



T
631.7
T866



ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería Mecánica



**“DISEÑO Y SELECCION DEL SISTEMA DE RIEGO
Y DRENAJE PARA EL VALLE DEL RIO DAULE”**

TESIS DE GRADO

Previa a la obtención del Título de:

INGENIERO MECANICO

Presentada por:

Eduardo Trujillo U.

Guayaquil - Ecuador

1.989

AGRADECIMIENTO

Al ING. MARCELO ESPINOSA
Director de Tesis, por su
ayuda y colaboración para
la realización de este
trabajo.

DEDICATORIA

A MIS PADRES

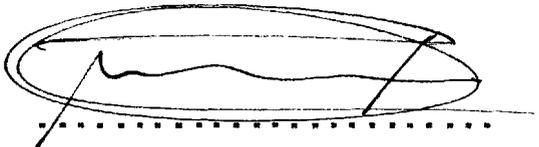
A MIS HERMANOS

DECLARACION EXPRESA

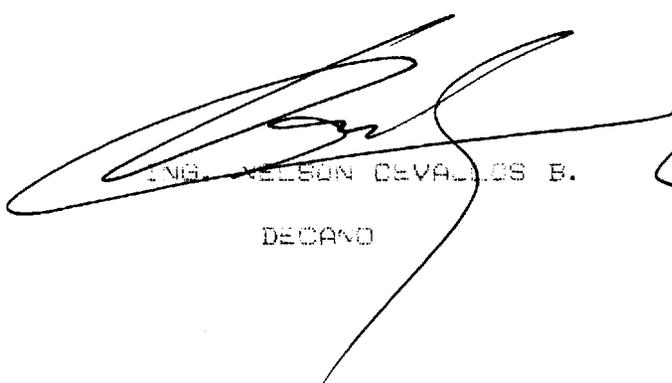
"La responsabilidad por los hechos, ideas y doctrinas expuestos en esta tesis, me corresponden exclusivamente; y, el patrimonio intelectual de la misma, a la ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL"

(Reglamento de Exámenes y Títulos profesionales de la ESPOL)

EDUARDO TRUJILLO ULLRICH

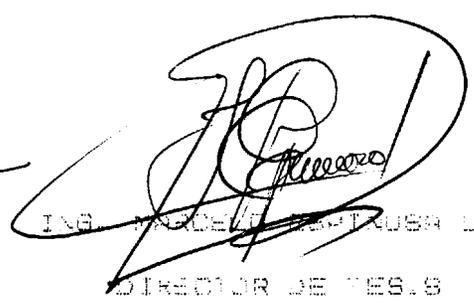


Nombre y firma del autor



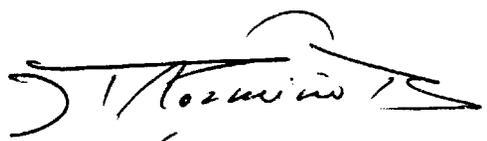
ING. NELSON DEVALLOS B.

DECANO



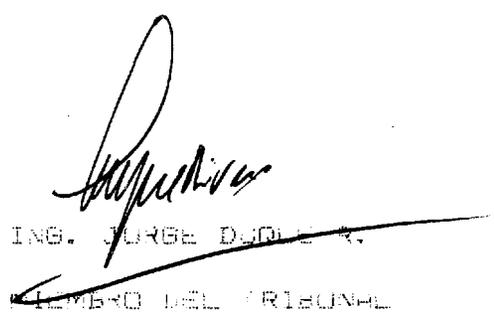
ING. MARCELA ESPINOSA L.

DIRECTOR DE PES.S



ING. MARCO PAZMINO B.

MIEMBRO DEL TRIBUNAL



ING. JORGE DUJELL R.

MIEMBRO DEL TRIBUNAL



RESUMEN

Se han estudiado las distintas variables que intervienen en los diseños de los sistemas de riego y drenajes, para los suelos agrícolas, y su posterior explotación.

Se ha concebido un sistema de riego y drenaje para 5,836 Ha netas, en una zona ubicada en la margen derecha del Río Daule, cuyos principales cultivos serán: arroz, maíz, soya, fréjol y tomate. Finalmente se ha seleccionado los equipos de bombeo, para el riego y el drenaje de acuerdo a los resultados obtenidos en el estudio desarrollado.

INDICE GENERAL

PAG.

RESUMEN.....	VI
INDICE GENERAL.....	VII
INDICE DE ABREVIATURAS Y SIMBOLOS.....	IX
INDICE DE FIGURAS.....	XI
INDICE DE TABLAS.....	XIII
INDICE DE PLANOS.....	XVI
INTRODUCCION.....	17
CAPITULO I	
INTRODUCCION AL PROYECTO.....	18
1.1 DESCRIPCION DEL PROYECTO.....	19
1.2 JUSTIFICACION DEL PROYECTO.....	22
CAPITULO II	
SISTEMAS DE RIEGO.....	23
2.1 RIEGO POR ASPERSION.....	34
2.2 RIEGO POR GOTEO.....	46
2.3 RIEGO POR CANALES O INUNDACION.....	55
CAPITULO III	
CONTROL DE INUNDACIONES.....	61
3.1 CONSIDERACIONES GENERALES.....	64
3.2 FORMAS DE CONTROL.....	78
CAPITULO IV	
DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA DE RIEGO, DRENAJE Y CONTROL DE INUNDACIONES.....	91

4.1 AREA DEL PROYECTO.....	94
4.2 DISTRIBUCION DE LOS EQUIPOS.....	96

CAPITULO V

REQUISITOS DE OPERACION PARA LAS BOMBAS DE RIEGO....	100
--	-----

5.1 DETERMINACION DEL CAUDAL DE BOMBEO.....	103
5.2 CALCULO DEL CABEZAL DINAMICO TOTAL.....	115
5.3 DETERMINACION DEL CABEZAL SUCCION NETO.....	127
5.4 SELECCION FINAL Y CURVAS DE OPERACION.....	132
5.5 CALCULOS DE EFICIENCIAS PONDERADAS.....	141

CAPITULO VI

REQUISITOS DE OPERACION PARA LAS BOMBAS DE DRENAJE..	144
--	-----

6.1 DETERMINACION DEL CAUDAL DE BOMBEO.....	145
6.2 CALCULO DEL CABEZAL DINAMICO TOTAL.....	149
6.3 DETERMINACION DEL CABEZAL SUCCION NETO.....	157
6.4 SELECCION FINAL Y CURVAS DE OPERACION.....	161
6.5 CALCULOS DE EFICIENCIAS PONDERADAS.....	170

CAPITULO VII

ANALISIS ECONOMICO.....	172
-------------------------	-----

CONCLUSIONES.....	179
-------------------	-----

APENDICES

APENDICE 1 CARACTERISTICAS DE LOS AB-VERSORES.....	183
APENDICE 2 LEYES DE AFINIDAD PARA LAS BOMBAS.....	186

TABLAS.....	188
-------------	-----

BIBLIOGRAFIA.....	193
-------------------	-----



INDICE DE ABREVIATURAS Y SIMBOLOS

- A : Area
- BHP : Potencia al freno
- D : Diámetro
- D' : Deficiencia hídrica
- co : Percolación
- Et : Evapotranspiración potencial
- g : Aceleración de la gravedad
- H : Cabezal de presión
- Hb : Energía suministrada por la bomba a un fluido
- Hr : Energía pérdida por rozamiento
- Ht : Energía suministrada por el fluido a una turbina
- hv : Cabezal de velocidad
- i : Pérdida de carga unitaria
- K : Coeficiente de cultivo
- k : Rugosidad
- L : Longitud
- Le : Longitud equivalente
- N : Velocidad angular
- NPSH: Cabezal de succión neto
- Ns : Velocidad específica
- P : Alturas de presión
- p : Porcentaje de horas luz

Q : Caudal
 R : Radio
 R_h : radio hidráulico
 SAR : Índice de adsorción de Sodio
 TDH : Cabezal dinámico total
 t : Temperatura
 V : Velocidad lineal
 Z : Alturas geodesicas
 ρ : Densidad
 L : Coeficiente de pérdida de carga
 μ : Viscosidad

INDICE DE FIGURAS

FIGURA No	Pag.
2.1	25
2.2	32
3.1.1	65
3.1.2	67
3.1.3	70
3.1.4	71
3.1.5	74
3.2.1	80
3.2.2	82
3.2.3	88
5.1	101
5.2.1a	108
5.2.1b	119
5.2.2	121
6.4.1	139
6.4.1	164

FIGURA

Pag.

No

6.4.1	CURVA DE PERFORMANCE PARA LAS BOMBAS DE	
.	LA ESTACION DE DRENAJE No 1.....	164
6.4.2	CURVA DE PERFORMANCE PARA LAS BOMBAS DE	
.	LA ESTACION DE DRENAJE No 2.....	165
6.4.3	CURVA DE PERFORMANCE PARA LAS BOMBAS DE	
.	LA ESTACION DE DRENAJE No 3.....	166

INDICE DE TABLAS

TABLA No		Pag.
1.1	AREAS DE CULTIVOS.....	21
2.1	COEFICIENTE (K) DE CULTIVO.....	27
2.1.1	PLUVIOMETRIA DE LOS ASPERSORES.....	40
2.1.2	RUGOSIDAD DE TUBERIAS.....	42
2.1.3	LONGITUD EQUIVALENTE DE ACCESORIOS.....	44
2.2	VALORES MEDIOS MENSUALES DE RADIACION.....	28
2.3.1	VELOCIDADES TIPICAS EN CANALES.....	57
3.1.2	CAPACIDAD DE ALMACENAJE DE AGUA EN EL SUELO...73	73
5.1.1	PROMEDIO MENSUAL DE TEMPERATURA, VELOCIDAD DEL VIENTO, LLUVIAS Y HUMEDAD.....	125
5.1.2	SIEMBRA TEMPRANA DE ARROZ.....	107
5.1.3	SIEMBRA MEDIA DE ARROZ.....	108
5.1.4	SIEMBRA TARDIA DE ARROZ.....	109
5.1.5	SIEMBRA TEMPRANA Y MEDIA DE MAIZ.....	110
5.1.6	SIEMBRA TEMPRANA Y MEDIA DE SIYA.....	111
5.1.7	SIEMBRA TEMPRANA DE FREJOL.....	112
5.1.8	SIEMBRA TEMPRANA DE TOMATE.....	113



ABLA

No

5.1.9 CAUDALES DE RIEGO.....114

5.2.1 PERDIDAS POR FRICCION EN LA COLUMNA123

5.2.2 CABEZAL DINAMICO TOTAL PARA LAS BOMBAS
DE RIEGO.....126

5.3.1 NPSHa PARA LAS BOMBAS De RIEGO.....131

5.4.1 PERDIDAS POR FRICCION EN EL EJE.....133

5.4.2 VALORES LIMITES DE LA VELOCIDAD ESPECIFICA...136

5.5.1 EFICIENCIAS TÍPICAS DE LOS MOTORES.....142

6.1.1 CAUDAL De BOMBEO PARA DRENAJE
ESTACION No 1.....146

6.1.2 CAUDAL DE BOMBEO PARA DRENAJE
ESTACION No 2.....147

6.1.3 CAUDAL DE BOMBEO PARA DRENAJE
ESTACION No 3.....148

6.2.4 TDH PARA LAS BOMBAS DE DRENAJE
ESTACION No 1.....154

6.2.5 TDH PARA LAS BOMBAS DE DRENAJE
ESTACION No 2.....155

6.2.6 TDH PARA LAS BOMBAS DE DRENAJE
ESTACION No 3.....156

TABLA

Pág.

No

6.3.1	NPSHa PARA LAS BOMBAS DE DRENAJE	
.	ESTACION No 1.....	158
6.3.2	NPSHa PARA LAS BOMBAS DE DRENAJE	
.	ESTACION No 2.....	159
6.3.3	NPSHa PARA LAS BOMBAS DE DRENAJE	
.	ESTACION No 3.....	160
7.1	COSTOS ESTACION DE BOMBEO PARA RIEGO.....	173
7.2	COSTOS ESTACION DE BOMBEO PARA DRENAJE	
.	ESTACION No 1.....	174
7.3	COSTOS ESTACION DE BOMBEO PARA DRENAJE	
.	ESTACION No 2.....	175
7.4	COSTOS ESTACION DE BOMBEO PARA DRENAJE	
.	ESTACION No 3.....	176
7.5	CONVERSION DE UNIDADES.....	169
7.6	PERDIDAS POR FRICCION EN TUBERIAS.....	198

INDICE DE PLANOS

PLANO	Pag.
No	
4.2.1	UBICACION DEL PROYECTO..... 99
5.2.1	INSTALACION DE BOMBAS PARA RIEGO..... 124
5.4.1	ESTACION DE BOMBEO PARA RIEGO..... 140
6.2.1	INSTALACION DE BOMBAS PARA DRENAJE No 1..... 150
6.2.2	INSTALACION DE BOMBAS PARA DRENAJE No 2..... 151
6.2.3	INSTALACION DE BOMBAS PARA DRENAJE No 3..... 152
6.4.1	ESTACION DE BOMBEO PARA DRENAJE No 1..... 167
6.4.2	ESTACION DE BOMBEO PARA DRENAJE No 2..... 168
6.4.3	ESTACION DE BOMBEO PARA DRENAJE No 3..... 169

INTRODUCCION

Los crecientes requerimientos de alimentos y de productos para la exportación en nuestro país, exige de manera clara y hasta imperiosa, la dotación del riego y drenajes artificiales a la zona más próspera y fecunda del Ecuador, como es la cuenca del Río Guayas.

En consideración a esta situación, en una área de la zona mencionada anteriormente, se desarrolló un diseño de riego y drenaje, seleccionándose los equipos de bombeo a fin de que garanticen la humedad correcta al suelo, y que los excesos de agua sean drenados, para mantener el crecimiento y desarrollo normal de los cultivos.

CAPITULO I

INTRODUCCION AL PROYECTO

El extraordinario crecimiento de la población mundial en el presente siglo, ha agudizado, las ya precarias condiciones alimenticias existentes en extensas zonas de nuestro planeta; de aquí que los organismos internacionales de la máxima representación hayan prestado una atención preferente a la promoción en todos los países en desarrollo de las diferentes técnicas agrícolas, enfatizándose que el problema anotado exige el esfuerzo solidario de todos los países para resolverlo, mediante el incremento en la medida necesaria de la producción mundial de alimentos

Y en esta solución, en el Ecuador sus profesionales, egresados de las Universidades y escuelas Politécnicas, desempeñan el rol más importante como personas capacitadas para desarrollar y aplicar las diferentes técnicas de acuerdo a nuestro propio medio ambiente, donde por naturaleza, el régimen de reposición de agua al suelo, no siempre se ajusta a las reales necesidades de los cultivos, por lo que debe recurrirse al control de la humedad del suelo, que asegure a los cultivos el ambiente

adecuado para su crecimiento y desarrollo; ya sea reponiendo agua mediante la practica del riego y/o evacuando los excesos mediante el drenaje

Es en esta técnica, que se desarrolla la presente tesis, en la que el futuro Ingeniero Mecánico, combinando los principios basicos de las otras Ingenierias, contribuye con sus conocimientos en la Mecánica de los Fluidos y en especial en las Turbomaquinarias, al Diseño y Selección del Sistema de Riego y Drenaje para una de la más importante zona agrícola del país como es el Valle del Río Daule

1.1 DESCRIPCION DEL PROYECTO

En nuestro país, La Comisión de Estudios Para el Desarrollo de la Cuenca del Río Guayas, tiene a su cargo la construcción de la Presa Daule-Peripa, obra de gran importancia a nivel nacional e internacional, y que da origen al Proyecto de Propósito Múltiple "Jaime Roldos Aguilera", el mismo que entre uno de sus fines más importantes es el de almacenar el agua producida en épocas de lluvia y proveer este líquido en épocas de sequia para riego en la agricultura.

El diseño y selección de los equipos de bombeo, para un subproyecto de riego en la cuenca baja del Daule, denominado Proyecto América, se desarrollara en el



presente estudio. La zona del Proyecto está localizada en la margen derecha del Río Daule, entre la cuenca del Estero Loco y los Ríos Daule y Magro, y sirve para implementar el desarrollo agrícola con riego de una área cercana a las 6268 Ha brutas

Geológicamente, el área del proyecto está recubierta de una capa potente de material de depósito cuyas características varían en profundidad, dependiendo de las condiciones en que ha tenido lugar ese depósito a través de los distintos períodos geológicos. En las perforaciones realizadas, se puede observar que las capas superiores (hasta 15 Mts), están constituidas por suelos arcillosos generalmente de alta plasticidad de coloración variable, en algunos casos café, en otros gris claro u oscuro e inclusive azul verdoso. A profundidades mayores (16 Mts) se encuentra ya suelo granular, arena, y en algunos casos grava; más abajo nuevamente arcilla y a 24 Mts de profundidad aparece otro estrato de arena con grava.

Las miras fundamentales en el desarrollo de este estudio serán:

A) El control de la entrega de agua a los cultivos, es decir uniformidad de riego y con suficiencia de humedad a fin de obtener un óptimo crecimiento y desarrollo de los mismos y

TABLA 1.1

AREAS DE CULTIVOS (HECTAREAS)

CULTIVOS	INVIERNO	VERANO
ARROZ SIEMBRA TEMP.	1,342.50	1,279.00
ARROZ SIEMBRA MEDIA	2,685.00	2,559.00
ARROZ SIEMBRA TARD.	---	1,279.00
MAIZ	267.00	251.00
SOYA	199.00	173.00
PREJOL	---	94.00
TOMATE	---	199.00

2) Determinacion de las cantidades de agua necesarias a fin de obtener no solo una economia real de esta, si no tambien, de la energia a consumirse durante la explotacion, y en los gastos de primera instalacion por disminucion del tamano y potencia de la maquinaria a seleccionarse

Cumpliendo los puntos anotados anteriormente, se disenara tanto las plantas de bombeo de agua para riego con tomas directas del Rio, como las plantas de bombeo de drenaje de aguas para su entree a posterior al mismo Rio Daule

En lo relacionado a los aspectos agricolas se presenta la Tabla 1.1 de las areas a regar para distintos cultivos tanto en invierno como en verano

1.2 JUSTIFICACION DEL PROYECTO

De acuerdo, a los datos estadísticos publicados por los organismos oficiales del Estado, con respecto a la producción agrícola en el Ecuador se concluye:

A) Las mayores superficies cultivadas se registran en las épocas de lluvia, lo que demuestra la dependencia de los cultivos con respecto a este fenómeno natural

B) En todos los años se aprecia una discrepancia entre el área sembrada y la superficie realmente cosechada, situación esta, que ocurre por lo general, en la época de invierno lo cual indica que frente a inviernos irregulares parte importante del área sembrada se pierde por falta o exceso de agua

El proyecto a desarrollarse formula un sistema que controle las condiciones del terreno, no sólo durante el verano, abriendo la posibilidad de realizar cultivos durante esta época con el concurso de un sistema de riego, si no también, en las épocas de lluvia, a través del sistema de drenaje, evitando cuantiosas pérdidas económicas al país en uno u otro invierno irregular. En definitiva la formulación y diseño del presente proyecto de riego y drenaje, forma parte de una política de desarrollo agrícola y de transformación de la estructura social y económica del Ecuador.

CAPITULO II

SISTEMAS DE RIEGO

En la explotación agrícola el agua es un factor esencial. Sin duda, se puede calificar este elemento, como el factor limitante de mayor importancia en la producción agrícola mundial. El papel del agua en el desarrollo vegetal es fundamental, ya que es el vehículo de transporte de alimentos y elementos minerales, es básico para mantener la turgencia celular participando además en la mayoría de los procesos y reacciones químicas de la planta, ya sea directamente o como sustrato de las mismas

El conocimiento apuntado anteriormente y la necesidad de extender los beneficios del agua, a tierras no situadas en los cursos naturales de ella ha obligado el desarrollo de sistemas de riego, los mismos que han tenido una evolución espectacular en los últimos años, especialmente el riego por aspersión, mencionandose además el riego por goteo que promete ventajas muy interesantes.

Los dos factores limitantes más importantes, a considerarse cuando se estudia la implantación de un sistema de riego; son los siguientes:



A) Es necesario contar con agua de una calidad tal, que nos asegure un riego exitoso, ya que las aguas con determinados grados de salinidad y/o alcalinidad no son utilizables para el riego

El diagrama que se incluye en la Fig. 2.1 es el más utilizado en la actualidad para la determinación de la calidad de agua para el riego, ya que considera tanto los riesgos por salinización, por el contenido de sales presentes y que se manifiesta físicamente por la conductividad eléctrica, como los riesgos por alcalinización, que se mide químicamente por el índice de adsorción de Sodio "SAR" cuyo valor es el de la fracción:

$$SAR = \frac{Na \sqrt{2}}{\sqrt{Ca + Mg}} \quad 2.1$$

En que cada símbolo químico representa la concentración del elemento.

B) El terreno debe reunir ciertas condiciones mínimas, ya que de hecho se puede regar prácticamente todos los terrenos que nos puedan ofrecer; pero aún regados, no pueden ser productivos y entonces no merece la pena regarlos.

Los calculos que deben efectuarse para la implementación de un sistema de riego incluyen:

FIG. 2.1

CLASIFICACION DE LAS AGUAS DE RIEGO

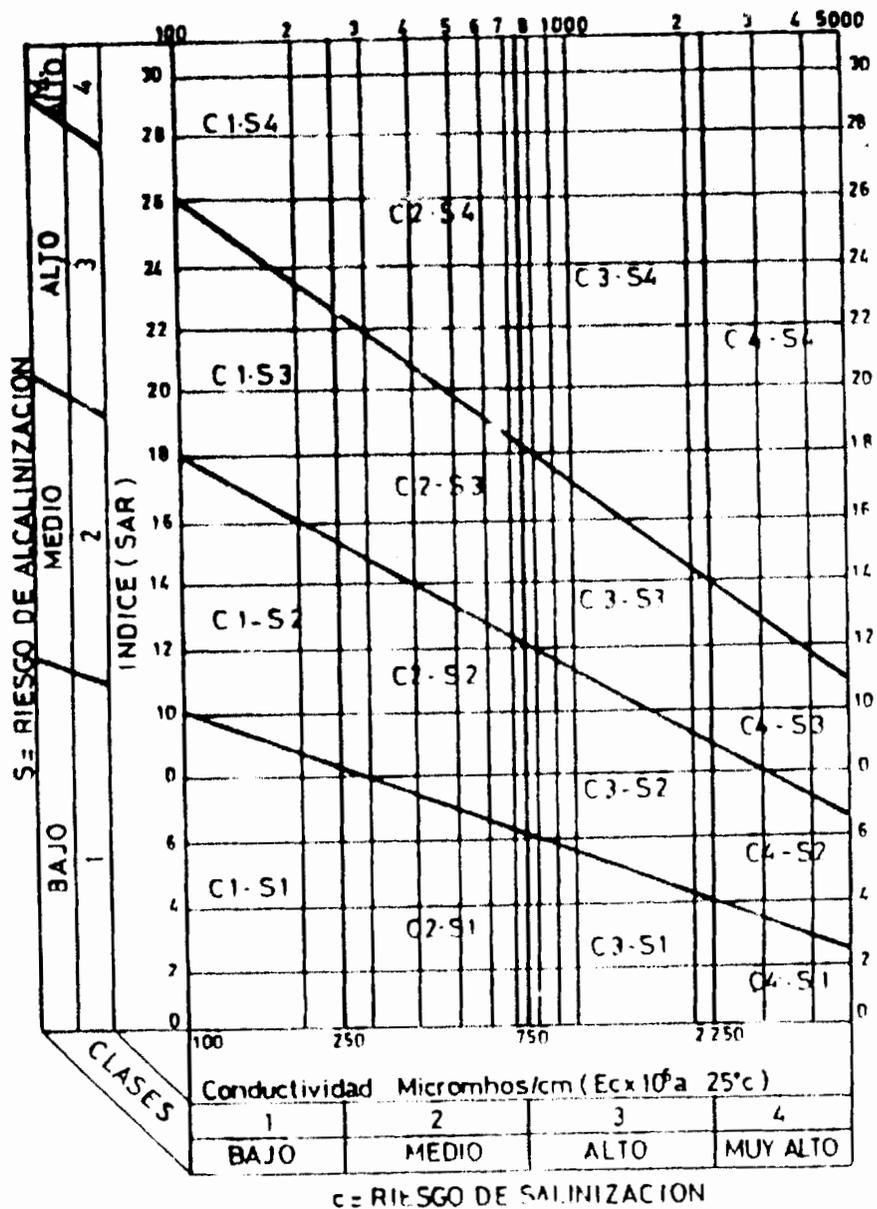


Fig. 2.1.- Clasificación de las aguas de riego.

A) Las necesidades hídricas de los cultivos objeto de irrigación, para este efecto, todos los cálculos han tenido como objetivo averiguar lo que se conoce como Evapotranspiración Potencial Máxima, que puede definirse como la máxima cantidad de agua que puede evaporar el conjunto Suelo-Planta en las mejores condiciones de adsorción del agua y en un tiempo determinado.

Diversos procedimientos de cálculo han sido elaborados por muchos investigadores, destacándose el de BLANEY Y CRIDDLE ya que es fácil de aplicar y su fórmula es muy sencilla :

$$E_t = (0.457 * t + 8.13) * p * K \quad 2.2$$

siendo:

E_t = evapotranspiración potencial de un período (comúnmente un mes) en mm de agua.

t = temperatura media en ese período.

p = porcentaje de horas de luz del período respecto al total anual.

k = coeficiente de cálculo empírico.

Normalmente se toma como período un mes, y por acumulación se obtiene la evapotranspiración potencial anual, que conceptualmente es la cantidad de agua que pasa del terreno a la atmósfera por evaporación directa o evacuada por las plantas en su período vegetativo ideal.

TABLA 2.1

COEFICIENTE (K) DE CULTIVO.

CULTIVOS	PORCENTAJE ESTACIONAL DE CRECIMIENTO DEL CULTIVO											
	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	
FREJOL	.20	.30	.40	.65	.85	.90	.90	.80	.60	.35	.20	
MAIZ	.20	.30	.50	.65	.80	.90	.90	.85	.75	.60	.50	
ALGODON	.10	.20	.40	.55	.75	.90	.90	.85	.75	.55	.35	
SORGO	.20	.35	.55	.75	.85	.90	.85	.70	.60	.35	.15	
CUCURBITACEAS	.35	.35	.45	.50	.60	.65	.65	.60	.60	.55	.55	
MANI	.15	.25	.35	.45	.55	.60	.65	.65	.60	.45	.30	
PAPA	.20	.35	.40	.65	.80	.90	.95	.95	.95	.90	.90	
ARROZ	.80	.95	1.05	1.15	1.20	1.30	1.30	1.20	1.10	.90	.50	
SOYA	.15	.20	.25	.30	.45	.55	.70	.80	.70	.60	.50	
VEG. PEQ.	.25	.30	.45	.55	.60	.65	.65	.60	.55	.45	.30	
REMOL. AZUC.	.25	.45	.60	.70	.80	.85	.90	.90	.90	.90	.90	
TOMATE	.20	.25	.40	.60	.70	.75	.75	.65	.55	.30	.20	

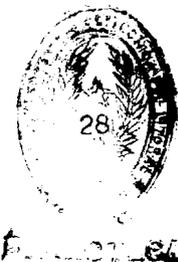


TABLA 2.2

VALORES MEDIOS MENSUALES DE RADIACION

LATITUD	VALORES PARA EL CALCULO DE LA EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL												
	GRADOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGT	SEP	OCT	NOV	DIC
0	15.07	15.53	15.71	15.27	14.47	13.97	14.19	14.95	15.61	15.66	15.23	14.90	
1	15.22	15.62	15.72	15.19	14.33	13.80	14.03	14.84	15.50	15.72	15.16	15.06	
2	15.37	15.71	15.73	15.11	14.19	13.63	13.87	14.73	15.55	15.70	15.49	15.23	
3	15.42	15.80	15.74	15.03	14.05	13.46	13.71	14.62	15.52	15.84	15.62	15.39	
4	15.57	15.81	15.75	14.95	13.91	13.29	13.55	14.51	15.49	15.90	15.75	15.50	
5	15.81	15.98	15.75	14.88	13.76	13.12	13.39	14.41	15.46	15.96	15.89	15.72	
6	15.94	16.05	15.93	14.78	13.60	12.53	13.21	14.28	15.41	16.00	16.00	15.86	
7	16.07	16.12	16.12	14.68	13.44	12.74	13.04	14.15	15.36	16.04	16.11	16.01	
8	16.19	16.19	16.30	14.97	13.27	12.56	12.86	14.02	15.30	16.07	16.23	16.15	
9	16.32	16.26	16.49	15.47	13.11	12.37	12.69	13.89	15.25	16.11	16.34	16.30	
10	16.45	16.33	15.67	14.37	12.95	12.18	12.51	13.76	15.20	16.15	16.45	16.44	
11	16.56	16.37	15.63	14.25	12.77	11.98	12.32	13.61	15.12	16.16	16.54	16.56	

En la tabla 2.1 se incluye los valores del coeficiente k y en el cuadro 2.2 los valores de p para su aplicación en la fórmula de *BLANEY* y *CRIDDLE*.

B) Los cálculos de las pérdidas de carga tanto principales como secundarias en las líneas de conducción hidráulica; para cuyo efecto los principios fundamentales de la Hidrodinámica y la ecuación de Bernouilli son los instrumentos de trabajo del proyectista.

La ecuación de Bernouilli generalizada es la siguiente:

$$\frac{P_1}{\gamma} + z_1 + \frac{V_1^2}{2g} - \sum H_{r1-2} + \sum H_b - \sum H_t = \frac{P_2}{\gamma} + z_2 + \frac{V_2^2}{2g} \quad 2.3$$

Siendo:

- | | |
|--------------------------|--|
| $P_1/\gamma, P_2/\gamma$ | - alturas de presión |
| z_1, z_2 | - alturas geodésicas |
| $V_1 /2g, V_2 /2g$ | - alturas de velocidad |
| $\sum H_{r1-2}$ | - suma de todas las pérdidas
hidráulicas entre 1 y 2 |
| $\sum H_b$ | - suma de los incrementos de altura
proporcionadas por las
bombas instaladas entre 1 y 2 |
| $\sum H_t$ | - incremento de altura absorbida
por los motores (turbinas)
instaladas entre 1 y 2 |

Considerando que no hay adición de energía (bomba) ni cesión de energía (turbina) obtenemos :

$$\frac{P_1}{\gamma} + z_1 + \frac{V_1^2}{2g} - \Sigma H_{r1-2} = \frac{P_2}{\gamma} + z_2 + \frac{V_2^2}{2g} \quad 2.4$$

Los manuales de Hidráulica estan llenos de tablas, curvas, ábacos y monogramas para el cálculo del término H_{r1-2} en la ecuación 2.4. Experimentos realizados con tuberías de agua de diámetro constante demostraron, que la pérdida de carga era directamente proporcional al cuadrado de la velocidad media en la tubería y a la longitud de la tubería e inversamente proporcional al diámetro de la misma. La fórmula fundamental que expresa lo anterior es la ecuación de DARCY-WEISBACH.

$$H_{rp} = \lambda \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad 2.5$$

Donde:

H_{rp}	-pérdida de carga primaria
λ	-coeficiente de pérdida de carga
L	-longitud de la tubería
D	-diámetro de la tubería
V	-velocidad media del fluido

Las tablas, curvas, ábacos y monogramas mencionados anteriormente, sirven sólo para obtener el coeficiente

, que llevado a la ecuación 2.5 nos da la pérdida de carga primaria H_{rp} . Este coeficiente es adimensional y depende de la velocidad V , del diámetro de la tubería D , de la densidad ρ , de la viscosidad μ y de la rugosidad k , lo que puede expresarse:

$$\lambda = f(V, D, \rho, \mu, k) \quad 2.6$$

Siendo adimensional la función f de la ecuación 2.6 deberá ser una función de variables adimensionales. En efecto el análisis dimensional demuestra que:

$$\lambda = f\left(\frac{\rho V D}{\mu}, \frac{k}{D}\right) \quad 2.7$$

Donde:

$$\frac{\rho V D}{\mu} \quad \text{-número de REYNOLDS } R$$

$$k/D \quad \text{-rugosidad relativa}$$

En la práctica para la determinación del coeficiente λ , se utiliza el ábaco conocido con el nombre de DIAGRAMA DE MOODY, reproducido en la Fig. 2.2

Para el cálculo de las pérdidas secundarias, más precisamente aquellas que tienen lugar en los cambios de sección y dirección de la corriente, en las contracciones, ensanchamientos, codos, valvulas de diferentes tipos, etc; se utiliza la fórmula siguiente:

FIG. 2.2

DIAGRAMA DE MOODY

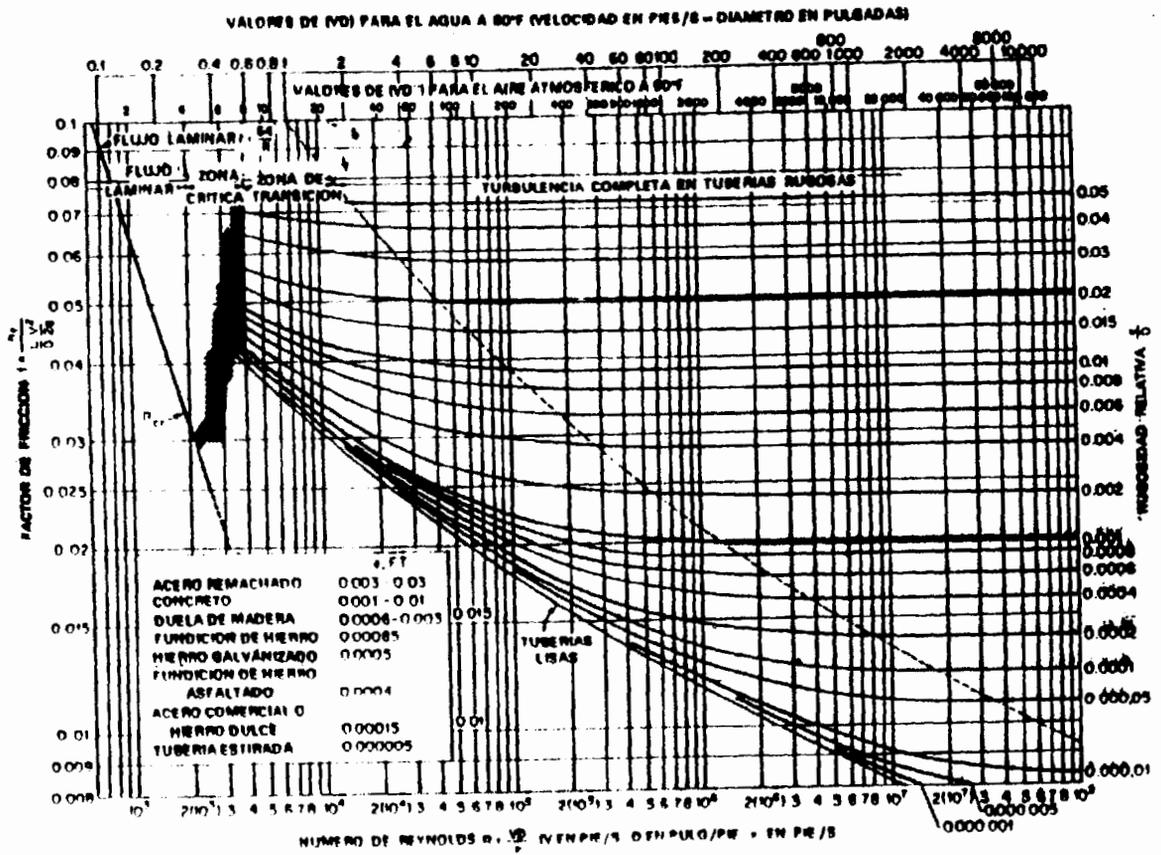


Fig. 2.2.- Diagrama de Moody.

$$Hrs = f \frac{V^2}{2g} \quad 2.8$$

Donde:

- Hrs -pérdidas de carga secundaria
- f -coeficiente adimensional
 . de pérdida de carga secundaria
- V -velocidad media en la tubería,
 . si se trata de codos,
 . valvulas, etc; si se trata
 . de cambio de sección el manual de
 . Hidráulica debe indicar junto
 . al valor de f la velocidad V
 . que debe tomarse

También se utiliza en la determinación de las pérdidas secundarias la siguiente fórmula:

$$Hrs = \lambda \frac{L_e}{D} \frac{V^2}{2g} \quad 2.9$$

Donde:

- Hrs -pérdida de carga secundaria
- λ -coeficiente adimensional de
 . pérdida de carga secundaria
- L_e -longitud de un trozo de tubería
 . del mismo diámetro, que
 . produciría la misma pérdida de
 . carga que el accesorio en cuestión
- V -velocidad media en la tubería



2.1 RIEGO POR ASPERSION

La gran cantidad de variantes de este procedimiento de riego que existen hoy, hacen muy difícil dar una definición precisa que las englobe a todas, pero podemos concluir que se trata de un sistema en el que las plantas y/o el suelo reciben el agua en forma de lluvia.

un sistema de riego por aspersión consta básicamente de los siguientes materiales y equipos:

- A) Estación(es) de bombeo.
- B) Tuberías de transporte de agua.
- C) Tuberías de distribución.
- D) Aspersores y
- E) Elementos auxiliares.

La distribución y montaje de los cinco grupos que hemos enunciado anteriormente se presenta de las siguientes maneras:

1ro) SISTEMA MOVIL - Todos los equipos son móviles, por lo tanto, este sistema se concibe casi siempre para riegos eventuales o como solución de emergencia.

El sistema consta de un grupo motobomba con motor a diesel, ya que casi nunca existe la posibilidad de usar la energía eléctrica por el alejamiento de las fuentes de suministro.

La bomba aspira el agua mediante una manguera o tubería de material ligero, generalmente aluminio y en su extremo se coloca un colador y una valvula de pie para permitir el cebado de la bomba. El grupo motobomba descarga el agua a una tubería metálica de acero galvanizado o aluminio, aunque hay instalaciones con polietileno. De esta tubería de transporte se derivan una o varias alas de distribución que estan compuestas por tubos de aluminio, en forma casi exclusiva.

Los aspersores son toberas, provistas de un mecanismo que les confiere un movimiento de giro. La mayor parte de los modelos giran merced a un martillo que, desplazado por el chorro golpea rítmicamente un soporte previsto para ello; el giro se consigue otras veces por un mecanismo de turbina o por simple efecto de reacción. Los aspersores se colocan sobre unos tubos que les sirven de enlace con la tubería de distribución, o directamente sobre ella.

Como elementos auxiliares más significativos, podemos señalar los depósitos de abono, que permiten incorporar esta al riego, los equipos de ruedas para el transporte de los tubos, las valvulas y otros.

2do) SISTEMA SEMI FIJO - En la actualidad es el sistema más extendido en uso por razones de índole

económica, y con respecto al sistema anterior presenta varias diferencias.

El grupo de bombeo es una unidad fija al terreno, y con frecuencia accionado por energía eléctrica, aunque no hay razones técnicas que impidan el uso de motores a diesel

La tubería de transporte es fija y casi siempre se entierra; el material empleado en esta canalización suele ser el fibrocemento con juntas gibault para calibres de conducción de menos de 400 mm (200 Lts/seg. de caudal) y hormigón armado en conducciones más importantes.

