosa en mm. (Dv)
≤100	20
125 - 200	40
250 - 400	80
>450	$Dv = 2 \cdot D$

La sección total de los orificios de salida de aire al exterior será de 1/4000 de la sección útil de la conducción sobre la que va montada, de esta manera se evita que el golpe de ariete causado por el cierre de las ventosas supere ciertos límites.

Mecanismos destinados para amortiguar el golpe de ariete

Se encuentran ubicados con la finalidad de reducir el golpe de ariete y son:

Válvulas de Retención de Clapeta

Están formadas por un cuerpo de fundición provisto de dos uniones de platina desmontable y una tapa también desmontable, de tal manera que permita inspeccionar la charnela, la clapeta y sus juntas. Deben estar provistas de un by pass dotado de una llave de seccionamiento exterior. La clapeta y la charnela deben ser de un material altamente resistente a la percusión. La charnela debe además estar provista de un aro de asiento de goma o cualquier material que asegure una buena impermeabilidad en el cierre.

Válvulas de Retención de Tobera

Están previstas de un cierre que generalmente actúa sobre una sección de paso. Dicho cierre está provisto de uno o varios resortes metálicos que amortiguan el golpe por el regreso del agua. Los mecanismos y la forma de la tobera, deben conseguir el cierre gradual que logre que la disminución del caudal se aproxime lo más posible a una ley de variación lineal. Los materiales empleados para este

tipo de pieza deben ser inoxidable, resistentes, tenaces y de alta duración.

Válvulas de Cierre Automático con mecanismo eléctrico

Poseen un mecanismo de obturación que actúa por falta de corriente eléctrica. Los mecanismos y la forma de la válvula, deben conseguir el cierre gradual que logre que la disminución del caudal se aproxime lo más posible a una ley de variación lineal. La apertura y amplitud de la obturación, por medio de un motor eléctrico o de mano, debiendo coexistir ambas posibilidades en caso que el motor sea eléctrico.

Válvulas de Seguridad de Resorte con Escape Libre

Estas válvulas están situadas en derivación sobre las tuberías fijas, cerrando un espacio anular de salida de agua mediante la acción de una platina provista de resortes. Esta graduada de tal forma que deben responder a sobrepresiones de 1 Kg/cm² para abrir paso al agua, produciendo una descarga que aminore el efecto del golpe de ariete.

Válvulas de Paso

Su objetivo es el de seccionar el paso de agua en a tubería.

Válvulas de Compuerta

Las válvulas de compuerta están constituidas por un cuerpo tubular con bridas de platina, una cámara de alojamiento de la compuerta terminada en una cúpula, una compuerta con forma de disco provista de una tuerca sobre la que actúa el husillo, que a la vez se apoya sobre un anillo sin estriar, denominado tejuelo. El cierre del husillo se verifica mediante dos prensa estopas, accionando el husillo por medio de un volante, que debe ser también desmontable. Tanto el cuerpo, la tapa, el tejuelo y la prensa deben ser de fundición. El disco es también de fundición, pero guarnecido en ambas caras con aros de bronce.

Válvulas de Mariposa

Las válvulas de mariposa están constituidas por un cuerpo cilíndrico o esférico y de un eje que se acciona lentamente mediante un volante con

un mecanismo desmultiplicador alojado en una carcasa lateral. El disco asienta sobre un aro con cierre hidráulico metálico o de caucho. Tanto el cuerpo tubular y la carcasa deben ser de fundición. El disco es acero, y los ejes y mecanismos de accionamiento de bronce o acero.

CAPÍTULO VIII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8 Conclusiones y Recomendaciones

Luego de haber concluido el desarrollo del presente trabajo es necesario manifestar la importancia que tiene para el futuro del Ecuador, la intensificación de la producción agrícola.

Para esto, sería necesario que en el país surjan, a nivel provincial, entidad como la Comisión de Estudios para el Desarrollo de la Cuenca del Río Guayas. Ya que ahora, en la Provincia del Guayas, gracias a la CEDEGE podemos contar con el Plan Hidráulico Acueducto Santa Elena. La construcción de este proyecto dota al momento de agua para riego a una zona anteriormente árida como la Península de Santa Elena. Y es esta zona, la que está produciendo al momento cultivos como mango de exportación de diversas variedades, limón, tomate, guayaba, melón, espárragos, plátano, piña, cacao, maracuya, entre otros.

Debemos regresar la mirada al campo y a la tierra. Para buscar en ellos las fuentes de trabajo y de riqueza que necesitamos para nuestro progreso.

8.1 Conclusiones

Al efectuar las comparaciones hidráulicas entre la utilización de riego por goteo y riego por micro-aspersores, nos podemos dar cuenta para ambos casos el cálculo de los laterales que portan a los emisores es el mismo.

La diferencia está dada por las pérdidas de carga que producen cada uno de ellos. No es factible decir que un tipo de emisor (gotero) produce más pérdidas que el otro (micro-aspersores), ya que las perdidas dependen del tamaño, del caudal que circula y de la carga que requieren para su correcta utilización

De igual manera es necesario mencionar que la utilización de goteo, o de micro-aspersores depende del tipo de cultivo que se esté realizando. Ya que por ejemplo en cultivos de mangos, cuando esto están pequeños, se puede usar riego localizado por medio de gotero, y a medida que el cultivo crece se puede cambiar a micro-aspersores. Lo importante en este tipo

de situaciones, es que la tubería esté diseñada para soportar el cambio, ya que como se mencionó anteriormente las pérdidas de carga que producen los goteros y los micro-aspersores son diferentes.

En cuanto a costos, el costo de los goteros y el de los micro-aspersores es similar.

Tanto goteros como micro-aspersores requieren de un intenso control del mantenimiento. Ya que como vimos anteriormente tanto los micro-aspersores como los goteros son sumamente susceptibles al taponamiento de sus boquillas.

8.2 Recomendaciones

La principal recomendación que surge es la implementación en otras provincias de programas similares al establecido por la CEDEGE en la Cuenca del Guayas.

Es necesario además darnos cuenta que la implementación de riego localizado en las

parcelas es altamente conveniente. Pues por un lado, estamos dando a los cultivos la dosis de agua que ellos requieren, y por otro podemos agregar en el agua de riego los nutrientes y fertilizantes que requieran los cultivos en proporciones controladas

BIBLIOGRAFÍA

1. Seminario de "Diseño y Evaluación de sistemas de Riego por Goteo y Microaspersión". Dictado por el Ing Luis Razzuri. Organizado por la Universidad Agraria del Ecuador. Octubre de 1995
2. Ven Te Chow, David R. Maidment y Larry W. Mays. "Hidrología Aplicada". (Mc Graw Hill, 1994)
3. Luis Razzuri R. "Diseño de Riego por goteo". (Centro Interamericano de desarrollo Integral de Aguas y Tierras, 1984)
4. Plan Hidráulico Acueducto Santa Elena "Diseño de la Primera Fase del Proyecto de Riego". (Centro de Estudios Hidrográficos de Madrid, 1984)
5. Ing Daniel Savaldi. "Material de estudio sobre Microaspersión". (Ministerio de Agricultura del Estado de Israel, 1991)

6. Ing. Juan Canovas Cuenca. "Calidad Agronómica de las Aguas de Riego". (Cuarta Edición Revisada, Madrid, 1990)
 7. Seminario "Diseño de Sistemas de Bombeo". Dictado por el Ing Fernando Pérez Monteagudo. organizado por el Colegio de Ingenieros Civiles del Guayas. Julio de 1997
 8. "Las necesidades de Agua de los Cultivos." (Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación, Roma)
 9. Metcalf & Eddy Inc. "Ingeniería de Aguas Residuales: Redes de alcantarillado y Bombeo" (Segunda Edición Revisada, Mc Graw Hill, España, 1995)
 10. Frank N. Kemmer, John McCallion. "Manual del Agua: Su naturaleza, Tratamiento y Aplicaciones". (Mc Graw Hill, Méjico, 1989)
 11. Ernest Steel. "Abastecimiento de Agua y Alcantarillado". (Cuarta Edición. Editorial Gustavo Gili, S.A., Barcelona)
-

ANEXO I

Valores Meteorológicos Normales de la Estación Daular Período 1980-1990

**VALORES METEOROLÓGICOS NORMALES DE LA ESTACIÓN DAULAR PERÍODO
1980-1990**

MESES	Temperatura media a la sombra °C	Temperatura máxima media °C	Temperatura mínima media °C	Humedad Relativa %	Nubosidad (octavos)	Dirección del Viento	Fuerza del viento K/h	Pluviosidad (mm)	Evaporación (mm)	Heliofanía (horas)
ENERO	25.20	32.10	20.80	77	7	SW	4.4	25.5	109.6	89.4
FEBRERO	25.20	32.20	21.00	84	7	SW	3.7	168.5	82.3	95.8
MARZO	25.40	32.40	20.70	81	7	SW	3.3	138.7	97.2	130.4
ABRIL	25.20	33.10	20.60	83	7	SW	3.3	134	102.4	136.9
MAYO	24.70	32.30	19.80	80	6	SW	4	20	116	139.7
JUNIO	23.80	30.70	19.20	81	6	SW	4.3	2	110.8	110.2
JULIO	22.80	30.30	17.90	80	5	W	4.6	0	116.2	120.2
AGOSTO	23.10	31.00	18.10	78	6	W	5	0	124.4	136
SEPTIEMBRE	23.20	31.50	18.20	76	5	W	5.1	0	133.4	140.6
OCTUBRE	23.00	30.30	18.80	77	6	W	5.3	2	132.7	116.9
NOVIEMBRE	23.70	31.60	18.80	75	6	SW	5.1	0	134.7	108.1
DICIEMBRE	24.50	32.00	19.60	74	6	SW	4.8	21	147.5	116.4
promedio	24.15	31.63	19.46	78.83	6	SW	4.41	42.64	117.27	120.05

511.7

Fuente de datos : la estación meteorológica de Daular (aerópuerto)

máxima evaporación
147.5 mm
31 días
4.76 mm

ANEXO II

**Estimación del área mojada para diferentes texturas,
profundidad de enraizamiento y grado de
estratificación del suelo**

Estimación del área mojada para diferentes texturas, profundidad de raíz y grado de estratificación del suelo

Profundidad del suelo o cultivo y textura del suelo (1)	Grado de Estratificación del suelo (2) Área mojada del suelo (3)		
	Suelo Homogéneo	Suelo Estratificado	Suelo Heterogéneo (4)
<u>Profundidad 0.75 m</u>	Se x Dh	Se x Dh	Se x Dh
Gruesa	0.35 x 0.45	0.60 x 0.75	0.85 x 1.05
Media	0.73 x 0.90	0.98 x 1.20	1.20 x 1.50
Fina	0.85 x 1.05	1.20 x 1.50	1.45 x 1.80
<u>Profundidad 1.5 m</u>	Se x Dh	Se x Dh	Se x Dh
Gruesa	0.60 x 0.75	1.10 x 1.35	1.45 x 1.80
Media	0.98 x 1.2	1.70 x 2.10	2.20 x 2.75
Fina	1.2 x 1.5	1.58 x 2.00	6.70 x 2.40

1. El suelo grueso está comprendido por arenas gruesas a medias. La textura media, por suelos areno francosos y francos. Si las arcillas son agrietadas se tratan como suelos medios.
 2. Casi todos los suelos son estratificados o heterogéneos. Estratificados son aquellos que poseen una textura uniforme, pero sus horizontes tienen algunas diferencias que hacen que el flujo horizontal sea mayor que el vertical. Los suelos heterogéneos son aquellos que presentan cambios en la textura y en otras características como la compactación.
 3. Las dimensiones del área mojada equivalente, Se y Dh son iguales a 0.8 del diámetro húmedo.
 4. Para suelos muy heterogéneos con estratos compactados, Se y Dh pueden llegar al doble
- Tabla tomada del Libro "Diseño de Riego por Goteo" del Ing. Luis Razzuri