Las arterias de transporte menores se dejan a veces, superficiales con tubos metálicos. La unión de las antenas de distribución con las tuberías de transporte, se hace mediante hidrantes o valvulas que pueden llevar sólo una compuerta, o ser más complejas con aparatos de control y de medida.

Las líneas provistas de aspersores son análogas a las del sistema móvil; se colocan en el terreno en una o varias posturas diarias y se cambian a la siguiente posición una vez finalizado el riego.

3ro) SISTEMA DE COBERTURA TOTAL - El traslado de las alas regadoras es una operación enojosa, que es preciso realizar con frecuencia varias veces al día,

por terrenos mojados y sobre masas de cultivo ocasionandose daños, y fatiga al operario; para evitarlo se han propuesto varias soluciones, una de las cuales es la que implica los sistemas de cobertura total, a los que podríamos definirlos como sistemas fijos en los que lo único que se cambia es el aspersor y su sostén.

Las alas con aspersores se complementan con una red de tuberías que conectan las posiciones que ocupaban los aspersores en los otros sistemas. Estas tuberías cubren todo el terreno dividiendolo en bandas, cuya anchura corresponde a uno de los lados del marco de la postura elegida para el aspersor, sobre cada una de estas tuberías se mueven varios aspersores recorriendola en toda su longitud. La ventaja de los riegos de cobertura total, es que las labores de riego son tan simples que un hombre puede dominar superficies muy grandes (alrededor de 100 Ha) pues su tarea consiste en recoger los aspersores de una postura y trasladarlo a la siguiente.

4to) SISTEMA FIJO - En esta variante todos los equipos son fijos, y dependiendo de la cantidad de agua disponible se puede dividir la red en sectores de riego independientes, cuyo gobierno se confía a un sistema de válvulas controladas eléctricamente o



hidráulicamente, para cuyo efecto un programador que pueda incorporar ordenes de aparatos sensibles a la humedad del terreno y a la lluvia natural automitiza el sistema adelantando o retrazando el riego cuando sea preciso.

En forma general la selección y cálculo de los equipos para la implantación de un sistema de riego por aspersión sigue el siguiente orden:

A) Calculo de la evapotranspiración potencial máxima siguiendo cualquiera de los métodos desarrollados actualmente y de los cuales mencionamos el de BLANEY-CRIDDLE:

$$E_t = (0.457 * t + 8.13) * p * K \quad 2.2$$

B) Con la ayuda de un cuadro estadístico de las precipitaciones sobre el terreno obtenemos la diferencia matemática entre la cantidad de agua entregada al terreno en forma natural (lluvia) y la demandada en el proceso de la evapotranspiración potencial máxima.

$$D' = P - E_t \quad 2.1.1$$

Siendo:

P -precipitación natural de un período de tiempo, en mm de agua

Et -evapotranspiración potencial máxima en

- . ese período, en mm de agua
- D' -cantidad de agua que debe irrigarse
- . (signo positivo, caso contrario se
- . estudiará en el siguiente capítulo
- . la posibilidad del drenaje artificial.

C) Aplicación de un factor de corrección a la ecuación 2.1.1 correspondiente a la eficiencia de la instalación y cuyo valor oscila entre 0.95 y 0.75 .El valor de 0.95 lo podemos aplicar a instalaciones de gran calidad ; sin fugas, los aspersores son pequeños, muy abundantes, se renuevan con frecuencia y trabajan sin viento y con gran solape de la zona regada por cada uno de los aspersores y los adyacentes

D) Decisión del tipo de aspersor a usar y la pluviometría , que depende del calibre de la boquilla, la presión de funcionamiento y el espaciamiento entre aspersores.

Los aspersores más corrientemente usados tienen una o dos toberas y funcionan a presiones que oscilan entre los 2.5 Kg/cm² y 4.5 Kg/cm². Aspersores mayores pueden tener tres y hasta cuatro toberas y trabajar a presiones de hasta 8 Kg/cm². En la tabla 2.1.1 se incluyen datos orientativos que permiten obtener la

pluviometría, el caudal y el alcance de los aspersores más comúnmente usados en la actualidad.

TABLA 2.1.1

Día- metro tobera en mm	Presión kg/cm ²	Caudal l/h	Día- metro m (ángulo normal)	Precipitación media en mm/h según el marco en m						
				9×15	9×18	12×12	12×15	12×18	12×24	18×18
5.0	2.5	1 550	31.70	11.48	9.57	10.76	8.61	7.17	5.38	
5.0	3.0	1 700	33.00	12.59	10.49	11.80	9.44	7.87	5.90	5.25
5.0	3.5	1 840	34.30	13.63	11.36	12.72	10.22	8.52	6.39	5.68
5.0	4.0	1 960	35.60	14.52	12.10	13.61	10.89	9.07	6.80	6.05
5.5	2.5	1 830	33.20	13.55	11.30	12.71	10.17	8.47	6.35	5.65
5.5	3.0	2 000	34.55	14.81	12.34	13.89	11.11	9.26	6.94	6.17
5.5	3.5	2 150	35.90	15.92	13.27	14.93	11.91	9.95	7.46	6.63
5.5	4.0	2 300	37.25	17.04	14.20	15.97	12.78	10.65	7.99	7.10
6.0	2.5	2 190	34.70	16.22	13.52	15.21	12.17	10.14	7.60	6.76
6.0	3.0	2 400	36.10	17.78	14.81	16.67	13.33	11.11	8.33	7.41
6.0	3.5	2 580	37.50	19.11	15.92	17.92	14.33	11.91	8.96	7.96
6.0	4.0	2 750	38.90	20.37	16.97	19.10	15.28	12.73	9.55	8.49
6.5	2.5	2 510	35.65	18.59	15.49	17.43	13.94	11.62	8.71	7.75
6.5	3.0	2 740	37.25	20.30	16.91	19.03	15.22	12.68	9.51	8.46
6.5	3.5	2 960	38.85	21.92	18.27	20.55	16.44	13.70	10.28	9.13
6.5	4.0	3 160	40.45	23.41	19.51	21.94	17.55	14.63	10.97	9.75

E) Cálculo del número de riegos en el mes de máximo consumo de agua, el mismo que se hace en función del volumen máximo de agua útil y el volumen mensual total a gastar. Los conceptos que deben aplicarse son; la capacidad de campo, el punto de marchitez y la densidad aparente, todas estas son propiedades inherentes al terreno y que serán tratadas en el siguiente capítulo.

F) Los calculos de pérdida de carga en las tuberías de distribución para aspersores (el material que se emplea casi exclusivamente es la aleación de aluminio con uniones rápidas) pueden efectuarse con la siguiente fórmula:

$$H_{rp} = i * L \quad 2.1.2$$

Donde:

i -pérdida de carga unitaria
 L -longitud de la tubería

El valor de i puede calcularse con la fórmula de SCOBEEY, cuya versión en unidades metricas es:

$$i = \frac{K}{387} * \frac{V^{1.9}}{D^{1.1}} \quad 2.1.3$$

Donde:

k -coeficiente de rugosidad
 V -velocidad media del agua en m/seg.
 D -diámetro de la tubería en metros

Los valores de k para diversos materiales pueden ser tomados del cuadro 2.1.2

CUADRO 2.1.2

VALORES DE k

Tuberías de amianto-cemento.....	0.32
Tuberías de plástico.....	0.32
Tuberías de acero con juntas soldadas....	0.36
Tuberías de hormigón armado con juntas...0.	0.36
Tuberías de acero nuevas sin protección..	0.40
Tuberías de aluminio con acoplamientos ..	0.40
Tuberías de acero poco usadas.....	0.44
Tuberías de acero o hierro muy usadas....	0.48
Tuberías muy rugosas.....	0.60

Dado que el caudal que circula a lo largo de la tubería es variable, ya que se produce una pérdida de agua en cada tobera, un cálculo más exacto puede llevarse a efecto usando la fórmula desarrollada por el investigador norteamericano CRISTIANSEN:

$$H_{rp} = i * L * F \quad 2.1.4$$

Siendo:

$$F = \frac{1}{m+1} + \frac{1}{2N} + \frac{\sqrt{m-1}}{6N^2} \quad 2.1.5$$

Donde:

- i -pérdida de carga unitaria en una tubería
de diámetro D, por la

- . que circula el caudal máximo
- N -número de derivaciones
- L -longitud de la tubería
- m -exponente de la velocidad en la fórmula de la pérdida de carga
- . (m = 1.9 según la ecuación 2.1.5)

G) Los calculos de pérdida de carga en las tuberías secundarias (el material más empleado es el aluminio) se realizan de manera análoga al procedimiento seguido con las tuberías de distribución; adoptando para ello el mayor caudal que circule por las arterias de distribución y multiplicandolo por el número de arterias que se deriven de la que intentamos calcular. Obtenido de esta forma el caudal que se debe conducir continuamos con los procedimientos anotados anteriormente.

H) Siguiendo el curso del agua en sentido inverso, nos encontramos con las pérdidas de carga secundarias que se producen en los elementos auxiliarse como valvulas, limitadores de caudal, reguladores de presión, etc; cuyo calculo se efectua preferentemente con la ecuación:

$$H_{rs} = \lambda \frac{L_e}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (2.9)$$

Los valores de la longitud equivalente para diversos accesorios se enlistan en el cuadro 2.1.3



TABLA 2.1.3

LONGUITUD EQUIVALENTE

Descripción del producto			Longitud equivalente en diámetros de tubería, L/D	
Válvulas de globo	Barra perpendicular a la carrera	Sin obstrucción en asientos de tipo plano, cónico o de tapón	Compl. abier 340	
		Con ala o disco guiado con pasador	Compl. abier 450	
	Patrón Y	(Sin obstrucción en asientos de tipo plano, cónico o de tapón) Con varilla a 60° con respecto a la carrera de la tubería	Compl. abier 175	
		Con varilla a 45° con respecto a la carrera de la tubería	Compl. abier 145	
Válvulas angulares		Sin obstrucción en asientos de tipo plano, cónico o de tapón	Compl. abier 145	
		Con ala o disco guiado con pasador	Compl. abier 200	
Válvulas de compuerta	De cuña, de disco, de doble disco o de disco y tapón	Completamente abiertas	13	
		Abierta tres cuartos	35	
		Abierta a la mitad	160	
		Abierta un cuarto	900	
De pasta	Completamente abiertas	17		
	Abierta tres cuartos	50		
	Abierta a la mitad	260		
	Abierta un cuarto	1200		
Válvulas de compuerta, de bola y de tapón en tubería conductora			Compl. abier. 5*	
Válvulas de retención	Convencionales, de charnela	0.5†	Compl. abier 135	
	De charnela de paso libre	0.5†	Compl. abier 80	
	De globo ascendente o tope; varía perpendicular a la carrera o patrón Y	2.0†	Compl. abier. Igual que para la del globo	
	De ángulo de elevación o tope	2.0†	Compl. abier. Igual que la angular	
	De bola en línea	2.5 vertical y 0.25 horizontal†	Compl. abier. 180	
Válvulas de pie con codazo		Con disco de tipo orquilla de movimiento ascendente	0.3†	Compl. abier 420
		Con disco de bisagra de cuero	0.4†	Compl. abier 75
Válvulas de mariposa (8 pulg y mayores)			Compl. abier 40	
Llaves	De paso recto h	El área del orificio del tapón rectangular igual al 100% del área de la tubería	Compl. abier 18	
	De 3 pasos	El área del orificio del tapón rectangular igual al 80% del área de la tubería (completamente abierta)	Flujo directo 44 Flujo a través del ramal 140	
Conexiones	Codo estándar a 90°		30	
	Codo estándar a 45°		16	
	Codo de radio largo a 90°		20	
	Codo de servicio a 90°		50	
	Codo de servicio a 45°		26	
	Codo en encuadra		87	
	T estándar	Con flujo a lo largo de la carrera Con flujo a través de un ramal	20 60	
Doble de retorno de patrón cerrado			80	

* La longitud equivalente exacta es igual a la longitud entre las caras de las bridas o los extremos soldados

† Caída de presión mínima calculada (lb/pulg²) a través de la válvula para proporcionar flujo suficiente que levante completamente el disco.

I) Para los cálculos de pérdida de carga en las tuberías principales (el material adoptado es el fibrocemento u hormigón armado) la fórmula más empleada para la determinación de i a usarse en la ecuación 2.1.2 es la fórmula de SCIMENI y que es la siguiente:

$$V = 158 R_2^{0.68} i^{0.56} \quad 2.1.6$$

Despejando i se obtiene:

$$i = \frac{9.48}{10^4} * \frac{Q^{1.79}}{D^{4.79}} \quad 2.1.7$$

J) Lo que resta por determinar es el equipo de impulsión, para cuyo efecto los cálculos anteriores nos arrojan los valores que debemos emplear en la selección de la bomba más adecuada para el servicio que requerimos. Los factores más importantes a considerar son las condiciones de succión y la eficiencia de operación.

2.2 RIEGO POR GOTEO

Es un sistema de riego fijo e individualizado ya que la planta recibe el líquido elemento desde un emisor, que se encuentra goteando agua precisamente encima de la zona radicular de la planta, siendo este caudal captado por las raíces mediante los pelillos absorbentes que la aprovechan prácticamente en su totalidad

El riego por goteo se ha concebido como una manera de entregar agua a las plantas en cantidad suficiente, pero en la estrictamente necesaria para que tengan un desarrollo óptimo, del concepto anotado se deduce evidentemente que se ha perseguido fundamentalmente un ahorro del líquido elemento, por lo que, su aplicación debe ser considerada cuando los recursos hidráulicos disponibles sean muy limitados, o, cuando las tierras sean enormemente permeables, demandando riegos repetitivos a intervalos muy cortos de tiempo.

El mayor inconveniente para la implantación de un sistema de riego por goteo es el factor costo de primera instalación, por lo que su aplicación mayor es en los cultivos en los que existen menos plantas por unidad de superficie con plantación ordenada a intervalos regulares, y dentro de estos, por su importante inversión inicial, solo se aplica a los

cultivos que por su elevada producción final no son afectados por la cuantía de las amortizaciones de la inversión de instalación.

De la misma forma que en el riego por aspersión, una instalación típica de riego por goteo suele estar compuesta de las siguientes unidades:

- A) Estación(es) de bombeo.
- B) Sistema de filtrado de agua.
- C) Tuberías de transporte.
- D) Tuberías de distribución.
- E) Emisores y
- F) Elementos auxiliares.

Las estaciones de bombeo generalmente están compuestas por electrobombas movidas como su nombre lo indica por energía eléctrica; sin descartar el uso de motobombas, ó sea, aquellas que llevan acoplados motores de combustión interna; estas unidades son las encargadas del suministro de agua al sistema y con la presión de descarga suficiente de acuerdo a los cálculos de ingeniería para el sistema a implantarse.

Un sistema de filtrado de agua es obligatorio en todo sistema de riego por goteo, debido a la pequeñez del orificio de goteo de los emisores, punto donde se concentran muchas de las dificultades de funcionamiento que pueda tener la instalación global;

llegándose a prescribir en algunos sistemas un filtrado en varias etapas de forma que no pasen a las conducciones partículas mayores de 0.1 mm.

Algunas instalaciones que utilizan agua derivada de cauces de superficie tienen grandes problemas de estancamiento en los filtros, y es necesario prever este inconveniente colocando filtros de limpieza automática o permanente, de tal forma que permitan garantizar que, en ausencia del operario el sistema no detenga el riego por falta de agua hacia las tuberías. Las aguas procedentes de pozo no suelen presentar problemas de este tipo, aunque las sales o calizas pueden crear incrustaciones en las boquillas, disminuyendo su capacidad.

Los filtros más generalizados están constituidos por un cuerpo tubular de malla de acero inoxidable o plástico, al que el agua bruta entra circulando de dentro hacia el exterior. La cámara exterior es anular y desagua en el conducto de agua limpia, mientras la suciedad queda en el interior del conducto, pudiendo ser drenada a intervalos regulares de tiempo.

A partir del sistema de filtrado, el agua se conduce con unas tuberías que presentan pocas o ninguna derivación (tuberías de transporte) cuyo material de construcción depende de la magnitud del sistema de

riego o por consiguiente del calibre necesario para el transporte del fluido.

En diámetros nominales menores o iguales a 3 pulg. se usa mucho el polietileno, tendido sobre la superficie, y para diámetros mayores el fibrocemento e instalado bajo tierra.

Las tuberías de distribución se derivan de las de transporte, siendo lo más corriente que estas tuberías se lleven sobre la superficie del terreno o adaptándose a los marcos de plantación y riego. Esta disposición con tuberías de polietileno que son las más adecuadas para este fin, aunque es muy adaptable, presenta algunos inconvenientes; en primer lugar el terreno se ve cruzado de un conjunto de tubos paralelos, dificultando las labores mecánicas, y en segundo lugar el polietileno tiende a retorcerse bajo la acción del sol, desorientando por lo tanto la posición correcta de los emisores, es por esto que para algunos cultivos permanentes ha resultado más practico enterrar parcialmente la tubería formando un sinusoide que aflora a la superficie junto a las plantas a regarse.

A todos los dispositivos que permiten que el agua salga de las tuberías para regar el terreno se los denomina emisores, de los cuales existe una inmensa



variedad de modelos, ya que siendo el elemento más crítico de la instalación ha sufrido diversas modificaciones. En la tabla 2.2.1 se enlista los más empleados indicándose además los valores normales de caudal que arrojan de acuerdo a la presión de entrada del agua.

Como elementos auxiliares debemos anotar los dispositivos de automatismo como aquellos para la protección de la bomba contra marcha en seco, las valvulas de control operadas manual, eléctrica o hidráulicamente y para instalaciones de mayor importancia los programadores electrónicos.

Los calculos que deben seguirse para la implantación de un sistema de riego por goteo son los siguientes:

A) Cálculo de la evapotranspiración potencial máxima ecuación 2.2

$$E_t = (0.457 * t + 8.13) * p * k \quad 2.2$$

B) Cálculo de las deficiencias de agua del sistema suelo-planta

$$D' = P - E_t \quad 2.1.1$$

C) Aplicación de un coeficiente de corrección a la ecuación 2.1.1 y cuyo valor oscila entre 0.50 y 0.70 y que guarda relación al hecho de que con el riego por goteo no se humedece toda la superficie del terreno.

TABLA 2.2.1

CAUDAL DE LOS EMISORES PARA RIEGO POR GOTEO (litros/hora)

PRESION metros columna de agua	EMISOR DE HUSILLO			
	TERMINAL IDE GOTEO	DOBLE RANURA 0.4 mm	RANURA SIMPLE 0.7 mm	RANURA CON MANGUITO DE TUBO
2	---	---	1.88	---
3	1.22	---	2.46	---
4	1.52	1.00	3.08	---
5	1.80	1.20	3.62	---
7	2.30	1.50	4.65	---
10	2.82	1.85	5.78	35.60
15	3.72	3.72	7.55	43.00
20	4.50	4.50	9.10	50.40
30	---	---	---	61.70
40	---	---	---	71.20
50	---	---	---	79.60
60	---	---	---	87.20

No se practica ningún ajuste al caudal por la eficiencia del sistema de riego ya que esta es tan alta que se hace igual a la unidad.

D) Selección de los terminales de goteo para cuyo efecto la tabla 2.2.1 contiene valores orientativos del caudal y presión que suministran los aspersores más empleados en la actualidad.

E) Por la concepción misma del sistema de riego por goteo, la entrega de agua al terreno se efectúa todos los días, no imponiéndose ningún cálculo para las jornadas de riego como sucede en los otros sistemas de riego más tradicionales

F) El cálculo de las pérdidas de carga en las tuberías de distribución (material de construcción polietileno) se efectúa con mucho éxito usando la fórmula de Colebrook-White

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = - \log \frac{2k/D}{7.4} + \frac{2.51}{RV\sqrt{\lambda}} \quad 2.2.1$$

El coeficiente λ debe ser aplicado posteriormente en la ecuación 2.5. Al igual que en las tuberías de distribución en el sistema de riego por aspersión, estas tuberías en el riego por goteo acarrearán volúmenes de agua variables debido a las entregas parciales al terreno a través de los emisores, luego



un cálculo más preciso puede ser efectuado aplicando la ecuación 2.1.4

G) El cálculo de las pérdidas de carga en las tuberías secundarias, ó sea, aquellas que conectan las tuberías de distribución y cuyo material de construcción más común en el riego por goteo es el polietileno, se efectúa de igual manera que las pérdidas en las tuberías anteriores.

H) Las pérdidas de carga secundarias en los elementos auxiliares se realiza con la fórmula:

$$Hrs = \lambda \frac{Le}{D} \frac{V^2}{2g} \quad 2.9$$

Las pérdidas de carga en los elementos filtrantes se deben tomar de acuerdo a los datos proporcionados por los fabricantes, y dependerá del grado de saturación de las mallas filtrantes o de las camas de arena del sistema de filtrado que se utilice.

I) Las pérdidas de carga en las tuberías principales se efectúa con las siguientes ecuaciones .

$$V = 158 Re^{0.68} i^{0.56} \quad 2.1.6$$

Donde:

$$i = \frac{9.48}{10^4} * \frac{Q^{1.79}}{D^{4.79}} \quad 2.1.7$$

J) Selección final del equipo de bombeo.

2.3 RIEGO POR CANALES E INUNDACION

El tipo más extendido de canales para el transporte del agua para el riego es el excavado simplemente en el terreno, a lo largo del cual el agua ha de ser conducida.

Si se utilizan los canales sin revestimiento artificial alguno en el fondo o en las paredes, se denominaran canales de tierra; Los mismos que pueden no prestar servicios a largo tiempo ya que la velocidad excesiva del agua en los canales de este tipo produce erosiones, y dado que apenas existen materiales naturales que resistan velocidades superiores a los 1.5 m/seg. son fácilmente susceptibles de desmoronamiento. Aunque su bajo costo inicial constituye su mayor ventaja, los inconvenientes principales son:

- a) Excesivas pérdidas por filtración
- b) Pequeña velocidad de transporte.
- c) Peligro de agrietamiento.
- d) Condiciones óptimas para el desarrollo de moho y malas hierbas.

Los canales se revisten:

- a) Para disminuir las pérdidas por filtración durante el transporte
- b) Para asegurarse contra el agrietamiento.

- c) Para evitar que crezcan las hierbas
- d) Para retardar la proliferación de los mohos
- e) Para disminuir la erosión producida por las velocidades elevadas
- f) Para reducir los gastos de conservación
- g) Para hacer menores los problemas de drenaje y
- h) Para elevar la capacidad de conducción de agua

El factor más importante en el estudio de la conveniencia del revestimiento es el valor anual del agua ahorrada por disminución de las pérdidas en el transporte.

La fórmula de Manning es considerada como la más satisfactoria para el cálculo de las conducciones abiertas y se expresa con la siguiente ecuación:

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad 2.1.3$$

Donde:

V = velocidad en metros cúbicos por segundo

n = coeficiente de rugosidad

Rh = radio hidráulico

s = pendiente del canal

En la Tabla 2.3.1 se muestra las recomendaciones de Fortier y Scobey respecto a los límites de la velocidad, con los correspondientes valores de la

rugosidad n , el mismo que esta de acuerdo a los materiales empleados en la construcción del canal.

TABLA 2.3.1

VELOCIDADES PARA CANALES

VELOCIDADES PARA CANALES EN USO, FUNDAMENTALMENTE RECTOS (Según Fortier y Scobey)			
Material	Valor de Manning para n	Velocidad, m/seg	
		Agua limpia	Agua con limos coloidales en suspensión
Arena fina, coloidal	0.020	0.4	0.8
Suelos franco-arenosos, no coloidales	0.020	0.5	0.8
Suelos franco-limosos, no coloidales	0.020	0.6	0.9
Limos aluviales, no coloidales	0.020	0.6	1.1
Suelos francos, firmes, ordinarios	0.020	0.8	1.1
Cenizas volcánicas	0.020	0.8	1.1
Arcillas compactas, muy coloidales	0.025	1.1	1.5
Limos aluviales, coloidales	0.025	1.1	1.5
Arcillas esquistosas y subsuelo duro de difícil laboreo (hardpan)	0.025	1.8	1.8
Grava fina	0.020	0.4	1.5
Suelos francos con materiales cada vez más gruesos hasta gujarros (no coloidales)	0.030	1.1	1.5
Limos con materiales cada vez más gruesos hasta gujarros (coloidales)	0.030	1.2	1.7
Grava gruesa (no coloidal)	0.025	1.2	1.8
Gujarros y cascajos	0.035	1.5	1.7

Con respecto al riego por inundación, debemos indicar que es un método muy antiguo, ya que en los regadíos primitivos de hace siglos en Asia y en el sur de Europa, el agua se aplicaba inundando zonas extensas de terreno llano y poco profundo. En Egipto especialmente, el método de encharcamiento fue el más generalmente adoptado, permitiendo que el agua se



esparciese sobre grandes extesiones durante los períodos de crecida del Nilo.

En los modernos regadios se han desarrollado algunos métodos de riego a manta mejorados, que se describen a continuación.

Cuando el agua procede de acequias sin ninguna canalización posterior que restrinja su movimiento, el método se denomina riego no controlado o a manta, que se practica en los lugares que el agua de riego es abundante y cuesta poco. Si se hace correr el agua demasiado rápidamente sobre el terreno, la percolación no será suficiente. Por otra parte, si se hace permanecer el agua sobre la parcela durante un período relativamente largo, se produce una pérdida porque el agua percola más allá de la zona radicular. De aquí la dificultad de aplicar el agua, con altos rendimientos, cuando se emplean métodos de inundación. La inundación desde acequias se adapta a algunos terrenos que tienen superficies tan irregulares que no permiten otros métodos de irrigación. No obstante, incluso en terrenos que pueden ser regados, con ventaja por otros métodos de riego, los regantes continúan empleando el método de riego a manta porque los costos iniciales de preparación del terreno son bajos.

Sin embargo, hay que tener en cuenta que el mayor empleo de mano de obra en la aplicación de agua y las pérdidas de agua que se originan por esconterría y percolación profunda sobrepasan las ventajas aparentes de un bajo costo inicial de preparación de la tierra.

Cuando la tierra, la mano de obra y el agua tienen precios altos, el terreno es profundo y no se cuartea excesivamente, y la superficie no es demasiado accidentada y la pendiente grande, es aconsejable preparar las parcelas para inundación controlada.

El método consiste en hacer llegar corrientes relativamente grandes a bancales nivelados con caballones o diques de retención en sus bordes. Este método se adapta bien a los suelos muy permeables que deben ser rápidamente inundados para reducir, de este modo, las pérdidas excesivas por percolación profunda.

También es adecuado para suelos arcillosos, a través de los cuales el agua se infiltra tan despacio que no llegan a quedar bien mojados durante el tiempo que la lámina de agua discurre por su superficie, siendo necesario retenerla estancada para asegurar la debida penetración.

Existe un último método, denominado, método por surcos, en el que solo se necesita mojar una parte de la superficie, con lo que se reduce las pérdidas por

evaporación, disminuye la formación de costras en los suelos arcillosos y haciendo posible el cultivo del suelo poco tiempo después de regar.

CAPITULO III

CONTROL DE INUNDACIONES

La producción de cultivos, en condiciones económicas requiere un ambiente edáfico adecuado en la zona de exploración radical de los mismos; el que depende a su vez del régimen térmico e hídrico, así como de su aereación y del nivel de salinidad y de fertilidad del suelo.

Al ser el suelo un sistema polifásico, con una fase estática (sólida) y dos fases dinámicas (líquida y gaseosa), es lógico considerar los efectos que pueden derivarse de los cambios en el contenido de agua del suelo y de las relaciones de interfase como consecuencia de la lluvia, del riego, o de ambos.

El drenaje tiene como objetivo, eliminar el exceso de agua del suelo, a fin de mantener la aereación y la actividad biológica del mismo, indispensable para cumplir los procesos fisiológicos relativos al crecimiento radical, asegurando de esta manera a las raíces la posibilidad de expansión en profundidad, lo que significara un mejor soporte mecánico y mayor acceso al agua y a los nutrientes.



Al decir eliminación del exceso de agua del suelo, se quiere igualmente significar los sobrantes superficiales como los interiores; por lo tanto de acuerdo al lugar donde se localizan los excesos se distingue el drenaje superficial y el drenaje subsuperficial.

Asimismo, el drenaje tiene como objetivo la remoción de sales del suelo y el mantenimiento de su balance salino. por ello se entiende no sólo, la lixiviación de las sales que originalmente contiene el suelo, sino también el abatimiento de los niveles freáticos, para evitar que las sales asciendan a la capa radical a través del agua que consumen las plantas.

Resultan del drenaje de las tierras, algunos beneficios adicionales, que pueden resumirse en una mejor programación del patron de cultivos y de las labores de campo, así como también en el mejoramiento de las condiciones sanitarias de la zona en general.

En muchos casos los terrenos tienen buena capacidad natural de drenaje, para mantener los niveles abatidos aún con grandes excesos de agua, DRENAJE NATURAL, mientras en otros casos, un balance hídrico desfavorable en condiciones naturales o como consecuencia de la implantación del riego, crea condiciones de alta humedad edáfica y consiguiente salinidad que obliga a la intervención del hombre DRENAJE ARTIFICIAL.

En este capítulo seguiremos tratando el drenaje artificial, o sea el que se deriva de la acción del hombre omitiéndose por lo tanto la palabra artificial.

3.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Propiedades físicas del suelo .- El suelo es un sistema disperso, polifásico, con una fase sólida, una fase líquida y una fase gaseosa, donde se producen a su vez relaciones de interfase: sólido-líquida, sólido-gaseosa, líquido-gaseosa, que tienen gran importancia para la vida de las plantas.

La fase sólida está integrada por las partículas o material del suelo, que no cambia volumetricamente, mientras que la gaseosa (aire del suelo) y la líquida (humedad del suelo) son cuantitativamente dinámicas, e inversamente proporcionales; o sea, a medida que aumenta el contenido de agua disminuye el aire y viceversa. Esta característica tiene gran importancia agrícola, desde que, mediante el riego y el drenaje lo que se hace es variar en el suelo que exploran las raíces, la proporción relativa de aire y agua, a fin de asegurar un ambiente adecuado para el desarrollo de los cultivos.

La fase sólida del suelo esta compuesta por una fracción orgánica y una inorgánica. La fracción inorgánica, que es en cantidad la mayor esta integrada por las partículas primarias de arena, limo y arcilla; y por las sales del suelo (cloruros, sulfatos, bicarbonatos y carbonatos, de sodio, calcio y

magnesio) con amplia gama de solubilidad. Algunas propiedades más importantes de la fase sólida, dependen de su contenido de arcilla y en especial de la naturaleza mineralógica de las mismas.

La fracción orgánica en cambio esta compuesta por residuos vegetales en diferente grado de descomposición, de la cual depende su actividad biológica. Algunas de las características más importantes del suelo, como color y estructura dependen el contenido orgánico del mismo.

Las partículas primarias se separan de acuerdo a su tamaño en fracciones, las que, conforme a la Sociedad Internacional de la Ciencia del Suelo, corresponden a los siguientes límites.

<u>Fracción</u>	<u>Diámetro (mm)</u>
Arena gruesa	2.00 - 0.20
Arena fina	0.20 - 0.02
Limo	0.02 - 0.002
Arcilla	0.002-menores

En el suelo se presentan generalmente como combinaciones de arena, limo y arcilla y la proporción relativa de cada una define la textura del mismo.

La textura del suelo es una propiedad física, de importancia fundamental en drenaje, ya que condiciona la capacidad de transmisión de agua, al afectar la permeabilidad de los estratos; el triángulo Fig. 3.1.1 permite establecer el tipo textural, en base a la proporción relativa de arena, limo y arcilla.

FIG. 3.1.1

DIAGRAMA TRIANGULAR DE LA TEXTURA DEL SUELO

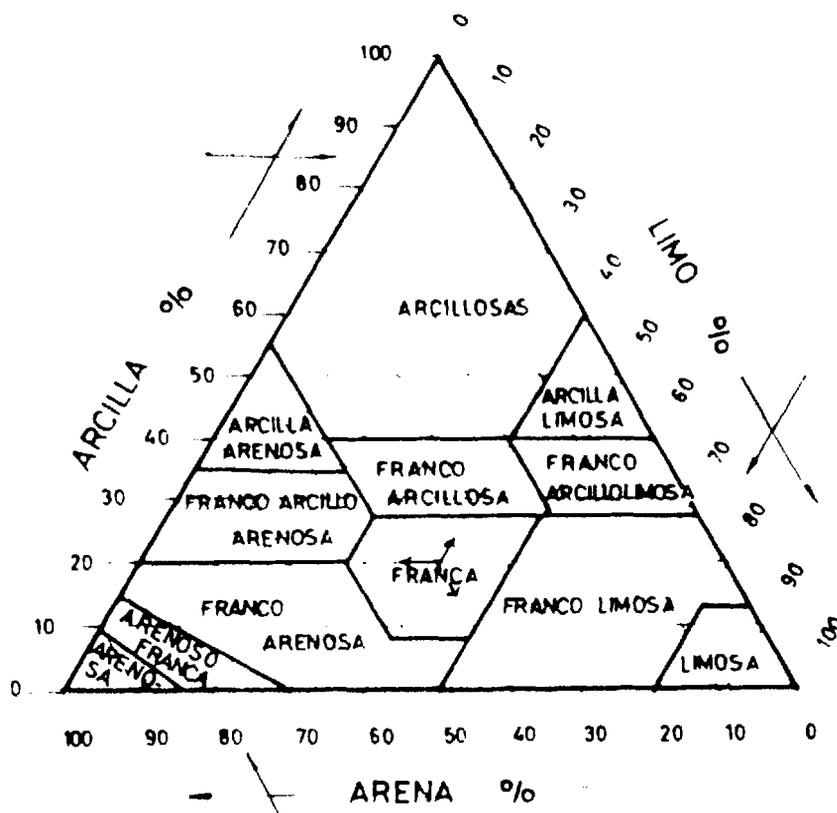


Fig. 3.1.1.- Diagrama Triangular de la textura del suelo.

La estructura del suelo, es una forma de agregación de las partículas primarias. Se trata de una importante propiedad física relacionada con la dinámica del agua y en especial con la velocidad de penetración y la permeabilidad.

FIG. 3.1.2

HORIZONTES DEL SUELO

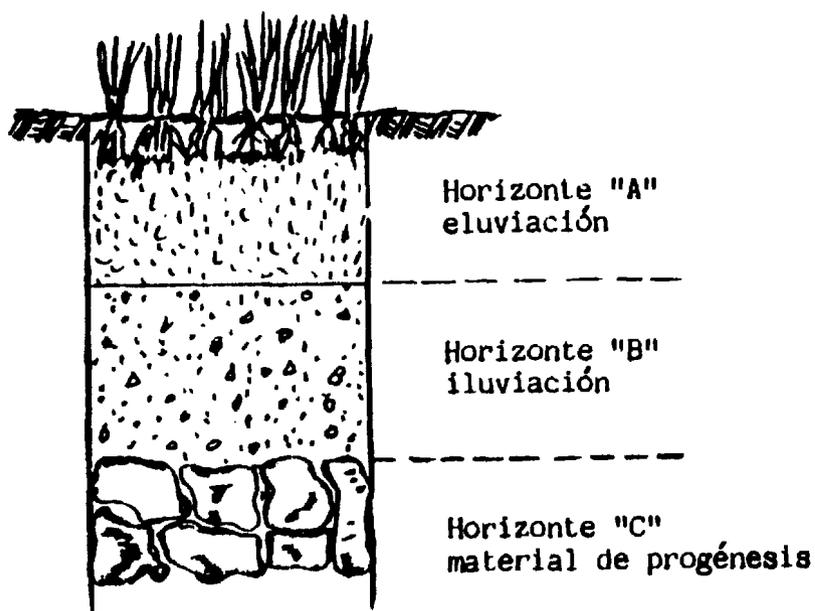


Fig. 3.1.2.- Horizontes del suelo.

El perfil del suelo, que es un corte vertical a través de su masa, describe la secuencia de las capas u horizontes en que puede dividirse la profundidad explorable de las raíces de los cultivos. Las características particulares y diferenciales de cada



horizonte, dependen de los factores de formación que han actuado y son las bases para su clasificación.

En términos muy amplios, cabe subdividir el suelo en tres horizontes Fig. 3.1.2 eluviación, iluviación y material de progénesis. En algunos casos el material de progénesis es roca (los suelos son primarios y residuales) mientras que en otros casos el material ha sido transportado por el agua (aluviales) o por el viento (eólicos).

En relación con el drenaje, es muy importante la estratificación, dado que las características estructurales y texturales de cada estrato, afectan en forma diferente la capacidad de transmisión del agua.

La densidad real, P_r , es el peso por unidad de volumen de las partículas individuales o fase sólida del suelo. En ausencia de una determinación directa, que es siempre más conveniente, se adopta $P_r = 2.65$ que corresponde a los suelos minerales.

La densidad aparente, P_a , es el peso del suelo seco por unidad de volumen bruto del mismo. Los valores son variables de acuerdo a las características físicas y en especial con el tipo textural.

La porosidad del suelo es una relación entre el volumen de sus espacios vacíos ocupados por el agua y

aire, y el volúmen bruto total del mismo. Se calcula en base a los datos de densidad real y aparente.

$$n = 1 - \frac{Pa}{Pr} \quad 100 \quad 3.1.1$$

Otro aspecto importante a considera es la distribución del espacio poroso, en cuanto a la proporción de macro y micro poros, dado la íntima relación que esto tiene con la retención del agua contra la gravedad y con la percolación o pasaje de agua a través del mismo. En la tabla 3.1.1 se incluye un resumen de las propiedades físicas del suelo.

El agua del suelo .- Cuando la lluvia o el riego llenan con agua los poros del terreno, excluyendo por lo tanto todo el aire del suelo, se dice que este esta saturado o inundado. (Fig. 3.1.3)

Esta es una condición no estable que se mantiene únicamente en tanto que el drenaje de los costados de la zona inundada es más lento que el promedio de agua que continua cayendo sobre la superficie.

Un nivel freático alto, vecino a la superficie del suelo, delimita la zona de suelo saturado, con una presión positiva donde el agua es capaz de producir trabajo, de la zona no saturada, donde la presión

capilar es negativa y se requiere invertir trabajo para extraer agua del suelo.