ANEXO III

**Guía para la determinación del porcentaje de suelo
humedecido para distintos caudales y distintas
separaciones entre tuberías
laterales y distribuidores**

Guia para la determinación de Porcentaje de Suelo Humedecido

Separación entre tuberías laterales Sl (m)	Caudal de los diatribuidores														
	menos de 1.5 l/h			2.0 l/h			4.0 l/h			8.0 l/h			mas de 12 l/h		
	Separación recomendada para distribuidores en la tubería lateral, Sd en metros, en suelos de textura gruesa(G), media (M) y fina (F)														
	G	M	F	G	M	F	G	M	F	G	M	F	G	M	F
	0.2	0.5	0.9	0.3	0.7	1.0	0.6	1.0	1.3	1.0	1.3	1.7	1.3	1.6	2.0
	Porcentaje del Suelo humedecido (Ph)														
0.8	38	88	100	50	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1.0	33	70	100	40	80	100	80	100	100	100	100	100	100	100	100
1.2	25	58	92	33	67	100	67	100	100	100	100	100	100	100	100
1.5	20	47	73	26	53	80	53	80	100	80	100	100	100	100	100
2.0	15	35	55	20	40	60	40	60	80	60	80	100	80	100	100
2.5	12	28	44	16	32	48	32	48	64	46	64	80	64	80	100
3.0	10	32	37	13	26	40	26	40	53	40	53	67	53	67	80
3.5	9	20	31	11	23	34	23	34	46	34	46	57	46	57	68
4.0	8	18	28	10	20	30	20	30	40	30	40	50	40	50	60
4.5	7	16	24	9	18	26	18	26	36	26	36	44	36	44	53
5.0	6	14	22	8	16	24	16	24	32	24	32	40	32	40	48
6.0	5	12	18	7	14	20	14	20	27	20	27	34	27	34	40

Tabla tomada del Seminario de "Diseño y Evaluación de Sistemas de Riego por Goteo y Microaspersión" dictado por el Ing. Luis Razzuri

ANEXO IV

**Listado de los diferentes tipos de cultivos:
permanentes, extensivos y hortícolas de
acuerdo a las parcelas existentes**

Zona de Riego Daular

SECTOR I

Parcela	Superficie (Ha)
E-21	7.100
E-22	10.850
E-23	10.450
E-24	9.200
E-25	8.600
E-26	8.600
E-27	7.800
E-28	9.800
E-29	7.600
E-30	8.430
E-31	10.750
E-32	10.280
E-33	10.250
E-34	9.300
E-35	9.200
E-36	8.900
E-37	11.500
E-38	10.750
E-39	10.700
E-40	9.100
E-41	9.000
E-42	12.280
E-43	9.890
E-44	10.200
E-45	11.410
E-46	10.530
E-47	10.130
E-48	8.650
E-49	7.850
E-50	10.250
E-51	9.840
E-52	10.230
E-53	9.820
E-54	12.560
E-55	11.160
E-56	9.936
E-57	9.936
E-58	9.936
E-59	9.936
E-60	12.500
E-61	9.936
E-62	9.936
E-63	8.810
E-64	9.936
E-65	9.936

Parcela	Superficie (Ha)
E-66	9.880
E-67	12.350
E-68	9.936
E-69	10.000
E-70	8.460
E-71	6.380
E-72	9.936
E-73	9.936
E-74	10.930
E-75	14.860
E-76	10.610
E-77	10.110
E-78	10.080
E-79	10.200
E-80	12.200
E-81	10.080
E-82	10.200
E-83	10.320
E-84	15.420
E-85	9.936
E-86	9.936
E-87	9.936
E-88	9.936
E-89	12.450
E-90	9.936
E-91	14.904
E-92	11.232
E-93	11.15
E-94	11.2232
E-95	11.180
E-96	16.848
E-97	16.848
E-98	11.448
E-99	11.300
E-100	12.460
E-101	13.810
E-102	9.890
E-103	13.700
E-104	9.900
E-105	10.200
E-106	9.700
	443.758

SECTOR II

Parcela	Superficie (Ha)
E-1	7
E-2	7.2
E-3	6.6
E-4	5.1
E-5	10.2
E-6	9.7
E-7	6.95
E-8	6.5
E-9	10.1
E-10	19.85
E-11	
E-12	9.55
E-13	10.4
E-14	9.45
E-15	9.45
E-16	11.6
E-17	6.35
E-18	10.1
E-19	7.7
E-20	7.8
	171.6

Parcela	Superficie (Ha)
P-1	10.2
P-2	9
P-3	8.3
P-4	10
P-5	9.5
P-6	10
P-7	10
P-8	8.5
P-9	10
P-10	10
P-11	9
P-12	10
P-13	10
P-14	10.8
P-15	10
P-16	10.5
P-17	9.63
P-18	6.55
P-19	10.3
P-20	8.25
P-21	20.5
P-22	
P-23	8.7
P-24	11.23
P-25	11.75
P-26	12.75
P-27	7.5
P-28	7
P-29	8
P-30	8.5
	286.46

Parcela	Superficie (Ha)
H-1	3.38
H-2	2.9
H-3	3.25
H-4	2.5
H-5	2.5
H-6	2.6
H-7	2.6
H-8	2.8
H-9	2.9
H-10	2.4
H-11	2.6
H-12	5.35
H-13	
H-14	2.35
H-15	5.95
H-16	
H-17	4.55
H-18	
H-19	2.6
H-20	2.7
H-21	2.65
H-22	2.9
H-23	2.9
H-24	2
H-25	2.8
H-26	3
H-27	2.9
H-28	2.75
	75.83

Resumen de la Superficie Regable

Sector	Cultivo	Superficie	Porcentaje
I	Extensivo	443.758	45%
II	Extensivo	171.6	18%
II	Permanente	286.5	29%
II	Hortícola	75.83	8%
	Total	977.648	100%

ANEXO V

Calidad físico - química del agua del

Embalse Chongón

1995

**Información de Calidad Físico - Química del Agua del Embalse Chongón
Mayo de 1995**

Parámetro	Unidad	Profundidad				
		0.5 m	5 m	10 m	15 m	20 m
pH		7.9	7.9	7.8	7.8	7.1
Conductividad Eléctrica	umhos	280	280	280	280	280
Calcio	meq / litros	40	36	39	40	44
Magnesio	meq / litros	10	9.7	10.4	10.2	9.7
Sodio	meq / litros	16.7	16.6	17.1	16.1	15.7
Potasio	meq / litros	7.2	6.9	7.3	6.7	6.5
CO ₃	meq / litros					
CO ₃ H	meq / litros	183	183	189	1887	215
Sulfatos	meq / litros	102	10.8	10.8	10.8	2.6
Cloruros	meq / litros	13.5	15.1	14.5	14.2	14.2
N-NH ₄	meq / litros	0.03	0.02	0.03	0.03	0.04
PPO ₄	meq / litros	0.018	0.026			0.326
RAS	meq / litros	4.72	4.91	4.87	4.54	4.28
CSR	meq / litros					
Hierro	meq / litros	0.01	0.05	0.05	0.1	0.1
Magnecio	meq / litros					
Cloruros	meq / litros					
Sólidos Disueltos Totales	meq / litros	179	179	179	179	179
Temperatura	°C	23	21.5	21.5	21.5	21.5
Temperatura ambiente	°C	25				
Oxígeno Disuelto	meq / litros	9	7	7.4	6.2	1.1
Dureza total	meq / litros	141.2	129.9	140.3	142	149.9
Turbidez	NTU	3	2	4	6	134

ANEXO VI

Caudales ficticios por parcelas

DAULAR I

Número	Ramal	Toma	Parcelas por Toma					Área de Parcelas hectáreas					Total por Toma Ha	CAUDAL FICTICIO (Litros*segund o/hectárea)	Caudal consumido l/s
			E-22	E-23	E-24										
1	1	1	E-22	E-23	E-24			10.85	10.45	9.20			30.50	0.75	22.88
2	1	2	E-25					8.60					8.60	0.75	6.45
3	1	3	E-28	E-27				8.60	7.80				16.40	0.75	12.30
4	1	4	E-33					10.25					10.25	0.75	7.69
5	1	5	E-34					9.30					9.30	0.75	6.98
6	1	6	E-35	E-38				9.20	8.90				18.10	0.75	13.58
7	1	7	E-37	E-39				11.50	10.70				22.20	0.75	16.65
8	1	8	E-38	E-43	E-46			10.75	9.89	10.53			31.17	0.75	23.38
9	1	9	E-60	E-61	E-62	E-63		12.50	9.94	9.94	8.81		41.18	0.75	30.89
10	1	10	E-64	E-65	E-66	E-67		9.94	9.94	9.88	12.35		42.10	0.75	31.58
11	1	11	E-68	E-69	E-70	E-71		9.94	10.00	8.46	6.38		34.78	0.75	26.09
12	1	12	E-78	E-77	E-78	E-79	E-80	10.61	10.11	10.08	10.20	12.20	53.20	0.75	39.91
13	1	13	E-81	E-82	E-83	E-84		10.08	10.20	10.32	15.42		46.02	0.75	34.62
14	1	14	E-85	E-86	E-87	E-88	E-89	9.94	9.94	9.94	9.94	12.45	52.19	0.75	39.16
15	1	15	E-90	E-91				9.94	14.90				24.84	0.75	18.63
16	1	16	E-96	E-97	E-98			16.85	16.85	11.45			45.14	0.75	33.86
17	1.1	1	E-21					7.10					7.10	0.75	5.33
18	1.2	1	E-28					9.80					9.80	0.75	7.35
19	1.2	2	E-29	E-30	E-31			7.60	8.43	10.75			26.78	0.75	20.09
20	1.3	1	E-32					10.28					10.28	0.75	7.71
21	1.4	1	E-99	E-100				11.30	12.46				23.76	0.75	17.82
22	1.4	2	E-101	E-102				13.81	9.89				23.70	0.75	17.78
23	1.4	3	E-103	E-104	E-105	E-106		13.70	9.90	10.20	9.70		43.50	0.75	32.83
24	1.5	1	E-40	E-41	E-44			9.10	9.00	10.20			28.30	0.75	21.23
25	1.5	2	E-42	E-45				12.28	11.41				23.69	0.75	17.77
26	1.5	3	E-47	E-48	E-55			10.13	8.65	11.16			29.94	0.75	22.46
27	1.5	4	E-52	E-53	E-54			10.23	9.82	12.56			32.61	0.75	24.46
28	1.5	5	E-56	E-57	E-58	E-59		9.94	9.94	9.94	9.94		39.74	0.75	29.81
29	1.5	6	E-72	E-73	E-74	E-75		9.94	9.94	10.93	14.86		45.66	0.75	34.25
16	1.5.1	1	E-49	E-50	E-51			7.85	10.25	9.84			27.94	0.75	20.98
17	1.6	1	E-92	E-93	E-94	E-95		11.23	11.15	11.22	11.18		44.79	0.75	33.58
								323.12	260.44	186.59	108.77	24.65	903.57	16.50	677.80

DAULAR II

Número	Ramal	Toma	Parcelas por Toma				Área de Parcelas Hectáreas				Total por Toma Ha	CAUDAL FICTICIO (Litros*segundo/ hectárea)	Caudal consumido l/s
1	2	1	H-1				3.38				3.38	0.72	2.44
2	2	2	H-2	H-3			2.90	3.25			6.15	0.72	4.45
3	2	3	H-4	H-5			2.50	2.50			5.00	0.72	3.62
4	2	4	E-5				10.20				10.20	0.75	7.65
5	2	5	E-6				9.70				9.70	0.75	7.28
6	2	6	E-7				6.95				6.95	0.75	5.21
7	2	7	E-8				6.50				6.50	0.75	4.88
8	2	8	H-8	H-7	H-10		2.60	2.60	2.40		7.60	0.72	5.90
9	2	9	H-8	H-9	H-11		2.80	2.90	2.60		8.30	0.72	6.00
10	2	10	H-19	H-20	H-21		2.60	2.70	2.65		7.95	0.72	5.75
11	2	11	E-9	E-10	E-11		10.10	19.85	14.70		44.65	0.75	33.49
12	2	12	E-12	E-13			9.55	10.40			19.95	0.75	14.97
13	2	13	E-14				9.45				9.45	0.75	7.09
14	2	14	H-22				2.90				2.90	0.72	2.10
15	2	15	H-23	H-24			2.90	2.00			4.90	0.72	3.64
16	2	16	H-25	H-26	H-27		2.80	3.00	2.90		8.70	0.72	6.29
17	2	17	H-28				2.75				2.75	0.72	1.99
18	2	18	E-15				9.45				9.45	0.75	7.09
19	2	19	E-17				6.35				6.35	0.75	4.76
20	2	20	E-19	E-20			7.70	7.80			15.50	0.75	11.63
21	2.1	1	E-3				6.60				6.60	0.75	4.95
22	2.1	2	E-4				5.10				5.10	0.75	3.83
23	2.1	3	E-1	E-2			7.00	7.20			14.20	0.75	10.65
24	2.2	1	H-12	H-13			5.35	3.85			9.20	0.72	6.65
25	2.2	2	H-14				2.35				2.35	0.72	1.70
26	2.2	3	H-15	H-16	H-17	H-18	5.95	5.25	4.55	3.58	19.33	0.72	13.98
27	2.3	1	P-19	P-21	P-22		10.30	20.50	14.60		45.40	0.63	28.66
28	2.3	2	P-20	P-23			8.25	8.70			16.95	0.63	10.70
29	2.3	3	P-16	P-17	P-18		10.50	9.63	6.55		26.68	0.63	16.84
30	2.3	4	P-24	P-25	P-26		11.23	11.75	12.75		35.73	0.63	22.55
31	2.3	5	P-27	P-28	P-29	P-30	7.50	7.00	8.00	8.50	31.00	0.63	19.57
32	2.3.1	1	P-14	P-15			10.80	10.00			20.80	0.63	13.13
33	2.3.1	2	P-12	P-13			10.00	10.00			20.00	0.63	12.62
34	2.3.1	3	P-9	P-10			10.00	10.00			20.00	0.63	12.62
35	2.3.1	4	P-5	P-8	P-11		9.50	6.50	9.00		27.00	0.63	17.04
36	2.3.1	5	P-6	P-7			10.00	10.00			20.00	0.63	12.62
37	2.3.1	6	P-1	P-2	P-3	P-4	10.20	9.00	8.30	10.00	37.50	0.63	23.67
38	2.4	1	E-18				11.60				11.60	0.75	8.70
39	2.4	2	E-18				10.10				10.10	0.75	7.58
													393.80

ANEXO VII

Pérdidas de Carga y Presiones

Darcy -Weisbach

DAULAR I

CUADRO DE VELOCIDADES Y PÉRDIDAS DE CARGA

Ramal 1

Tramo	Longitud	Caudal	Diámetro	Velocidad	f	hf	Perdidas
	m	l/s	mm	m/s			
0-1	70	774.14	1000	0.985664	8.05E-05	2.79E-04	0.0196
1-2	385	751.26	1000	0.956534	8.30E-05	1.49E-03	0.5741
2-4	620	744.81	1000	0.94832	8.37E-05	2.38E-03	1.4760
4-5	271	716.00	1000	0.911636	8.71E-05	1.00E-03	0.2711
5-6	135	703.70	1000	0.895972	8.86E-05	4.90E-04	0.0661
6-8	409	703.70	1000	0.895972	8.86E-05	1.48E-03	0.6069
8-9	244	703.70	1000	0.895972	8.86E-05	8.85E-04	0.2160
9-10	534	703.70	1000	0.895972	8.86E-05	1.94E-03	1.0345
10-11	536	695.60	1000	0.885663	8.96E-05	1.92E-03	1.0303
11-12	380	687.91	1000	0.875873	9.06E-05	1.35E-03	0.5121
13-12	170	680.93	1000	0.866991	9.15E-05	5.97E-04	0.1015
14-13	410	667.36	1000	0.849703	9.34E-05	1.41E-03	0.5783
16-14	147	595.71	1000	0.758484	1.05E-04	4.51E-04	0.0664
17-16	271	579.06	1000	0.737281	1.08E-04	8.09E-04	0.2192
19-17	256	399.57	1000	0.508745	1.56E-04	5.27E-04	0.1350
20-19	239	376.19	800	0.748398	1.33E-04	1.13E-03	0.2705
20-22	476	345.29	800	0.68694	1.44E-04	2.07E-03	0.9847
22-24	435	313.71	800	0.62411	1.59E-04	1.72E-03	0.7471
24-26	480	287.63	800	0.572212	1.73E-04	1.74E-03	0.8341
26-27	412	213.20	800	0.424142	2.34E-04	1.11E-03	0.4555
27-29	414	155.41	500	0.791505	2.01E-04	5.31E-03	2.1972
29-31	207	121.82	500	0.620408	2.56E-04	2.08E-03	0.4306
31-32	240	87.95	300	1.24428	2.13E-04	1.34E-02	3.2244

Ramal 1.1

Tramo	Longitud	Caudal	Diámetro	Velocidad	f	hf	Perdidas
	m	l/s	mm	m/s			
1-35	280	5.33	110	0.140107	5.15E-03	1.31E-02	3.6757

Ramal 1.2

Tramo	Longitud	Caudal	Diámetro	Velocidad	f	hf	Perdidas
	m	l/s	mm	m/s			
5-45	750	21.46	300	0.075901	3.49E-03	2.56E-03	1.9208
45-46	350	1.37	250	0.006987	4.54E-02	1.58E-04	0.0555

Ramal 1.3

Tramo	Longitud	Caudal	Diámetro	Velocidad	f	hf	Perdidas
	m	l/s	mm	m/s			
11-59	361	8.10	150	0.114548	4.62E-03	7.44E-03	2.6864
	149	0.39	110	0.010143	7.11E-02	5.06E-04	0.0754

Ramal 1.4

Tramo	Longitud	Caudal	Diámetro	Velocidad	f	hf	Perdidas
	m	l/s	mm	m/s			
16-176	1355	71.64	400	0.14253	1.39E-03	4.89E-03	6.6223
176-177	295	53.82	400	0.107072	1.85E-03	7.99E-04	0.2358
177-179	260	3.41	300	0.012066	2.19E-02	1.41E-04	0.0367

Ramal 1.5

Tramo	Longitud	Caudal	Diámetro	Velocidad	f	hf	Perdidas
	m	l/s	mm	m/s			
19-70	585	179.49	600	0.158705	8.33E-04	1.04E-03	0.6109
70-72	260	158.26	600	0.139935	9.45E-04	4.09E-04	0.1064
72-73	369	140.49	600	0.124222	1.06E-03	5.16E-04	0.1902
73-75	245	118.03	500	0.150285	1.06E-03	5.96E-04	0.1461
75-76	330	97.07	500	0.123599	1.28E-03	6.61E-04	0.2180
76-77	170	72.61	400	0.144459	1.37E-03	6.21E-04	0.1056
77-78	960	8.55	400	0.017004		-0.00E+00	0.0000

Ramal 1.5.1

Tramo	Longitud	Caudal	Diámetro	Velocidad	f	hf	Perdidas
	m	l/s	mm	m/s			
57-103	244.86	20.96	250	0.106742	2.97E-03	1.69E-03	0.4146

Ramal 1.6

Tramo	Longitud	Caudal	Diámetro	Velocidad	f	hf	Perdidas
	m	l/s	mm	m/s			
31-167	725	33.59	400	0.066835	2.97E-03	1.23E-03	0.8890

DAULAR II

CUADRO DE VELOCIDADES Y PÉRDIDAS DE CARGA RAMAL 2

Tramo	Longitud	Caudal	Diámetro	Velocidad	f	hf	Perdidas
	m	l/s	mm	m/s			
0-1	25	472.56	800	0.940127	1.06E-04	1.49E-04	3.72E-03
1-6	152	453.13	800	0.901475	1.10E-04	8.67E-04	1.32E-01
6-7	462	391.36	800	0.778575	1.27E-04	2.28E-03	1.05E+00
7-8	241	386.91	800	0.769725	1.29E-04	1.17E-03	2.83E-01
8-9	291	383.29	800	0.76253	1.30E-04	1.40E-03	4.09E-01
9-10	253	383.29	800	0.76253	1.30E-04	1.22E-03	3.09E-01
10-11	182	375.64	800	0.747309	1.33E-04	8.60E-04	1.57E-01
11-12	105	375.64	800	0.747309	1.33E-04	4.96E-04	5.21E-02
12-13	135	375.64	800	0.747309	1.33E-04	6.38E-04	8.62E-02
13-14	210	375.64	800	0.747309	1.33E-04	9.93E-04	2.08E-01
14-15	185	375.64	800	0.747309	1.33E-04	8.75E-04	1.62E-01
15-16	204	375.64	800	0.747309	1.33E-04	9.64E-04	1.97E-01
16-17	291	368.36	800	0.732833	1.35E-04	1.35E-03	3.93E-01
17-18	208	363.15	800	0.722461	1.37E-04	9.51E-04	1.98E-01
18-19	332	358.27	800	0.712761	1.39E-04	1.50E-03	4.97E-01
19-20	494	335.94	800	0.668332	1.48E-04	2.09E-03	1.03E+00
20-21	338	330.44	800	0.657396	1.51E-04	1.41E-03	4.75E-01
21-22	183	324.44	800	0.645452	1.54E-04	7.47E-04	1.37E-01
22-23	290	318.69	800	0.634012	1.56E-04	1.16E-03	3.37E-01
23-25	493	285.20	800	0.567379	1.75E-04	1.77E-03	8.72E-01
25-26	428	270.23	800	0.537607	1.85E-04	1.46E-03	6.23E-01
26-28	400	270.23	800	0.537607	1.85E-04	1.36E-03	5.44E-01
28-29	142	263.14	800	0.523504	1.89E-04	4.70E-04	6.68E-02
29-30	20	73.11	800	0.145446	6.82E-04	1.84E-05	3.68E-04
30-31	183	71.01	300	1.004608	2.63E-04	8.27E-03	1.51E+00
31-32	317	67.47	300	0.954467	2.77E-04	1.36E-02	4.32E+00
32-33	232	61.17	300	0.865442	3.06E-04	9.03E-03	2.10E+00
33-34	130	59.19	300	0.837301	3.16E-04	4.90E-03	6.37E-01
34-35	438	52.10	300	0.737016	3.59E-04	1.45E-02	6.36E+00
35-36	289	35.82	250	0.729694	4.35E-04	1.37E-02	3.95E+00
36-37	225	31.06	200	0.988525	4.01E-04	2.25E-02	5.07E+00
37-151	350	31.06	200	0.988525	4.01E-04	3.50E-02	1.23E+01
151-38	9	19.43	200	0.618425	6.42E-04	5.63E-04	5.07E-03

RAMAL 2.1

Tramo	Longitud	Caudal	Diámetro	Velocidad	f	hf	Perdidas
	m	l/s	mm	m/s			
1-5	157	15.60	175	0.648686	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
5-159	60	10.65	150	0.602772	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
159-4	145	10.65	150	0.602772	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
4-3	232	0.00	150		0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
2-3	465	0.00	150		0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00

RAMAL 2.2

Tramo	Longitud	Caudal	Diámetro	Velocidad	f	hf	Perdidas
	m	l/s	mm	m/s			
20-39	325	22.33	200	0.17772	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
39-40	55	13.98	150	0.19775	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
40-41	269	0.00	150	0.00000	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00