FIG. 3.1.3

CONTENIDO DE HUMEDAD EN EL SUELO

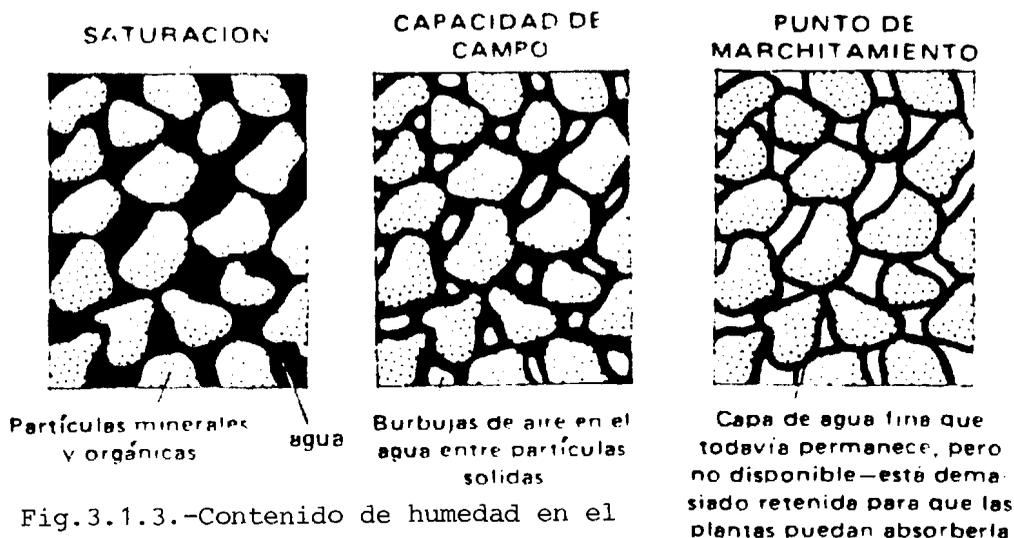


Fig.3.1.3.-Contenido de humedad en el suelo.

Cuando el agua deja de caer sobre la superficie, el drenaje tiende a eliminar el agua a través de los poros y restituirlos con aire. Eventualmente, después de un período de tiempo determinado y que depende del tipo de suelo, la fuerza de la gravedad se equilibra con la tensión de superficie de la película de agua que hay alrededor de cada partícula individual de suelo, cesando virtualmente el drenaje, y se dice del suelo que esta en su CAPACIDAD DE CAMPO w_c , esto es

que contiene la cantidad máxima posible de agua frente a un drenaje libre.

FIG. 3.1.4

CURVA DE CAPACIDAD HIDRICA

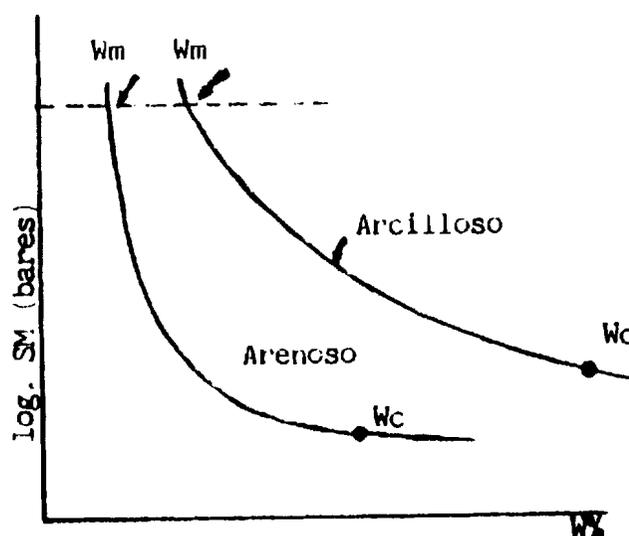


Fig. 3.1.4.- Curva de capacidad hídrica.

En un terreno sembrado, a menos que reciba agua mediante el riego o la lluvia, la evapotranspiración reduce el contenido de humedad del suelo hasta que las raíces de la planta no puedan absorber más agua, en forma más rápida que la que ellas la pierden por las hojas; la tensión interna del agua entonces se eleva con la consecuente interferencia en el proceso biológico, las hojas se marchitan, la transpiración se

reduce y eventualmente cesa, esta condición se conoce como PUNTO DE MARCHITEZ W_m .

En el laboratorio puede determinarse en un amplio rango, la curva que relaciona el contenido hídrico de la zona no saturada con su energía de retención expresada como presión capilar; Fig. 3.1.4

Sobre la curva ubicamos la humedad que corresponde a la capacidad de campo, W_c , para un suelo en estudio, se tiene el rango de disponibilidad de agua para el cultivo entre la capacidad de campo y el punto de marchitamiento permanente. Las curvas de capacidad hídrica son diferentes en distintos tipos de suelo; si bien los puntos extremos están más o menos definidos (15 bares en el W_c y entre 0.1 y 0.5 bares en W_m), los contenidos hídricos varían sustancialmente en diferentes tipos de suelo. Tabla 3.1.2

Dado que la aereación de la capa del suelo es tan importante como el suministro de agua, cabe considerar la capacidad de aire disponible con relación al tipo de suelo y a la ubicación del plano freático con respecto a la zona radical. La Fig. 3.1.5 muestra la variación de la capacidad de aire con la profundidad, en relación al tamaño de los poros y a la profundidad del plano freático. Se observa claramente que a medida que el nivel freático se coloca más cerca de la

CAPACIDAD PROVISIONAL DE ALMACENAJE DE AGUA EN DIFERENTES COMBINACIONES DE

DE SUELO Y VEGETACION

TIPO DE SUELO	ZONA RADICULAR (metros)	DIPONIBILIDAD DE AGUA (mm)
---------------	----------------------------	-------------------------------

ESPINACAS, ARVEJAS, REMOLACHAS,
ZANAHORIAS, ETC

ARENA FINA	0.50	50
FRANCO ARENOSO FINO	0.50	75
FRANCO LIMOSO	0.62	125
FRANCO ARCILLOSO	0.40	100
ARCILLOSO	0.25	75

MAIZ, ALGODON, TABACO, CEREALES

ARENA FINA	0.75	75
FRANCO ARENOSO FINO	1.00	150
FRANCO LIMOSO	1.00	200
FRANCO ARCILLOSO	0.80	200
ARCILLOSO	0.50	150

ALFALFA, PASTOS, ARBUSTOS

ARENA FINA	1.00	100
FRANCO ARENOSO FINO	1.00	150
FRANCO LIMOSO	1.25	250
FRANCO ARCILLOSO	1.00	250
ARCILLOSO	0.67	200

MONTES FRUTALES

ARENA FINA	1.50	150
FRANCO ARENOSO FINO	1.67	250
FRANCO LIMOSO	1.50	300
FRANCO ARCILLOSO	1.00	250
ARCILLOSO	0.67	200

BOSQUES DESARROLLADOS

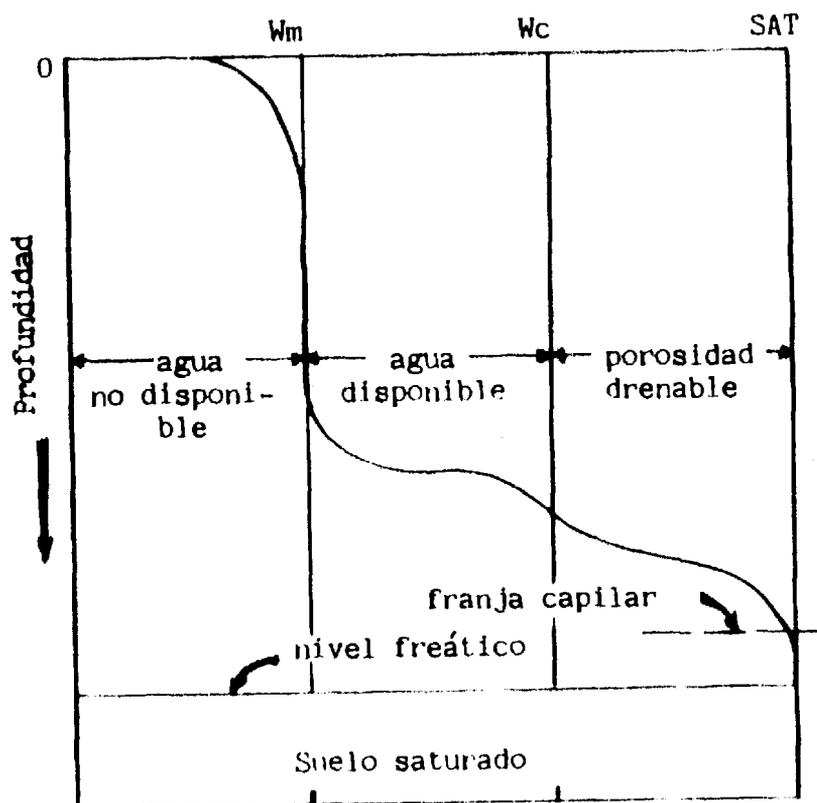
ARENA FINA	2.50	250
FRANCO ARENOSO FINO	2.00	300
FRANCO LIMOSO	2.00	400
FRANCO ARCILLOSO	1.60	400
ARCILLOSO	1.17	350



superficie se incrementa la proporción de agua reteniendo el aire.

FIG. 3.1.5

VARIACION DE LA CAPACIDAD DE AIRE



Al ser el agua un solvente, es más lógico presentar la fase líquida del suelo como la solución del suelo, que varía en su concentración de acuerdo a su calidad y régimen de reposición (lluvia y/o riego), de acuerdo al régimen de lixiviación y de acuerdo al régimen de

agotamiento de la humedad del conjunto suelo-planta por el proceso evapotranspiratorio.

El suelo y las aguas de riego contienen sales que de no mediar procesos de lavado por aplicación de exesos de agua, se incorporan a la capa radical a través del proceso de concentración de sales que constituye la evapotranspiración. Por ello resulta que los suelos cultivados la solución del suelo puede tener una concentración media, diez veces superior a la del agua de riego. En condiciones de aridez, donde el contenido salino en el agua y en el suelo, es comunmente mayor, la solución del suelo puede llegar a altos niveles de concentración, dando lugar a serias restricciones en el crecimiento de los cultivos.

El efecto de la salinidad en la disminución de la producción, puede atribuirse a: 1) efecto físico directo de las sales impidiendo la absorción de agua por la planta; 2) efecto químico directo, disturbando la nutrición y metabolismo de la planta; 3) efecto indirecto al alterar la estructura del suelo, permeabilidad y aireación.

Dado que la lixiviación de sales desfavorables en suelos afectados por la salinidad y el mantenimiento de un favorable balance salino, requiere la eliminación de agua que actue como solvente de las

sales, es lógico que la solución de los problemas de salinidad se encuentre asociado a los excesos de agua y como consecuencia del drenaje.

Drenajes en zonas húmedas y en zonas áridas. -En zonas húmedas, cuyas condiciones climáticas se caracterizan por una precipitación mayor que la evapotranspiración, es lógico que se produzcan excesos de agua lo que con una topografía desfavorable y baja capacidad de transmisión a los estratos acuíferos, puedan dar origen a problemas de drenaje. Cuando dichos excesos de agua ocurren durante el proceso vegetativo de los cultivos, resultan serias limitaciones al desarrollo y crecimiento de los mismos, debiendo intervenirse con oportunas obras y prácticas de drenaje.

Dado que los suelos de las zonas húmedas han sufrido naturalmente un proceso de lixiviación, los niveles de salinidad son relativamente bajos y el exceso de precipitación durante el periodo de lluvias garantiza el mantenimiento del balance salino. En tal caso el drenaje tiene como objetivo fundamental, el control del plano freático, localizado próximo a la base del sistema radical, y que asegure la humedad necesaria para la evapotranspiración con suficiente aereación de la capa radical.

En los suelos insuficientemente lixiviados, a causa de una precipitación muy inferior a la evapotranspiración, zonas aridas, lo que constituye una evidencia del deficit de humedad que a caracterizado su formación, con la introducción del riego, cambia el balance hídrico, ya que la magnitud de los aportes de agua aumentan substancialmente. No sólo se agrega, mediante el riego, agua para sustentar la evapotranspiración sino que en una cantidad mucho mayor para compensar las pérdidas del riego y el exceso de agua que se requiere para mantener el balance salino. Cuando los estratos transmisores de agua no pueden soportar esta sobrecarga, los niveles de agua subterránea ascienden en busca de una mayor capacidad de salida, pero a costa de un plano freático ubicado en la zona radical que traera como consecuencia altos niveles de humedad, pobre aereación y ascenso de sales que no han podido ser lixiviadas; necesitando de igual forma controlar la situación mediante un sistema de drenaje.

3.2 FORMAS DE CONTROL

Teniendo en cuenta, que la elevación del nivel freático en el suelo, depende de la relación creciente entre el monto de la recarga y de la descarga, discutiremos el balance hidrológico como una forma de reconocer las posibles fuentes de exceso de agua.

En el suelo, el agua fluye a través de los poros interconectados que resultan de la disposición de las partículas individuales y de la agregación de las mismas; para ello se requiere energía y capacidad del medio poroso para transmitir agua.

La energía o el potencial disponible con relación a un plano de comparación, resulta de la ecuación fundamental de la hidrodinámica:

$$\frac{P_1}{\mu} + z_1 + \frac{V_1^2}{2g} - \sum H_{r1-z} = \frac{P_2}{\mu} + z_2 + \frac{V_2^2}{2g} \quad 2.4$$

Dado que la velocidad del agua en un medio poroso es muy baja, el término $V^2/2g$ no tiene significación y puede ser despreciado en este análisis; por lo tanto, la pérdida de carga a través de un medio poroso; H_L resulta:

$$H_L = \left(\frac{P_1}{\mu} + z_1 \right) - \left(\frac{P_2}{\mu} + z_2 \right) \quad 3.2.1$$

El caudal Q , que fluye a través del medio poroso será directamente proporcional a H/L , e inversamente proporcional a la distancia L , en la cual se mide la pérdida de carga. Asimismo Q será directamente proporcional a la sección A y a la capacidad del medio para transmitir agua, k .

$$Q = A k \frac{H}{L} \quad 3.2.2$$

También

$$Q = A k \frac{dh}{dl} \quad 3.2.3$$

ó:

$$Q = A k i \quad 3.2.4$$

Donde:

H/L y dh/dl es el gradiente hidráulico i .

Por la ecuación de continuidad se deduce que:

$$V = k * i \quad 3.2.5$$

En este caso V , es la velocidad aparente o macroscópica del líquido en los poros interconectados del medio.

La capacidad del medio expresada por k , se denomina coeficiente de conductividad hidráulica o coeficiente

de permeabilidad, con dimensiones de velocidad cm/d ,
 m/d , m/año

FIG. 3.2.1

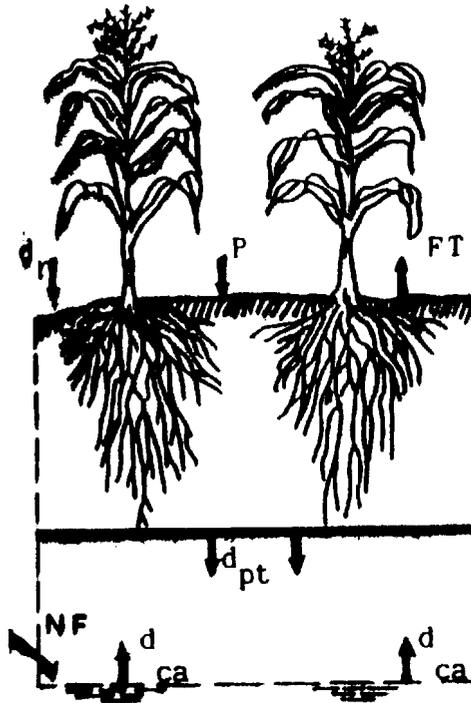


Fig. 3.2.1.- Balance de humedad del suelo.

Dada las condiciones de estratificación que caracterizan a los suelos en la naturaleza, el valor de k varía en los distintos estratos según la dirección del flujo. En general la resistencia es mayor (menor conductividad hidráulica) con flujo de dirección vertical que horizontal.

Para realizar el balance de humedad del suelo, debe partirse de que el mismo, atento a sus características

físicas y profundidad de extracción radical, tiene una definida capacidad de retención de agua. Por lo tanto, el exceso de agua subsuperficial, Fig. 3.2.1, resulta de

$$d_{pt} = d_r + P + d_{ca} - E_t - \Delta d \quad 3.2.6$$

Donde:

- . d_{pt} = percolación total
- . d_r = agua de riego aplicada
- . P = precipitación
- . d_{ca} = aporte capilar de la freática
- . E_t = evapotranspiración del período
- . Δd = cambio en el contenido de humedad del suelo

Para cada periodo, el valor de Δd resultará de la diferencia entre el contenido inicial de agua en el suelo, d_i , y la de su capacidad de retención, d , de modo que el valor máximo posible será: $\Delta d = d$

El valor de, d_{ca} , puede ser despreciado, ya que con los sistemas de drenaje lo que se persigue es descender el nivel freático a una profundidad suficiente como para evitar el ascenso de sales, reduciendo al mínimo el efecto capilar.

El balance hídrico del agua subterránea, puede entonces plantearse de la siguiente forma. Fig. 3.2.2

:

$$d_{pe} + d_{se} - d_{ss} - Et \pm \Delta ds = 0$$

3.2.7

Donde:

- . d_{pt} = percolación total.
- . d_{se} = agua subterránea que entra al área.
- . d_{ss} = agua subterránea que sale del área.
- . Et = evapotranspiración potencial.
- . Δds = variación en el almacenamiento de agua.

FIG. 3.2.2

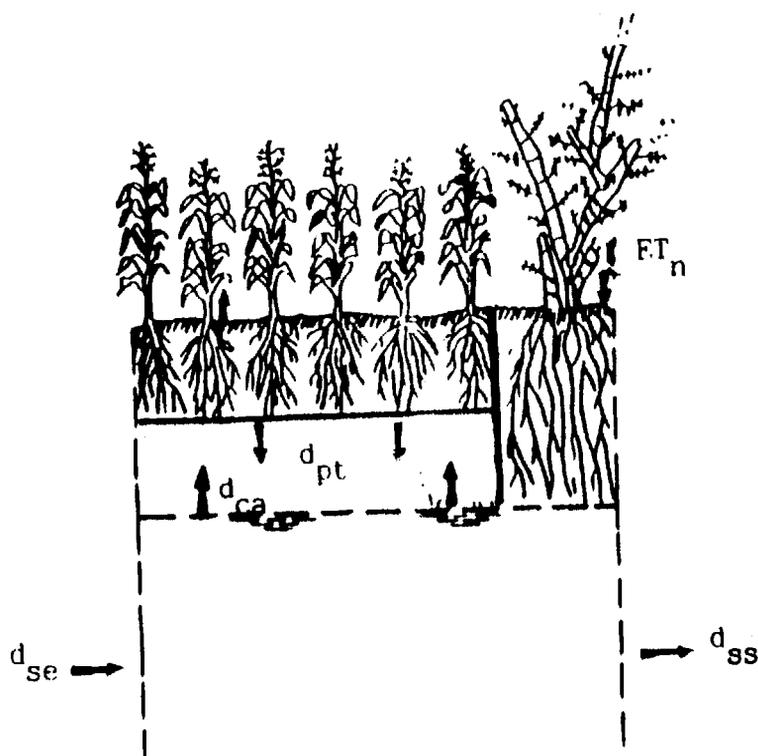


Fig. 3.2.2.- Balance hídrico del suelo.

Los términos de la ecuación 3.2.7 y 3.2.8 tienen todos dimensión de velocidad, por lo que suelen convertirse a láminas el ingreso y egreso de agua subterránea, expresado como caudal por medio de la siguiente ecuación:

$$Q \cdot t = d \cdot A \quad 3.2.8$$

Donde :

- Q = caudal (L/T)
- t = tiempo (T)
- d = lámina de agua (L)
- A = superficie (L)

El balance es válido para cualquier dimensión de tiempo. Sin embargo, a los fines de investigación de drenaje, se realizan análisis anuales, estacionales o mensuales.

Algunos de los términos de la ecuación del balance pueden ser medidos y otros estimados con regular exactitud. En ocasiones la suma de dos o más términos puede ser medida, pero la relativa cantidad de cada uno debe ser estimada de todos modos. Para obtener el balance, generalmente se deben realizar ajustes en cada uno de los términos. La ecuación 3.2.9 puede literalmente ser escrita:

Recarga - Descarga = Variación de almacenaje 3.2.9

En el caso de un proyecto de riego, los componentes de la recarga son:

Precipitación, pérdidas por infiltración de canales, pérdidas por percolación en los predios, pérdidas debidas a los requerimientos de lixiviación y contribución de agua subterránea.

Como componentes de la descarga, consideraremos la evapotranspiración y la salida de agua subterránea.

En la ecuación 3.2.7 si Δds tiene signo positivo, significa que la recarga supera a la descarga y el nivel asciende, por lo que la capacidad de drenaje es insuficiente y la descarga debe ser aumentada de alguna manera. Por otro lado, si Δds tiene un signo negativo, el nivel freático desciende, como consecuencia de una elevada capacidad de drenaje. En los proyectos de riego en condiciones de aridez, una baja capacidad de descarga conduce un ascenso de los niveles durante el período de riego. En los proyectos de riego en los climas húmedos o semihúmedos tropicales, una baja capacidad de descarga, puede conducir a un nivel freático permanentemente alto, como consecuencia del período de riego que sigue a la de la estación de lluvias.

Para evitar el ascenso del nivel freático, se debe incrementar la descarga artificialmente mediante obras de drenaje, para atraer del acuífero la lámina de d_s en t , días, a una velocidad d_s/t . Con esto arribamos al concepto de coeficiente de drenaje, C_d , que puede definirse como el exceso de agua que un sistema artificial de drenaje debe extraer, adicionalmente a la salida natural del agua, para asegurar un nivel freático que no sea restrictivo para el crecimiento de los cultivos. Generalmente se expresa como dimensión de velocidad (L/T), como la lámina de agua que debe ser removida en un día (24 horas); ó sea; en mm/día o, cm /día.

Los métodos de drenaje se clasifican de diversas maneras. En primer término; drenaje superficial y drenaje subsuperficial o profundo.

El drenaje superficial, tiene como objetivo eliminar los excesos de agua libre en la superficie del terreno, proveniente de lluvias o por aplicación de agua durante el riego. El drenaje subsuperficial, tiene como objetivo, eliminar el exceso de agua que satura el suelo y que proviene del riego y/o la lluvia.

Los métodos de drenaje pueden asimismo clasificarse en: drenes laterales y drenaje por bombeo. En ambos

casos, los procedimientos conducen a la creación de gradientes, para aumentar el flujo y abatir los niveles; siendo sobre este único suceso, sobre el cual el hombre tiene realmente control.

Para que los drenes laterales puedan ser empleados, se requiere que el suelo transmisor de agua tenga una conductividad hidráulica, tal, que el espaciamiento entre los drenes, no sea muy reducido y la obra resulte económicamente factible.

Los drenes laterales pueden a su vez clasificarse en: interceptantes y paralelos. Los drenes interceptantes tienen como misión interceptar el flujo que viene en una determinada dirección y desviarlo de la misma. Se emplean para reducir o anular la recarga del área problema, proveniente de aportes laterales de zonas adyacentes; es decir para independizar el problema de la zona baja, de la fuente de recarga que esta en la zona alta, reduciendolo a la dependencia de sus propias fuentes de recarga. En áreas irrigadas resulta efectivo el desviar el flujo creciente, a medida que el desarrollo de tierras va avanzando de la parte mas baja a la más elevada del valle.

En ocasiones un dren interceptor resuelve integralmente el problema de un área, cuando la totalidad o una

elevada proporción del flujo, es colectado y desviado, y esto constituye la única obra de drenaje a realizar. El caudal interceptado, Q_1 , con relación al total, Q , que conduce el estrato, es directamente proporcional a las relaciones de espesor del mismo, desde el nivel freático al fondo del dren, H , y desde el nivel freático a la barrera impermeable, $H + D$, Fig. 3.2.3

Por lo tanto:

$$\frac{Q_1}{Q} = \frac{H}{H + D} \quad 3.2.10$$

En terrenos llanos, con o sin la barrera próxima a la superficie y con una fuente de recarga de la misma área, tal como ocurre frecuentemente en las tierras sometidas a riego, la intercepción del flujo tiene un efecto muy limitado. Por lo tanto, se requiere instalar una sucesión de drenes paralelos destinados a crear gradientes y proveer salida a los excesos de agua. La distancia a la que se instalaran los drenes, depende del coeficiente de drenaje, conductividad hidráulica, espesor de los estratos transmisores de agua y profundidad del dren. En general, de acuerdo a los factores enunciados, el espaciamiento entre los drenes resulta de 50 m a 200 m.

FIG. 3.2.3

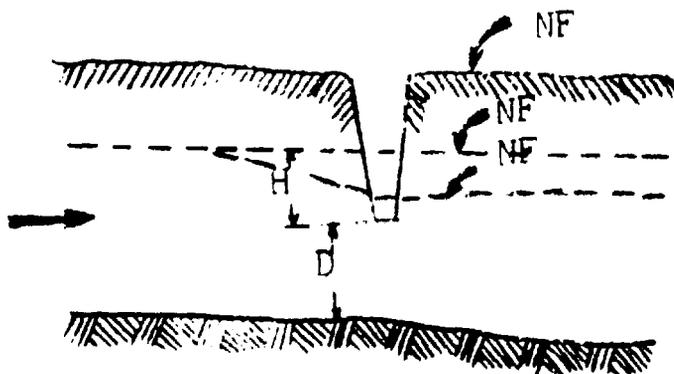


Fig. 3.2.3.- Dren interruptor

El bombeo de agua de estratos acuíferos próximos a la superficie o profundos, representa una posibilidad para resolver problemas que no pueden ser resueltos económicamente por drenes laterales, y que consiste en crear gradientes mediante la elevación mecánica de agua del subsuelo. En algunos casos puede bombearse agua de la freática y en otros de acuíferos combinados.

El bombeo de agua de un estrato confinado, crea gradientes verticales, que produce el movimiento de agua hacia el acuífero. Por otra parte, si un determinado número de pozos en una zona, extrae mas agua del acuífero que el que ingresa al mismo, se origina un desequilibrio en el balance hídrico y consiguiente abatimiento de los niveles en toda el área.

Este método de drenaje es aplicable donde las características hidrogeológicas son tales, que pueda bombearse un caudal de significación, digamos de por lo menos 100 m/hora y la acuífera se encuentre a no más de 50 m de la superficie. En tal caso, el método es satisfactorio y económico y puede competir ventajosamente con los otros procedimientos. Otra condición es que no se presente un estrato absolutamente impermeable, entre el suelo superficial y la acuífera.

En suelos pesados, constituye a veces el bombeo la única forma de drenaje en condiciones económicas. Una baja conductividad hidráulica puede ser suficiente con los gradientes verticales y áreas de influencia de cada pozo, para bombear un caudal considerable de la acuífera y provocar un flujo vertical hacia la misma proveniente de los estratos superiores. De esta manera se abate el nivel freático, a profundidades mayores de las que puede lograrse con los otros métodos.

Algunas ventajas del drenaje por bombeo, con respecto al sistema de drenes laterales son las siguientes:

-Asegura un sistema más efectivo de drenaje que por los otros medios, ya que el nivel freático se puede mantener a una profundidad entre 3 m y 4 m

-Elimina el desperdicio de tierra por concepto de construcción de drenes y el mantenimiento de las sevidumbres de paso.

-Elimina el costo y los inconvenientes que se derivan de la instalación de obras constructivas sobre los colectores.

-Elimina la continua necesidad de mantenimiento que se requiere para que un colector funcione apropiadamente.

-Donde el agua es un factor limitante y el recurso hídrico del subsuelo es de buena calidad, resulta una fuente adicional para riego.

CAPITULO IV

DISEÑO DE LA INFRAESTRUCTURA DE RIEGO, DRENAJE Y CONTROL DE INUNDACIONES

El conjunto de obras que conforman la infraestructura de riego, drenaje y control de inundaciones son las siguientes:

A) Estaciones de Bombeo para Riego, se ha diseñado 1 Estación de Bombeo para Riego compuesta por 4 bombas del tipo de turbina vertical de una etapa, flujo mixto y descarga coaxial con el eje, accionadas por motores eléctricos de eje hueco directamente acoplados al eje de la bomba.

B) Estaciones de Bombeo para Drenaje, se han diseñado 3 Estaciones de Bombeo para Drenaje compuestas por 8 bombas del tipo de turbina vertical de una etapa, flujo axial y descarga coaxial con el eje, accionadas por motores eléctricos de eje hueco directamente acoplados al eje de la bomba.

C) Canales de Riego, las Redes de Canales de Riego están constituidos por canales principales, canales secundarios y canales terciarios; de estos últimos salen los canales parcelarios que distribuyen el agua en las diferentes

parcelas. En general el trazado de la red fue hecho observando los siguientes criterios:

- Obtener el menor volúmen del movimiento de tierra.
- Respetar en todo cuanto sea posible los trazados de los canales existentes.

El cumplimiento del primer criterio implica el trazado de los canales de riego por las partes altas del terreno considerando la topografía existente. El cumplimiento del segundo criterio persigue como objetivo respetar toda la sistematización parcelaria existente al momento en la zona, lo cual, a su vez, responde a factores como: topografía del terreno y linderos de propiedad.

D) Canales de Drenaje, en igual forma que la red de canales para riego, la Red de Canales para Drenaje, esta constituida por canales principales, canales secundarios y canales terciarios. Todos los canales se construirán por excavación y sus taludes con una pendiente de 1:2.

E) Estructuras de Toma, son tomas sencillas de tubo y que permiten controlar el acceso del agua de un canal de orden superior a un canal de orden inferior.

F) Estructuras de Retención, diseñadas a efecto de controlar el flujo en los canales de orden superior, a fin de garantizar la derivación del caudal necesario hacia los canales de orden inferior.

G) Estructuras de Medición, diseñadas con el objeto de medir los caudales en los diferentes canales a fin de ejercer un control eficiente sobre la distribución de los caudales de riego.

H) Estructuras de Cruce, este tipo de estructuras han sido utilizadas en aquellos casos en que era necesario cruzar un canal de riego o de drenaje a través de un obstáculo natural como un río, un estero, una carretera o por último un cruce de un canal de riego con uno de drenaje.

I) Diques de Protección, se ha considerado la construcción de diques de protección contra las crecientes del río Daule, aunque su utilidad es limitada ya que al entrar en operación la Presa Daule-Peripa se garantizara una protección total contra inundaciones.

4.1 AREA DEL PROYECTO

El área que será beneficiada con el Proyecto, esta comprendida entre los siguientes límites:

Por el Norte: Estero Loco, el cual desciende de las estribaciones de la Cordillera de Chongón y Colonche desembocando en el Río Daule.

Por el Sur: El Río Magro que nace en la Cordillera de Chongón y Colonche con el nombre de Bachillero, luego se denomina Pedro Carbo y finalmente desemboca al Río Daule con el nombre de Magro.

Por el Este: El Río Daule.

Por el Oeste: Irregularidades pequeñas del terreno señalan la división entre la Cuenca del Estero Loco y del Daule al Norte y por el Sur entre Estero Loco y el Río Magro; estas irregularidades dificultan el riego por gravedad y fue en consecuencia una frontera física al proyecto.

Como vía principal de acceso al proyecto tenemos la carretera Guayaquil-Daule, que a la altura del Km 48, en el Recinto El Magro, parte un camino vecinal que penetra al área del proyecto. Sobre la margen izquierda del Río Daule frente al área de implantación del sistema en desarrollo se encuentra la población denominada América, que es el centro poblado más importante de la zona, y de donde se toma el nombre

para el Proyecto; quienes habitan en las margenes del río, acceden a la población de Daule por canoa, y los que habitan interiormente lo realizan por carretera. En general la población del área esta diseminada por la zona en pequeñas agrupaciones, destacandose los Recintos Magro, Naupe, Estero Loco, El Piñal, La Saiba, Huanchinchal y Brisas del Daule.

En lo referente a los datos climatologicos mayor consistencia caracteriza a los datos de la estación metereológica de la Dirección de Aviación Civil en Guayaquil, que aunque se encuentra fuera del proyecto, es la más representativa para la zona; a lo largo del año la temperatura media varía poco y oscila entre 26 grados centigrados en Febrero-Marzo y 24.5 grados centigrados en el resto del año. Las mayores variaciones ocurren durante las noches, registrandose en Daule temperaturas de hasta 13 grados centigrados en Agosto de 1968, mientras que las temperaturas máximas han sido del orden de 35 grados centigrados durante el día de los meses de invierno, el 90% de la precipitación anual ocurre durante estos meses, siendo la máxima registrada en 24 Horas de 100.1 mm en la estación Daule, en Marzo de 1975.

La topografía del terreno es bastante plana con muy pocas elevaciones, la cota predominante es de 7 metros

sobre el nivel del mar, hacia el Oeste en el límite del proyecto aparecen ondulaciones en el terreno, de pequeña altura, que alcanzan cotas de 12 metros sobre el nivel del mar.

Casi la totalidad del área es utilizada para cultivos de ciclo corto, fundamentalmente arroz, aunque existen pequeñas áreas de huertos familiares y ocasionalmente áreas muy reducidas dedicadas al cultivo de maíz, algodón, soya o higuera. Esta área luego de la cosecha y hasta la próxima siembra permanece en rastrojo o descubierta totalmente. La escasa vegetación permanente se limita a unos cuantos árboles de mango, ciruelos y tamarindos.

En general se puede observar que existe un uso difundido del agua en los cultivos, para cuyo efecto se ha construido una serie de canales, tanto por parte de cooperativas individuales como de propietarios particulares e inclusive por parte del Estado.

De los defectos de diseño y construcción, es posible observar problemas en el funcionamiento de los canales relacionados con:

- Destrucción parcial de los canales provocada por una mala compactación.
- Insuficiencia del nivel del agua para regar las áreas de cultivo.

Todo ello obliga a realizar gastos elevados por operación del sistema, relacionados con la necesidad de rebombear varias veces el agua en el canal y la necesidad de limpiarlos y repararlos periódicamente.

4.2 DISTRIBUCION DE LOS EQUIPOS

La distribución de los equipos de bombeo para las estaciones de riego y drenaje, se ha determinado básicamente en consideración a la geografía del terreno, buscando siempre un lugar adecuado junto a la orilla del Río Daule.

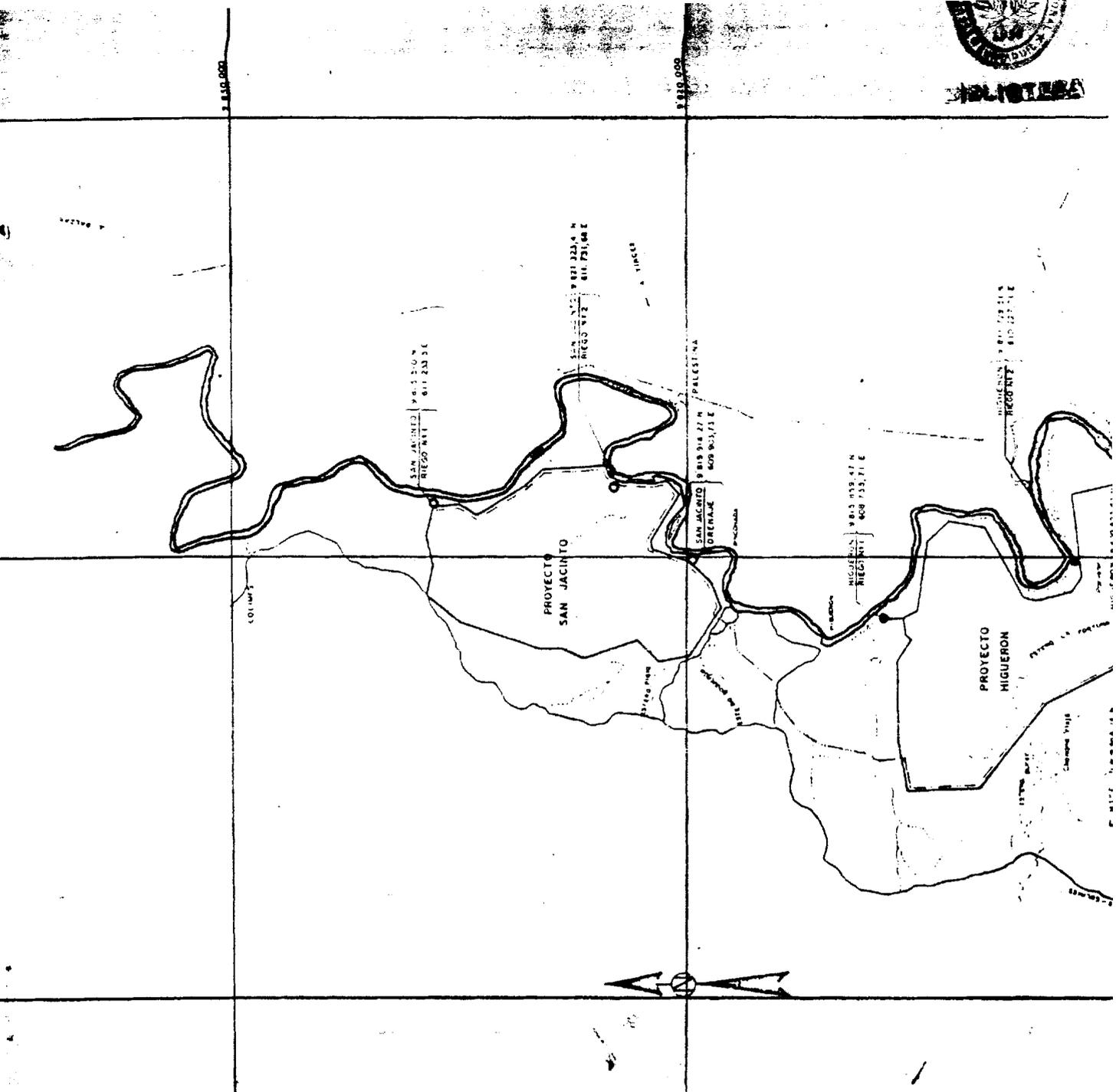
En el Plano 4.2.1, podemos observar la ubicación de la Estación de bombeo para riego, la misma que abastecera toda la zona del proyecto.

En el mismo plano, tenemos la ubicación de las tres Estaciones de drenaje y que abastecieran en igual forma toda la zona del proyecto, de acuerdo a la siguiente distribución, basada netamente en la topografía del terreno.

Estacion # 13,685 Ha

Estacion # 21,279 Ha

Estacion # 11,304 Ha



CEDEGE PROYECTO JAIME ROLDOS A.

PROYECTO	1:50,000
PROYECTO	1:50,000
PROYECTO	1:50,000

CAPITULO V

REQUISITOS DE OPERACION PARA LAS BOMBAS DE RIEGO

Las bombas usadas para el riego demandan características diversas que van desde aquellas de bajo caudal y gran cabezal, a las que desarrollan caudales grandes y bajos cabezales.

Un indicador excelente de las características de una bomba es la velocidad específica N_s , el cual es un índice de diseño hidráulico usado para clasificar los impelentes de las bombas por su tipo y proporciones, y que se define como la velocidad a la cual un impelente geoméricamente similar podría operar en un tamaño tal, que proporcione un caudal unidad con una altura unidad. En unidades métricas se lo obtiene usando la siguiente ecuación:

$$N_s = 0.86 \frac{N \sqrt{Q}}{H^{3/4}} \quad 5.1$$

Donde:

N = velocidad en RPM

Q = capacidad en metros cúbicos por hora

H = cabezal total por etapa en metros

La velocidad específica determina la forma general o la clase de impelente como se indica en la Fig. 5.1. A medida

que aumenta la velocidad específica, la relación del diámetro de salida del impelente (D_2), al diámetro de entrada del impelente (D_1), disminuye; esta relación se convierte en 1 para un impelente de flujo axial.