RAMAL 2.3

Tramo	Longitud	Caudal	Diámetro	Velocidad	f	hf	Perdidas
	m	l/s	mm	m/s			
30-43	355	190.03	800	0.09451	1.05E-03	2.12E-04	7.54E-02
43-44	303	190.03	800	0.09451	1.05E-03	1.81E-04	5.49E-02
44-45	220	190.03	800	0.09451	1.05E-03	1.32E-04	2.89E-02
45-46	297	82.79	800	0.04118	2.41E-03	7.74E-05	2.30E-02
46-47	30	82.79	800	0.04118	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
47-48	497	72.09	600	0.06374	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
48-49	325	55.25	500	0.07035	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
49-50	540	32.70	450	0.05140	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
50-51	520	32.70	400	0.06505	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
51-52	533	13.13	350	0.03412	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00

RAMAL 2.3.1

Tramo	Longitud	Caudal	Diámetro	Velocidad	f	hf	Perdidas
	m	l/s	mm	m/s			
53-46	175	78.59	350	0.20420	1.11E-03	1.18E-03	2.07E-01
53-54	287	65.96	350	0.17140	1.32E-03	1.63E-03	4.67E-01
54-55	290	53.34	350	0.13859	1.64E-03	1.33E-03	3.85E-01
55-158	113	36.29	300	0.12837	2.06E-03	6.53E-04	7.37E-02
158-56	210	23.67	250	0.12055	2.63E-03	1.64E-03	3.44E-01
56-57	320	0.00	250	0.00000	1.75E+13	3.75E-19	1.20E-16

57-58	6	0.00	200	0.00000	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00
58-59	363	0.00	150	0.00000	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00

RAMAL 2.4

Tramo	Longitud	Caudal	Diámetro	Velocidad	f	hf	Perdidas
	m	l/s	mm	m/s			
36-60	325	16.28	200	0.12953	0.00	1.06E-03	0.00E+00
39-40	55	7.58	150	0.10718	0.00	0.00E+00	5.83E-02
40-41	269	0.00	150	0.00000	0.00	0.00E+00	0.00E+00

ANEXO VIII

Pérdidas de Carga y Presiones

Hanzen-Williams

Epanet

[TITLE]

EPANET Daular 2 lera corrida

[JUNCTIONS]

```
-----  
; Elev Demand  
; ID m l/s  
-----  
10 36.40 0.00  
11 30.40 19.43  
16 23.40 2.44  
17 17.86 4.45  
18 17.40 3.62  
19 16.00 0.00  
20 13.18 7.65  
21 15.20 0.00  
22 22.90 0.00  
23 13.55 0.00  
24 16.90 0.00  
25 27.70 0.00  
26 24.76 7.28  
27 16.40 5.21  
28 11.40 4.88  
29 9.47 22.33  
30 11.55 5.50  
31 10.40 6.00  
32 8.90 5.75  
33 8.63 33.49  
35 7.79 14.97  
36 5.44 0.00  
38 6.40 7.09  
39 5.46 190.03  
40 5.31 2.10  
41 3.15 3.54  
42 6.76 6.29  
43 4.40 1.99  
44 3.88 7.09  
45 2.73 16.28  
46 3.69 4.76  
47 8.73 0.00  
151 6.10 11.63  
48 6.1 0.00
```

[TANKS]

```
-----  
; Elev Init Min Max Diam.  
; ID ft Level Level Level ft  
-----  
5 94.0
```

[PIPES]

ID	Start Node	End Node	Length ft	Diam in	Rough. Coeff.
1	10	11	25.00	800.00	130
2	11	16	152.00	800.00	130
3	16	17	462.00	800.00	130
4	17	18	241.00	800.00	130
5	18	19	291.00	800.00	130
6	19	20	253.00	800.00	130
7	20	21	182.00	800.00	130
8	21	22	105.00	800.00	130
9	22	23	135.00	800.00	130
10	23	24	210.00	800.00	130
11	24	25	185.00	800.00	130
12	25	26	204.00	800.00	130
13	26	27	291.00	800.00	130
14	27	28	208.00	800.00	130
15	28	29	332.00	800.00	130
16	29	30	494.00	800.00	130
17	30	31	338.00	800.00	130
18	31	32	183.00	800.00	130
19	32	33	290.00	800.00	130
20	33	35	493.00	800.00	130
21	35	36	428.00	800.00	130
22	36	38	400.00	800.00	130
23	38	39	142.00	800.00	130
24	39	40	20.00	800.00	130
25	40	41	183.00	300.00	140
26	41	42	317.00	300.00	140
27	42	43	232.00	300.00	140
28	43	44	130.00	300.00	140
29	44	45	438.00	300.00	140
30	45	46	289.00	250.00	140
31	46	47	225.00	200.00	140
32	47	151	350.00	200.00	140
33	151	48	9.00	200.00	140
34	5	10	25.00	800.00	130

[TIMES]

: DURATION 24 : 24 hour simulation period

[OPTIONS]

: Network Properties & Simulation Options

UNITS	SI
HEADLOSS	H-W
QUALITY	NONE
SPECIFIC GRAVITY	1.0
VISCOSITY	1.1E-5
TRIALS	40
ACCURACY	0.001

[END]

EPANET Daular 2 lera corrida

Node Results at 0:00 hrs

Node	Demand L/s	Elevation m	Grade m	Pressure m
Node 10	0.00	36.40	93.98	57.58
Node 11	19.43	30.40	93.97	63.57
Node 16	2.44	23.40	93.87	70.47
Node 17	4.45	17.86	93.58	75.72
Node 18	3.62	17.40	93.44	76.04
Node 19	0.00	16.00	93.27	77.27
Node 20	7.65	13.18	93.11	79.93
Node 21	0.00	15.20	93.01	77.81
Node 22	0.00	22.90	92.95	70.05
Node 23	0.00	13.55	92.87	79.32
Node 24	0.00	16.90	92.75	75.85
Node 25	0.00	27.70	92.65	64.95
Node 26	7.28	24.76	92.53	67.77
Node 27	5.21	16.40	92.37	75.97
Node 28	4.88	11.40	92.26	80.86
Node 29	22.33	9.47	92.09	82.62
Node 30	5.50	11.55	91.86	80.31
Node 31	6.00	10.40	91.71	81.31
Node 32	5.75	8.90	91.63	82.73
Node 33	33.49	8.63	91.51	82.88
Node 35	14.97	7.79	91.35	83.56
Node 36	0.00	5.44	91.22	85.78
Node 38	7.09	6.40	91.10	84.70
Node 39	190.03	5.46	91.06	85.60
Node 40	2.10	5.31	91.06	85.75
Node 41	3.54	3.15	90.76	87.61
Node 42	6.29	6.76	90.30	83.54
Node 43	1.99	4.40	90.04	85.64
Node 44	7.09	3.88	89.90	86.02
Node 45	16.28	2.73	89.59	86.86
Node 46	4.76	3.69	89.45	85.76
Node 47	0.00	8.73	89.28	80.55
Node 48	0.00	6.10	89.01	82.91
Node 151	11.63	6.10	89.01	82.91
Tank 5	-393.80	94.00	94.00	0.00

EPANET Daular 2 lera corrida

Link Results at 0:00 hrs

Link	Diameter mm	Flow L/s	Velocity m/sec	HeadLoss m/km
Pipe 1	800.00	393.80	0.78	0.69
Pipe 2	800.00	374.37	0.75	0.63
Pipe 3	800.00	371.93	0.74	0.62
Pipe 4	800.00	367.48	0.73	0.61
Pipe 5	800.00	363.86	0.72	0.59
Pipe 6	800.00	363.86	0.72	0.59
Pipe 7	800.00	356.21	0.71	0.57
Pipe 8	800.00	356.21	0.71	0.57
Pipe 9	800.00	356.21	0.71	0.57
Pipe 10	800.00	356.21	0.71	0.57
Pipe 11	800.00	356.21	0.71	0.57
Pipe 12	800.00	356.21	0.71	0.57
Pipe 13	800.00	348.93	0.69	0.55
Pipe 14	800.00	343.72	0.68	0.54
Pipe 15	800.00	338.84	0.67	0.52
Pipe 16	800.00	316.51	0.63	0.46
Pipe 17	800.00	311.01	0.62	0.44
Pipe 18	800.00	305.01	0.61	0.43
Pipe 19	800.00	299.26	0.60	0.41
Pipe 20	800.00	265.77	0.53	0.33
Pipe 21	800.00	250.80	0.50	0.30
Pipe 22	800.00	250.80	0.50	0.30
Pipe 23	800.00	243.71	0.49	0.28
Pipe 24	800.00	53.68	0.11	0.02
Pipe 25	300.00	51.58	0.73	1.66
Pipe 26	300.00	48.04	0.68	1.45
Pipe 27	300.00	41.75	0.59	1.12
Pipe 28	300.00	39.76	0.56	1.02
Pipe 29	300.00	32.67	0.46	0.71
Pipe 30	250.00	16.39	0.33	0.48
Pipe 31	200.00	11.63	0.37	0.76
Pipe 32	200.00	11.63	0.37	0.76
Pipe 33	200.00	0.00	0.00	0.00
Pipe 34	800.00	393.80	0.78	0.69

[TITLE]

EPANET Daular 1

[JUNCTIONS]

```
-----  
:   Elev Demand  
:ID   m   l/s  
:-----
```

10	37.06	0.00
11	35.50	22.88
12	36.50	6.45
14	32.69	32.35
15	26.50	12.30
16	25.00	0.00
18	34.85	0.00
19	37.50	0.00
20	30.38	7.71
21	36.50	7.69
22	27.02	6.98
23	24.00	13.58
24	22.36	68.23
26	21.77	16.65
27	25.35	170.94
29	23.84	23.38
30	24.34	30.89
32	26.80	31.58
34	27.80	26.09
36	28.00	74.43
37	27.95	57.79
39	28.50	33.59
41	30.48	33.86
42	32.77	0.00

[TANKS]

```
-----  
:   Elev Init Min Max Diam.  
:ID   m   Level Level Level ft  
:-----
```

100	88.55				
-----	-------	--	--	--	--

[PIPES]

ID	Start Node	End Node	Length m	Diam mm	Rough. Coeff.
1	10	11	70	1000	130
2	11	12	385	1000	130
3	12	14	620	1000	130
4	14	15	271	1000	130
5	15	16	135	1000	130
6	16	18	409	1000	130
7	18	19	244	1000	130
8	19	20	534	1000	130
9	20	21	536	1000	130
10	21	22	380	1000	130
11	22	23	170	1000	130
12	23	24	410	1000	130
13	24	26	147	1000	130
14	26	27	271	1000	130
15	27	29	256	1000	130
16	29	30	239	800	130
17	30	32	476	800	130
18	32	34	435	800	130
19	34	36	480	800	130
20	36	37	412	800	130
21	37	39	414	500	130
22	39	41	207	500	130
23	41	42	240	300	130
25	100	10	70	1000	130

[OPTIONS]

UNITS SI

MAP DAU1.MAP COORDENATE FILE MAP

[END]

EPANET Daular 1

Link Results at Steady State

Link	Diameter mm	Flow L/s	Velocity m/sec	HeadLoss m/km
Pipe 1	1000.00	677.37	0.86	0.63
Pipe 2	1000.00	654.49	0.83	0.59
Pipe 3	1000.00	648.04	0.83	0.58
Pipe 4	1000.00	615.69	0.78	0.53
Pipe 5	1000.00	603.39	0.77	0.51
Pipe 6	1000.00	603.39	0.77	0.51
Pipe 7	1000.00	603.39	0.77	0.51
Pipe 8	1000.00	603.39	0.77	0.51
Pipe 9	1000.00	595.68	0.76	0.50
Pipe 10	1000.00	587.99	0.75	0.49
Pipe 11	1000.00	581.01	0.74	0.48
Pipe 12	1000.00	567.43	0.72	0.46
Pipe 13	1000.00	499.20	0.64	0.36
Pipe 14	1000.00	482.55	0.61	0.34
Pipe 15	1000.00	311.61	0.40	0.15
Pipe 16	800.00	288.23	0.57	0.39
Pipe 17	800.00	257.34	0.51	0.31
Pipe 18	800.00	225.76	0.45	0.25
Pipe 19	800.00	199.67	0.40	0.20
Pipe 20	800.00	125.24	0.25	0.08
Pipe 21	500.00	67.45	0.34	0.26
Pipe 22	500.00	33.86	0.17	0.07
Pipe 23	300.00	0.00	0.00	0.00
Pipe 25	1000.00	677.37	0.86	0.63

ANEXO IX

Cálculo Hidráulico de las Estaciones de Bombeo

Cálculo Hidráulico de las Estaciones de Bombeo

Daular 1

Ambas Estaciones de Bombeo, tanto la de Daular I como la de Daular II toman el agua del Canal Chongón - Playas. El canal es de sección trapezoidal de hormigón. La altura de la lámina de agua en el punto de toma tiene rasante +38.00 y variará según e regimen de explotación entre 1 y 2.70 m

Para obtener la altura de bombeo máxima de este sector, cuyo consumo previsto originalmente de 952.82 l/seg. La altura de bombeo es de 1 metro.