FIG. 5.1

Velocidad específica	Sección transversal	Tipo de bomba	Características del caudal altura de aspiración
$N_s = 0.86 \frac{\text{rpm} \sqrt{V_s}}{H^{3/4}}$ (a) 430		centrífuga (flujo radial)	gran altura de aspiración pequeño caudal
(b) 860		Francis	altura de aspiración intermedia y caudal intermedio
(c) 1720		flujo mixto	
(d) 2580			
(e) 4600			
(f) 8600		bomba con hélice (flujo axial)	Poca altura de aspiración y caudal grande

Fig. 5.1.- Velocidad específica.

Los impelentes de flujo radial desarrollan la cabeza principalmente a través de la fuerza centrífuga, y tienen las velocidades específicas más bajas, y se utilizan en las bombas diseñadas para entregar bajos caudales y elevadas alturas. A medida que la velocidad específica aumenta la cabeza o altura se genera más por fuerzas axiales y menos por la fuerza centrífuga.

Una bomba de flujo axial con una velocidad específica de 10.000 o más, genera la altura dinámica exclusivamente por

fuerzas axiales y son utilizadas cuando se demanda altos caudales y bajas alturas

En este capítulo calcularemos los parámetros de caudal y alturas dinámicas totales, a fin de obtener el número específico que tiene un significado importantísimo para la selección del tipo de bomba más adecuado y que se adapte a las condiciones de trabajo impuestas por el proyecto en desarrollo.

5.1 DETERMINACION DEL CAUDAL DE BOMBEO

Como se indicó anteriormente en los capítulos precedentes la determinación de las necesidades hídricas de los cultivos se pueden calcular por diferentes métodos, nosotros utilizaremos la fórmula planteada por BLANEY Y CRIDDLE.

$$E_t = (0.457 * t + 8.13) * p * k \quad 2.2$$

Como ejemplo de cálculo exponemos la determinación del caudal para riego de arroz, siembra temprana, en la primera quincena del mes de Enero; para lo cual usaremos los datos estadísticos recopilados en el desarrollo del presente proyecto.

La temperatura la obtenemos de la Tabla (5.1.1)

$t = 26.082$ grados centigrados.

El valor del porcentaje de horas luz, lo obtenemos de la Tabla (2.2), cuyo valor lo dividiremos por 2 ya que estamos considerando solo 15 días.

$p = (8.5/2)\%$

El coeficiente k , de la Tabla (2.1)

$k = 1.095$

Entonces reemplazando los valores en la ecuación (2.2), obtenemos:

$E_t = (0.457 * 26.082 + 8.13) * (8.5/2) * (1.095)$

De donde:

$$E_t = 93.305 \text{ mm}$$

Si aplicamos el factor de corrección, que corresponde a la eficacia del riego, y que ha sido considerado del orden del 70%, obtenemos.

$$E_t = 133.29 \text{ mm}$$

La precipitación para el periodo de tiempo en estudio, la obtenemos de la Tabla (5.1.1)

$$P = 82.3 \text{ mm}$$

La diferencia aritmética entre estos dos últimos valores es la lámina de riego que debemos aplicar, entonces :

$$D' = 82.3 - 133.9 = 51.5 \text{ mm}$$

El área de siembra temprana de arroz en la primera quincena de Enero, la obtenemos de la Tabla (1.1)

$$A = 1,342.5 \text{ Ha}$$

Entonces el volumen total de agua a suministrarse será :

$$51.5 \text{ mm} \frac{1 \text{ m}}{1000 \text{ mm}} \frac{10,000 \text{ m}^2}{1 \text{ Ha}} 1342 \text{ Ha} = 691387.5 \text{ m}^3$$

Finalmente podemos obtener el caudal continuo, que debe proveerse, considerando el tiempo de análisis:

$$Q = \frac{691387.5}{1296000} = 0.533 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Para el cálculo de los caudales de riego, para los restantes meses, así como para los demás cultivos se sigue la misma técnica. Se incluye a continuación las

CUADRO 5.1.1

TEMPERATURA (T), VELOCIDAD (V), LLUVIA (D), Y HUMEDAD
RELATIVA (H), PROMEDIO MENSUAL.

M E S E S	T (c)	D (mm)	HUMEDAD (%)	VELOCIDAD VIENTO (m/seg)
ENERO	26.082	164.70	71.504	2.147
FEBRERO	26.288	138.80	80.704	1.882
MARZO	26.388	215.40	80.804	2.065
ABRIL	26.292	98.80	76.704	2.105
MAYO	25.578	39.40	77.104	2.243
JUNIO	24.412	11.75	78.104	2.309
JULIO	23.438	0.00	77.204	2.824
AGOSTO	23.900	0.00	75.404	3.336
SEPTIEMBRE	23.950	0.00	74.100	3.304
OCTUBRE	24.200	0.00	73.300	3.441
NOVIEMBRE	24.344	0.00	73.200	3.088
DICIEMBRE	25.582	14.30	71.404	3.022

Tablas, con los resultados obtenidos para todos los cultivos.

Finalmente, elaboramos la Tabla final que resume la demanda de agua para riego, y que debe ser suministrada por las bombas a seleccionarse.



TABLA 5.1.2

ARROZ SIEMBRA TEMPRANA DURACION DEL CICLO 125 DIAS AREA SEMBRADA EN INVIERNO : 1,342.5 Ha

SUBPROYECTO AMERICA EFICIENCIA 70% AREA SEMBRADA EN VERANO : 1,279.0 Ha

M E S E S	IMES	Tiempo	Tiempo	Temperatu- ra	p	k	Et	P	D ¹	VOLUMEN	CAUDAL
(dias)	(dias)	(Segundos)	t (c)	% horas	Luz	(mm)	(mm)	(mm)	(Mts 3)	(Mts ³ /seg)	
ENERO	1-15	15.000	1,296,000	26.002	8.5	1.095	133.84	82.3	(51.5)	(691,200.8)	(.533)
	16-31	16.000	1,382,400	26.002	8.5	1.095	133.84	82.3	(51.5)	(691,200.8)	(.500)
FEBRERO	1-15	15.000	1,296,000	26.288	7.7	1.292	143.14	69.4	(73.7)	(989,966.7)	(.764)
	16-28	13.000	1,123,200	26.288	7.7	1.292	143.14	69.4	(73.7)	(989,966.7)	(.881)
MARZO	1-15	15.000	1,296,000	26.388	8.5	1.180	144.47	107.7	(36.8)	(493,662.2)	(.381)
	16-31	16.000	1,382,400	26.388	8.5	1.180	144.47	107.7	(36.8)	(493,662.2)	(.357)
ABRIL	1-15	15.000	1,296,000	26.292	8.2	1.018	119.97	49.4	(70.6)	(947,431.3)	(.731)
	16-30	15.000	1,296,000	26.292	8.2	.658	77.55	49.4	(28.1)	(377,858.1)	(.292)
MAYO	1-15	15.000	1,296,000	25.578	8.4	.500	59.81	19.1	(40.7)	(546,549.9)	(.422)
	16-31	16.000	1,382,400	25.578	8.4	0.000	0.00	20.3	20.3	0.0	0.000
JUNIO	1-15	15.000	1,296,000	24.412	8.2	0.000	0.00	11.8	11.8	0.0	0.000
	16-30	15.000	1,296,000	24.412	8.2	0.000	0.00	11.8	11.8	0.0	0.000
JULIO	1-15	15.000	1,296,000	23.438	8.4	.960	109.11	0.0	(109.1)	(1,395,472.1)	(1.077)
	16-31	16.000	1,382,400	23.438	8.4	1.000	122.74	0.0	(122.7)	(1,569,906.2)	(1.136)
AGOSTO	1-15	15.000	1,296,000	23.900	8.4	1.170	134.54	0.0	(134.5)	(1,720,808.3)	(1.328)
	16-31	16.000	1,382,400	23.900	8.4	1.268	145.81	0.0	(145.8)	(1,864,944.4)	(1.349)
SEPTIEMBRE	1-15	15.000	1,296,000	23.950	8.2	1.300	145.07	0.0	(145.1)	(1,855,400.7)	(1.432)
	16-30	15.000	1,296,000	23.950	8.2	1.220	136.14	0.0	(136.1)	(1,741,222.2)	(1.344)
OCTUBRE	1-15	15.000	1,296,000	24.200	8.5	1.110	129.47	0.0	(129.5)	(1,655,985.2)	(1.278)
	16-31	16.000	1,382,400	24.200	8.5	.855	99.73	0.0	(99.7)	(1,275,556.1)	(.923)
NOVIEMBRE	1-15	15.000	1,296,000	24.344	8.2	.500	56.63	0.0	(56.6)	(724,309.7)	(.559)
	16-30	15.000	1,296,000	24.344	8.2	0.000	0.00	0.0	0.0	0.0	0.000
DICIEMBRE	1-15	15.000	1,296,000	25.582	8.5	0.000	0.00	7.2	7.2	0.0	0.000
	16-31	16.000	1,382,400	25.582	8.5	0.000	0.00	7.2	7.2	0.0	0.000

$$E = (0.457 * t + 0.13) * p * k$$

$$D^1 = P - E$$

TABLA 5.1.3

ARROZ SIEMBRA MEDIA DURACION DEL CICLO 125 DIAS AREA SEMBRADA EN INVIERNO : 2,685.0 Ha
 SUBPROYECTO AMERICA EFICIENCIA 70% AREA SEMBRADA EN VERANO : 2,559.0 ha

M E S E S	INES	(dias)	Tiempo (dias)	Tiempo (Segundos)	Temperatu- ra (c)	p % horas Luz	k	Et (mm)	P (mm)	D (mm)	VOLUMEN (Mts 3)	CAUDAL (Mts ³ /seg)
ENERO	1-15	15.000	1,296,000	26.002	8.5	1.095	133.8	82.3	(51.5)	(1,382,561.6)	(1.067)	
	16-31	16.000	1,382,400	26.002	8.5	1.095	133.8	82.3	(51.5)	(1,382,561.6)	(1.000)	
FEBRERO	1-15	15.000	1,296,000	26.288	7.7	1.292	143.1	69.4	(73.7)	(1,979,933.4)	(1.528)	
	16-28	13.000	1,123,200	26.288	7.7	1.292	143.1	69.4	(73.7)	(1,979,933.4)	(1.763)	
MARZO	1-15	15.000	1,296,000	26.388	8.5	1.180	144.5	107.7	(36.8)	(987,324.5)	(.762)	
	16-31	16.000	1,382,400	26.388	8.5	1.180	144.5	107.7	(36.8)	(987,324.5)	(.714)	
ABRIL	1-15	15.000	1,296,000	26.292	8.2	1.018	120.0	49.4	(70.6)	(1,894,862.6)	(1.462)	
	16-30	15.000	1,296,000	26.292	8.2	.648	76.4	49.4	(27.0)	(724,073.3)	(.559)	
MAYO	1-15	15.000	1,296,000	25.578	8.4	.500	59.8	19.1	(40.7)	(1,093,099.8)	(.843)	
	16-31	16.000	1,382,400	25.578	8.4	0.000	0.0	20.3	20.3	0.0	0.000	
JUNIO	1-15	15.000	1,296,000	24.412	8.2	0.000	0.0	11.8	11.8	0.0	0.000	
	16-30	15.000	1,296,000	24.412	8.2	0.000	0.0	11.8	11.8	0.0	0.000	
JULIO	1-15	15.000	1,296,000	23.438	8.4	0.000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	
	16-31	16.000	1,382,400	23.438	8.4	.968	110.0	0.0	(110.0)	(2,815,302.3)	(2.037)	
AGOSTO	1-15	15.000	1,296,000	23.900	8.4	1.060	124.2	0.0	(124.2)	(3,178,118.0)	(2.452)	
	16-31	16.000	1,382,400	23.900	8.4	1.175	135.1	0.0	(135.1)	(3,457,675.5)	(2.501)	
SEPTIEMBRE	1-15	15.000	1,296,000	23.950	8.2	1.276	142.4	0.0	(142.4)	(3,643,718.3)	(2.812)	
	16-30	15.000	1,296,000	23.950	8.2	1.300	145.1	0.0	(145.1)	(3,712,252.1)	(2.864)	
OCTUBRE	1-15	15.000	1,296,000	24.200	8.5	1.220	142.3	0.0	(142.3)	(3,641,606.7)	(2.810)	
	16-31	16.000	1,382,400	24.200	8.5	1.103	128.7	0.0	(128.7)	(3,292,370.6)	(2.382)	
NOVIEMBRE	1-15	15.000	1,296,000	24.344	8.2	.852	96.5	0.0	(96.5)	(2,469,412.6)	(1.905)	
	16-30	15.000	1,296,000	24.344	8.2	.500	56.6	0.0	(56.6)	(1,449,185.8)	(1.118)	
DICIEMBRE	1-15	15.000	1,296,000	25.582	8.5	0.000	0.0	7.2	7.2	0.0	0.000	
	16-31	16.000	1,382,400	25.582	8.5	0.000	0.0	7.2	7.2	0.0	0.000	

$$E = (0.457 * t + 8.13) * p * k$$

$$D^1 = P - E$$

TABLA 5.1.4

ARROZ SIEMBRA TARDIA DURACION DEL CICLO 135 DIAS AREA SEMBRADA EN INVIERNO : 0.0 Ha
 SUBPROYECTO AMERICA EFICIENCIA 70 % AREA SEMBRADA EN VERANO : 1,279.0 Ha

M E S E S	IMES	(dias)	Tiempo (dias)	Tiempo (Segundos)	Temperatu- ra (c)	p % horas Luz	k	Et (mm)	P (mm)	D ¹ (mm)	VOLUMEN (Mts ³)	CAUDAL (Mts ³ /seg)
ENERO	1-15	15.000	1,296,000	26.082	8.5	0.000	0.0	82.3	82.3	0.0	0.000	
	16-31	16.000	1,382,400	26.082	8.5	0.000	0.0	82.3	82.3	0.0	0.000	
FEBRERO	1-15	15.000	1,296,000	26.288	7.7	0.000	0.0	69.4	69.4	0.0	0.000	
	16-28	13.000	1,123,200	26.288	7.7	0.000	0.0	69.4	69.4	0.0	0.000	
MARZO	1-15	15.000	1,296,000	26.388	8.5	0.000	0.0	107.7	107.7	0.0	0.000	
	16-31	16.000	1,382,400	26.388	8.5	0.000	0.0	107.7	107.7	0.0	0.000	
ABRIL	1-15	15.000	1,296,000	26.292	8.2	0.000	0.0	49.4	49.4	0.0	0.000	
	16-30	15.000	1,296,000	26.292	8.2	0.000	0.0	49.4	49.4	0.0	0.000	
MAYO	1-15	15.000	1,296,000	25.578	8.4	0.000	0.0	19.1	19.1	0.0	0.000	
	16-31	16.000	1,382,400	25.578	8.4	0.000	0.0	20.3	20.3	0.0	0.000	
JUNIO	1-15	15.000	1,296,000	24.412	8.2	0.000	0.0	11.8	11.8	0.0	0.000	
	16-30	15.000	1,296,000	24.412	8.2	0.000	0.0	11.8	11.8	0.0	0.000	
JULIO	1-15	15.000	1,296,000	23.438	8.4	0.000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	
	16-31	16.000	1,382,400	23.438	8.4	0.000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000	
AGOSTO	1-15	15.000	1,296,000	23.900	8.4	.960	110.4	0.0	(110.4)	(1,411,945.3)	(1.089)	
	16-31	16.000	1,382,400	23.900	8.4	1.079	124.1	0.0	(124.1)	(1,586,967.6)	(1.148)	
SEPTIEMBRE	1-15	15.000	1,296,000	23.950	8.2	1.170	130.6	0.0	(130.6)	(1,669,860.7)	(1.288)	
	16-30	15.000	1,296,000	23.950	8.2	1.226	136.8	0.0	(136.8)	(1,749,785.6)	(1.350)	
OCTUBRE	1-15	15.000	1,296,000	24.200	8.5	1.300	151.6	0.0	(151.6)	(1,939,442.1)	(1.496)	
	16-31	16.000	1,382,400	24.200	8.5	1.220	142.3	0.0	(142.3)	(1,820,091.8)	(1.317)	
NOVIEMBRE	1-15	15.000	1,296,000	24.344	8.2	1.110	125.7	0.0	(125.7)	(1,607,967.6)	(1.241)	
	16-30	15.000	1,296,000	24.344	8.2	.890	100.8	0.0	(100.8)	(1,289,271.4)	(.995)	
DICIEMBRE	1-15	15.000	1,296,000	25.582	8.5	.500	60.4	7.2	(53.3)	(681,305.1)	(.526)	
	16-31	16.000	1,382,400	25.582	8.5	0.000	0.0	7.2	7.2	0.0	0.000	

$$E = (0.457 * t + 8.13) * p * k$$

$$D^1 = P - E$$

TABLA 5.1.5

MAIZ TEMPRANA Y MEDIA DURACION DEL CICLO 110 DIAS AREA SEMBRADA EN INVIERNO: 267.0 Ha
 SUBPROYECTO AMERICA LOMAS EFICIENCIA 60% AREA SEMBRADA EN VERANO : 251.0 Ha

M E S E S	TIEMPO	TIEMPO	TEMPERATURA	p	Et	P	D'	VOLUMEN	CAUDAL		
(MES)	(días)	(Segundos)	t (c)	% horas Luz	(mm)	(mm)	(mm)	(Mts ³)	(Mts ³ /seg)		
ENERO	1-15	15.000	1,296,000	26.082	8.5	.392	55.9	82.3	26.5	70,621.7	NA
	16-31	16.000	1,382,400	26.082	8.5	.392	55.9	82.3	26.5	70,621.7	NA
FEBRERO	1-15	15.000	1,296,000	26.288	7.7	.800	103.4	69.4	(34.0)	(90,790.4)	(.070)
	16-28	13.000	1,123,200	26.288	7.7	.800	103.4	69.4	(34.0)	(90,790.4)	(.081)
MARZO	1-15	15.000	1,296,000	26.388	8.5	.860	122.8	107.7	(15.1)	(40,428.9)	(.031)
	16-31	16.000	1,382,400	26.388	8.5	.860	122.8	107.7	(15.1)	(40,428.9)	(.029)
ABRIL	1-15	15.000	1,296,000	26.292	8.2	.545	74.9	49.4	(25.5)	(68,174.4)	(.053)
	16-30	15.000	1,296,000	26.292	8.2	.500	68.7	49.4	(19.3)	(51,654.7)	(.040)
MAYO	1-15	15.000	1,296,000	25.578	8.4	0.000	0.0	19.1	19.1	0.0	0.000
	16-31	16.000	1,382,400	25.578	8.4	0.000	0.0	20.3	20.3	0.0	0.000
JUNIO	1-15	15.000	1,296,000	24.412	8.2	.375	49.7	11.8	(38.0)	(95,310.9)	(.074)
	16-30	15.000	1,296,000	24.412	8.2	.608	80.6	11.8	(68.9)	(172,855.3)	(.133)
JULIO	1-15	15.000	1,296,000	23.438	8.4	.806	106.9	0.0	(106.9)	(268,247.0)	(.207)
	16-31	16.000	1,382,400	23.438	8.4	.900	119.3	0.0	(119.3)	(299,531.4)	(.217)
AGOSTO	1-15	15.000	1,296,000	23.900	8.4	.855	114.7	0.0	(114.7)	(287,914.0)	(.222)
	16-31	16.000	1,382,400	23.900	8.4	.693	93.0	0.0	(93.0)	(233,361.0)	(.169)
SEPTIEMBRE	1-15	15.000	1,296,000	23.950	8.2	.537	69.9	0.0	(69.9)	(175,476.4)	(.135)
	16-30	15.000	1,296,000	23.950	8.2	.500	65.1	0.0	(65.1)	(163,385.8)	(.126)
OCTUBRE	1-15	15.000	1,296,000	24.200	8.5	.498	67.8	0.0	(67.8)	(170,103.3)	(.131)
	16-31	16.000	1,382,400	24.200	8.5	.808	110.0	0.0	(110.0)	(275,990.9)	(.200)
NOVIEMBRE	1-15	15.000	1,296,000	24.344	8.2	.890	117.6	0.0	(117.6)	(295,185.0)	(.228)
	16-30	15.000	1,296,000	24.344	8.2	.750	99.1	0.0	(99.1)	(248,751.4)	(.192)
DICIEMBRE	1-15	15.000	1,296,000	25.582	8.5	.500	70.5	7.2	(63.3)	(158,979.2)	(.123)
	16-31	16.000	1,382,400	25.582	8.5	0.000	0.0	7.2	7.2	0.0	0.000

$$E = (0.457 * t + 8.13) * p * k$$

$$D' = P - E$$

TABLA 5.1.6

SOYA TEMPRANA Y MEDIA DURACION DEL CICLO 110 DIAS AREA SEMBRADA EN INVIERNO: 199.0 Ha
 SUBPROYECTO AMERICA EFICIECIA 60% AREA SEMBRADA EN VERANO : 173.0 Ha

M E S E S	IMES	Tiempo (días)	Tiempo (Segundos)	Temperatu- ra t (c)	p % horas Luz	k	Et (mm)	P (mm)	D' (mm)	VOLUMEN (Mts ³)	CAUDAL (Mts ³ /seg)
ENERO	1-15	15.000	1,296,000	26.002	8.5	0.000	0.0	82.3	82.3	163,876.5	NA
	16-31	16.000	1,382,400	26.002	8.5	0.000	0.0	82.3	82.3	163,876.5	NA
FEBRERO	1-15	15.000	1,296,000	26.288	7.7	.320	41.4	69.4	28.0	55,796.5	NA
	16-28	13.000	1,123,200	26.288	7.7	.320	41.4	69.4	28.0	55,796.5	NA
MARZO	1-15	15.000	1,296,000	26.388	8.5	.520	74.3	107.7	33.4	66,512.8	NA
	16-31	16.000	1,382,400	26.388	8.5	.520	74.3	107.7	33.4	66,512.8	NA
ABRIL	1-15	15.000	1,296,000	26.292	8.2	.720	99.0	49.4	(49.6)	(98,693.5)	(.076)
	16-30	15.000	1,296,000	26.292	8.2	.720	99.0	49.4	(49.6)	(98,693.5)	(.076)
MAYO	1-15	15.000	1,296,000	25.578	8.4	0.000	0.0	19.1	19.1	0.0	0.000
	16-31	16.000	1,382,400	25.578	8.4	.230	32.1	20.3	(11.8)	(20,411.9)	(.015)
JUNIO	1-15	15.000	1,296,000	24.412	8.2	.317	42.0	11.8	(30.3)	(52,387.9)	(.040)
	16-30	15.000	1,296,000	24.412	8.2	.519	68.8	11.8	(57.1)	(98,724.0)	(.076)
JULIO	1-15	15.000	1,296,000	23.438	8.4	.720	95.5	0.0	(95.5)	(165,160.0)	(.127)
	16-31	16.000	1,382,400	23.438	8.4	.720	95.5	0.0	(95.5)	(165,160.0)	(.119)
AGOSTO	1-15	15.000	1,296,000	23.900	8.4	.569	76.3	0.0	(76.3)	(132,063.0)	(.102)
	16-31	16.000	1,382,400	23.900	8.4	.500	67.1	0.0	(67.1)	(116,048.4)	(.084)
SEPTIEMBRE	1-15	15.000	1,296,000	23.950	8.2	0.000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000
	16-30	15.000	1,296,000	23.950	8.2	.225	29.3	0.0	(29.3)	(50,675.6)	(.039)
OCTUBRE	1-15	15.000	1,296,000	24.200	8.5	.300	40.8	0.0	(40.8)	(70,628.0)	(.054)
	16-31	16.000	1,382,400	24.200	8.5	.509	69.3	0.0	(69.3)	(119,832.2)	(.087)
NOVIEMBRE	1-15	15.000	1,296,000	24.344	8.2	.710	93.8	0.0	(93.8)	(162,306.2)	(.125)
	16-30	15.000	1,296,000	24.344	8.2	.735	97.1	0.0	(97.1)	(168,021.2)	(.130)
DICIEMBRE	1-15	15.000	1,296,000	25.582	8.5	.590	83.2	7.2	(76.0)	(131,525.4)	(.101)
	16-31	16.000	1,382,400	25.582	8.5	.590	83.2	7.2	(76.0)	(131,525.4)	(.095)

$$E = (0.457 * t + 8.13) * p * k$$

$$D' = P - E$$



TABLA 5.1.7

FREJOL TEMPRANA Y MEDIA DURACION DEL CICLO 70 DIAS AREA SEMBRADA EN INVIERNO: 0.0 Ha
 SUBPROYECTO AMERICA LOMAS EFICIENCIA 60% AREA SEMBRADA EN VERANO : 94.0 Ha

M E S E S	TIEMPO (días)	TIEMPO (Segundos)	Temperatura (c)	p (% horas Luz)	k	Et (mm)	P (mm)	D ³ (mm)	VOLUMEN (Mts 3)	CAUDAL (Mts ³ /seg)
ENERO	1-15	15.000	1,296,000	26.082	8.5	0.000	0.0	82.3	0.0	0.000
	16-31	16.000	1,382,400	26.082	8.5	0.000	0.0	82.3	0.0	0.000
FEBRERO	1-15	15.000	1,296,000	26.288	7.7	0.000	0.0	69.4	0.0	0.000
	16-28	13.000	1,123,200	26.288	7.7	0.000	0.0	69.4	0.0	0.000
MARZO	1-15	15.000	1,296,000	26.388	8.5	0.000	0.0	107.7	0.0	0.000
	16-31	16.000	1,382,400	26.388	8.5	0.000	0.0	107.7	0.0	0.000
ABRIL	1-15	15.000	1,296,000	26.292	8.2	0.000	0.0	49.4	0.0	0.000
	16-30	15.000	1,296,000	26.292	8.2	0.000	0.0	49.4	0.0	0.000
MAYO	1-15	15.000	1,296,000	25.578	8.4	0.000	0.0	19.1	0.0	0.000
	16-31	16.000	1,382,400	25.578	8.4	0.000	0.0	20.3	0.0	0.000
JUNIO	1-15	15.000	1,296,000	24.412	8.2	0.000	0.0	11.8	0.0	0.000
	16-30	15.000	1,296,000	24.412	8.2	.435	57.7	11.8 (45.9)	(43,172.4)	(.033)
JULIO	1-15	15.000	1,296,000	23.438	8.4	.865	114.7	0.0 (114.7)	(107,812.8)	(.083)
	16-31	16.000	1,382,400	23.438	8.4	.840	111.4	0.0 (111.4)	(104,696.8)	(.076)
AGOSTO	1-15	15.000	1,296,000	23.900	8.4	.415	55.7	0.0 (55.7)	(52,335.8)	(.040)
	16-31	16.000	1,382,400	23.900	8.4	.200	26.8	0.0 (26.8)	(25,222.1)	(.018)
SEPTIEMBRE	1-15	15.000	1,296,000	23.950	8.2	0.000	0.0	0.0	0.0	0.000
	16-30	15.000	1,296,000	23.950	8.2	0.000	0.0	0.0	0.0	0.000
OCTUBRE	1-15	15.000	1,296,000	24.200	8.5	.435	59.2	0.0 (59.2)	(55,645.1)	(.043)
	16-31	16.000	1,382,400	24.200	8.5	.870	118.4	0.0 (118.4)	(111,290.2)	(.081)
NOVIEMBRE	1-15	15.000	1,296,000	24.344	8.2	.840	111.0	0.0 (111.0)	(104,336.8)	(.081)
	16-30	15.000	1,296,000	24.344	8.2	.415	54.8	0.0 (54.8)	(51,547.4)	(.040)
DICIEMBRE	1-15	15.000	1,296,000	25.582	8.5	.200	28.2	7.2 (21.0)	(19,782.6)	(.015)
	16-31	16.000	1,382,400	25.582	8.5	0.000	0.0	7.2	0.0	0.000

$E = (0.457 * t + 0.13) * p * k$

$D^3 = P - E$

TABLA 5.1.8

TOMATE SIEMBRA TEMPRANA DURACION DEL CICLO 95 DIAS AREA SEMBRADA EN INVIERNO: 0.0 Ha
 SUBPROYECTO AMERICA EFICIENCIA 60 % AREA SEMBRADA EN INVIERNO: 199.0 Ha

M E S E S	IMES	Tiempo	Tiempo	Temperatu- ra	p	k	Et	P	D'	VOLUMEN	CAUDAL
(días)	(días)	(Segundos)	t (c)	% horas	Luz	(mm)	(mm)	(mm)	(Mts ³)	(Mts ³ /seg)	
ENERO	1-15	15.000	1,296,000	26.082	8.5	0.000	0.0	82.3	82.3	0.0	0.000
	16-31	16.000	1,382,400	26.082	8.5	0.000	0.0	82.3	82.3	0.0	0.000
FEBRERO	1-15	15.000	1,296,000	26.288	7.7	0.000	0.0	69.4	69.4	0.0	0.000
	16-28	13.000	1,123,200	26.288	7.7	0.000	0.0	69.4	69.4	0.0	0.000
MARZO	1-15	15.000	1,296,000	26.388	8.5	0.000	0.0	107.7	107.7	0.0	0.000
	16-31	16.000	1,382,400	26.388	8.5	0.000	0.0	107.7	107.7	0.0	0.000
ABRIL	1-15	15.000	1,296,000	26.292	8.2	0.000	0.0	49.4	49.4	0.0	0.000
	16-30	15.000	1,296,000	26.292	8.2	0.000	0.0	49.4	49.4	0.0	0.000
MAYO	1-15	15.000	1,296,000	25.578	8.4	0.000	0.0	19.1	19.1	0.0	0.000
	16-31	16.000	1,382,400	25.578	8.4	0.000	0.0	20.3	20.3	0.0	0.000
JUNIO	1-15	15.000	1,296,000	24.412	8.2	0.000	0.0	11.8	11.8	0.0	0.000
	16-30	15.000	1,296,000	24.412	8.2	.350	46.4	11.8	(34.7)	(68,968.7)	(.053)
JULIO	1-15	15.000	1,296,000	23.438	8.4	.631	83.7	0.0	(83.7)	(166,497.8)	(.128)
	16-31	16.000	1,382,400	23.438	8.4	.750	99.4	0.0	(99.4)	(197,897.6)	(.143)
AGOSTO	1-15	15.000	1,296,000	23.900	8.4	.670	89.9	0.0	(89.9)	(178,875.5)	(.138)
	16-31	16.000	1,382,400	23.900	8.4	.405	54.3	0.0	(54.3)	(108,126.2)	(.078)
SEPTIEMBRE	1-15	15.000	1,296,000	23.950	8.2	.200	26.0	0.0	(26.0)	(51,814.8)	(.040)
	16-30	15.000	1,296,000	23.950	8.2	0.000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000
OCTUBRE	1-15	15.000	1,296,000	24.200	8.5	.631	85.9	0.0	(85.9)	(170,880.4)	(.132)
	16-31	16.000	1,382,400	24.200	8.5	.750	102.1	0.0	(102.1)	(203,106.6)	(.147)
NOVIEMBRE	1-15	15.000	1,296,000	24.344	8.2	.670	88.5	0.0	(88.5)	(176,180.7)	(.136)
	16-30	15.000	1,296,000	24.344	8.2	.405	53.5	0.0	(53.5)	(106,497.3)	(.082)
DICIEMBRE	1-15	15.000	1,296,000	25.582	8.5	.200	28.2	7.2	(21.0)	(41,880.2)	(.032)
	16-31	16.000	1,382,400	25.582	8.5	0.000	0.0	7.2	7.2	0.0	0.000

$$E = (0.457 * t + 8.13) * p * k$$

$$D' = P - E$$

TABLA 5.1.9

CAUDALES PARA RIEGO SUBPROYECTO AMERICA M3S/SEG.

M E S E S	MES (dias)	ARROZ	ARROZ	ARROZ	MAIZ	SOYA	FREJOL	TOMATE	TOTAL
		SIEMBRA TEMPRANA	SIEMBRA MEDIA	SIEMBRA TARDIA	SIEMBRA TEMP. TARD.	SIEMBRA TEMP. TARD.	SIEMBRA TEMP. MED.	SIEMBRA TEMPRANA	3 M3S/SEG
ENERO	1-15	.533	1.067	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.600
	16-31	.500	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.500
FEBRERO	1-15	.764	1.528	0.000	.070	0.000	0.000	0.000	2.362
	16-28	.881	1.763	0.000	.081	0.000	0.000	0.000	2.725
MARZO	1-15	.381	.762	0.000	.031	0.000	0.000	0.000	1.174
	16-31	.357	.714	0.000	.029	0.000	0.000	0.000	1.100
ABRIL	1-15	.731	1.462	0.000	.053	.076	0.000	0.000	2.322
	16-30	.292	.599	0.000	.040	.076	0.000	0.000	.967
MAYO	1-15	.422	.843	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.265
	16-31	0.000	0.000	0.000	0.000	.015	0.000	0.000	.015
JUNIO	1-15	0.000	0.000	0.000	.074	.040	0.000	0.000	.114
	16-30	0.000	0.000	0.000	.133	.076	.033	.053	.295
JULIO	1-15	1.077	0.000	0.000	.207	.127	.083	.128	1.622
	16-31	1.136	2.037	0.000	.217	.119	.076	.143	3.728
AGOSTO	1-15	1.328	2.452	1.089	.222	.102	.040	.138	5.371
	16-31	1.349	2.501	1.148	.169	.084	.018	.078	5.347
SEPTIEMBRE	1-15	1.432	2.812	1.228	.135	0.000	0.000	.040	5.647
	16-30	1.344	2.864	1.350	.126	.039	0.000	0.000	5.723
OCTUBRE	1-15	1.278	2.810	1.496	.131	.054	.043	.132	5.944
	16-31	.923	2.382	1.317	.200	.087	.081	.147	5.137
NOVIEMBRE	1-15	.559	1.905	1.241	.228	.125	.081	.136	4.275
	16-30	0.000	1.118	.995	.192	.130	.040	.082	2.557
DICIEMBRE	1-15	0.000	0.000	.526	.123	.101	.015	.032	.797
	16-31	0.000	0.000	0.000	0.000	.095	0.000	0.000	.095

CAUDAL TOTAL = SUMA CAUDALES PARCIALES

5.2 CALCULO DEL CABEZAL DINAMICO TOTAL

Para el calculo del cabezal dinámico total, primeramente es necesario definir la terminología que se emplea y sus significados.

Cabezal de succión negativa .- Existe cuando la fuente del líquido esta por debajo de la boquilla de entrada de la bomba. Así el cabezal de succión negativo es la distancia vertical desde la línea de centros de la bomba al nivel libre del líquido a ser bombeado.

Cabezal de succión positiva .- Existe cuando la fuente del líquido esta por encima de la boquilla de entrada de la bomba. Así, el cabezal estático de succión positiva, es la distancia vertical desde la línea de centros de la bomba al nivel libre del líquido a ser bombeado.

Cabezal estático de descarga.- Es la distancia vertical entre la línea de centros de la bomba y el punto de descarga libre, o la superficie del líquido en el tanque de descarga.

Cabezal estático total.- Es la distancia vertical entre el nivel libre del líquido a ser bombeado y el punto de descarga libre, o la superficie libre del líquido descargado.

Cabezal de fricción (h_f).- Es el cabezal requerido para vencer la resistencia al flujo en las tuberías y

accesorios, y que depende del tamaño y tipo de tubería, flujo y naturaleza del fluido.

Cabezal de velocidad (hv). - Es la energía del líquido como resultado de su movimiento a una velocidad V. Es el cabezal equivalente con el cual el agua podría caer para adquirir la velocidad V, o en otras palabras el cabezal necesario para acelerar el agua. El cabezal de velocidad se calcula con la siguiente fórmula :

$$h_v = \frac{v^2}{2g} \quad 5.2.1$$

El cabezal de velocidad es usualmente insignificante y puede ser ignorado en la mayoría de los sistemas con cabezales altos; sin embargo puede convertirse en un factor muy importante y debe ser considerado en sistemas de cabezales bajos.

Cabezal de presión. - Debe ser considerado cuando un sistema de bombeo comienza o termina en un tanque se encuentre a una presión distinta a la atmosférica. Una presión de vacío en el tanque de succión o una presión positiva en el tanque de descarga debe ser añadida al cabezal del sistema así como una presión positiva en el tanque de succión o una de vacío en el tanque de descarga debe ser sustraída del cabezal del sistema.

Toda las formas de cabezal nombrados anteriormente estáticos, de fricción, de velocidad y de presión se combinan para construir el cabezal total del sistema en cualquier punto del mismo. A continuación se define a estos cabezales combinados o dinámicos y como se aplican a las bombas.

Cabezal dinámico total de succión negativa (hs).- Es el cabezal estático de succión negativa menos el cabezal de velocidad a la entrada de la bomba más el cabezal total de fricción en la tubería de succión. El cabezal dinámico total de succión negativa, como se determina en los bancos de prueba, es la lectura del manómetro en la boquilla de entrada de la bomba corregida a la línea de centros de la bomba, menos el cabezal de velocidad en el punto de toma de la presión.

Cabezal dinámico total de succión positiva (hs).- Es el cabezal estático de succión positiva más el cabezal de velocidad a la entrada de la bomba menos el cabezal total de fricción en la tubería de succión. El cabezal dinámico total de succión positiva, como se determina en los bancos de prueba, es la lectura del manómetro en la boquilla de entrada de la bomba corregida a la línea de centros de la bomba más el cabezal de velocidad en el punto de toma de la presión.

FIG. 5.2.1a

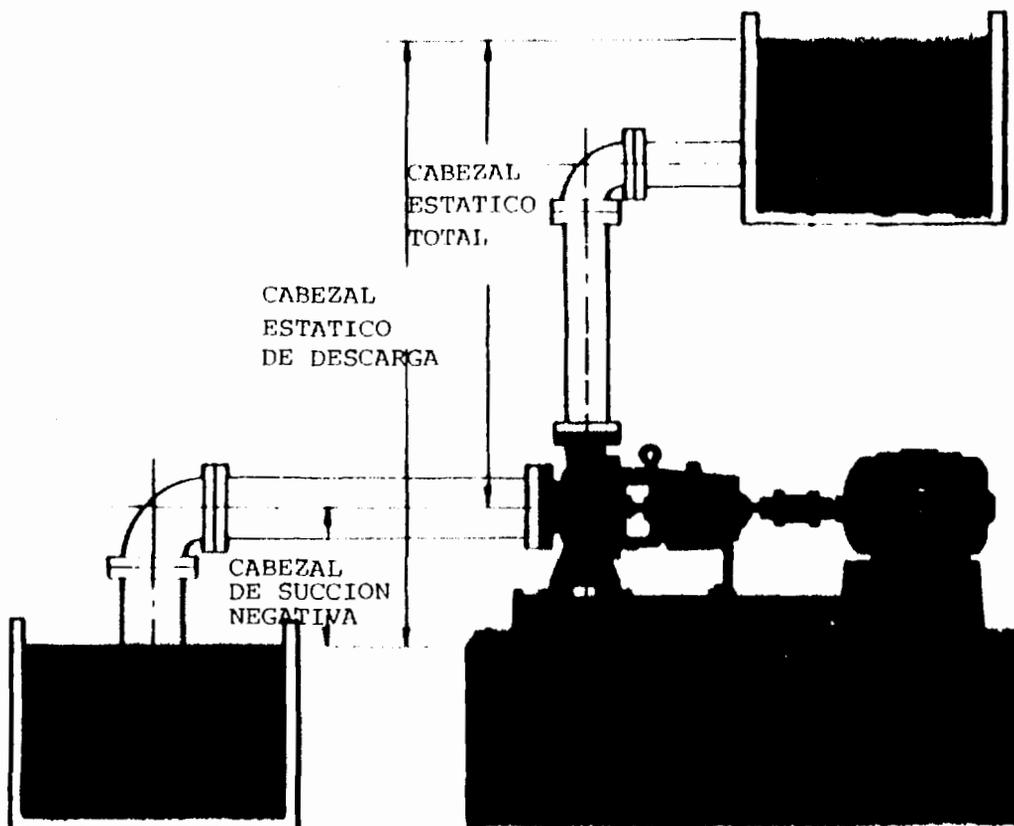


Fig. 5.2.1a.- Cabezal de succión negativa.