La altura geométrica necesaria de bombeo para alcanzar la cota 93.70 necesaria en el depósito elevado:

$$93.70 - 39.00 = 54.70$$

A esta altura deberá incrementársele las pérdidas propias de la estación de bombeo en el circuito de presión.

Pérdidas de Carga en la Estación de Bombeo

Para estos cálculos se utiliza la fórmula de Manning con $n = 0.010$ para tubería de chapa.

$$V = \frac{1}{n} * R^{0.66} * i^{0.50}$$

$$H_p = 0.00102936 * \frac{Q^2 * l}{D^{5.333}}$$

a) Pérdidas de Carga en la impulsión individual de cada bomba

- Cono de Salida

$$\varnothing 304 - 300$$

$$L = 0.40$$

$$K = 0.10$$

$$Q_v = \frac{952.82 \text{ l/s}}{4} = 238.21 \text{ l/s}$$

$$V = \frac{Q}{a} = \frac{4 * 0.23821}{\pi * 0.302^2} = 3.325 \text{ m/s}$$

$$H_1 = K * \frac{V^2}{2 * g} = 0.10 * \frac{3,325^2}{2 * 9.81} = 0.056m.$$

- Codo 45°
Ø 300
K=0.72

$$H_2 = K * \frac{V^2}{2 * g} = 0.72 * \frac{3,325^2}{2 * 9.81} = 0.287m.$$

- Válvula mariposa
Ø 300
K=0.417

$$H_3 = K * \frac{V^2}{2 * g} = 0.417 * \frac{3,325^2}{2 * 9.81} = 0.143m.$$

- Válvula de retención
Ø 300
K=0.15

$$H_4 = K * \frac{V^2}{2 * g} = 0.15 * \frac{3,325^2}{2 * 9.81} = 0.087m.$$

- Diversos tramos de tubería
Ø 300
L= 8.5 m
K=0.15

$$H_p = 0.00102936 * \frac{Q^2 * l}{D^{5.333}} = 0.00102936 * \frac{0.23821^2 * 8.5}{0.3^{5.333}} = 0.305m$$

b) Pérdidas de Carga en el colector de impulsión hasta el origen de la red.

$$H_6 = 0.00102936 * \left[\frac{0.23821^2 * 1973}{0.3^{5.333}} + \frac{0.23821^2 * 1.8}{0.45^{5.333}} + \frac{0.23821^2 * 1.8}{0.55^{5.333}} + \frac{0.23821^2 * 1315}{0.65^{5.333}} \right] +$$

$$0.72 * \frac{337^2}{2 * 98} + 0.18 * \frac{43^2}{2 * 98} + 0.08 * \frac{364^2}{2 * 98} + 0.06 * \frac{337^2}{2 * 98} = 0.922m$$

Las pérdidas totales son:

$$H_T = H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6$$

$$H_T = 0.056 + 0.287 + 0.143 + 0.087 + 0.305 + 0.922 = 1.8m$$

Daular II

En Daular II la altura de la lámina de agua en el punto de toma tiene rasante +36.94 y variará según el régimen de explotación entre 1 y 2.70 m

Para obtener la altura de bombeo máxima de este sector, cuyo consumo previsto originalmente de 630.00 l/seg. La altura de bombeo es de 1 metro.

La altura geométrica necesaria de bombeo para alcanzar la cota 93.20 necesaria en el depósito elevado:

$$93.20 - 37.94 = 55.26$$

A esta altura deberá incrementársele las pérdidas propias de la estación de bombeo en el circuito de presión.

Pérdidas de Carga en la Estación de Bombeo

Para estos cálculos se utiliza la fórmula de Manning con $n = 0.010$ para tubería de chapa.

$$V = \frac{1}{n} * R^{0.66} * i^{0.50}$$

$$H_p = 0.00102936 * \frac{Q^2 * l}{D^{5.333}}$$

a) Pérdidas de Carga en la impulsión individual de cada bomba

- Cono de Salida

Ø 304 -350

L= 0.45

K=0.10

$$Q_v = \frac{614.20l/s}{2} = 307.10l/s$$

$$V = \frac{Q}{a} = \frac{4 * 0.3071}{\pi * 0.327^2} = 3,659m/s$$

$$H_1 = K * \frac{V^2}{2 * g} = 0.10 * \frac{3,659^2}{2 * 9.81} = 0.068m.$$

- Codo 45°

Ø 350

K=0.72

$$H_2 = K * \frac{V^2}{2 * g} = 0.72 * \frac{3.2^2}{2 * 9.8} = 0.376m$$

- Válvula mariposa

Ø 350

K=0.25

$$H_3 = K * \frac{V^2}{2 * g} = 0.25 * \frac{3.2^2}{2 * 9.8} = 0.131m$$

- Válvula de retención

Ø 350

K=0.15

$$H_4 = K * \frac{V^2}{2 * g} = 0.15 * \frac{3.2^2}{2 * 9.8} = 0.078m$$

- Diversos tramos de tubería

Ø 300

L= 8.5 m

K=0.15

$$H_5 = 0.00202936 * \frac{0.32^2 * 7}{0.35^{5.333}} = 0.1999m$$

b) Pérdidas de Carga en el colector de impulsión hasta el origen de la red.

$$H_6 = 0.00102936 * \left[\frac{0.307^2 * 1.843}{0.35^{5.333}} + \frac{0.614^2 * 9.05}{0.5^{5.333}} \right] + 0.72 * \frac{3.2^2}{2 * 9.8} + 0.15 * \frac{4.33^2}{2 * 9.8} = 0.709m$$

Las pérdidas totales son:

$$H_t = H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6$$

$$H_t = 0.068 + 0.373 + 0.131 + 0.078 + 0.199 + 0.709 = 1.56m$$

Grupos de Bombeo

Daular I

Para el punto nominal de funcionamiento simultáneo de las cuatro bombas sus características serían las siguientes:

$$Q = 238.21 \text{ l/s} = 857.55 \text{ m}^3/\text{h}$$

La altura es la correspondiente al desnivel entre el canal y la altura mínima de agua en el depósito $+89.50 - 39.00 = 50.50$, incrementada con las pérdidas estimadas en 1.80 m.

La potencia consumida, incluyendo 1.0 m de pérdida de carga en el impulsor, la columna y es cabezal de descarga es:

$$P = \frac{238.21 * 53.30}{75 * 0.81} = 208.9 \text{ C.V.}$$

Se adoptó un motor de 220 C.V. y 1800 rpm.

Daular II

Para el punto nominal de funcionamiento simultáneo de las cuatro bombas sus características serían las siguientes:

$$Q = 315.1/\text{s} = 857.55 \text{ m}^3/\text{h}$$

La altura es la correspondiente al desnivel entre el canal y la altura mínima de agua en el depósito

+89.00-37.94=51.06, incrementada con las pérdidas estimadas en 1.560 m.

La potencia consumida, incluyendo 1.0 m de pérdida de carga en el impulsor, la columna y es cabezal de descarga es:

$$P = \frac{315 * 53.62}{75 * 0.78} = 288.729 \text{ C.V.}$$

Se adoptó un motor de 340 C.V. y 1800 rpm.

ANEXO X
Golpe de Ariete

Cálculo de Presiones en la Red de Riego Golpe de Ariete

Hipótesis consideradas:

1. Parada de la estación de bombeo
2. Maniobras con las llaves de la red
3. Acumulación de aire dentro de la tubería

1. Parada de la estación de bombeo

- a. *Ondas que se reflejan en el depósito*

Datos

Tubería de asbesto cemento PN 20

$v < 1.65 \text{ m/s}$

$L = 485 \text{ m}$

$j > 1.63 * 1.2\%$

Tiempo de cierre de las válvulas de retención: 2 minutos

Considerando que la onda principal se origina en la estación de bombeo, se tiene:

Velocidad de Propagación

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K(D/e)}}$$

Si tomamos en cuenta que el valor de K para los tubos de asbesto cemento es de 5, y que la relación D/e es igual a 15, entonces se obtiene que la celeridad es igual a 891.56 m/s.

Si sabemos que el periodo o fase de la tubería es igual a:

$$T = \frac{2 * L}{c}$$

Reemplazando los valores en la fórmula tenemos:

$$T = \frac{2 * 485}{891.56} = 1.08 \text{ seg.} < T = 2 \text{ seg.}$$

Calculándose luego el valor de Δh a través de la fórmula de Micheaud:

$$\Delta h = \frac{2 * L * V}{T * g}$$

Reemplazando los valores en la fórmula tenemos:

$$\Delta h = \frac{2 * 4485 * 1.65}{2 * 9.8} = 81.65 \text{ m.}$$

Para mayor precisión se procede entonces a restar el duplo de las pérdidas de carga en la conducción. Sólo se toman en cuenta las que se producen aguas abajo de la conducción, es decir $J = 0.95 \text{ m.}$

La presión del régimen en ese punto es de $H_m = 45.3 \text{ m.}$

En consecuencia

$$H = H_m + \Delta h$$

$$H = 45.3 + 81.65 - 2 * 0.95 = 125.05 \text{ m.}$$

b. Ondas que se reflejan en el depósito

La onda que se origina en la estación de bombeo se refleja en tantos puntos de la red como bifurcaciones, terminales o llaves cerradas encuentre en la misma

Para la acometida más próxima a la estación de bombeo tenemos:

Datos

Tubería de asbesto cemento PN 20

$v < 1.67 \text{ m/s}$

$L = 1300 \text{ m}$

$j_1 = 2.03$ (hasta la acometida en la parcela #1)

$j_2 = 31.37$ (En la tubería terciaria)

Tiempo de cierre de las válvulas de retención: 2 minutos

Velocidad de Propagación

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K(D/e)}}$$

Si tomamos en cuenta que el valor de K para los tubos de asbesto cemento es de 5, y que la relación D/e es igual a 15, entonces se obtiene que la celeridad es igual a 891.56 m/s.