Cabezal dinámico total de descarga .- Es el cabezal estático de descarga más el cabezal de velocidad en la boquilla de descarga de la bomba más el cabezal total de fricción en la línea de descarga. El cabezal dinámico total de descarga como se determina en el banco de prueba, es la lectura del manómetro en la boquilla de descarga de la bomba corregida a la línea

de centros de la bomba, más el cabezal de velocidad en el punto de lectura del manómetro.

FIG. 5.2.1b

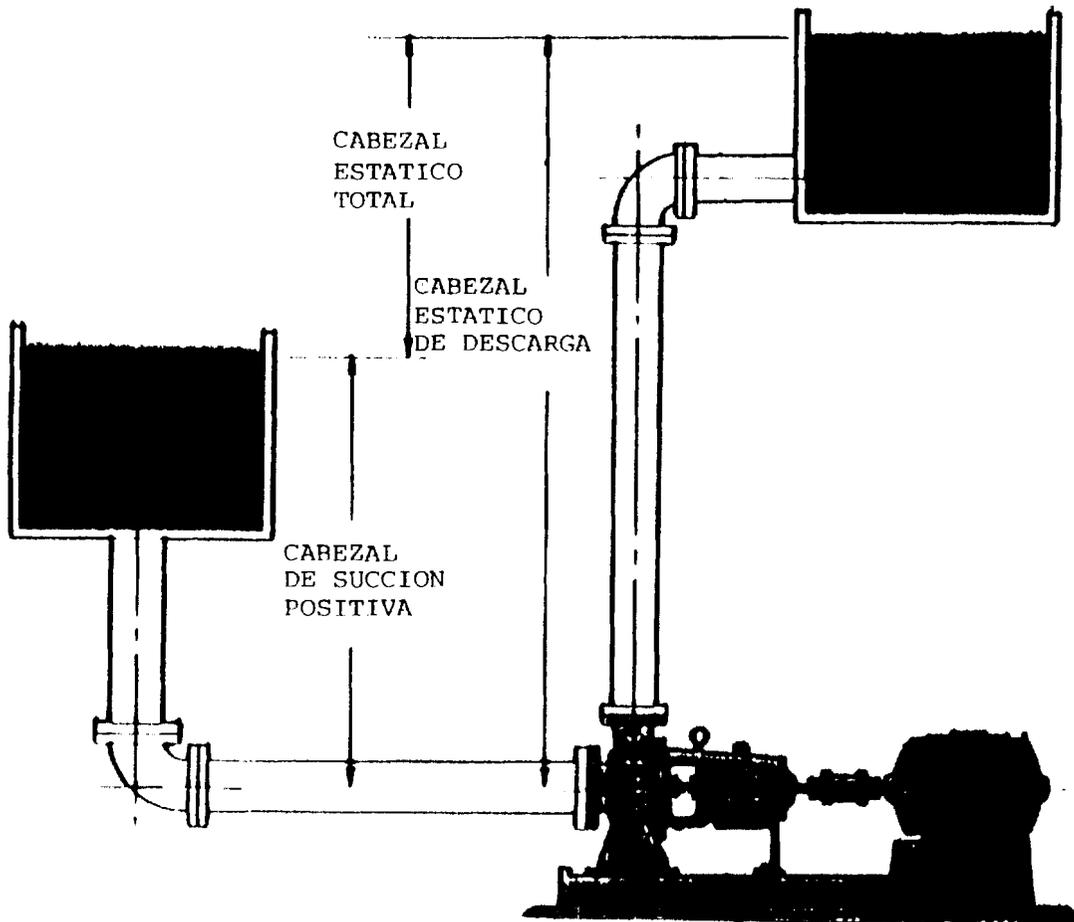


Fig. 5.2.1b.- Cabezal de succión positiva.

Cabezal dinámico total (TDH). - Es el cabezal dinámico total de descarga menos el cabezal dinámico total de succión positiva o más el cabezal dinámico total de succión negativa.

. $TDH = h_d + h_s$ (succión negativa)

. $TDH = h_d - h_s$ (succión positiva)

En la figura 5.2.1a y 5.2.1b se puede apreciar gráficamente los cabezales estáticos en los sistemas de bombeo convencionales.

Con la ayuda de la Fig. 5.2.2 definiremos la terminología que se emplea en las bombas de turbina vertical.

Rasante. - Es el nivel de la superficie donde esta soportada la bomba.

Nivel estático. - Es la distancia vertical desde la rasante, al nivel libre del agua, cuando no se esta bombeando.

Abatimiento. - Es la distancia entre el nivel estático y el nivel del líquido cuando se esta bombeando.

Nivel dinámico. - Es la distancia vertical desde la rasante al nivel del agua cuando se esta bombeando. El nivel dinámico es igual al nivel estático más el abatimiento.

Filamiento. - Es la distancia desde la rasante al grupo de tazones de la bomba.

Sumergencia. - Es la distancia entre el nivel libre del líquido y la campana de succión, o de entrada a la bomba. Esta distancia debe ser mantenida a un valor

determinado como mínimo, de acuerdo a la instalación y tipo de bomba, y tiene relación con la supresión de vortices, no uniformidad en las velocidades de entrada a la bomba y prevención de entrada de aire.

FIG. 5.2.2

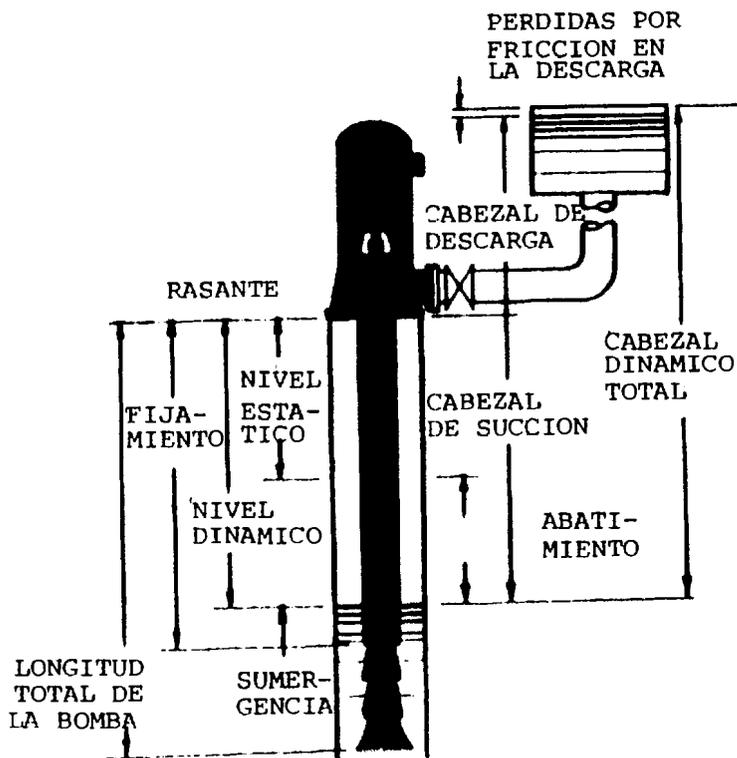


Fig. 5.2.2.- Bomba de turbina vertical.

Cabezal de bombeo. - Es el cabezal estático de succión, más el cabezal de descarga y más el cabezal de fricción en la tubería de descarga.

Cabezal de fricción en la columna. - Son las pérdidas de cabezal por fricción en la columna de la bomba y que depende del fijamiento y del tamaño de la columna y del eje. En la tabla 5.2.2 se enlistan los valores porcentuales de pérdidas por fricción en las columnas de las bombas de turbina.

Cabezal dinámico total (TDH). - Es el cabezal total que la bomba debe ser capaz de entregar en el punto de operación. El TDH es igual al cabezal de bombeo más el cabezal de fricción en la columna.

En el plano (5.2.1) tenemos las cotas de instalación del equipo de bombeo para riego. Las bombas deben ser diseñadas a fin de que entreguen el caudal de diseño; en descarga libre al canal de desagüe.

Como ejemplo de cálculo, exponemos la determinación del TDH para la primera quincena del mes de Enero:

Nivel dinámico = 6.47 Mts.

Cabezal estático de descarga = 0.00 Mts

Cabezal de fricción en la descarga = $L * hf$

De la Tabla 2.1.3 tomamos los valores de longitud equivalente para el codo de descarga y de la válvula de charnela.

$L_e = 16.24$ Mts. (codo de descarga)

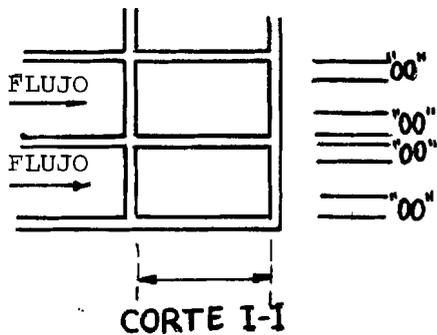
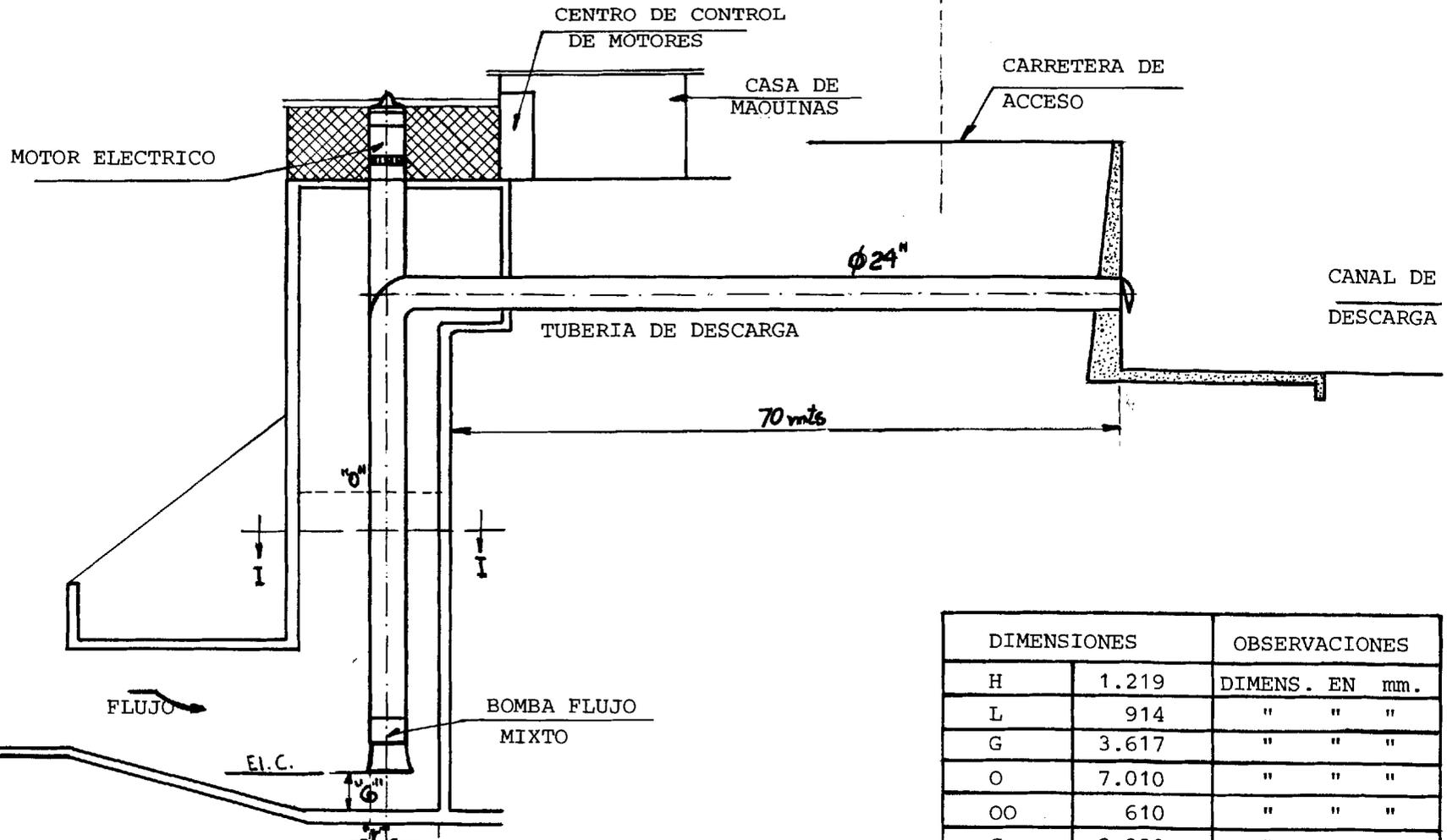
$L_e = 4.62$ Mts. (válvula de charnela)

Entonces:

TABLA 5.2.2

PERDIDAS POR FRICCION EN LA COLUMNA (VALORES PORCENTUALES)

COLUMNA	24"				30"				36"				42"					
DIAMETRO	1.69	2.19	2.69	2.94	3.44	4.00	2.94	3.44	4	4.5	2.94	3.44	4	4.5	2.94	3.44	4	4.5
EJE (pulg)	1.94	2.44	3.19	3.69	4.25	3.19	3.69	4.25	4.75	3.19	3.69	4.25	4.75	3.19	3.69	4.25	4.75	4.75
CAUDAL GPM																		
9,000				1.1	1.3													
9,500				1.2	1.4													
10,000			1	1	1.3	1.5												
10,500	1	1	1	1.1	1.4	1.6												
11,000	1.0	1.1	1.2	1.3	1.5	1.7												
11,500	1.1	1.2	1.3	1.4	1.6	1.8												
12,000	1.3	1.3	1.4	1.6	1.8	2												
12,500	1.4	1.4	1.5	1.7	1.9	2.2												
13,000	1.5	1.5	1.6	1.8	2.1	2.4												
13,500	1.6	1.6	1.7	1.9	2.3	2.6												
14,000	1.7	1.7	1.9	2.1	2.4	2.8												
15,000	2.0	2.0	2.2	2.4	2.7	3.1												
16,000	2.3	2.3	2.4	2.7	3	3.4												
18,000	2.9	2.9	3	3.4	3.8	4.4												
20,000	3.6	3.6	3.6	4.1	4.6	5.3	1	1.2	1.4	1.7								
22,000	4.3	4.4	4.4	4.9	5.5	6.3	1.2	1.4	1.7	2								
24,000	5.2	5.2	5.2	5.7	6.5	7.5	1.4	1.7	2	2.5								
26,000	6.1	6.1	6.1	6.6	7.6	8.8	1.65	2	2.35	2.9	1.5	1.6	1.7	1.9				
28,000	7.1	7.1	7.0	7.7	8.8	10	1.9	2.3	2.27	3.4	1.7	1.8	1.9	2.2				
30,000	8.1	8.1	8.1	8.9	10	11	2.2	2.6	3.15	3.8	1.9	2.1	2.2	2.5				
32,000	9.2	9.3	9.2	10	11	13	2.45	3	3.55	4.4	2.2	2.4	2.5	2.8				
34,000	10	10	10	11	13	15	2.8	3.3	4	5	2.5	2.7	2.9	3.2	2.1	2.3	2.4	2.8
36,000	11	11	11	12	14	16	3.1	3.65	4.5	5.6	2.8	3.0	3.2	3.6	2.35	2.57	2.69	3.13
38,000	13	13	13	14	16	18	3.4	4.1	5	6.1	3.2	3.4	3.6	4.0	2.62	2.87	2.99	3.49
40,000	14	14	14	15	18	20	3.7	4.5	5.5	6.7	3.5	3.7	4.0	4.4	2.90	3.18	3.32	3.87
42,000	16	16	15	17	19	22	4.1	5.0	6.1	7.4	3.9	4.1	4.4	4.9	3.20	3.50	3.66	4.27
46,000							4.9	6.0	7.3	8.9	4.6	5.0	5.3	5.9	3.84	4.21	4.39	5.12
50,000							5.8	7.0	8.6	10	5.5	5.9	6.2	7.0	4.54	4.97	5.19	6.05
60,000							8.4	10	12	15	7.9	8.5	9.0	10	6.53	7.16	7.47	8.71
70,000							11	13	16	20	10	11	12	13	8.90	9.74	10.1	11.8
80,000							15	18	22	27	14	15	16	17	11.6	12.7	13.2	15.5
90,000							19	22	28	34	17	19	20	22	14.7	16.1	16.8	19.6
100,000											22	23	25	28	18.1	19.8	20.7	24.2
110,000											26	28	30	34	21.9	24.0	25.1	29.3
120,000															26.1	28.6	29.8	34.8
130,000															30.7	33.6	35.0	40.9
140,000															35.6	38.9	40.6	47.4
150,000															40.8	44.7	46.7	54.4



DIMENSIONES		OBSERVACIONES
H	1.219	DIMENS. EN mm.
L	914	" " "
G	3.617	" " "
O	7.010	" " "
OO	610	" " "
C	2.083	" " "

FACULTAD DE ING. MECANICA	E S P O L
DIBUJADO POR: E. TRUJILLO FECHA: DIC. 1988	
PLANO: 5.2.1	ESTACION DE BOMBEO PARA RIEGO



. = (70 + 16.24 + 4.62) * 0.041

. = 3.725 Mts.

Cabezal de velocidad = 1.940 Mts.

Cabezal de fricción en la columna = 0.006 Mts

T D H = 6.47 + 0.00 + 3.725 + 1.940 + 0.006 =

. = 12.174 Mts.

En la Tabla 5.2.3 se resume el TDH que debe ser entregado, por las bombas para riego de nuestro proyecto.

TABLA 5.2.3

CABEZAL DINAMICO TOTAL PARA LAS BOMBAS DE RIEGO SUBPROYECTO AMERICA

M E S E S	MES (días)	ICAUDAL	IALTURA	ICABEZAL	ICABEZAL	ICABEZAL	ICABEZAL	ICABEZAL
		IMTS/SEG 3	ISUCCION (MTS)	ESTATICO IDESCARGA (MTS)	FRICCION IDESCARGA (MTS)	VELOCIDAD (MTS)	FRICCION ICOLUMNA (MTS)	DINAMICO ITOTAL (MTS)
ENERO	1-15	1.600	6.47	0.000	3.758	1.940	.134	12.302
	16-31	1.500	6.23	0.000	3.310	1.704	.118	11.362
FEBRERO	1-15	2.362	6.76	0.000	8.097	4.235	.288	19.385
	16-28	2.725	6.83	0.000	10.767	3.947	.384	21.923
MARZO	1-15	1.174	6.18	0.000	.133	1.045	.005	7.359
	16-31	1.100	6.16	0.000	1.812	.918	.065	8.959
ABRIL	1-15	2.322	6.37	0.000	7.838	4.096	.279	18.581
	16-30	.967	6.14	0.000	1.409	.711	.050	8.312
MAYO	1-15	1.265	6.19	0.000	2.361	1.204	.084	9.841
	16-31	.015	5.98	0.000	0.000	0.000	0.000	5.983
JUNIO	1-15	.114	6.00	0.000	.025	.010	.001	6.036
	16-30	.295	6.03	0.000	.144	.066	.005	6.246
JULIO	1-15	1.622	6.27	0.000	3.858	.258	.137	10.525
	16-31	3.728	6.99	0.000	20.521	10.850	.731	39.094
AGOSTO	1-15	5.371	7.27	0.000	41.132	21.853	1.466	71.717
	16-31	5.347	7.26	0.000	40.902	21.731	1.457	71.352
SEPTIEMBRE	1-15	5.647	7.31	0.000	45.945	24.413	1.637	79.307
	16-30	5.723	7.33	0.000	45.945	24.413	1.637	79.320
OCTUBRE	1-15	5.944	7.36	0.000	50.432	26.834	1.797	86.425
	16-31	5.137	7.23	0.000	37.391	20.026	1.332	65.976
NOVIEMBRE	1-15	4.275	7.08	0.000	26.233	13.881	.935	48.128
	16-30	2.557	6.80	0.000	9.248	4.831	.330	21.205
DICIEMBRE	1-15	.797	6.11	0.000	.971	.483	.035	7.602
	16-31	.095	6.00	0.000	.018	.007	.001	6.022

5.3 DETERMINACION DEL CABEZAL DE SUCCION NETO

Una de las consideraciones más importantes en la selección y aplicación de las bombas, es la capacidad o disponibilidad, del sistema, para suministrar el líquido a ser bombeado, a la boquilla de succión de la bomba.

Esta disponibilidad se expresa como cabezal de succión neto (NPSH) y se define como; el cabezal de succión absoluto, medido en la boquilla de succión de la bomba, corregido a la línea de centros de la succión, menos la presión de vaporización absoluta del líquido. En términos más simples podríamos decir que el NPSH, es la presión absoluta del líquido en la boquilla de succión de la bomba, sobre la presión de vaporización del líquido, a la temperatura de operación, en la boquilla de succión. Es importante señalar que el término NPSH puede referirse a dos conceptos: El cabezal disponible a la entrada de la bomba NPSHa, y el cabezal requerido por la bomba NPSHr, y que ambos términos son presiones absolutas y no manométricas.

EL líquido a ser bombeado debe ser "empujado" hacia la bomba, así, el NPSHa, es la medida del empuje que un sistema dado puede proveer.

La presión atmosférica brinda parte del empuje, y que dependiendo de su localización, sobre o debajo de la

línea de centros de la bomba, el nivel del líquido en el lado de la succión puede sumarse o restarse a este empuje, respectivamente.

Las pérdidas por fricción en la línea de succión, así como las de entrada y la presión de vaporización deben ser siempre consideradas contrarias al empuje mencionado anteriormente.

Las bombas centrífugas son incapaces de manejar vapor, es por esta razón, que en el lado de la succión de la bomba debe proveerse siempre suficiente presión, a fin de prevenir la vaporización del líquido en el área de baja presión en el impelente de la bomba. Cuando esta presión no es suficiente para prevenir la vaporización, ocurre la cavitación, la misma que produce daños al impelente, reduce la capacidad, reduce el cabezal, produce ruidos y vibraciones.

El término cavitación, cubre toda la escala de fenómenos que tienen lugar en el impelente y en sus alrededores, cuando este se encuentra operando en condiciones en las cuales, la presión local es cercana o menor a la de vaporización del líquido que se está bombeando.

Cuando se produce la vaporización del líquido, se forman burbujas de vapor, las mismas que son arrastradas por las líneas de flujo del líquido

através del impelente, hasta cuando se alcanza una presión que excede a la de vaporización produciéndose la implosión de las burbujas de vapor.

La presencia de este fenómeno produce lo que se llama erosión por cavitación o picado. Cuando se bombea químicos, existen efectos adicionales relacionados con la acción química del metal con algún gas liberado por la reducción de presión.

La disminución de capacidad y de cabezal entregados por la bomba cuando se encuentra cavitando, puede ser explicado por el volumen considerablemente mayor que ocupa un gas relacionado a su masa en estado líquido.

La ecuación básica para el calculo de NPSHa es la siguiente:

$$\text{NPSHa} = h_a + h_s - h_f - h_v. \quad 5.3.1$$

Donde:

h_a = presión absoluta en la superficie libre del líquido.

h_s = cabezal estático de succión (+/-)

h_f = cabezal de fricción en la línea de succión.

h_v = presión de vaporización del líquido.

El NPSHr, es determinado en el banco de pruebas del fabricante de las bombas, existiendo diferentes métodos para su determinación, pero todos ellos basados en el principio de reducir la la presión



absoluta en el lado de la succión, hasta que se produzca la cavitación. El NPSHr lo suministra normalmente el fabricante con las curvas de performance de las bombas.

Para evitar la cavitación el NPSHa debe ser igual o exceder en valores absolutos el NPSHr, en todos los puntos de operación de las bombas.

$NPSHa > NPSHr.$

5.3.2

Como ejemplo de cálculo exponemos la determinación del NPSHa, para la primera quincena de Enero:

$h_a = 10.34 \text{ Mts. (Presión atmosférica)}$

$h_s = 2.420 \text{ Mts.}$

$h_f = 0.001 \text{ MTS.}$

$h_v = 0.303 \text{ MTS.}$

Entonces:

$NPSHa = 10.34 + 2.420 - 0.001 - 0.303 = 12.456 \text{ Mts.}$

En la Tabla 5.3.1 se resume el NPSHa, para las bombas de riego de nuestro proyecto.

TABLA 5.3.1

N P S Ha PARA LAS BOMBAS DE RIEGO SUBPROYECTO AMERICA

M E S E S	MES (dias)	ICAUDAL	INIVEL	IPRESION	ICABEZAL	ICABEZAL	IPRESION	N P S Ha
		(MTS/SEG)	(DINAMICO) (MTS)	ATMOSFERICA (MTS)	SUCCION (MTS)	SUCCION (MTS)	IVAPORIZ. (MTS)	
ENERO	1-15	1.600	6.47	10.340	2.420	.001	.303	12.456
	16-31	1.500	6.23	10.340	2.660	.001	.303	12.696
FEBREAO	1-15	2.362	6.76	10.340	2.130	.003	.303	12.164
	16-28	2.725	6.83	10.340	2.060	.003	.303	12.094
MARZO	1-15	1.174	6.18	10.340	2.710	.001	.303	12.746
	16-31	1.100	6.16	10.340	2.730	.001	.303	12.766
ABRIL	1-15	2.322	6.37	10.340	2.520	.003	.303	12.554
	16-30	.967	6.14	10.340	2.750	.000	.303	12.787
MAYO	1-15	1.265	6.19	10.340	2.700	.001	.303	12.736
	16-31	.015	5.98	10.340	2.910	0.000	.303	12.947
JUNIO	1-15	.114	9.00	10.340	(.110)	.000	.303	9.927
	16-30	.295	6.03	10.340	2.860	.000	.303	12.897
JULIO	1-15	1.622	6.27	10.340	2.620	.001	.303	12.656
	16-31	3.728	6.99	10.340	1.900	.007	.303	11.930
AGOSTO	1-15	5.371	7.27	10.340	1.620	.014	.303	11.643
	16-31	5.347	7.26	10.340	1.630	.014	.303	11.653
SEPTIEMBRE	1-15	5.647	7.31	10.340	1.580	.016	.303	11.601
	16-30	5.723	7.33	10.340	1.560	.016	.303	11.581
OCTUBRE	1-15	5.944	7.36	10.340	1.530	.018	.303	11.549
	16-31	5.137	7.23	10.340	1.660	.013	.303	11.684
NOVIEMBRE	1-15	4.275	7.08	10.340	1.810	.009	.303	11.838
	16-30	2.557	6.80	10.340	2.090	.003	.303	12.124
DICIEMBRE	1-15	.797	6.11	10.340	2.780	.000	.303	12.817
	16-31	.095	6.00	10.340	2.890	.000	.303	12.927

5.4 SELECCION FINAL Y CURVAS DE OPERACION

Para seleccionar finalmente las bombas de riego, necesitamos definir algunos términos que se emplearán en los distintos cálculos que deben efectuarse. Así:

Eficiencia de laboratorio. - Es la eficiencia de los tazones únicamente, y que puede ser leída, directamente en las curvas de performance que publican los fabricantes.

Potencia al freno de laboratorio. - Es la potencia requerida únicamente por los tazones. Así:

$$. \quad \text{TDH} * \text{CAPACIDAD} * \text{GRAVEDAD ESPECIFICA}$$

$$. \text{BHP} = \frac{\quad}{\quad} \quad 5.4.1$$

$$. \quad \text{EFICIENCIA LABORATORIO}$$

Pérdidas por fricción en el eje. - Es la potencia requerida para impartir movimiento al eje. En la Tabla 5.4.1 se encuentran los valores de potencia requeridos por los ejes en su funcionamiento.

Potencia al freno real. - Es la suma de la potencia al freno de laboratorio más la potencia requerida por el eje.

Eficiencia real .- Es la eficiencia global de la bomba, contabilizadas todas las pérdidas que se producen tanto en la columna como en el eje.

TABLA 5.4.1

PERDIDAS POR FRICCION EN EL EJE DE LAS BOMBAS DE TURBINA VERTICAL

DIAMETRO EJE (pulg)	VELOCIDAD DE LA BOMBA (RPM)										
	13500	12900	11760	11460	11175	1975	1875	1720	1600	1515	1450
3/4	.6	.51	.31	.26	.21	.17	.15	.13	.12	.11	.09
1	1.1	.87	.53	.44	.35	.29	.26	.22	.18	.15	.11
1 3/16	1.4	1.2	.72	.61	.47	.4	.36	.27	.21	.18	.15
1 1/2	2.2	1.9	1.1	.96	.74	.63	.56	.47	.37	.28	.21
1 11/16	2.7	2.3	1.4	1.2	.91	.78	.71	.59	.43	.31	.24
1 15/16	3.9	3.1	1.8	1.6	1.2	1	.9	.76	.62	.43	.28
2 3/16			2.3	1.9	1.5	1.3	1.1	.95	.78	.52	.34
2 7/16			2.9	2.4	1.9	1.6	1.4	1.2	1	.78	.54
2 11/16			3.4	2.9	2.2	1.9	1.7	1.4	1.2	.98	.8
2 15/16				3.2	2.6	2.2	2	1.7	1.3	1	.9
3 3/16					3.2	2.7	2.4	2	1.5	1.3	1.1
3 7/16					3.5	3	2.7	2.4	2	1.6	1.4
3 11/16					4.1	3.4	3	2.7	2.3	2	1.6
4					4.8	4.1	3.6	3.1	2.8	2.4	2
4 1/4					5.15	4.6	4.1	3.4	3.1	2.6	2.3

Empuje total de la bomba. - Es la suma del peso del eje más el empuje hidráulico del líquido bombeado y se determina con la siguiente ecuación:

$$\text{Empuje} = \text{Peso del eje} + \text{TDH} * K \quad (5.4.2)$$

Donde K es un factor hidráulico, que puede ser tomado directamente de las curvas de performance de las bombas.

Dado que nosotros ya hemos establecido el caudal, el cabezal dinámico total y el NPSHa, nos falta definir la velocidad a las que deberán operar las unidades de bombeo; a tal efecto y dado que optaremos por el uso de motores eléctricos, debido a ser la alternativa más versátil, definamos la velocidad de los motores eléctricos en función del número de polos y la frecuencia:

$$\text{RPM} = \frac{120 * \text{FRECUENCIA}}{\text{NUMERO DE POLOS}} \quad (5.4.3)$$

La distribución de la energía eléctrica en nuestro país es de 60 cps por lo tanto las velocidades sincrónicas que podemos obtener son:

3600, 1800, 1200, 900, 720, 600, 515, 450, 400, 360 RPM.

Si aplicamos estos valores de velocidad y los obtenidos anteriormente para el caudal y el cabezal dinámico total, a la fórmula de la velocidad específica, ecuación (5.1). La velocidad de 515 RPM, nos define una bomba de flujo mixto y que tomando en consideración la tabla 5.4.2 publicada por el "Hydraulic Institute" es la que nos conviene seleccionar finalmente.

En este punto vamos a enumerar los pasos que deben seguirse normalmente en la selección de este tipo de bombas.

1ro) Selección de la familia de tazones más adecuados que entreguen la capacidad requerida; para tal efecto es necesario remitirse a las curvas de performance que suministran los fabricantes. Donde podremos notar que algunos de las familias de tazones propuestos cumplen con las necesidades requeridas.

Es obvio que algunos de las familias de tazones podrían ser eliminados por cualquiera de las siguientes razones:

A) El tazón no entra físicamente dentro del pozo de bombeo

B) La presión requerida (TDH), es mayor que la presión permisible de trabajo para el tazón en estudio.

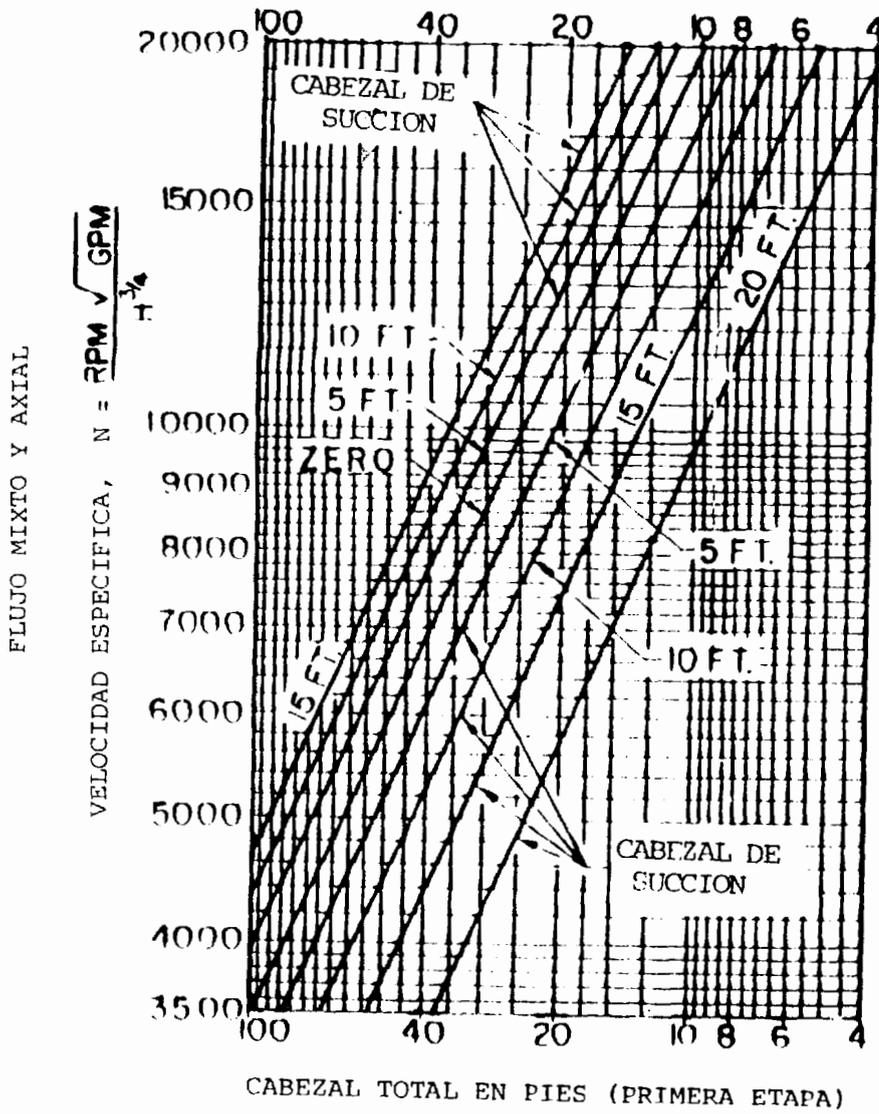


Fig. 5.4.2.- Valores limites para velocidades especifica en bombas de flujo mixto y axial.

C) El número de tazonos necesarios para alcanzar el cabezal requerido, no puede ser ensamblado, debido a la capacidad limitada de transmisión de potencia por el eje de los tazonos

2do) Selección del eje de la columna, que es función de la potencia, restricciones de alargamiento del eje y del empuje total generado.

3ro) Selección del tamaño de la columna, la misma que se elige tomando en consideración las pérdidas por fricción.

4to) Selección del motor, para lo cual tanto la potencia al freno real como el empuje total deben ser calculados.

Debe también tomarse en cuenta para la potencia del motor a seleccionarse las pérdidas en los cojinetes para lo cual la siguiente fórmula puede ser empleada:

$$\text{Perd. cojinetes} = 0.0075 * \frac{N(\text{RPM})}{100} * \frac{\text{EMPUJE (Lbs)}}{1000} \quad 5.4.4$$

Siguiendo todas las instrucciones previas seleccionamos finalmente las bombas, cada una de las cuales deberá entregar 1/3 del caudal de máxima demanda cuadro 5.1.9

Caudal: $5.944/3 = 1.981 \text{ mts}^3/\text{seg.}$

TDH : 15.239 mts.

Velocidad : 500 RPM.

Tazón: 44GHC (Goulds Pumps)

Columna : 42 pulg.

Eje : 2 15/16 pulg.

Eficiencia : 88%.

Potencia al freno : 450.528 BHP.

Perdidas por fricción en el eje : 0.507 BHP.

Potencia al freno real : 451.035 BHP.

Eficiencia real : 87.9%.

Empuje de la bomba : 9,527.40 Lbs.

Perd. cojinetes = $(0.0075) * (500/100) *$

. $(9,527.4/1000)$

. $= 0.357 \text{ HP}$

Potencia al freno total = 451.392

La curva de performance de la bomba 44GHC se encuentra reproducida en la Figura 5.4.1 y en la Figura 5.4.2 las dimensiones generales

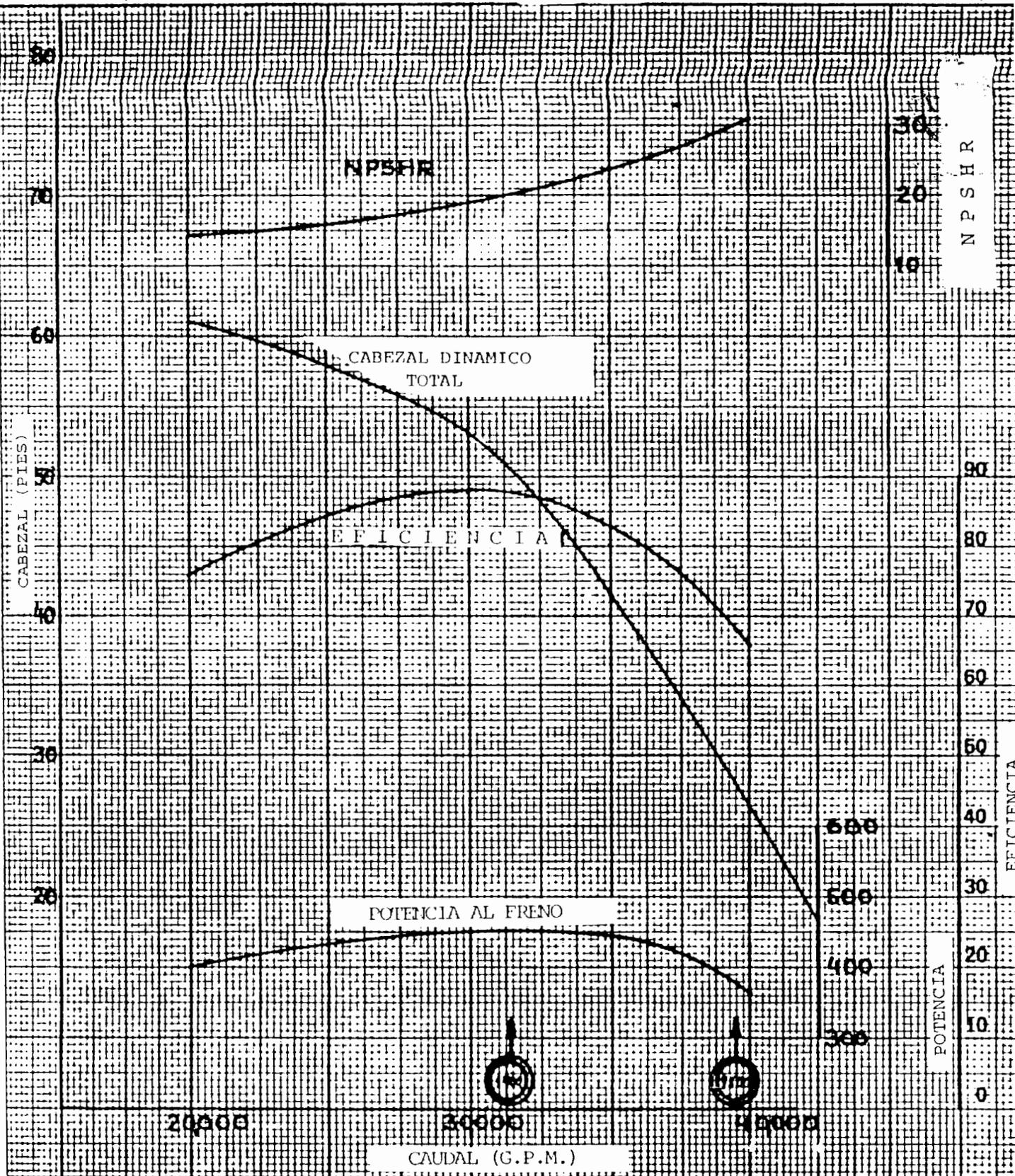
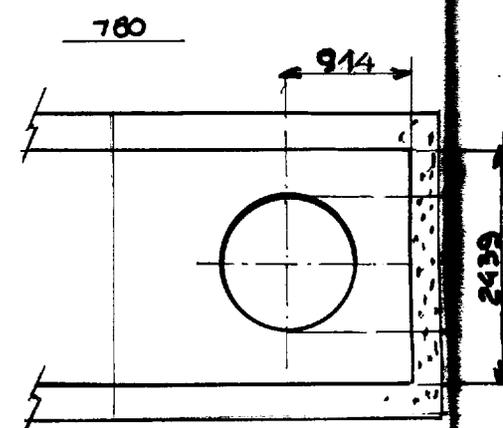
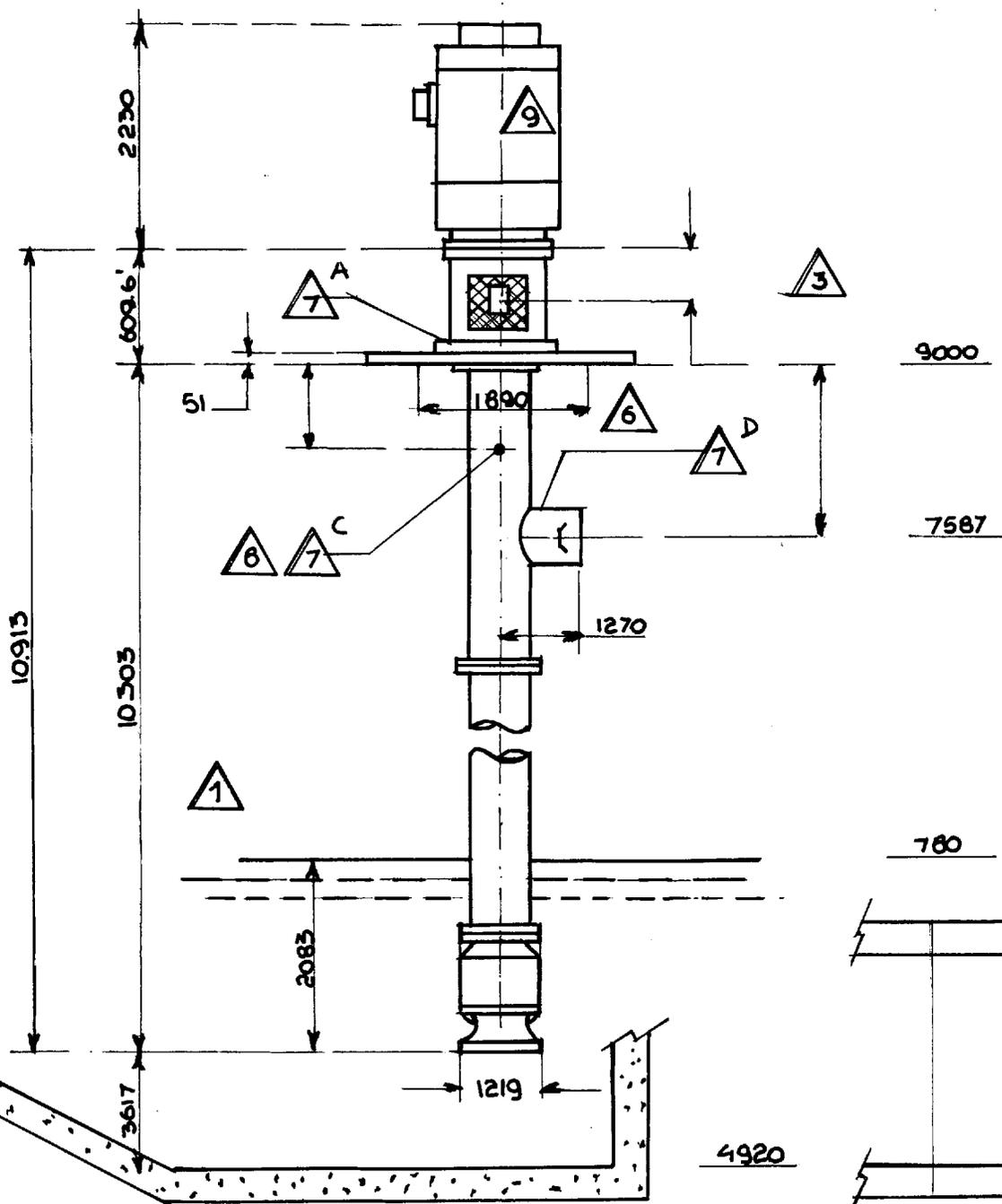
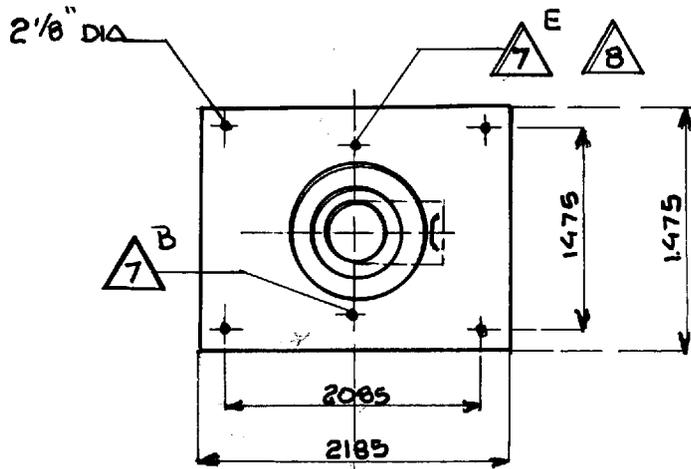


Fig. 5.4.1.- Curva de Performance de las bombas para la estación de drenaje # 1.





BIBLIOTECA

ESTACION: AMERICA

SERVICIO: RIEGO

NUMERO DE UNIDADES: 4

BOMBA: GOULDS

MODELO: 44 GHC

NUMERO DE ETAPAS: 1

CAUDAL: 31.400 GPM

CABEZAL DINAMICO TOTAL: 50 PIES

LIQUIDO: AGUA DE RIO

TEMPERATURA: AMBIENTE

VISCOSIDAD: 31 SSU

TAMAÑO COLUMNA: 42 PULGADAS

EJE: 2-15/16 PULGADAS

VELOCIDAD: 500 RPM

MOTOR: ELECTRICO

POTENCIA: 500 HP

EMPUJE: 10.000 LBS.

TIPO: VHS

VOLTAJE: 460 V. TRIFASICO 60 CPS

PESO: BOMBA 23.900 LBS.

MOTOR: 11.050 LBS.

TOTAL: 34.950 LBS.

No	NOTAS
1	LONGITUD TOTAL DE LA BOMBA.
2	LAS DIMENSIONES SON EN MILIMETROS SALVO DONDE SE INDIQUE LO CONTRARIO.
3	DISTANCIA DE LA BASE DEL MOTOR AL TOPE DEL EJE DE LA COLUMNA.
4	LA TOLERANCIA DE LAS DIMENSIONES ES 1/8 PULGADA.
5	EL PLANO NO ES A ESCALA.
6	MINIMO DIAMETRO.
7	A: 3/8" NPT B: 1/2" NPT C: 3/4" NPT D: 1/2" NPT E: 3/4" NPT
8	CONEXION DE VENTEO SE RECOMIENDA QUE 7C SEA CONECTADO A UNA VALVULA DE ALIVIO DE AIRE.
9	MOTOR ELECTRICO

FACULTAD DE ING. MECANICA		E SPOL	
DIBUJADO POR: E. TRUJILLO			FECHA:
ESTACION DE RIEGO AMERICA			
REVISADO POR:	FECHA:	APROBADO POR:	
PLANO: 5.4.2			OBSERVACIONES

5.5 CALCULOS DE EFICIENCIAS PONDERADAS

EL cálculo de la eficiencia ponderada, o de la eficiencia global del sistema, nos da un indicativo de cuan eficiente es el grupo bomba-motor y de sus costos de operación.

La energía hidráulica o potencia de agua o trabajo útil efectuado por la bomba se encuentra con la siguiente fórmula:

$$\text{WHP} = \frac{\text{líquido bombeado (lbs/min.)} * \text{TDH (pies)}}{33,000} \quad 5.5.1$$

Si el líquido tiene una densidad relativa de 1.0, el peso específico del líquido es de 62.3 lbs/pie³ a una temperatura de 60° F, la fórmula 5.5.1 puede ser escrita :

$$\text{WHP} = \frac{\text{Caudal (GPM)} * \text{TDH (pies)}}{3,960} \quad 5.5.2$$

En el presente capítulo hemos calculado la eficiencia real de la bomba propuesta. La eficiencia del motor eléctrico debemos tomarla de la tablas técnicas del fabricante Tabla 5.5.1, y así tenemos que:

Eficiencia motor electrico: 93.6%

TABLA 5.5.1

EFICIENCIAS TÍPICAS DE LOS MOTORES ELÉCTRICOS 460 V 3F 60 Hz

POTENCIA (HP)	VELOCIDAD (RPM)	FACTOR POTENCIA	INTENSIDAD (Amp.)	EFICIENCIA (%)
60	900	.83	77	91.5
75	900	.82	95	91.5
100	720	.85	120	91.5
125	720	.86	148	91.5
150	720	.87	175	91.5
200	500	.89	228	91.5
250	500	.91	279	92.0
300	500	.92	331	92.3
400	500	.93	431	93.1
500	500	.96	521	93.6

En nuestro caso la potencia hidráulica es:

$$\text{KWH} = 142,748.45 \text{ KWH}$$

$$\text{La eficiencia ponderada} = 87.9 * 0.936 = 81.747 \%$$

Luego el consumo de energía por el motor eléctrico:

$$\text{KWH} = 174,622.25 \text{ KWH}$$

CAPITULO VI

REQUISITOS DE OPERACION PARA LAS BOMBAS DE DRENAJE

Las bombas usadas para el drenaje, al igual que las usadas para el riego, demandan características diversas en caudal y cabezal, valores que dependerán principalmente del tipo de suelos, de los cultivos, época del año y de las obras de irrigación.

Nuevamente, la obtención de la velocidad específica, definida anteriormente ecuación 5.1 será un indicativo, del tipo de bomba que deberá ser escogida para las estaciones de drenaje.

En este capítulo determinaremos los parámetros de caudal, alturas dinámicas totales y cabezal neto de succión, que finalmente nos conducirán a la selección final.



BIBLIOTECA

6.1 DETERMINACION DEL CAUDAL DE BOMBEO

Los caudales que deben manejar las bombas para drenaje, seran tomados de las Tablas 6.1.1 ; 6.1.2 y 6.1.3 , las mismas que han sido publicadas por el Departamento de Desarrollo Agrícola de la Comisión de Estudio para el Desarrollo de la Cuenca del Río Guayas.

Los caudales determinados para el drenaje, han sido calculados, no sólo por medios teóricos, si no, también practicos, ya que la CEDEGE, ejecutó un proyecto de Riego y Drenaje denominado "Proyecto Babahoyo" de cuyas experiencias se ha enriquecido el Proyecto "Jaime Roldos Aguilera" y por ende el proyecto que estamos diseñando.

TABLA 6.1.1

CAUDAL DE BOMBEO PARA DRENAJE SUBPROYECTO AMERICA ESTACION No 1

AREA DE SERVICIO: 3,685 Ha.

M E S E S	MES (dias)	CAUDAL ³ (MTS/SEG)
ENERO	11-31	2.104
FEBRERO	1-28	6.310
MARZO	1-31	10.560
ABRIL	1-30	8.420
MAYO	1-15	4.210

TABLA 6.1.2

CAUDAL DE BOMBEO PARA DRENAJE SUBPROYECTO AMERICA ESTACION No 2

AREA DE SERVICIO: 1,279 Ha.

M E S E S	MES (dias)	CAUDAL ³ (MTS/SEG)
ENERO	11-31	.384
FEBRERO	1-28	1.152
MARZO	1-31	1.924
ABRIL	1-30	1.536
MAYO	1-15	.768

TABLA 6.1.3

CAUDAL DE BOMBEO PARA DRENAJE SUBPROYECTO AMERICA ESTACION No 3

AREA DE SERVICIO: 1,304 Ha.

M E S E S	MES (dias)	CAUDAL (MTS ³ /SEG)
ENERO	11-31	.405
FEBRERO	1-28	1.214
MARZO	1-31	2.068
ABRIL	1-30	1.619
MAYO	1-15	.809

6.2 CALCULO DEL CABEZAL DINAMICO TOTAL

En el plano 6.2.1 ; 6.2.2 y 6.2.3 tenemos las cotas de instalación del equipo de bombeo para el drenaje. En igual forma que en las bombas para riego, la descarga es libre, a los canales de desagüe.

Como ejemplo de calculo, exponemos la determinación del TDH, para el mes de Enero, en la Estación de drenaje Número 1.

Nivel dinámico = 1.120 Mts.

Cabezal estático de descarga = 0.000 Mts

Cabezal de fricción en la descarga = $L * hf$

De la Tabla 2.1.3 tomamos los valores de longitud equivalente para el codo de descarga y de la valvula de charnela.

$L_e = 16.24$ Mts. (codo de descarga)

$L_e = 8.13$ Mts. (valvula de charnela)

Entonces:

$$. = (375.6 + 16.24 + 8.13) * 0.003$$

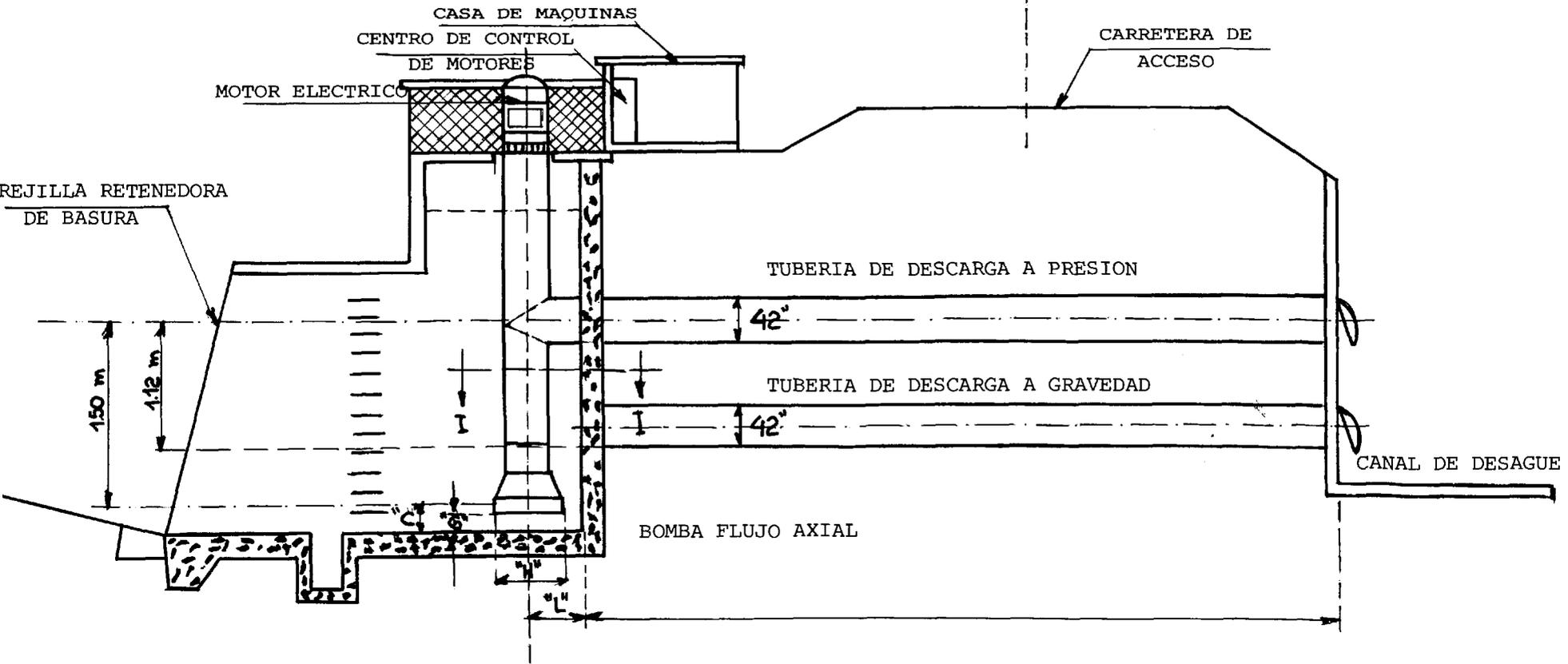
$$. = 1.204 \text{ Mts.}$$

Cabezal de velocidad = 0.284 Mts.

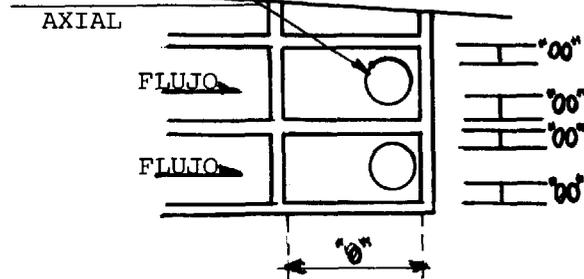
Cabezal de fricción en la columna = 0.071 Mts

$$T D H = 1.120 + 0.000 + 1.204 + 0.284 + 0.071 =$$

$$. = 2.678 \text{ Mts.}$$

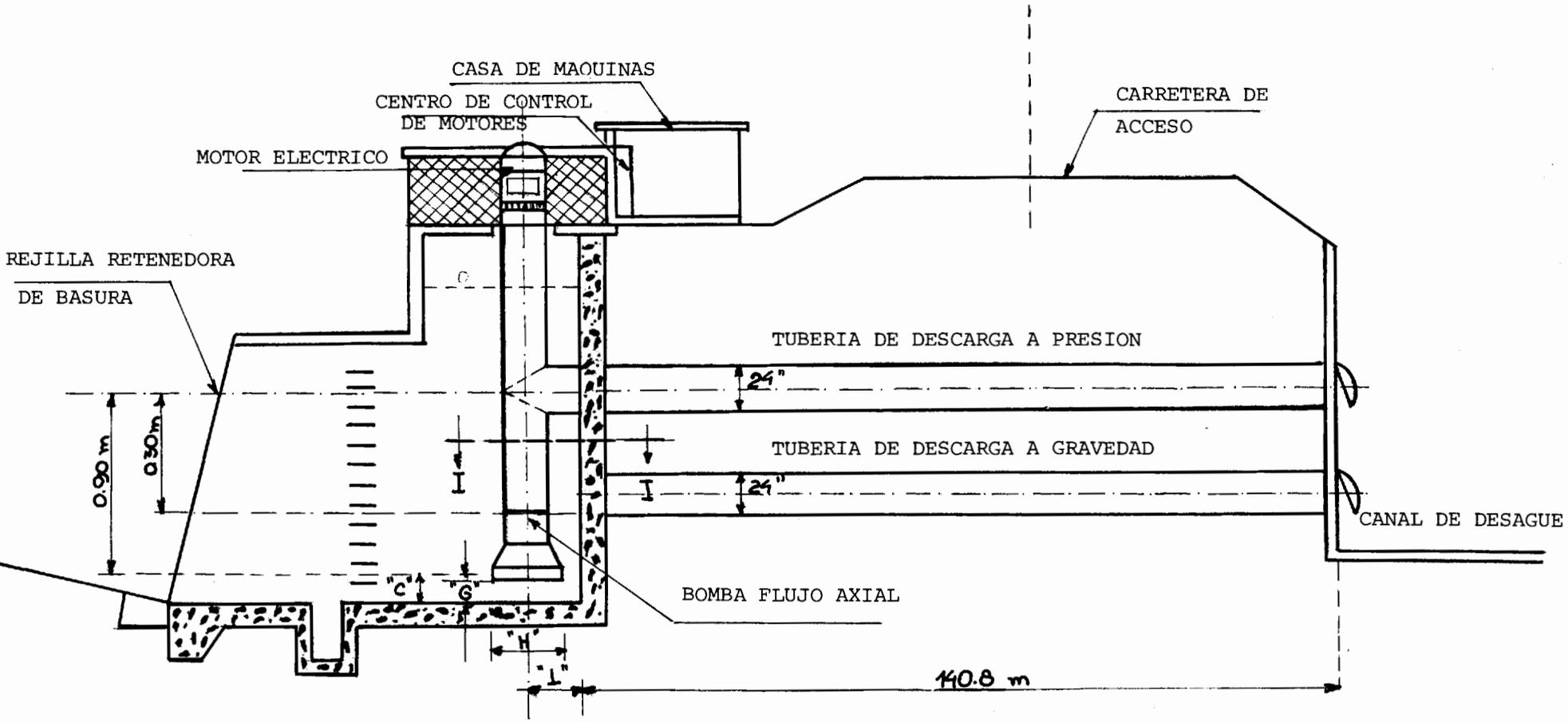


BOMBA FLUJO

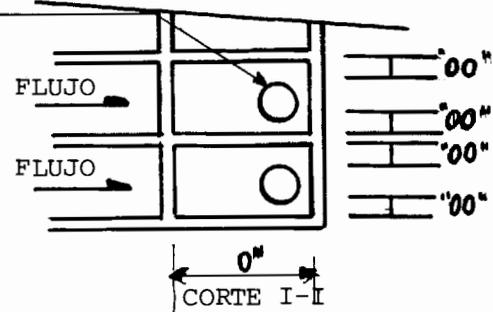


DIMENSIONES		OBSERVACIONES
H	1.700	DIMENS. EN mm.
G	2.220	" " "
L	1.280	" " "
O	9.780	" " "
OO	850	" " "
C	1.000	" " "

FACULTAD DE ING. MECANICA	ESPOL
DIBUJADO POR: E. TRUJILLO	FECHA: DIC. 1988
PLANO: 6.2.1	ESTACION DE DRENAJE AMERICA # 1

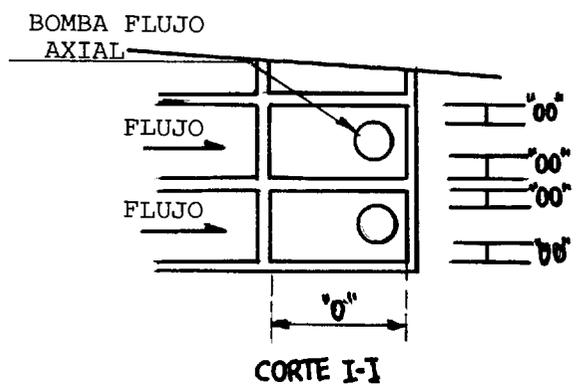
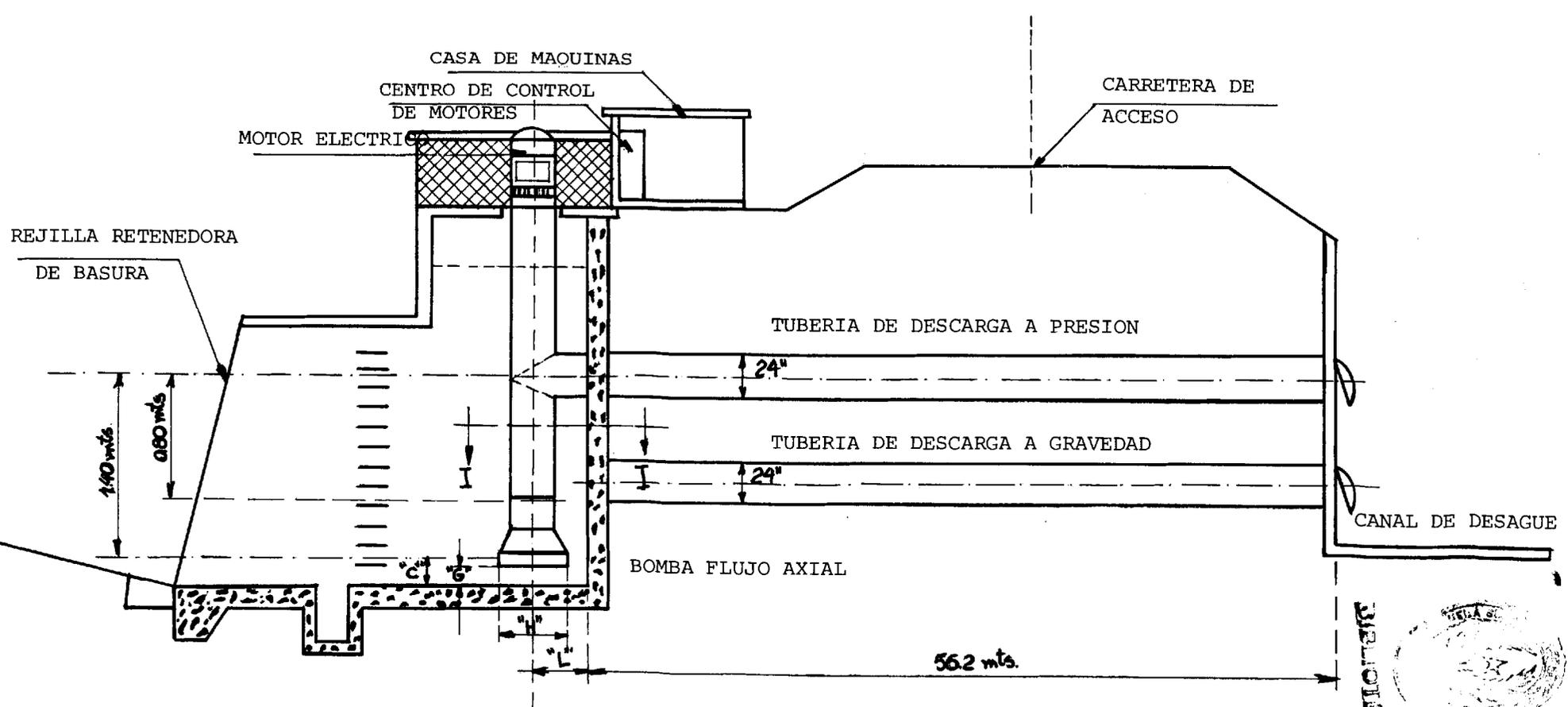


BOMBA FLUJO AXIAL



DIMENSIONES		OBSERVACIONES		
H	965	DIMENS. EN mm.		
G	1.520	"	"	"
L	724	"	"	"
O	5.550	"	"	"
OO	483	"	"	"
C	1.270	"	"	"

FACULTAD DE ING. MECANICA	ESPOL
DIBUJADO POR: E. TRUJILLO FECHA: DIC. 1988	
PLANO: 6.2.2	ESTACION DE DRENAJE AMERICA # 2



DIMENSIONES		OBSERVACIONES
H	965	DIMENS. EN mm.
G	1.520	" " "
L	724	" " "
O	5.550	" " "
OO	483	" " "
C	1.270	" " "

FACULTAD DE ING. MECANICA	E S P O L
DIBUJADO POR: E. TRUJILLO FECHA: DIC. 1988	
PLANO: 6 2 3	ESTACION DE DRENATE AMERICA # 3

En la Tablas 6.2.4 ; 6.2.5 y 6.2.6 se resume el TDH que debe ser entregado, por las bombas para drenaje de nuestro proyecto.

TABLA 6.2.4

CABEZAL DINAMICO TOTAL PARA LAS BOMBAS DE DRENAJE SUBPROYECTO AMERICA ESTACION No 1

M E S E S	MES (dias)	CAUDAL (MTS/SEG)	NIVEL DINAMICO (MTS)	CABEZAL ESTATICO DESCARGA (MTS)	CABEZAL FRICCION DESCARGA (MTS)	CABEZAL VELOCIDAD (MTS)	CABEZAL FRICCION COLUMNA (MTS)	CABEZAL DINAMICO TOTAL (MTS)
ENERO	11-31	2.104	1.120	0.000	1.204	.284	.071	2.678
FEBRERO	1-28	6.310	1.410	0.000	10.399	2.536	.610	14.956
MARZO	1-31	10.560	1.500	0.000	20.483	7.069	1.672	38.723
ABRIL	1-30	8.420	1.450	0.000	18.399	4.529	1.000	25.458
MAYO	1-15	4.210	1.300	0.000	4.720	1.136	.277	7.433

TABLA 6.2.5

CABEZAL DINAMICO TOTAL PARA LAS BOMBAS DE DRENAJE SUBPROYECTO AMERICA ESTACION No 2

M E S E S	MES (días)	ICAUDAL a IMTS/SEG	INIVEL DINAMICO (MTS)	ICABEZAL ESTATICO DESCARGA (MTS)	ICABEZAL FRICCION DESCARGA (MTS)	ICABEZAL VELOCIDAD (MTS)	ICABEZAL FRICCION COLUMNA (MTS)	ICABEZAL DINAMICO TOTAL (MTS)
ENERO	11-31	.384	.300	0.000	.402	.109	.007	.818
FEBRERO	1-28	1.152	.600	0.000	3.353	.975	.060	4.989
MARZO	1-31	1.924	.900	0.000	9.115	2.713	.164	12.891
ABRIL	1-30	1.536	.700	0.000	5.868	1.734	.106	8.407
MAYO	1-15	.768	.350	0.000	1.522	.433	.027	2.332

TABLA 6.2.6

CABEZAL DINAMICO TOTAL PARA LAS BOMBAS DE DRENAJE SUBPROYECTO AMERICA ESTACION No 3

M E S E S	MES (dias)	CAUDAL (MTS/SEG)	NIVEL DINAMICO (MTS)	CABEZAL ESTATICO DESCARGA (MTS)	CABEZAL FRICCION DESCARGA (MTS)	CABEZAL VELOCIDAD (MTS)	CABEZAL FRICCION COLUMNA (MTS)	CABEZAL DINAMICO TOTAL (MTS)
ENERO	11-31	.405	.800	0.000	.200	.109	.009	1.117
FEBRERO	1-28	1.214	1.100	0.000	1.669	.975	.075	3.818
MARZO	1-31	2.069	1.400	0.000	4.549	2.713	.203	8.864
ABRIL	1-30	1.619	1.200	0.000	2.921	1.734	.130	5.985
MAYO	1-15	.809	.850	0.000	.759	.433	.034	2.076

6.3 DETERMINACION DEL CABEZAL DE SUCCION NETO

Como ejemplo de calculo exponemos la determinación del NPSHa, para el mes de Enero, Estación de drenaje número 1

$$h_a = 10.34 \text{ Mts. (Presion atmosférica)}$$

$$h_s = 2.316 \text{ Mts.}$$

$$h_f = 0.006 \text{ MTS.}$$

$$h_v = 0.303 \text{ MTS.}$$

Entonces:

$$\text{NPSHa} = 10.34 + 2.316 - 0.006 - 0.303 = 12.19 \text{ MTs.}$$

En la Tablas 6.3.1 ; 6.3.2 y 6.3.3 se resume el NPSHa, para las bombas de riego de nuestro proyecto.

TABLA 6.3.1

N P S Ha PARA LAS BOMBAS DE DRENAJE SUBPROYECTO AMERICA ESTACION No 1

M E S E S	MES (dias)	CAUDAL	NIVEL	PRESION	CABEZAL	CABEZAL	PRESION	N P S Ha
		₃ MTS/SEG	DINAMICO (MTS)	ATMOSFERICA (MTS)	SUCCION (MTS)	FRICCION SUCCION (MTS)	VAPORIZ. (MTS)	
ENERO	1-31	2.104	1.120	10.340	2.160	.006	.303	12.191
FEBRERO	1-28	6.310	1.410	10.340	1.870	.052	.303	11.855
MARZO	1-31	10.520	1.500	10.340	1.780	.142	.303	11.675
ABRIL	1-30	8.420	1.450	10.340	1.830	.092	.303	11.775
MAYO	1-15	4.210	1.300	10.340	1.980	.024	.303	11.993

TABLA 6.3.2

N P S Ha PARA LAS BOMBAS DE DRENAJE SUBPROYECTO AMERICA ESTACION No 2

M E S E S	MES (dias)	CAUDAL	NIVEL	IPRESION	ICABEZAL	ICABEZAL	IPRESION	N P S Ha
		3 MTS/SEG	DINAMICO (MTS)	ATMOSFERICA (MTS)	SUCCION (MTS)	FRICCIÓN (SUCCION (MTS)	VAPORIZ. (MTS)	
ENERO	1-31	.384	.300	10.340	1.470	.005	.303	11.502
FEBRERO	1-28	1.152	.600	10.340	1.170	.044	.303	11.163
MARZO	1-31	1.920	.900	10.340	.870	.119	.303	10.788
ABRIL	1-30	1.536	.700	10.340	1.070	.076	.303	11.031
MAYO	1-15	.768	.350	10.340	1.420	.020	.303	11.437

TABLA 6.3.3

N P S Ha PARA LAS BOMBAS DE DRENAJE SUBPROYECTO AMERICA ESTACION No 3

M E S E S	MES (dias)	ICAUDAL	INIVEL	IPRESION	ICABEZAL	ICABEZAL	IPRESION	N P S Ha
		(MTS/SEG)	DINAMICO (MTS)	ATMOSFERICA (MTS)	SUCCION (MTS)	FRICCION (MTS)	SUCCION VAPORIZ. (MTS)	
ENERO	1-31	.405	.800	10.340	1.470	.006	.303	11.501
FEBRERO	1-28	1.214	1.100	10.340	1.170	.048	.303	11.159
MARZO	1-31	2.024	1.400	10.340	.870	.132	.303	10.775
ABRIL	1-30	1.619	1.200	10.340	1.070	.085	.303	11.022
MAYO	1-15	.809	.850	10.340	1.420	.022	.303	11.435



6.4 SELECCION FINAL Y CURVAS DE OPERACION

Dado que se ha establecido todos los parámetros para la selección de las bombas tenemos para la estación No

1:

Caudal : $10.56/4 = 2.64 \text{ mts}^3/\text{seg.}$

TDH : 3.66 mts.

Velocidad : 350 RPM.

Tazón: 48VIA (Goulds Pumps)

Columna : 42 pulg.

Eje : 2 15/16 pulg.

Eficiencia : 79%.

Potencia al freno : 160.529 BHP.

Pérdidas por fricción en el eje : 0.246 BHP.

Potencia al freno real : 160.775 BHP.

Eficiencia real : 78.88%.

Empuje de la bomba : 2,536.08 Lbs.

Perd. cojinetes = $(0.0075) * (350/100) *$

. $(2,536.08/1000)$

. = 0.066 HP

Potencia al freno total = 160.841 BHP

La curva de performance de la bomba 48VIA se encuentra reproducida en la Figura 6.4.1

Para la estación No 2:

Caudal : $1.924/2 = 0.962 \text{ mts}^3/\text{seg.}$

TDH : 3.505 mts.

Velocidad : 900 RPM.

Tazón: 24VIA (Goulds Pumps)

Columna : 24 pulg.

Eje : 1 15/16 pulg.

Eficiencia : 74%.

Potencia al freno : 59.85 BHP.

Perdidas por fricción en el eje : 0.126 BHP.

Potencia al freno real : 59.976 BHP.

Eficiencia real : 73.84%.

Empuje de la bomba : 2,152.5 Lbs.

Perd. cojinetes = $(0.0075) * (900/100) *$

. $(2,152.5/1000)$

. = 0.145 HP

Potencia al freno total = 60.121 BHP

La curva de performance de la bomba 24VIA se encuentra reproducida en la Figura 6.4.2

Para la estación No 3:

Caudal : $2.068/2 = 1.034$ mts³/seg.

TDH : 2.986 mts.

Velocidad : 720 RPM.

Tazón: 24VIA (Goulds Pumps)

Columna : 24 pulg.

Eje : 1 11/16 pulg.

Eficiencia : 78%.

Potencia al freno : 52.03 BHP.

Pérdidas por fricción en el eje : 0.09 BHP.

Potencia al freno real : 52.12 BHP.

Eficiencia real : 77.87%.

Empuje de la bomba : 1.833.9 Lbs.

Perd. cojinetes = (0.0075) * (720/100) *

. (1,833.9/1000)

. = 0.099 HP

Potencia al freno total = 52.219 BHP

La curva de performance de la bomba 24VIA se encuentra reproducida en la Figura 6.4.3

Las dimensiones generales se encuentran en las Figuras 6.4.4, 6.4.5 y 6.4.6

NOTA: TODAS LAS PERDIDAS POR FRICCIÓN ESTÁN INCLUIDAS.