El período o fase de la tubería es igual

a:

$$T = \frac{2 * 1300}{891.56} = 2.9 \text{ seg.} > T = 2 \text{ seg.}$$

Calculándose luego el valor de Δh a través de la fórmula de Micheaud:

$$\Delta h = \frac{c * V}{g}$$

Reemplazando los valores en la fórmula tenemos:

$$\Delta h = \frac{891.56 * 1.67}{9.8} = 151.92 \text{ m.}$$

Se procede entonces a restar el duplo de las pérdidas de carga en la conducción.

$$J = j_1 + j_2 = 2.03 + 31.37 = 33.4 \text{ m.}$$

La presión del régimen en ese punto es de $H_m = 45.3 \text{ m.}$

En consecuencia

$$H = H_m + \Delta h$$

$$H = 45.3 + 151.92 - 2 * 33.4 = 130.42 \text{ m.}$$

Para la acometida más lejana a la estación de bombeo tenemos:

Datos

Tubería de asbesto cemento PN 20

$v < 1.67$ m/s

$L = 13.430$ m

$j_1 = 42.74$ (hasta la acometida en la parcela #78)

$j_2 = 36.37$ (En la tubería terciaria)

Tiempo de cierre de las válvulas de retención: 2 minutos

Velocidad de Propagación

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K(D/e)}}$$

La celeridad es igual a 891.56 m/s.

El período o fase de la tubería es igual a:

$$T = \frac{2 * 13.430}{891.56} = 30.12 \text{ seg.} > T=2 \text{ seg.}$$

Calculándose luego el valor de Δh a través de la fórmula de Micheaud:

$$\Delta h = \frac{c * V}{g}$$

Reemplazando los valores en la fórmula tenemos:

$$\Delta h = \frac{891.56 * 1.67}{9.8} = 151.92m.$$

Se procede entonces a restar el duplo de las pérdidas de carga en la conducción.

$$J = j_1 + j_2 = 42.74 + 36.87 = 79.61 \text{ m.}$$

La presión del régimen en ese punto es de $H_m = 45.3 \text{ m.}$

En consecuencia

$$H = H_m + \Delta h$$

$$H = 45.3 + 151.92 - 2 * 79.61 = 38m.$$

2. Maniobras con las llaves de la red

Todas las llaves de paso instaladas están provistas de husillos de paso lento, de modo que se requiere de por lo menos de 15 vueltas para abrirlas o cerrarlas. Para ello se emplea aproximadamente 15 segundos. Por lo tanto se consigue un régimen de cierre casi lineal.

Para este cálculo se considera la longitud de tubería que se encuentra entre la toma #1 y la # 34 que tiene una longitud de 2075 m.

El período o fase de la tubería es igual a:

$$T = \frac{2 * L}{c}$$

Reemplazando los valores en la fórmula tenemos:

$$T = \frac{2 * 2075}{891.56} = 4.6 \text{ seg.} < T=22 \text{ seg.}$$

Calculándose luego el valor de Δh a través de la fórmula de Micheaud:

$$\Delta h = \frac{2 * L * V}{T * g}$$

Reemplazando los valores en la fórmula tenemos:

$$\Delta h = \frac{2 * 2075 * 1.65}{22 * 9.8} = 31.76 \text{ m.}$$

Las pérdidas de carga en las proximidades de la acometida # 47 suman aproximadamente $J=26.76 \text{ m.}$

La presión del régimen en ese punto es de $H_m=52.67 \text{ m.}$
En consecuencia

$$H = H_m + \Delta h$$

$$H = 52.67 + 31.76 - 2 * 26.76 = 30.97 \text{ m.}$$

Aguas arriba de esta acometida se tiene:

$$L = 13.430 - 2.075 = 11.355 \text{ m.}$$

El período o fase de la tubería es igual a:

$$T = \frac{2 * L}{c}$$

Reemplazando los valores en la fórmula tenemos:

$$T = \frac{2 * 11355}{891.56} = 25.47 \text{ seg.} > T = 22 \text{ seg.}$$

Calculándose luego el valor de Δh a través de la fórmula de Micheaud:

$$\Delta h = \frac{c * V}{g}$$

Reemplazando los valores en la fórmula tenemos:

$$\Delta h = \frac{891.56 * 1.65}{9.8} = 150.1 \text{ m.}$$

Las pérdidas de carga en las proximidades de la acometida # 47 suman aproximadamente $J = 26.76 \text{ m.}$

La presión del régimen en ese punto es de $H_m = 52.67 \text{ m.}$
En consecuencia

$$H = H_m + \Delta h$$

$$H = 52.67 + 150.10 - 2 * 26.76 = 149.31 \text{ m.}$$

3. Maniobras con las llaves de la red

Es inevitable el golpe de ariete debido al cierre de una válvula de una ventosa. Sin embargo para la relaciones de d/D , en que "d" es el diámetro del cuello de la ventosa, la sobre presión se puede evaluar en 5 metros de columna de agua.

4.Carga Estática

La carga estática varía a depósito lleno entre:

- cota de la lámina en el depósito - cota en el punto más alto de la tubería.
- cota de la lámina en el depósito - cota en el punto más bajo de la tubería.

Se obtiene entonces:

- $80.40 - 79.25 = 1.15$ m
- $80.40 - 3.80 = 77$ m

De todo lo expuesto anteriormente se puede concluir que durante el funcionamiento normal de la red, la carga es igual o menor a 77 m.c.a.

Por otro lado las sobrepresiones incidentales no superan los 150 m.c.a.

ANEXO XI

Costos de Operación y Mantenimiento

Datos de 1994

Volumen de agua bombeada (m³/mes)

	ene	feb	mar	abr	may	jun	ago	sep	oct	nov	dic	Total
Dauilar	77,755.41	84,442.00	134,095.60	118,757.33	146,930.00	86,151.59	86,825.40	125,638.00	159,255.00	136,849.00	141,296.46	156,802.95
Total	175,921.78	199,349.47	370,383.36	248,091.74	495,788.00	405,968.75	423,998.64	512,742.00	628,676.00	589,197.00	549,495.64	482,268.48

Áreas contratadas (has)

	ene	feb	mar	abr	may	jun	ago	sep	oct	nov	dic	Total
Dauilar	330.90	328.90	344.52	348.50	383.00	383.00	396.28	525.30	560.04	546.60	580.28	580.28
Total	1,432.80	1,795.10	1,917.49	1,994.02	2,052.12	2,052.12	2,076.55	2,292.30	2,413.97	2,606.90	2,650.34	2,730.14

Áreas en cultivo (has)

	ene	feb	mar	abr	may	jun	ago	sep	oct	nov	dic	Total
Dauilar	247.10	247.10	247.10	247.10	239.90	252.50	265.60	265.60	242.10	250.10	250.10	250.10
Total	1,119.00	1,363.30	1,363.30	1,363.30	1,588.70	1,680.50	1,866.60	1,866.60	1,763.10	1,966.40	1,966.40	1,966.40

Consumo hídrico aparente (m³/ha)

	ene	feb	mar	abr	may	jun	ago	sep	oct	nov	dic	Total
Dauilar	314.67	341.73	542.68	480.60	615.03	341.19	327.28	473.03	657.81	547.18	564.96	626.96
Total	157.21	146.23	271.68	181.98	312.07	241.58	227.15	274.69	356.57	299.63	279.44	245.25

Eficiencia de servicio

	ene	feb	mar	abr	may	jun	ago	sep	oct	nov	dic	Total
Productiva	91%	88%	95%	96%	93%	97%	94%	95%	97%	94%	97%	98%
Dauilar	87%	91%	96%	95%	83%	96%	90%	95%	97%	96%	95%	98%

Usarios con contratos de servicio de riego

	ene	feb	mar	abr	may	jun	ago	sep	oct	nov	dic	Total
Dauilar	16	15	17	20	22	23	34	36	35	36	36	36
Total	51	55	59	64	67	69	84	91	96	97	102	102

Costos de operación y mantenimiento

	ene	feb	mar	abr	may	jun	ago	sep	oct	nov	dic	Total
Costo agua prom	129,276.31	81,979.65	92,377.89	46,002.35	130,587.56	132,264.35	143,234.92	167,088.91	156,957.94	140,828.28	208,831.25	214,707.34
Costo agua prom	0.73	0.56	0.41	0.35	0.32	0.33	0.33	0.33	0.31	0.30	0.31	0.32
Costo total sum	129,276.31	211,255.98	309,633.84	346,688.20	480,282.76	612,578.12	755,813.04	922,881.85	1,079,839.89	1,220,468.15	1,428,298.40	1,644,008.73
Consumo sum	175,822	375,271	893,746	1,489,534	1,895,503	2,319,502	2,832,244	3,480,820	4,050,117	4,599,812	5,081,881	5,081,881
Costo electricidad	128,601.38	78,648.48	88,746.09	42,280.04	123,046.85	128,121.47	138,787.89	159,272.51	147,388.72	131,068.33	200,475.99	207,374.29
Costo electricidad	77,271.81	2,674.85	5,631.80	3,772.31	7,538.61	6,172.88	6,447.03	7,798.40	8,558.22	8,658.83	8,355.28	7,333.05
Áreas (ha/m ³)	88.36	21.99	15.08	5.30	11.89	10.24	8.41	8.89	6.78	5.05	7.58	7.80

Datos de 1995

Volúmen de agua bombeada (m3/mes)**

	ene	feb	mar	abr	may	jun	jul	ago	sep	oct	nov	dic
Daujar	96871	40029	103100	129041	189727	142986	155803	174638	188711	188495	188991	146575
Total	315604	157725	352812	458458	625879	664221	725624	725219	884508	975251	1070119	712543

** Véase de Métricas Estaciones de Informe - y Contabilidad Métrica de este Informe

Áreas contratadas (has)

	ene	feb	mar	abr	may	jun	jul	ago	sep	oct	nov	dic
Daujar	593.1	593.1	598.4	684.0	664.0	686.0	700.4	685.8	685.8	675.9	608.1	628.8
Total	2759.1	2759.1	2780.8	2853.2	2853.2	3003.0	3021.2	3107.5	3108.5	3147.1	2931.1	3213.1

Áreas en cultivo (has)

	ene	feb	mar	abr	may	jun	jul	ago	sep	oct	nov	dic
Daujar	260.1	241.4	241.4	328.3	414.3	414.3	420	420	420	420	420	420
Total	1709.2	2093.2	2249.2	2345.1	3109.2	3078.5	3148	3148	3148	3148	3148	3148

Consumo hídrico aparente (m3/ha)

	ene	feb	mar	abr	may	jun	jul	ago	sep	oct	nov	dic
Daujar	372.4	165.8	427.1	393.1	457.9	345.1	370.5	415.8	449.3	448.8	450.0	349.0
Total	184.7	75.4	156.9	195.5	201.3	215.8	230.5	230.4	281.0	309.8	339.9	226.3

Eficiencia de servicio

	ene	feb	mar	abr	may	jun	jul	ago	sep	oct	nov	dic
Promedio	95%	96%	97%	97%	97%	98%	99%	97%	97%	96%	96%	95%
Daujar	96%	93%	96%	95%	96%	99%	100%	91%	97%	95%	95%	87%

Usuarios con contratos de servicio de riego

	ene	feb	mar	abr	may	jun	jul	ago	sep	oct	nov	dic
Daujar	37	37	37	38	38	41	41	41	41	40	35	35
Total	104	104	109	110	110	129	129	137	138	138	131	139