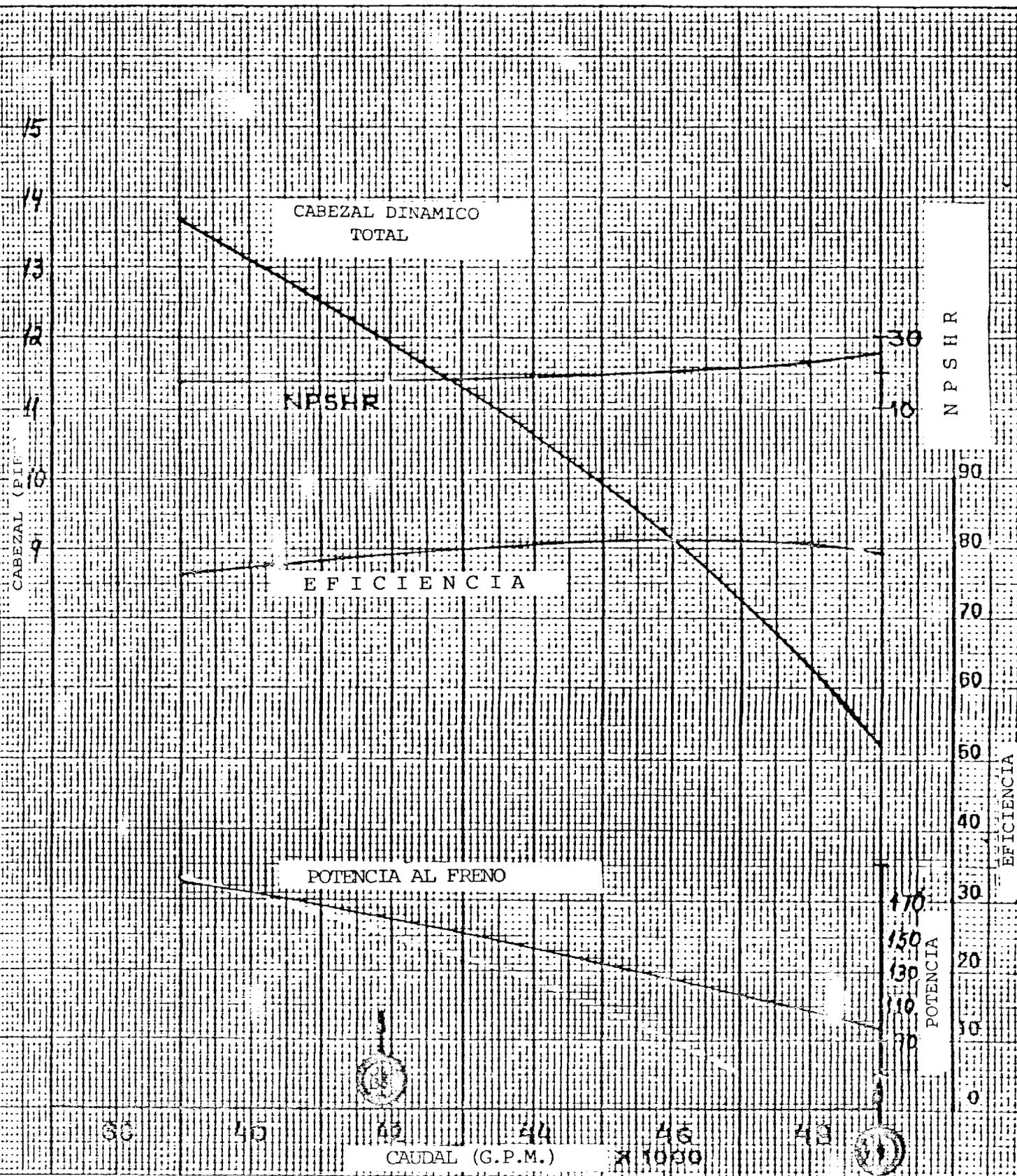


Fig. 6.4.1.- Curva de performance de las bombas para la Estación de Drenaje # 1.

NOTA: TODAS LAS PERDIDAS POR FRICCIÓN ESTAN INCLUIDAS.

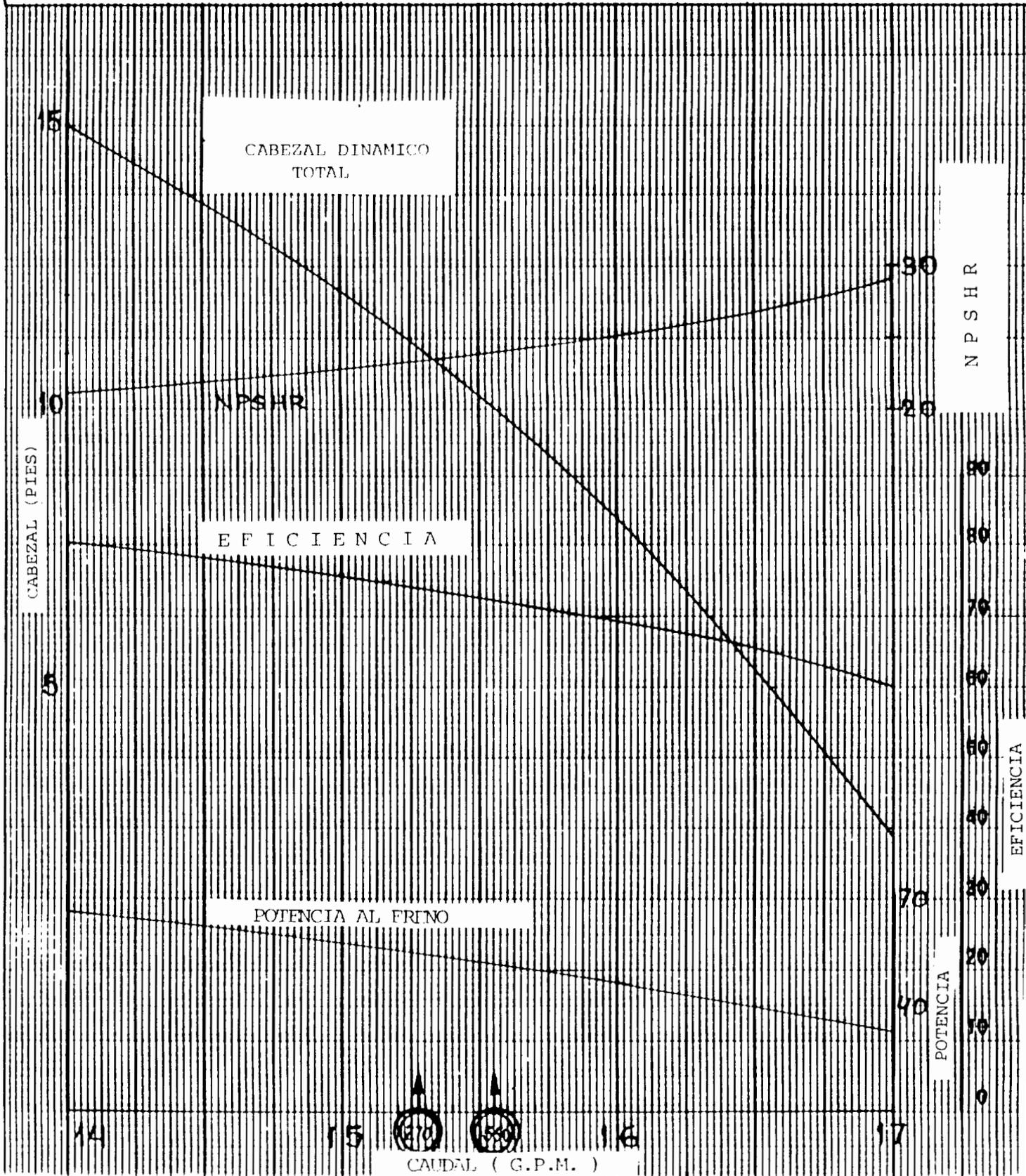
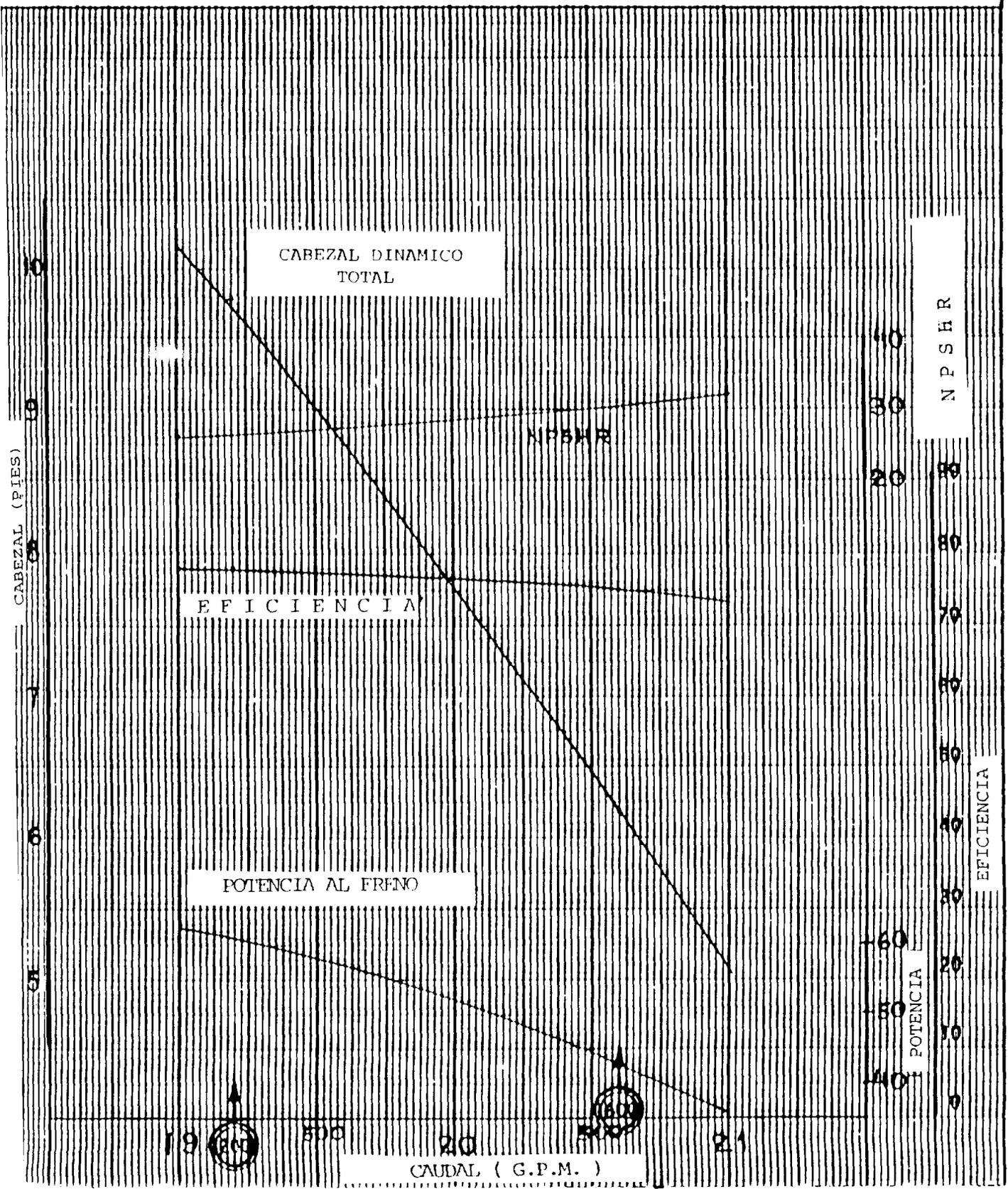
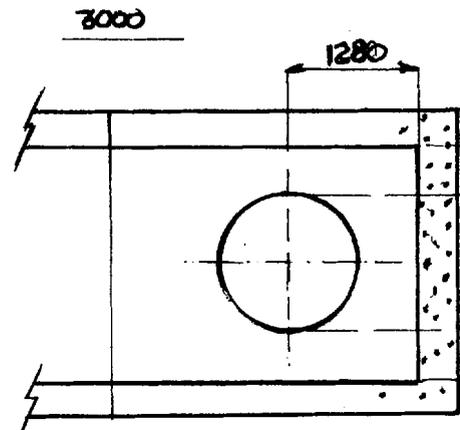
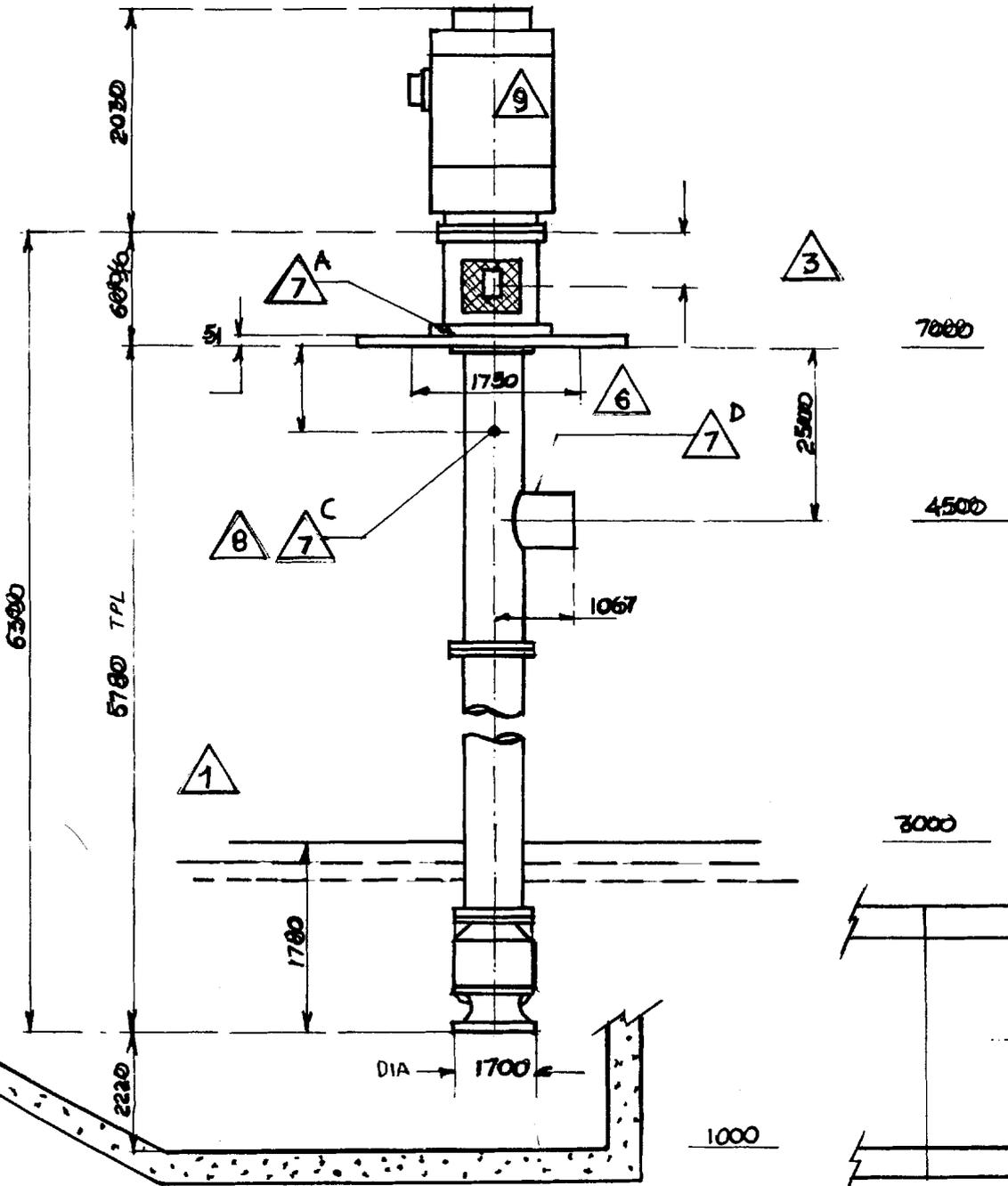
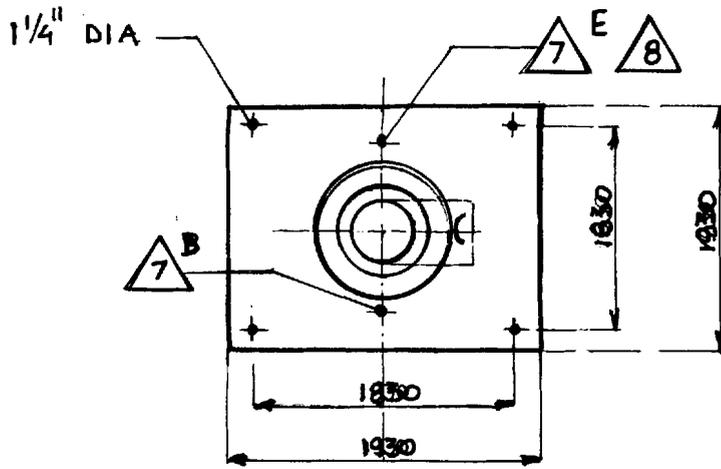


Fig. 6.4.2.- Curva de Performance de las bombas para la Estación de Drenaje #2.

NOTA: TODAS LAS PERDIDAS POR FRICCION ESTAN INCLUIDAS.



6.4.3.- Curva de performance de las bombas para la Estación de Drenaje # 3



ESTACION: AMERICA # 1

SERVICIO: DRENAJE

NUMERO DE UNIDADES: 4

BOMBA: GOULDS

MODELO: VIA 48

NUMERO DE ETAPAS: 1

CAUDAL: 41.850 GPM

CABEZAL DINAMICO TOTAL: 12 PIES

LIQUIDO: AGUA DE RIO

TEMPERATURA: AMBIENTE

VISCOSIDAD: 31 SSU

TAMAÑO COLUMNA: 42 PULGADAS

EJE: 2-15/16 PULGADAS

VELOCIDAD: 500 RPM

MOTOR: ELECTRICO

POTENCIA: 200 HP

EMPUJE: 8.000 LBS.

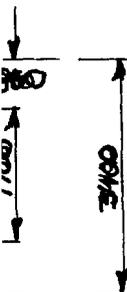
TIPO: VHS

VOLTAJE: 460 V. TRIFASICO 60 CPS

PESO: BOMBA 13.000 LBS.

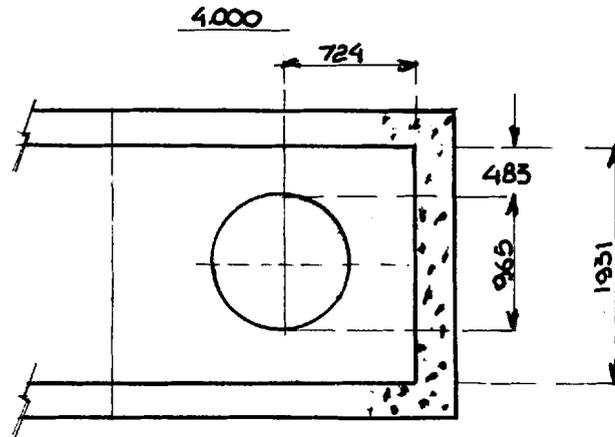
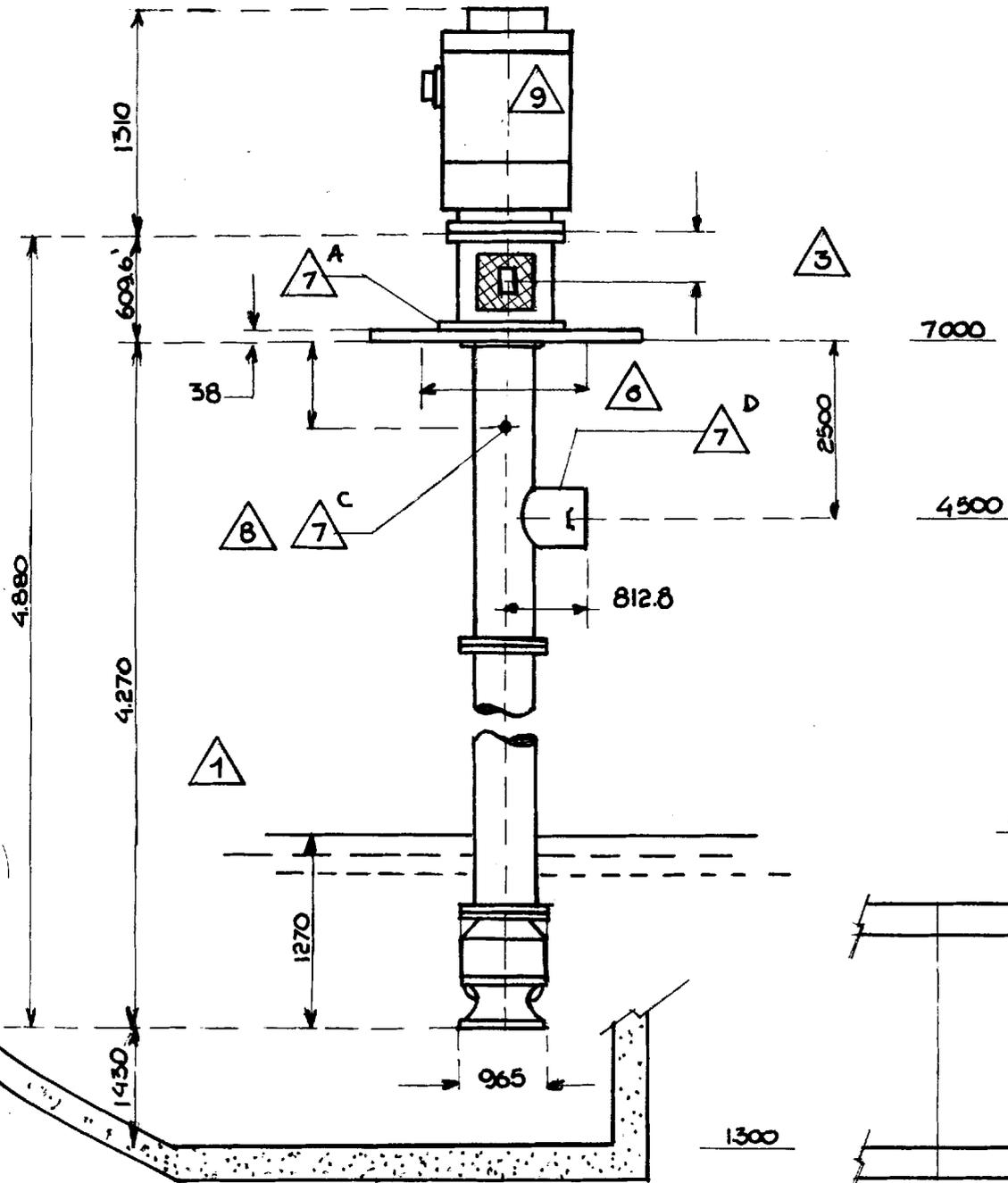
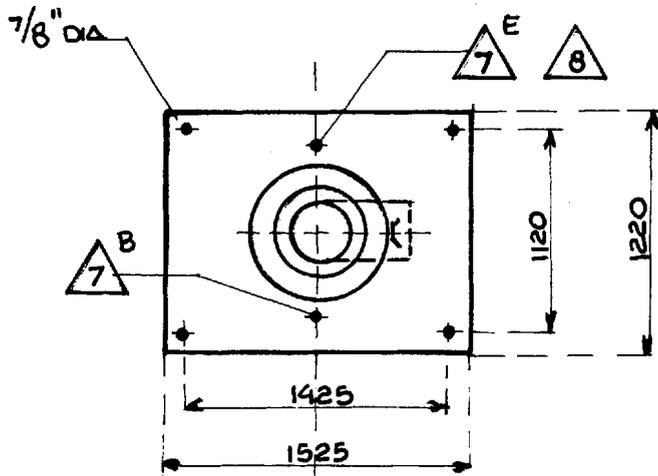
MOTOR 8.150 LBS.

TOTAL 21.150 LBS.



No.	NOTAS
1	LONGITUD TOTAL DE LA BOMBA
2	LAS DIMENSIONES SON EN MILIMETROS SALVO DONDE SE INDIQUE LO CONTRARIO.
3	DISTANCIA DE LA BASE DEL MOTOR AL TOPE DEL EJE DE LA COLUMNA.
4	LA TOLERANCIA DE LAS DIMENSIONES ES 1/8 PULGADA.
5	EL PLANO NO ES A ESCALA.
6	MINIMO DIAMETRO.
7	A: 3/8" NPT B: 1/2" NPT C: 3/4" NPT D: 1/2" NPT E: 3/4" NPT
8	CONEXION DE VENTEO SE RECOMIENDA QUE 7C SEA CONECTADO A UNA VALVULA DE ALIVIO DE AIRE.
9	MOTOR ELECTRICO.

FACULTAD DE ING. MECANICA		E S P O L	
DIBUJADO POR: E. TRUJILLO		FECHA:	
ESTACION DE DRENAJE AMERICA # 1			
REVISADO POR:	FECHA:	APROBADO POR:	
PLANO: 6.4.4			OBSERVACION



ESTACION: AMERICA # 2

SERVICIO: DRENAJE

NUMERO DE UNIDADES: 2

BOMBA: GOULDS

MODELO: VIA 24

NUMERO DE ETAPAS: 1

CAUDAL: 15.250 GPM

CABEZAL DINAMICO TOTAL: 11.5 PIES

LIQUIDO: AGUA DE RIO

TEMPERATURA: AMBIENTE

VISCOSIDAD: 31 SSU

TAMAÑO COLUMNA: 24 PULGADAS

EJE: 1-15/16 PULGADAS

VELOCIDAD: 900 RPM

MOTOR: ELECTRICO

POTENCIA: 75 HP

EMPUJE: 6.000 LBS.

TIPO: VHS

VOLTAJE: 460 V. TRIFASICO 60 CPS

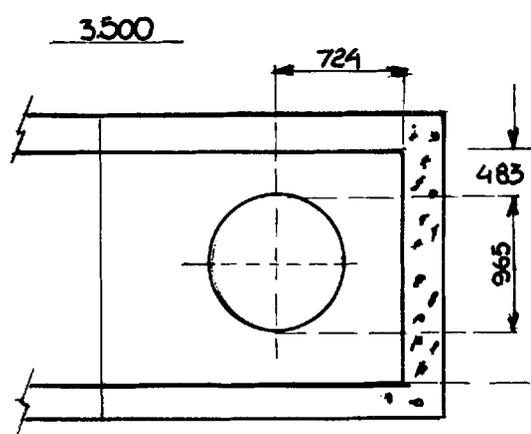
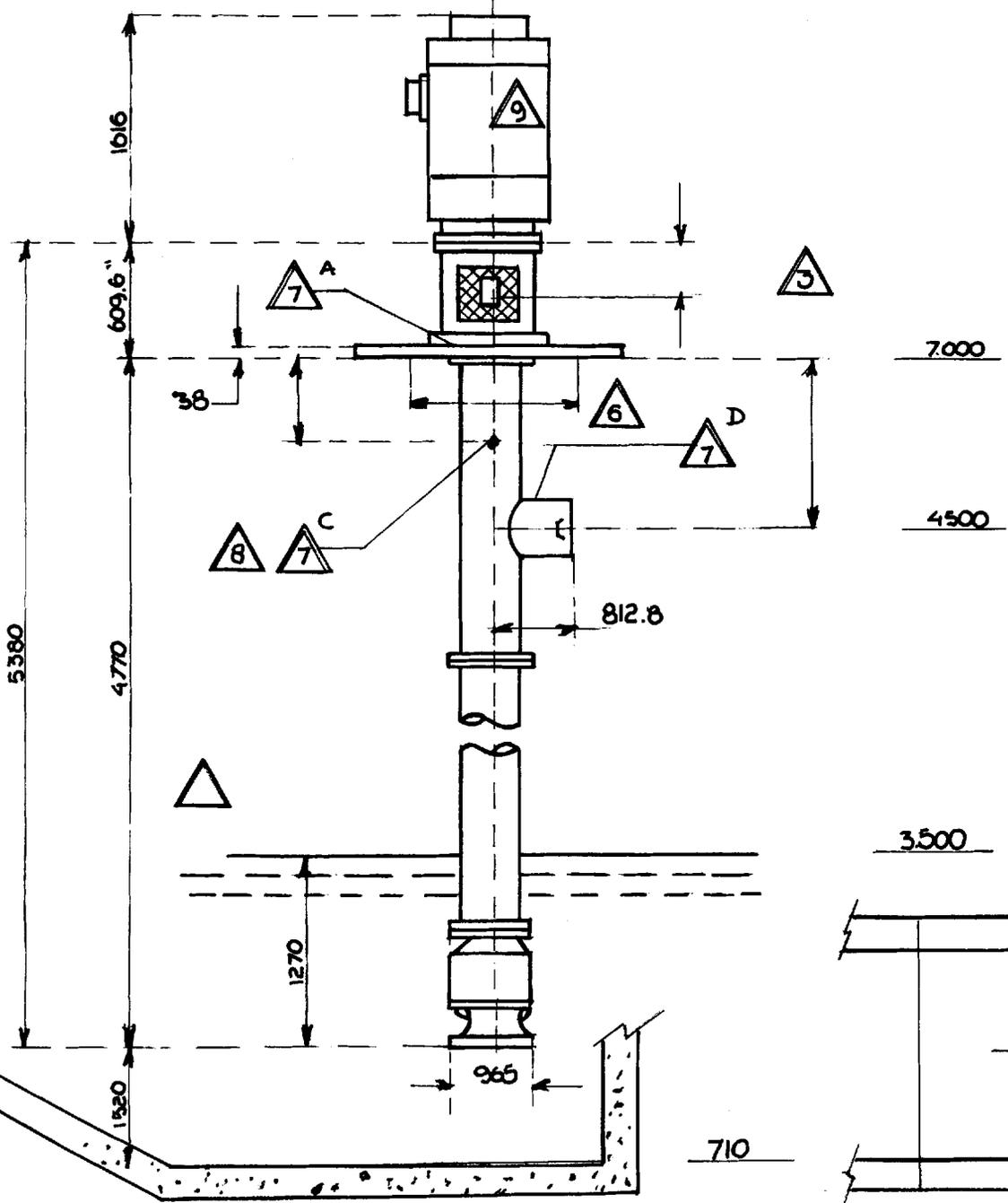
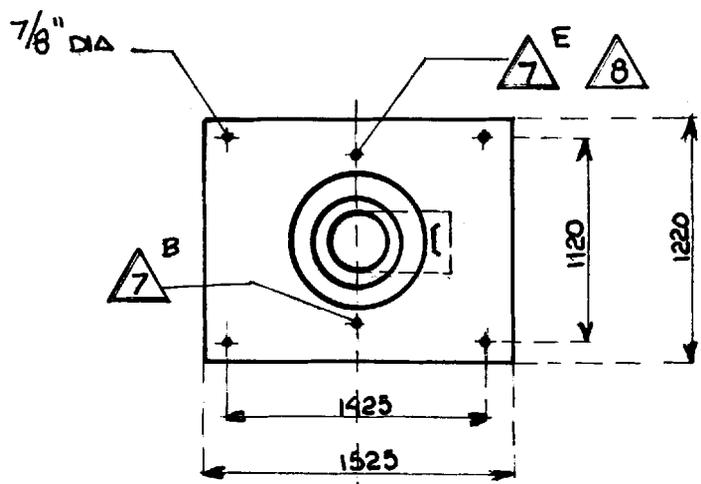
PESO: BOMBA 4.800 LBS.

MOTOR: 3.500 LBS.

TOTAL: 8.300 LBS.

No	NOTAS
1	LONGITUD TOTAL DE LA BOMBA.
2	LAS DIMENSIONES SON EN MILIMETROS SALVO DONDE SE INDIQUE LO CONTRARIO.
3	DISTANCIA DE LA BASE DEL MOTOR AL TOPE DEL EJE DE LA COLUMNA.
4	LA TOLERANCIA DE LAS DIMENSIONES ES 1/8 PULGADA.
5	EL PLANO NO ES A ESCALA.
6	MINIMO DIAMETRO.
7	A: 3/8" NPT B: 1/2" NPT C: 3/4" NPT D: 1/2" NPT E: 3/4" NPT
8	CONEXION DE VENTEO SE RECOMIENDA QUE 7C SEA CONECTADO A UNA VALVULA DE ALIVIO DE AIRE.
9	MOTOR ELECTRICO.

FACULTAD DE ING. MECANICA		E S P O L	
DIBUJADO POR: E. TRUJILLO		FECHA:	
ESTACION DE DRENAJE AMERICA # 2			
REVISADO POR:	FECHA:	APROBADO POR:	
PLANO: 6.4.5			OBSERVACIONE



ESTACION: AMERICA # 3

SERVICIO: DRENAJE

NUMERO DE UNIDADES: 2

BOMBA: GOULDS

MODELO: VIA 24

NUMERO DE ETAPAS: 1

CAUDAL: 16.400 GPM

CABEZAL DINAMICO TOTAL: 9.8 PIES

LIQUIDO: AGUA DE RIO

TEMPERATURA: AMBIENTE

VISCOSIDAD: 31 SSU

TAMAÑO COLUMNA: 24 PULGADAS

EJE: 1-11/16 PULGADAS

VELOCIDAD: 720 RPM

MOTOR: ELECTRICO

POTENCIA: 75 HP

EMPUJE: 6.000 LBS.

TIPO: VHS

VOLTAJE: 460 V. TRIFASICO 60 CPS

PESO: BOMBA 4.800 LBS.

MOTOR: 3.400 LBS.

TOTAL 8.200 LBS.

No	NOTAS
1	LONGITUD TOTAL DE LA BOMBA.
2	LAS DIMENSIONES SON EN MILIMETROS SALVO DONDE SE INDIQUE LO CONTRARIO.
3	DISTANCIA DE LA BASE DEL MOTOR AL TOPE DEL EJE DE LA COLUMNA.
4	LA TOLERANCIA DE LAS DIMENSIONES ES 1/8 PULGADA.
5	EL PLANO NO ES A ESCALA.
6	MINIMO DIAMETRO.
7	A: 3/8" NPT B: 1/2" NPT C: 3/4" NPT D: 1/2" NPT E: 3/4" NPT
8	CONEXION DE VENDEO SE RECOMIENDA QUE 7C SEA CONECTADO A UNA VALVULA DE ALIVIO DE AIRE.
9	MOTOR ELECTRICO.

FACULTAD DE ING. MECANICA		E S P O L	
DIBUJADO POR: E. TRUJILLO		FECHA:	
ESTACION DE DRENAJE AMERICA # 3			
REVISADO POR:	FECHA:	APROBADO POR:	
PLANO: 6.4.6			OBSERVACIONES



6.5 CALCULOS DE EFICIENCIAS PONDERADAS

En los calculos realizados en el presente capítulo hemos obtenido las eficiencias reales de las bombas propuestas; las eficiencias de los motores eléctricos las tomamos de la tablas técnicas del fabricante Tabla 5.5.1, y así tenemos que:

Estación No 1

Eficiencia motor eléctrico: 91.5 %

La potencia hidráulica es:

KWH = 34,058.3 KWH

La eficiencia ponderada = $78.18 * 0.915 = 71.535 \%$

Luego el consumo de energía por el motor eléctrico:

KWH = 47,610.69 KWH

Estación No 2

Eficiencia motor eléctrico: 91.5 %

La potencia hidráulica es:

KWH = 11,893.6 KWH

La eficiencia ponderada = $73.84 * 0.915 = 67.564 \%$

Luego el consumo de energía por el motor eléctrico:

KWH = 17,603.46 KWH

Estación No 3

Eficiencia motor eléctrico: 91.5 %

La potencia hidráulica es:

KWH = 10,899.7 KWH

La eficiencia ponderada = $77.87 * 0.915 = 71.251$ %

Luego el consumo de energía por el motor eléctrico:

KWH = 15,297.609 KWH

CAPITULO VII

ANALISIS ECONOMICO

El proyecto desarrollado en la presente Tesis, ha requerido la ayuda de algunos fabricantes de equipos, no sólo desde el punto de vista técnico, si no también económico; gracias a lo cual el análisis de inversión inicial se ha realizado con información muy precisa. a continuación en las tablas 7.1 ; 7.2 ; 7.3 y 7.4, se presenta los gastos de adquisición y de montaje en los que se incurrirá para poner en marcha el Proyecto:

EQUIPOS PARA ESTACIONES DE BOMBEO DE RIEGO SUBPROYECTO AMERICA

ITEM	DESCRIPCION	CANTIDAD Y UNIDADES	PRECIO UNITARIO		PRECIO TOTAL		
			DOLARES EEUU F.O.B.	SUCRES	DOLARES EEUU F.O.B.	SUCRES	
1	Bombas verticales de flujo mixto	4	57,881.12	0	231,524	0	
2	Motores eléctricos verticales de eje hueco con una potencia de 500 HP, trifásicos, 60 Hz, 4000 V	4	67,483.12	0	269,932	0	
3	Tubería de impulsión de 24" de diámetro y 5/8" de espesor	200 m	515.31	0	144,286	0	
4	Juntas tipo Dresser de 24" de diámetro	4	332.50	0	1,330	0	
5	Válvulas de charnela para tubería de 24" de diámetro	4	4,728.50	0	18,914	0	
6	Centros de control de motores	1	102,697.00	0	102,697	0	
TOTAL F.O.B.						768,684	
TRANSPORTE EXTERIOR (Hasta Puerto Ecuatoriano o lugar fronterizo de entrada)						84,304	
SEGURO DE TRANSPORTE EXTERIOR						7,499	
TOTAL C.I.F.						860,487	
GASTOS DE IMPORTACION							158,628,775
TRANSPORTE LOCAL (Desde puerto o lugar fronterizo de entrada hasta las bodegas del proyecto)							855,263
SEGURO DE TRANSPORTE LOCAL							657,895
COSTO TOTAL DE LOS EQUIPOS						860,487	160,141,933
COSTO DEL MONTAJE Y OPERACION DE PRUEBA							85,727,476
TOTAL						860,487	245,869,408

EQUIPOS PARA ESTACIONES DE BOMBEO DE DRENAJE ESTACION No 1

ITEM	DESCRIPCION	CANTIDAD Y UNIDADES	PRECIO UNITARIO		PRECIO TOTAL	
			DOLARES EEUU F.O.B.	SUCRES	DOLARES EEUU F.O.B.	SUCRES
1	Bombas verticales de flujo axial	4	36,447.27	0	145,789	0
2	Motores eléctricos verticales de eje hueco con una potencia aproximada de 150 HP, trifásicos, 60 Hz, 460 V	4	40,960.30	0	163,841	0
3	Tubería de impulsión de 42" de diámetro y 5/8" de espesor	3,006 m	515.31	0	1,549,022	0
4	Juntas tipo Dresser de 42" de diámetro	4	332.45	0	1,330	0
5	Válvulas de charnela para tubería de 42" de diámetro	4	4,728.50	0	18,914	0
6	Centros de control de motores	1	42,170.00	0	42,170	0
TOTAL F.O.B.					1,921,066	
TRANSPORTE EXTERIOR (Hasta Puerto Ecuatoriano o lugar fronterizo de entrada)					40,656	
SEGURO DE TRANSPORTE EXTERIOR					2,494	
TOTAL C.I.F.					1,964,216	
GASTOS DE IMPORTACION						69,830,965
TRANSPORTE LOCAL (Desde puerto o lugar fronterizo de entrada hasta las bodegas del proyecto)						855,265
SEGURO DE TRANSPORTE LOCAL						657,895
COSTO TOTAL DE LOS EQUIPOS					1,964,216	71,344,125
COSTO DEL MONTAJE Y OPERACION DE PRUEBA						51,309,611
TOTAL					1,964,216	122,653,736

TABLA 7.3



EQUIPOS PARA ESTACIONES DE BOMBEO DE DRENAJE ESTACION No 2

ITEM	DESCRIPCION	CANTIDAD Y UNIDADES	PRECIO UNITARIO		PRECIO TOTAL		
			DOLARES EEUU F.O.B.	SUCRES	DOLARES EEUU F.O.B.	SUCRES	
1	Bombas verticales de flujo axial	2	15,239.89	0	30,480	0	
2	Motores eléctricos verticales de eje hueco con una potencia aproximada de 50 HP, trifásicos, 60 Hz, 460 V	2	9,474.97	0	18,950	0	
3	Tubería de impulsión de 24" de diámetro y 3/8" de espesor	564	246.87		139,235	0	
4	Juntas tipo Dresser de 24" de diámetro	2	187.96	0	376	0	
5	Válvulas de charnela para tubería de 24" de diámetro	4	1,515.55	0	6,062	0	
6	Centros de control de motores	1	21,173.00	0	21,173	0	
TOTAL F.O.B.						216,276	
TRANSPORTE EXTERIOR (Hasta Puerto Ecuatoriano o lugar fronterizo de entrada)						3,935	
SEGURO DE TRANSPORTE EXTERIOR						503	
TOTAL C.I.F.						220,714	
GASTOS DE IMPORTACION							16,510,520
TRANSPORTE LOCAL (Desde puerto o lugar fronterizo de entrada hasta las bodegas del proyecto)							855,265
SEGURO DE TRANSPORTE LOCAL							657,895
COSTO TOTAL DE LOS EQUIPOS						220,714	18,023,680
COSTO DEL MONTAJE Y OPERACION DE PRUEBA							22,049,018
TOTAL						220,714	40,072,698

EQUIPOS PARA ESTACIONES DE BOMBEO DE DRENAJE ESTACION No 3

ITEM	DESCRIPCION	CANTIDAD Y UNIDADES	PRECIO UNITARIO		PRECIO TOTAL		
			DOLARES EEUU F.O.B.	SUCRES	DOLARES EEUU F.O.B.	SUCRES	
1	Bombas verticales de flujo axial	2	18,353.27	0	36,707	0	
2	Motores eléctricos verticales de eje hueco con una potencia aproximada de 50 HP, trifásicos, 60 Hz, 460 V	2	15,851.63	0	31,703	0	
3	Tubería de impulsión de 24" de diámetro y 3/8" de espesor	224 m	246.87	0	55,299	0	
4	Juntas tipo Dresser de 24" de diámetro	2	187.96	0	376	0	
5	Válvulas de charnela para tubería de 24" de diámetro	2	1,515.55	0	3,031	0	
6	Centros de control de motores	1	21,173.00	0	21,173	0	
TOTAL F.O.B.						148,289	
TRANSPORTE EXTERIOR (Hasta Puerto Ecuatoriano o lugar fronterizo de entrada)						4,613	
SEGURO DE TRANSPORTE EXTERIOR						611	
TOTAL C.I.F.						153,513	
GASTOS DE IMPORTACION							19,079,765
TRANSPORTE LOCAL (Desde puerto o lugar fronterizo de entrada hasta las bodegas del proyecto)							855,265
SEGURO DE TRANSPORTE LOCAL							657,895
COSTO TOTAL DE LOS EQUIPOS						153,513	20,592,925
COSTO DEL MONTAJE Y OPERACION DE PRUEBA							19,847,526
TOTAL						153,513	40,440,451

Los costos que hemos determinado, 2,048 millones de sucres, son exclusivamente los gastos de adquisición y montaje de las estaciones de bombeo para riego y drenaje, del proyecto estudiado. A fin de obtener una cuantificación de los beneficios a obtenerse, consideraremos que toda el área será sembrada con arroz, lo cual no afectara mayormente los resultados finales, máxime, si tomamos en cuenta, que los mayores beneficios a obtenerse, al ser este un proyecto de interés público, no son fácilmente cuantificables, como ser por ejemplo el incremento de la población económicamente activa, la redistribución de la tierra, por que no, la concientización de que el agua es un insumo en la producción agrícola, en definitiva el cambio o transformación de la política de riego y drenajes, en el país.