Costos de operación y mantenimiento

	total	ene	feb	mar	abr	may	jun	jul	ago	sep	oct	nov	dic
Costo total	1,410,773.56	244,466.83	143,211.31	114,256.58	132,028.68	173,275.99	100,474.05	105,303.60	96,727.75	106,617.86	81,067.69	67,665.37	45,677.84
Costo agua prom		0.77	0.82	0.61	0.49	0.42	0.35	0.31	0.28	0.25	0.22	0.20	0.18
Costo total acoun		244,466.83	387,678.14	501,934.72	633,963.40	807,239.39	907,713.44	1,013,017.04	1,109,744.80	1,216,362.66	1,297,430.35	1,365,095.72	1,410,773.56
Consumo acoun		315,604	473,329	826,141	1,284,599	1,910,478	2,574,699	3,300,323	4,025,542	4,910,050	5,885,301	6,955,420	7,667,963
Costo directo***	1,294,179.75	239,667.97	140,813.05	108,891.96	125,057.68	163,759.30	90,374.36	94,270.26	85,700.57	93,168.64	66,238.69	51,393.87	34,843.40
adm & financ	303,134.46	36,525.09	32,316.25	13,489.25	24,215.29	32,450.59	32,211.77	32,840.30	27,856.34	25,061.82	17,916.52	15,936.11	12,315.13
véh. Chongón y Daujar	84,840.83	12,599.89	6,617.68	18,546.44	18,981.80	14,023.99	2,367.22	3,567.07	2,204.83	1,471.20	1,780.79	1,563.32	1,116.60
tab. Chongón y Daujar	255,115.30	22,207.36	33,232.16	15,805.49	24,609.87	34,038.51	18,304.42	18,409.01	11,892.55	32,282.28	22,460.96	14,195.81	7,676.88
mant. electromec.	114,484.25	36,948.25	5,246.48	8,007.37	7,712.48	16,765.46	4,133.74	6,920.45	5,047.44	9,643.59	6,437.02	4,531.55	3,090.42
Costo electricidad	116,593.81	4,798.86	2,398.26	5,364.62	6,971.00	9,516.69	10,099.69	11,033.34	11,027.18	13,449.22	14,829.00	16,271.50	10,834.44
Áreas (US\$/ha)		86.86	51.04	39.16	43.83	57.39	30.09	31.20	27.58	29.97	21.05	17.53	10.84

Datos de 1996

** Vistas de Medición Etapas de Informe - y Contabilidad Hídrica de este Informe													
Volumen de agua bombeada (m³/mes)	ene	feb	mar	abr	may	jun	jul	ago	sep	oct	nov	dic	tot. año
Dauker	142 418 00	55 466 00	73 572 00	186 236 00	230 046 00	212 077 00	184 385 00	240 023 00	289 392 00	306 249 00	334 534 00	288 081 00	2 542 479 00
Total	1 090 353 00	468 317 00	677 685 00	1 074 373 00	1 470 007 00	1 017 019 00	1 105 297 00	1 414 758 00	1 711 028 00	1 655 751 00	1 686 582 00	1 299 615 00	14 670 785 00

Áreas contratadas (has)													
Dauker	633 03	576 57	580 07	595 77	594 77	589 47	589 47	589 77	607 45	607 45	607 45	607 45	3 945 23
Total	3 332 95	3 392 32	3 392 32	3 525 17	3 525 17	3 705 45	3 705 45	3 711 12	3 712 60	3 703 90	3 703 90	3 703 90	3 945 23

Áreas en cultivo (has)***													
Dauker	2 158 61	3 320 66	2 464 88	2 464 88	2 464 88	2 464 88	2 464 88	2 464 88	2 464 88	2 464 88	2 464 88	2 464 88	4 267 70
Total	582 95	569 61	365 61	365 61	365 61	365 61	365 61	365 61	365 61	365 61	365 61	365 61	518 00

Consumo hídrico aparente (m³/ha)													
Dauker	244 31	97 38	201 23	509 38	629 21	580 06	504 32	656 50	558 67	591 21	645 82	556 14	566 14
Total	505 12	141 03	274 94	435 87	596 38	412 60	448 42	573 97	400 93	387 97	395 20	304 52	304 52

Eficiencia de servicio													
Form. mensual	ene	feb	mar	abr	mayo	jun	jul	ago	sep	oct	nov	dic	100%
Dauker	94%	98%	96%	99%	99%	99%	98%	98%	98%	96%	97%	100%	100%

Usarios con contratos de servicio de riego													
Dauker	ene	feb	mar	abr	may	jun	jul	ago	sep	oct	nov	dic	42
Total	35	31	31	34	37	37	38	37	37	37	42	42	174

Costos de operación & mantenimiento

Costos totales													
Dauker	54 009 19	44 766 66	58 784 57	66 968 73	81 622 71	64 314 47	59 970 67	65 940 88	78 177 54	73 743 52	70 872 17	75 194 42	75 194 42
Costo agua para	0 05	0 07	0 07	0 06	0 06	0 06	0 06	0 06	0 06	0 05	0 05	0 05	0 05
Costo fidei com	54 009 19	44 766 66	58 784 57	66 968 73	81 622 71	64 314 47	59 970 67	65 940 88	78 177 54	73 743 52	70 872 17	75 194 42	75 194 42
Consumo agua	1 090 353	1 558 670	2 238 355	3 310 728	4 780 735	5 797 754	6 903 051	8 317 809	10 028 837	11 684 588	13 371 170	14 870 785	14 870 785

Costo directo***													
Dauker	37 430 03	37 645 75	48 480 15	50 630 55	39 270 79	48 850 27	43 164 28	44 429 04	52 160 82	48 567 30	45 227 16	55 433 36	55 433 36
agua a riego	28 218 84	24 878 86	38 422 48	38 953 99	25 403 75	28 560 91	25 261 73	26 637 53	29 616 21	32 134 48	24 680 42	36 110 56	36 110 56
ml. Chingón Dauker y Coadm	2 628 87	3 517 24	2 684 51	2 737 75	3 193 56	8 205 81	4 225 8	2 833 09	5 129 11	4 888 45	3 786 91	2 835 08	2 835 08
ml. Chingón Dauker y Coadm	4 212 29	4 212 33	2 387 75	3 560 34	4 277 94	4 309 34	6 894 45	9 228 47	6 648 90	4 103 71	4 060 15	4 252 03	4 252 03
ml. Chingón Dauker y Coadm	58 310 70	2 172 29	2 387 75	2 328 98	2 277 94	4 309 34	6 894 45	9 228 47	6 648 90	4 103 71	4 060 15	4 252 03	4 252 03
ml. Chingón Dauker y Coadm	34 996 10	2 117 18	2 464 56	2 468 73	2 468 98	4 063 82	2 581 70	2 843 15	2 802 86	3 532 15	4 357 34	2 738 45	2 738 45
Costo electricidad	223 073 94	16 579 16	10 304 42	16 338 18	22 351 82	15 464 10	16 806 39	21 511 84	28 016 72	25 176 22	25 645 01	18 761 06	18 761 06
Áreas (Hectáreas)	11 23	11 10	14 29	14 36	11 14	13 74	11 65	12 00	14 06	13 08	12 21	14 05	14 05

Datos de 1997

Volumen de agua bombeada (m3/mes)											
	ene	feb	mar	abr	may	jun	jul	ago	sep		
Declar	149,615.00	72,075.00	48,287.00	145,064.00	94,407.00	180,529.00	233,560.00	331,608.00			
Total	954,824.00	408,555.00	226,232.00	671,024.00	596,041.00	784,248.00	856,379.00	1,158,793.00			

Áreas contratadas (has)											
	ene	feb	mar	abr	may	jun	jul	ago	sep		
Declar	607.45	607.45	607.45	607.45	487.29	462.59	462.59	462.59			
Total	3,970.23	3,961.08	4,433.85	4,641.98	4,614.15	4,614.18	4,614.18	4,665.40			

Áreas en cultivo (has)											
	ene	feb	mar	abr	may	jun	jul	ago	sep		
Declar	592.06	596.15	528.90	572.99	502.13	456.87	458.19	450.12			
Total	2,134.52	3,874.93	4,349.95	4,459.63	4,658.85	4,539.45	4,601.07	4,458.48			

-- Se calcula el área cultivada según los datos de eficiencia de servicio bombeado como base al servicio real.

Consumo hídrico aparente (m3/ha)											
	ene	feb	mar	abr	may	jun	jul	ago	sep		
Declar	246.30	118.65	79.49	238.81	193.74	390.26	504.90	579.14			
Total	240.50	103.14	51.02	144.56	129.18	165.63	185.60	248.38			

Eficiencia de servicio											
	ene	feb	mar	abr	may	jun	jul	ago	sep		
Prom. mensual	99%	98%	99%	97%	100%	98%	99%	100%			
Declar	98%	97%	96%	94%	100%	99%	99%	99%			

Usuarios con contratos de servicio de riego											
	ene	feb	mar	abr	may	jun	jul	ago	sep		
Declar	42	42	42	42	43	42	42	44			
Total	178	177	164	175	169	169	169	174			

Costos Reales de operación & mantenimiento											
	ene	feb	mar	abr	may	jun	jul	ago	sep		
Costo total	1,101,405.23	162,753.06	96,262.95	111,728.72	112,122.38	101,068.70	79,156.55	380,069.00	75,215.83		
Costo agua prom		0.17	0.19	0.24	0.21	0.21	0.18	0.23	0.20		
Costo total actual	182,753.09	282,018.04	373,742.78	485,865.14	566,933.84	686,060.40	1,028,189.40	1,101,405.23			
Consumo actual	954.824	1,363,379	1,589,611	2,290,635			3,920,924	4,477,303	5,636,098		
Costo directo	1,015,708.60	146,234.66	93,050.74	108,286.79	101,919.25	92,065.71	67,535.92	347,077.49	57,599.01		
Salas & Ingres	280,370.77	28,458.90	23,900.74	33,632.83	58,195.15	35,273.84	35,786.32	36,215.14	28,910.15		
Carri y otros	94,528.78	5,394.10	4,729.79	11,406.39	20,875.88	12,187.79	18,948.51	6,435.95	14,737.35		
Materiales	32,028.05	4,576.54	4,555.86	4,079.19	4,375.83	4,228.17	4,380.28	3,309.95	3,422.43		
M. Chargeo, Declar y Control	34,044.72	3,724.78	3,753.96	3,405.52	4,905.44	3,765.12	4,652.73	4,448.16	5,361.01		
M. Chargeo, Declar y Control	20,780.99	4,292.69	3,791.03	3,550.56	3,489.16	3,489.16	3,835.48	3,852.28	3,719.91		
Costo electricidad	85,668.63	14,518.40	8,212.21	3,439.93	10,203.13	9,092.99	11,020.83	13,021.51	17,810.82		
Áreas (US\$/ha)		37.34	23.46	24.42	21.98	19.94	14.84	75.22	12.35		

Costos de operación & mantenimiento

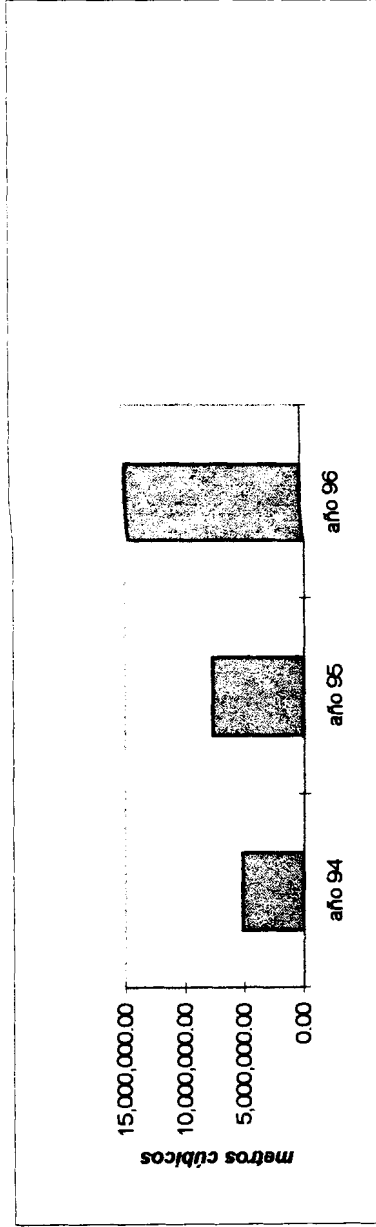
	1993	1994	1995	1996	1997
<i>Costo total real *</i>	1,144,413.44	1,644,006.73	1,410,773.56	757,301.09	501,180.07
<i>Costo directo</i>	1,105,606.98	1,566,735.12	1,294,179.75	534,227.16	415,481.44
<i>Costo electricidad **</i>	38,806.46	77,271.61	116,593.81	223,073.94	85,698.63

** Incluye Mano de obra, materiales, energía eléctrica*

*** El costo por electricidad es calculado de acuerdo al volumen bombeado, no es exacto*

Contabilidad hídrica-Trasvase Santa Elena

	año 94	año 95	año 96	Agosto 97
volumen bombeado (m3)	5,176,836.48	7,667,963.24	14,670,785.00	5,636,096.00
volumen medido (m3)	2,731,562.00	6,240,845.00	12,641,050.00	4,613,670.00
áreas contratadas (has)	2,730.14	3,213.05	3,945.23	4,614.18
índice (m3/ha)	1,000.52	1,942.34	3,204.14	999.89
precipitación (mm)	815.75	545.80	492.51	828.50
bombeo est. daule	-	-	5,926,800.00	9,136,588.00



ANEXO XII
Costos de Equipos y Materiales

Costos de Tubería

Zona	Daular I	Daular II	Precio	Total
Hierro dúctil Ø1000-Ø600 mm	7.879 m	7.769 m	\$ 365.00	\$ 5,711,520.00
Asbesto cemento Ø500-Ø150 mm	29.270 m	14.995 m	\$ 50.00	\$ 2,213,250.00
P.V.C. Ø110 mm	13.031 m	12.961 m	\$ 15.00	\$ 389,880.00

*Los precios que figuran son precios ponderados.