Costo de mano de obra	S/.	353,322,000
Costo de maquinaria	S/.	280,302,000
Costo del riego y drenaje	S/.	240,258,000
Costo de fertilizantes	S/.	113,063,000
Costo de adecuación del terreno ...	S/.	551,182,000
Renta del terreno, cap. y amort...	S/.	953,969,000
Costo total	S/.	2,492,096,000

Si consideramos un rendimiento promedio de 2.7 Ton / Hectárea, tenemos:

Costo por tonelada de palayS/. 922,998,000

Lo que nos indicaría un costo del quintal de arroz, incluyendo el manipuleo, transporte, pérdidas en el pilado y pilado mismo de S/. 3,570. Si se establece el precio de venta a razón de S/. 7,000 el quintal de arroz, para el mercado local obtendríamos una ganancia neta de 2,973 millones de Suces.

De los resultados anteriores, concluimos que la implantación del riego y drenaje al área estudiada es altamente beneficiosa, ya que los gastos incurridos en las estaciones de bombeo son recuperables en apenas 8 meses, lógicamente si se entra a producir inmediatamente toda el área, situación está, bastante difícil de alcanzar por la necesidad de elaborar la distribución parcelaria y posesión de las mismas de parte de los agricultores.

CONCLUSIONES

Vamos a exponer primeramente, algunos de los factores que han incidido para que en el Ecuador se requiera de manera clara e imperiosa y hasta dramática, la dotación de riego artificial con obras cada vez más costosas y complejas:

-El hecho de que en el Ecuador, el área regada sea una proporción pequeña comparada con el área total cultivada, debido a que mal o bien, las precipitaciones pluviales han permitido una explotación agrícola de secano de grandes extensiones de tierra.

-La bajísima rentabilidad en la producción agrícola, aún en zonas bajo riego.

-Que los Gobiernos de turno, no hayan tomado conciencia de la vital importancia de desarrollar el riego y el drenaje, con programas agrícolas integrales.

-Que la demanda de alimentos se haya incrementado a niveles tales que la producción local no es suficiente.

-Que la situación actual, demanda la producción de productos para la exportación, a fin de aliviar la crisis económica, debido a la falta de divisas y:

-El agravamiento de los problemas estructurales de tenencia, producción y comercialización de los productos agropecuarios.

Actualmente, el Ecuador esta cambiando la política de orientación agrícola, mediante la creación de algunos entes Estatales, que han tomado la responsabilidad de no sólo realizar estudios, construcción y mantenimiento de obras de riego y drenaje, como es el caso del INERHI, si no también investigaciones, para cuyo efecto ha creado el INIAP.

También ha creado Instituciones de desarrollo, para zonas específicas, como, el Centro de Recuperación Económica del Azuay, Cañar y Morona Santiago (CREA) el Centro de Rehabilitación de Manabí (CRM), la Comisión para Estudios y Desarrollo de la Cuenca del Río Guayas (CEDEGE) y el Programa de Desarrollo Regional del Sur del Ecuador (PREDESUR).

En el desarrollo del presente proyecto se han integrado los profesionales ecuatorianos, atacando en forma frontal los problemas descritos anteriormente. Con los resultados obtenidos, se asegura la inversión que debe hacer el Estado en este proyecto; y el éxito de la explotación del mismo, sera responsabilidad de todos nosotros.

Como se ha indicado anteriormente, en el desarrollo de la presente Tesis, el proyecto estudiado forma parte del "Proyecto de Propósito Múltiple Jaime Roldos Aguilera", el mismo que se encuentra financiado por el Banco



Interamericano de Desarrollo, y en ejecución por intermedio de la CEDEGE.

Actualmente el proyecto se encuentra en la fase de montaje, esperandose que se encuentre en pleno funcionamiento en el verano de 1990, con lo que se espera conseguir una transformación de la estructura social y económica del país.

Creemos haber colaborado con un pequeño grano de arena en la solución de uno de los problemas más representativos del país, ya que de los beneficios que se produzcan como consecuencia de la aplicación del riego y drenaje controlados, se incrementara la disponibilidad de alimentos y a precios más bajos, por la mayor eficiencia en las labores involucradas en su producción.

Otro punto importante, que merece ser destacado, es la colaboración de casi todas las ramas de las Ingenierías en la formulación del Proyecto, lo que es un indicativo de que en las Universidades y Escuelas Politécnicas del país, se esta cumpliendo con la preparación de los profesionales para enfrentar los retos de desarrollo que tiene el Ecuador.

Finalmente, sugerimos que en las áreas del proyecto se emprenda una labor de educación agrícola, a fin de que tanto los administradores, operadores y agricultores den el verdadero valor que tiene la infraestructura a

construirse; que el apoyo al sector agrícola se mantenga e incrementa con líneas especiales de crédito, a fin de que la crisis económica vaya superándose con el apoyo de este importante sector de la economía

APENDICES

APENDICE 1

CARACTERISTICAS DE LOS ASPERSORES

La lluvia artificial creada en el riego por aspersion es creada fundamentalmente con los aspersores giratorios, los mismos que también son denominados rociadores son elementos provistos de una o más boquillas, montadas sobre un cuerpo central, en los modelos convencionales, o en el extremo de un tubo en los modelos de gran tamaño. Debido al movimiento rotatorio del aspersor, el agua, al salir por las boquillas se dispersa en forma de gotas que al caer al terreno da lugar a una superficie mojada sensiblemente circular.

Las características de los aspersores son las siguientes:

Caudal, Alcance, Pulverización, Eficiencia y Precipitación.

Todas las características anotadas anteriormente vienen determinadas fundamentalmente por la boquilla, o boquillas de que dispone (diámetro y ángulo de inclinación) y por la presión de funcionamiento.

El tipo de aspersor se selecciona de entre los modelos comerciales disponibles que se presentan en catálogos

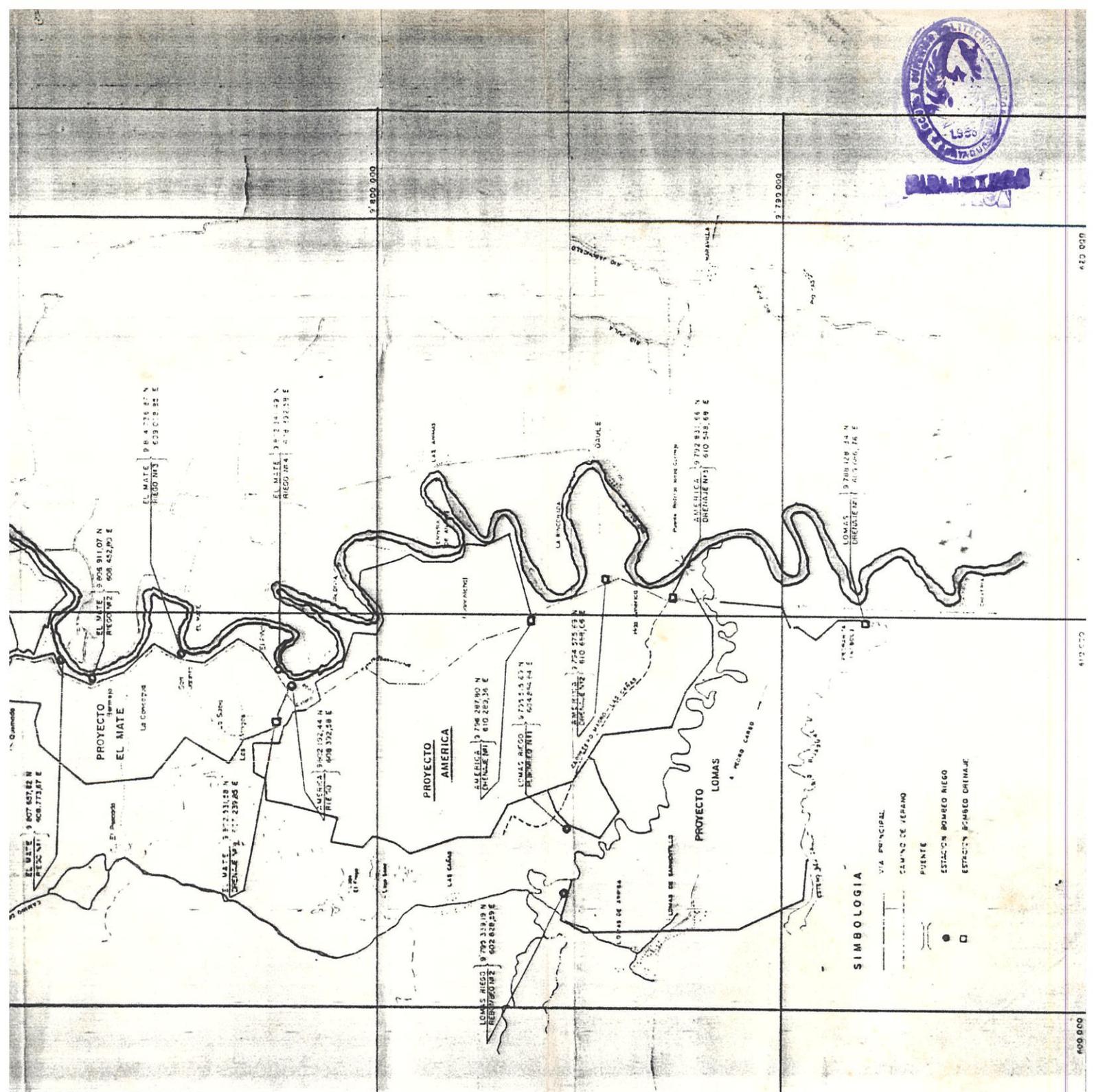
elaborados por los fabricantes. En estos catálogos, se expresa el caudal (q) y el radio del círculo mojado (R) que corresponde a una cierta presión de funcionamiento (P_a), presión que será suministrada por el grupo de bombeo.

En efecto, siendo un aspersor, desde el punto de vista hidráulico, una salida por boquilla, tanto el caudal arrojado como el radio mojado por el mismo, dependen en un modelo determinado, del valor de la presión en la boquilla.

En el cuadro 7.1 se presenta un catálogo con valores correspondientes a:

a) aspersores de una boquilla con presión de funcionamiento baja y media. b) aspersores de dos boquillas con presión baja y media y c) aspersores grandes de alta presión.

Para cada tipo de aspersor y boquillas se muestra en dicho cuadro el caudal y el radio mojado que corresponde a cada presión de funcionamiento. Como puede verse la gama de estos parámetros es muy amplia : 1) las presiones varían de 1.4 Kg/cm a 8.4 Kg/cm , 2) los caudales de 0.45 m /h. a 138.5 m /h. y 3) los radios mojados de 11 a 64 m. Se dispone pues de un amplio campo para efectuar la elección. Sin embargo debe de tenerse en cuenta que el catálogo de aspersores refleja el campo de funcionamiento de cada uno



ESCALA: 1:50000
 FECHA: MARZO 78

UBICACION DE ESTACIONES DE BOMBEO
 RIEGO Y DRENAJE

REVISIONES

CARACTERISTICA DE LOS ASPERSORES

a) ASPERSORES DE UNA BOQUILLA CON PRESION DE FUNCIONAMIENTO BAJA Y MEDIA

PRESION Kg/cm	DIAMETRO DE LA BOQUILLA (mm)										
	3.21		3.6		4		4.4		4.8		
	Q m/hora	R m	Q m/hora	R m	Q m/hora	R m	Q m/hora	R m	Q m/hora	R m	
1.40	.45	11.00	.58	11.00							
1.75	.50	11.50	.64	11.50	.78	11.50					
2.10	.55	11.50	.69	11.50	.86	12.00			1.04	12.00	
2.45	.60	11.50	.74	12.00	.90	12.00		1.12	12.00	1.33	12.50
2.80	.65	12.00	.78	12.00	1.00	12.00		1.20	12.50	1.42	12.50
3.15			.81	12.00	1.06	12.50		1.28	12.50	1.51	12.50
3.50								1.35	12.50	1.60	13.00

b) ASPERSORES DE DOS BOQUILLAS CON PRESION DE FUNCIONAMIENTO BAJA Y MEDIA

PRESION Kg/cm	DIAMETRO DE LAS BOQUILLAS (mm)									
	4 X 2.4		4.8 X 2.4		5.2 X 3.2		5.2 X 4		5.6 X 4.8	
	Q m/hora	R m	Q m/hora	R m	Q m/hora	R m	Q m/hora	R m	Q m/hora	R m
2.10	1.10	13.00	1.58	14.00	2.07	14.00	2.30	14.50		
2.45	1.28	13.50	1.72	14.50	2.26	14.50	2.54	15.00		
2.80	1.37	13.50	1.84	14.50	2.43	15.00	2.68	15.50	3.45	18.00
3.15	1.46	13.50	1.96	15.00	2.57	15.00	2.86	15.50	3.66	18.00
3.50	1.55	13.50	2.07	15.00	2.71	15.50	3.02	16.00	3.88	18.00
3.85			2.17	15.50	2.84	16.00	3.18	16.50	4.07	18.50
4.20					2.96	16.00	3.34	16.50	4.27	18.50
4.55									4.46	19.00

c) ASPERSORES GRANDES DE ALTA PRESION

PRESION Kg/cm	DIAMETRO DE LAS BOQUILLAS (mm)									
	11.2 X 6.4		12.7 X 6.4		15.9 X 6.4		19.1 X 11.1 X 3.2		25.4 X 11.1 X 4	
	Q m/hora	R m	Q m/hora	R m	Q m/hora	R m	Q m/hora	R m	Q m/hora	R m
4.90	13.70	27.50								
5.25	14.20	28.00	17.10	29.00						
5.60	14.70	28.50	17.70	29.50	25.20	33.50	44.80	41.00	70.40	52.00
5.95	15.20	29.00	18.30	30.50	26.00	34.00	46.40	42.00	72.70	52.50
6.30	15.70	29.50	18.70	31.00	26.70	34.50	47.30	42.50	75.00	53.50
6.65	16.10	30.00	19.30	31.50	27.50	35.50	48.40	43.50	77.20	54.00
7.00			19.80	32.00	28.30	36.00	49.50	44.50	79.50	55.00
7.35							50.70	45.00	80.60	55.50
7.70							51.70	46.00	81.80	56.50

de ellos, y que en cada caso, el funcionamiento es mejor en la zona media de dicho campo y empeora conforme las condiciones se aproximan a los valores extremos del mismo.

APENDICE 2

LEYES DE AFINIDAD PARA LAS BOMBAS

Las leyes de afinidad expresan la relación matemática entre las variables involucradas en la performance de las bombas. Ellas se aplican a todos los tipos de bombas centrífugas.

1 Cuando el diámetro de impelente D , se mantiene constante:

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{N_1}{N_2}$$

$$\frac{H_1}{H_2} = \left(\frac{N_1}{N_2} \right)^2$$

$$\frac{BHP_1}{BHP_2} = \left(\frac{N_1}{N_2} \right)^3$$

2 Cuando la velocidad N, se mantiene constante:

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{D_1}{D_2}$$

$$\frac{H_1}{H_2} = \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^2$$

$$\frac{BHP_1}{BHP_2} = \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^3$$

Donde:

Q = Capacidad

H = Cabezal total

BHP = Potencia al freno

Cuando la performance de una bomba es conocida (Q1, H1, BHP1), a una velocidad determinada (N1), o (D1), las fórmulas anteriores pueden ser utilizadas para estimar la performance de la bomba (Q2, H2, BHP2), a alguna otra velocidad (N2), u otro diámetro (D2). La eficiencia de la bomba permanece casi constante para pequeñas variaciones de velocidad, o de diámetro del impelente.

TABLAS

TABLA 7-5
CONVERSION DE UNIDADES

milímetro mm	centímetro cm	metro m	pulgada in	pie ft	yarda yd
1	0.1	0.001	0.0394	0.0033	0.0011
10	1	0.01	0.3937	0.0328	0.0109
1000	100	1	39.3701	3.2808	1.0936
25.4	2.54	0.0254	1	0.0833	0.0278
304.8	30.48	0.3048	12	1	0.3333
914.4	91.44	0.9144	36	3	1

Longitud

1 kilómetro = 1000 metros = 0.62137 millas
 1 milla = 1609.34 metros = 1.60934 kilómetros

milímetro cuadrado mm ²	centímetro cuadrado cm ²	metro cuadrado m ²	pulgada cuadrada in ²	pie cuadrado ft ²	yarda cuadrada yd ²
1	0.01	10 ⁻⁶	1.55 x 10 ⁻⁵	1.076 x 10 ⁻⁵	1.196 x 10 ⁻⁶
100	1	10 ⁻⁴	0.155	1.076 x 10 ⁻³	1.196 x 10 ⁻⁴
10 ⁴	10 000	1	1550	10.764	1.196
645.16	6.4516	6.452 x 10 ⁻⁴	1	6.914 x 10 ⁻³	7.716 x 10 ⁻⁴
92 903	929.03	0.093	144	1	0.111
836 127	8361.27	0.836	1296	9	1

Area

milímetro cúbico mm ³	centímetro cúbico cm ³	metro cúbico m ³	pulgada cúbica in ³	pie cúbico ft ³	yarda cúbica yd ³
1	0.001	10 ⁻⁹	6.1 x 10 ⁻⁵	3.531 x 10 ⁻⁵	1.308 x 10 ⁻⁵
1000	1	10 ⁻⁶	0.061	3.531 x 10 ⁻³	1.308 x 10 ⁻⁴
10 ⁹	10 ³	1	61 024	35.31	1.308
16 387	16.39	1.639 x 10 ⁻⁵	1	5.787 x 10 ⁻⁴	2.143 x 10 ⁻⁵
2.832 x 10 ⁷	2.832 x 10 ⁴	0.0283	1728	1	0.0370
7.646 x 10 ⁶	7.646 x 10 ³	0.7646	46 656	27	1

Volumen

metro cúbico m ³	litro l	mililitro ml	galón U.K. U.K. gal	galón U.S. U.S. gal	pie cúbico ft ³
1	1000	10 ³	220	261.2	35.3147
0.001	1	1000	0.22	0.2642	0.0353
10 ⁶	0.001	1	2.2 x 10 ⁻⁶	2.642 x 10 ⁻⁶	3.53 x 10 ⁻⁴
0.00455	4.546	4546	1	1.201	0.1605
0.00378	3.785	3785	0.8327	1	0.1337
0.0283	28.317	28 317	6.2288	7.1905	1

Capacidad

1 Barril U.S. = 42 galones U.S. (medida para petróleo)
 1 litro = 10⁶ mm³ = 10³ cm³ = 1 decímetro cúbico (1 dm³)
 1 litro = 1.76 pintas U.K. = 2.113 pintas U.S.
 Al galón U.K. y pinta U.K. se les llama también galón Imperial y pinta Imperial

CONVERSION DE UNIDADES (CONTINUACION)

metro por segundo m/s	pie por segundo ft/s	metro por minuto m/min	pie por minuto ft/min	kilómetro por hora km/h	milla por hora mi/h
1	3.281	60	196.85	3.6	2.2369
0.305	1	18.288	60	1.0973	0.6818
0.017	0.055	1	3.281	0.06	0.0373
0.005	0.017	0.305	1	0.0183	0.01136
0.278	0.911	16.667	54.68	1	0.6214
0.447	1.467	26.822	88	1.6093	1

Velocidad

kilogramo kg	libra lb	quintal cwt	tonelada t	tonelada U.K.	tonelada U.S. sh ton
1	2.205	0.0197	0.001	9.84×10^{-4}	0.0011
0.454	1	0.0089	4.54×10^{-4}	4.46×10^{-4}	5.0×10^{-4}
50.802	112	1	0.0508	0.05	0.056
1000	2204.6	19.684	1	0.9842	1.1023
1016	2240	20	1.0161	1	1.12
907.2	2000	17.857	0.9072	0.8929	1

Masa

kilogramo por segundo kg/s	libra por segundo lb/s	kilogramo por hora kg/h	libra por hora lb/h	U.K ton/hor ton/h	tonelada/h t/h
1	2.205	3600	7936.64	3.5431	3.6
0.454	1	1633	3600	1.607	1.633
2.78×10^{-4}	6.12×10^{-4}	1	2.205	9.84×10^{-4}	0.001
1.26×10^{-4}	2.78×10^{-4}	0.454	1	4.46×10^{-4}	4.54×10^{-4}
0.282	0.622	1016	2240	1	1.016
0.278	0.612	1000	2204.6	0.9842	1

Caudal en unidades de masa

litro por psegundo l/s	litro por minuto l/min	metro cúbico por hora m ³ /h	pie cúbico por hora ft ³ /h	pie cúbico por minuto ft ³ /min	galón U.K. por minuto U.K. gal/min	galón U.S. por minuto U.S gal/min	herril U.S. por día US barril/d
1	60	3.6	127.133	2.1189	12.2	15.85	543.439
0.017	1	0.06	2.1189	0.0353	0.22	0.264	9.057
0.278	16.667	1	35.3147	0.5886	3.666	4.403	150.955
0.008	0.472	0.0283	1	0.0167	0.104	0.125	4.275
0.472	28.317	1.6990	60	1	6.229	7.480	256.475
0.076	4.546	0.2729	9.6326	0.1605	1	1.201	41.175
0.063	3.785	0.2271	8.0209	0.1337	0.833	1	34.286
0.002	0.110	0.0066	0.2339	0.0039	0.024	0.029	1

Caudal volumétrico

newton N	kilonewton kN	kilogramo-fuerza kgf	libra-fuerza lbf
1	0.001	0.102	0.225
1000	1	101.97	224.81
9.807	0.0098	1	2.205
4.448	0.0044	0.454	1

Fuerza

*El kilogramo fuerza a veces se llama kilopond (kp)

Presión y altura de líquido

Newton por metro cuadrado N/m ²	millibar (10 ³ N/m ²) mbar	bar (10 ⁵ N/m ²) bar	kilogramo fuerza por centímetro cuadrado kgf/cm ²	libra-fuerza por pulgada cuadrada lbf/in ²	pie de agua ft H ₂ O	metro de agua m H ₂ O	milímetro de mercurio mm Hg	pulgada de mercurio in Hg
1	0.01	10 ⁻⁵	1.02 x 10 ⁻⁵	1.45 x 10 ⁻⁴	3.3 x 10 ⁻⁴	1.02 x 10 ⁻⁴	0.0075	2.95 x 10 ⁻⁴
100	1	0.001	1.02 x 10 ⁻³	0.0145	0.033	0.0102	0.75	0.029
10 ³	1000	1	1.02	14.5	33.455	10.2	750.1	29.53
98 067	980.7	0.981	1	14.22	32.808	10.0	735.6	28.96
6895	68.95	0.069	0.0703	1	2.307	0.703	51.71	2.036
2989	29.89	0.03	0.0305	0.433	1	0.305	22.42	0.883
9807	98.07	0.098	0.1	1.42	3.28	1	73.55	2.896
133.3	1.333	0.0013	0.0014	0.019	0.045	0.014	1	0.039
3386	33.86	0.0338	0.0345	0.491	1.133	0.345	25.4	1

El nombre especial de "pascal" (símbolo Pa) es dado a la unidad N/m² (1 Pa = 1 N/m²)

1 mm Hg se le conoce también con el nombre "tor"

La atmósfera estándar internacional (1 atm) = 101 325 pascals o 1.01325 bar. Es igual a 1.03323 kgf/cm² o 14.6959 lbf/in²

La atmósfera técnica (métrica), (1 at) = 1 kgf/cm² o 0.98066 bar. Esto es igual a 14.2233 lbf/in²

Las condiciones de referencia convencionales conocidas como "temperatura y presión estándar" (stp) son: 1.01325 bars a 0°C = 14.6959 lbf/in² a 0°C.

Las condiciones de referencia estándar (st) para gases son 1.01325 bar a 15°C y secos, como los define la International Gas Union. Se conocen también como condiciones métricas estándar (MSC).

joule J	kilojoule kJ	megajoule MJ	pie libra-fuerza ft lbf	unidad térmica británica B.t.u.	termia	kilowatt hora kW h	Energía, Trabajo Calor
1	0.001	10 ⁻⁶	0.737	9.48 x 10 ⁻⁴	9.48 x 10 ⁻⁹	2.78 x 10 ⁻⁷	
1000	1	0.001	737.56	0.9478	9.48 x 10 ⁻⁶	2.78 x 10 ⁻⁶	
10 ⁶	1000	1	737 562	947.82	9.48 x 10 ⁻³	0.2778	
1.356	1.36 x 10 ⁻³	1.36 x 10 ⁻⁶	1	1.28 x 10 ⁻³	1.28 x 10 ⁻⁸	3.77 x 10 ⁻⁷	
1055.1	1.0551	1.05 x 10 ⁻³	778.17	1	10 ⁻³	2.931 x 10 ⁻⁴	
1.0551 x 10 ⁶	105 510	105.51	7.78 x 10 ⁷	100 000	1	29.307	
3.6 x 10 ⁶	3600	3.6	2.65 x 10 ⁶	3412.1	0.03412	1	

1 joule = 1 newton metro

Watt W	kilogramo-fuerza metro segundo kgf m/s	caballo de vapor métrico	pie libra fuerza por segundo ft lbf/s	caballo de vapor hp	Potencia
1	0.102	0.00136	0.738	0.0013	
9.806	1	0.0133	7.233	0.0131	
735.5	75	1	542.476	0.9863	
1.356	0.138	1.84 x 10 ⁻³	1	1.82 x 10 ⁻³	
745.70	76.04	1.0139	550.0	1	

1 watt = 1 joule por segundo = 1 newton metro por segundo

El caballo de vapor métrico se llama "cheval vapeur" (ch) o (CV) en Francia.

En Alemania se llama "Pferdestärke" (PS)

Densidad 1 g/cm³ = 1000 kg/m³ = 0.0361 lb/in³

1 kg/m³ = 0.001 g/cm³ = 0.0624 lb/ft³

Volumen específico: 1 cm³/g = 0.001 m³/kg = 27.68 in³/lb

1 m³/kg = 1000 cm³/g = 16.0185 ft³/lb

TABLA 7-6

PERDIDAS POR FRICCION EN TUBERIAS

Caída de presión en 100 metros y velocidad en tuberías de cédula 40, para agua a 15°C																						
Caudal (litros por minuto)	Velocidad (metros por segundo)	Caída de presión (bar)	Velocidad (metros por segundo)	Caída de presión (bar)	Velocidad (metros por segundo)	Caída de presión (bar)	Velocidad (metros por segundo)	Caída de presión (bar)	Velocidad (metros por segundo)	Caída de presión (bar)	Velocidad (metros por segundo)	Caída de presión (bar)	Velocidad (metros por segundo)	Caída de presión (bar)	Velocidad (metros por segundo)	Caída de presión (bar)						
	1/8"		1/4"		3/8"		1/2"		3/4"		1"		1 1/4"		1 1/2"							
1	0.459	0.726	0.251	0.17	0.272	0.136	0.170	0.044														
2	0.918	2.59	0.501	0.60	0.407	0.29	0.255	0.091	0.141	0.023												
3	1.38	5.59	0.752	1.22	0.543	0.48	0.340	0.151	0.122	0.038												
4	1.84	9.57	1.00	2.09	0.679	0.70	0.425	0.223	0.211	0.057												
5	2.29	14.45	1.25	3.18																		
6	2.75	20.29	1.50	4.46	0.815	0.98	0.510	0.309	0.289	0.077												
8	3.67	35.16	2.01	7.36	1.09	1.69	0.680	0.524	0.385	0.129				0.138	0.011							
10			2.51	11.81	1.36	2.52	0.850	0.798	0.481	0.193				0.172	0.015	0.127	0.008					
15			3.76	25.67	2.04	5.37	1.28	1.69	0.722	0.303				0.258	0.032	0.190	0.015					
20					2.72	9.24	1.70	2.84	0.962	0.683				0.344	0.054	0.254	0.026					
30	0.231	0.016	2 1/2"				2.55	6.17	1.41	1.35				0.900	0.442	0.517	0.114	0.380	0.053			
40	0.308	0.027	0.216	0.010			3.40	10.72	1.92	2.50				1.20	0.758	0.689	0.193	0.507	0.091			
50	0.385	0.039	0.270	0.017					2.41	3.83				1.50	1.14	0.861	0.290	0.634	0.135			
60	0.462	0.055	0.324	0.023					2.89	5.41				1.80	1.61	1.03	0.400	0.761	0.187			
70	0.539	0.078	0.378	0.031					3.37	7.27				2.10	2.15	1.21	0.541	0.888	0.248			
80	0.616	0.092	0.432	0.039	0.280	0.011			3.85	9.27				2.40	2.76	1.38	0.690	1.01	0.315			
90	0.693	0.115	0.486	0.048	0.315	0.017	0.235	0.008						2.70	3.47	1.55	0.862	1.14	0.397			
100	0.770	0.141	0.540	0.059	0.350	0.020	0.261	0.010						3.00	4.25	1.72	1.05	1.27	0.488			
150	1.15	0.295	0.810	0.125	0.524	0.042	0.392	0.021	0.301	0.011				4.50	9.30	2.58	2.26	1.90	1.03			
200	1.54	0.512	1.08	0.212	0.699	0.072	0.523	0.036	0.405	0.019						3.44	3.91	2.54	1.81			
250	1.92	0.773	1.35	0.322	0.874	0.108	0.653	0.053	0.507	0.028										3.17	2.74	
300	2.31	1.10	1.62	0.449	1.05	0.152	0.784	0.074	0.608	0.040				0.387	0.014					3.80	3.82	
350	2.69	1.47	1.89	0.606	1.22	0.203	0.915	0.099	0.710	0.053				0.452	0.018					4.44	5.18	
400	3.08	1.92	2.16	0.780	1.40	0.264	1.05	0.128	0.811	0.068				0.516	0.023	0.357	0.009			5.07	6.69	
450	3.46	2.39	2.43	0.979	1.57	0.329	1.18	0.161	0.912	0.081				0.581	0.028	0.402	0.012			5.71	8.45	
500	3.85	2.95	2.70	1.20	1.75	0.403	1.31	0.196	1.01	0.101				0.646	0.034	0.447	0.014					
550	4.23	3.58	2.97	1.44	1.92	0.479	1.44	0.232	1.11	0.122				0.710	0.041	0.491	0.016					
600	4.62	4.20	3.24	1.69	2.10	0.566	1.57	0.273	1.22	0.146				0.775	0.047	0.536	0.019					
650	5.00	6.88	3.51	1.97	2.27	0.658	1.70	0.319	1.32	0.169				0.839	0.055	0.581	0.022					
700	5.39	5.63	3.78	2.28	2.45	0.759	1.83	0.368	1.42	0.194				0.904	0.063	0.625	0.025					
750	5.77	6.44	4.05	2.60	2.62	0.863	1.96	0.420	1.52	0.218				0.968	0.072	0.670	0.029					
800			4.32	2.95	2.80	0.977	2.09	0.473	1.62	0.246				1.03	0.081	0.715	0.032					
850			4.59	3.31	2.97	1.09	2.22	0.528	1.72	0.277				1.10	0.091	0.760	0.036	0.439	0.009			
900					3.15	1.22	2.35	0.585	1.82	0.308				1.16	0.101	0.804	0.041	0.465	0.010			
950					3.32	1.35	2.48	0.649	1.93	0.342				1.23	0.111	0.849	0.045	0.491	0.012			
1000					3.5	1.50	2.61	0.714	2.03	0.377				1.29	0.122	0.894	0.049	0.516	0.013			
1100					3.85	1.75	2.87	0.860	2.23	0.452				1.42	0.147	0.983	0.059	0.568	0.015			
1200					4.20	2.14	3.14	1.02	2.43	0.534				1.55	0.172	1.07	0.069	0.620	0.018			
1300							3.40	1.19	2.64	0.627				1.68	0.200	1.16	0.080	0.671	0.021			
1400							3.66	1.37	2.84	0.722				1.81	0.232	1.25	0.091	0.723	0.024			
1500							3.92	1.56	3.04	0.818				1.94	0.264	1.34	0.105	0.775	0.027			
1600							4.18	1.78	3.24	0.924				2.07	0.297	1.43	0.118	0.826	0.031			
1700							4.44	1.99	3.45	1.04				2.19	0.331	1.52	0.132	0.878	0.035			
1800	0.590	0.012							3.65	1.16				2.32	0.369	1.61	0.147	0.930	0.039			
1900	0.622	0.014							3.85	1.28				2.45	0.410	1.70	0.163	0.981	0.042			
2000	0.655	0.015							4.05	1.41				2.58	0.452	1.79	0.181	1.03	0.046			
2200	0.721	0.018							4.46	1.70				2.83	0.545	1.97	0.217	1.14	0.056			
2400	0.786	0.021												3.10	0.648	2.14	0.253	1.24	0.065			
2600	0.852	0.025	0.600	0.010										3.36	0.749	2.32	0.296	1.34	0.076			
2800	0.917	0.028	0.646	0.012										3.61	0.859	2.50	0.339	1.45	0.087			
3000	0.983	0.032	0.692	0.013	0.573	0.008								3.87	0.982	2.68	0.387	1.55	0.099			
3500	1.15	0.043	0.810	0.018	0.668	0.011								4.52	1.33	3.13	0.526	1.81	0.134			
4000	1.31	0.055	0.923	0.023	0.764	0.014								5.16	1.72	3.57	0.673	2.07	0.172			
4500	1.47	0.068	1.04	0.029	0.860	0.018	0.658	0.009								4.02	0.853	2.32	0.214			
5000	1.64	0.084	1.15	0.034	0.955	0.022	0.731	0.011								4.47	1.04	2.58	0.262			
6000	1.96	0.118	1.38	0.049	1.15	0.031	0.877	0.016								5.36	1.47	3.10	0.373			
7000	2.29	0.158	1.61	0.065	1.34	0.042	1.02	0.021	0.808	0.012						6.25	2.0	3.61	0.499			
8000	2.62	0.204	1.84	0.085	1.53	0.051	1.17	0.027	0.924	0.015						7.15	2.59	4.13	0.650			
9000	2.95	0.256	2.08	0.107	1.72	0.067	1.31	0.033	1.04	0.019								4.65	0.816			
10 000	3.28	0.313	2.31	0.130	1.91	0.081	1.46	0.041	1.15	0.023								5.16	0.992			
12 000	3.93	0.447	2.77	0.184	2.29	0.114	1.75	0.057	1.38	0.032								6.20	1.41			
14 000	4.59	0.600	3.23	0.246	2.67	0.153	2.05	0.077	1.62	0.044								7.23	1.91			
16 000	5.24	0.776	3.69	0.317	3.06	0.198	2.33	0.099	1.85	0.056						1.03	0.013	8.26	2.48			
18 000	5.90	0.975	4.15	0.398	3.44	0.246	2.63	0.124	2.08	0.069						1.16	0.016					</

BIBLIORAFIA

1. P. Gomez, Riego a presión, aspersion y goteo (2da. edición; Barcelona: Editorial Aedos, 1979)
2. D. H. Grist, Arroz (1ra. edición; México: Editorial Continental S.A., 1982)
3. F. Rodriguez, Riego por goteo (1ra. edición; Madrid: Editorial AGT S.A., 1982)
4. O. W. Israelsen y V. E. Hansen, Principios y aplicaciones del riego (2da. edición; México: Editorial Reverte S.A., 1981)
5. I. J. Karassik, W. C. Krutzsch, W. H. Fraser, J. P. Messina, editores, Manual de bombas (1ra. edición; México: McGraw-Hill, 1983)
7. V. L. Streeter, Mecánica de los fluidos (4ta. edición; New York: McGraw-Hill Company, 1968)
8. Goulds Pumps Company, Goulds Pumps Manual (4ta. edición; New York: Dartmouth Co, 1982)
9. Fairbanks Morse Company, Agricultural Pumps (1ra. edición; Kansas: Pump Division, 1968)
10. Ingersoll Rand Company, Cameron Hydraulic Data (16va. edición; Allentown, 1987)