Costos de goteros y microaspersores

Cultivo: Mango

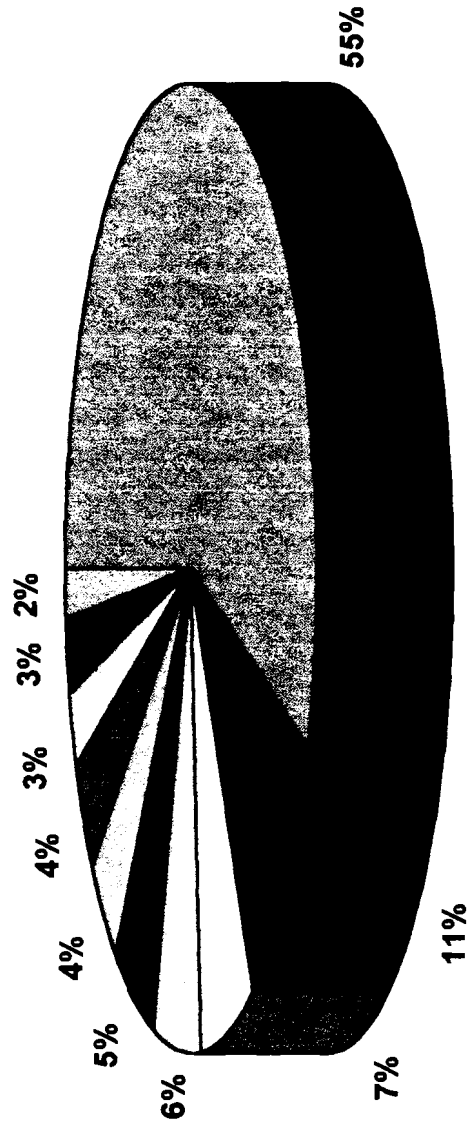
Zona	Número de emisores por plantas	Número de Plantas	Precio	Total
Goteros	5	1000	\$ 2.50	\$ 12.500
Micro - aspersores	1	1000	\$ 5.00	\$ 5.000
Tubería de P.E.A.D		30.000 ml.	\$ 0.50	\$ 15.000

*Los precios que figuran son precios ponderados.

ANEXO XIII

Principales Cultivos de la Zona

Los diez principales cultivos

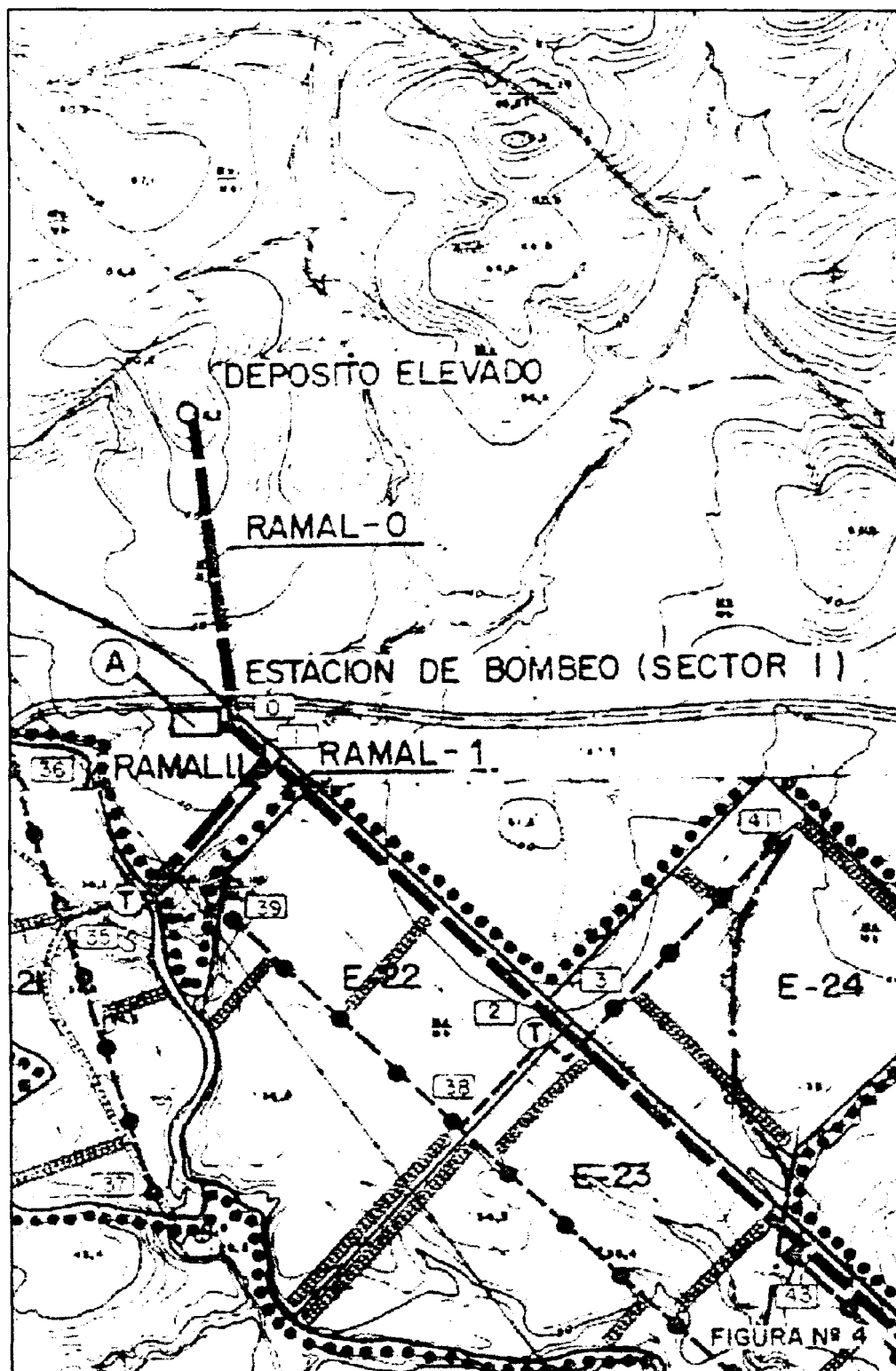


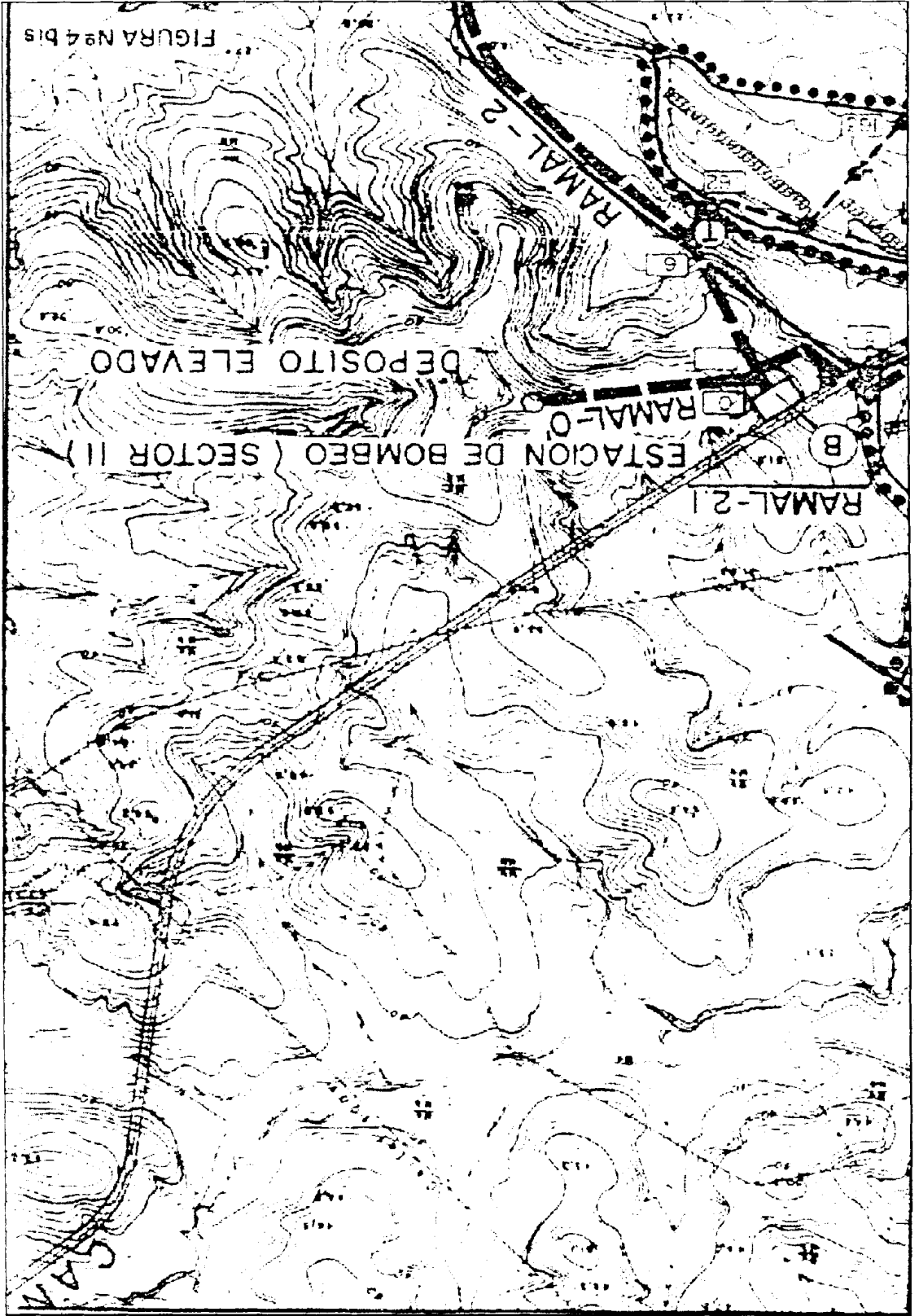
- MANGO
- LIMON
- TOMATE
- GUAYABA
- MELON
- ESPARRAGO
- PLATANO
- PIÑA
- CACAO
- MARACUYA

ANEXO XIV

Ubicación de las Estaciones de Bombeo

Ubicación de la Estación de Bombeo de Daular I





Ubicación de la Estación de Bombeo de Daular II