

APÉNDICES

APÉNDICE A

Coeficiente Unitario de Drenaje

Como parte de la operación y mantenimiento de un sistema de riego es el desalojo de la agua en exceso que llegara a afectar la producción agrícola por efecto de la lluvia, por lo que resulta importante determinar el coeficiente unitario de drenaje de la zona de estudio (C.U.D.), que es el gasto en exceso en una hectárea de terreno, lo cual es importante para determinar la capacidad de los conductos que sirven como obras de protección.

Para el cálculo del coeficiente se debe de partir del estudio del área que captará el agua, de las características físicas y de la cobertura vegetal de dicha área y por supuesto de la precipitación, así como tomar en cuenta las características topográficas del área que se pretende drenar, existiendo dos métodos para su definición, separándose por el grado de pendiente del terreno, uno para cuencas de áreas planas con pendientes menores del 1% y otro para pendientes mayores a dicho valor.

1. MÉTODO PARA CUENCAS DE ÁREAS PLANAS CON PENDIENTES MENORES DEL 1%. Propuesto por el Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos (SCS), que maneja como primicia que la tasa de escurrimiento por unidad de área decrece al aumentar la superficie a drenar. Esta variación se expresa como:

$$Q = CA^{\frac{5}{6}} \quad (A.1)$$

La cual varía para cada cuenca y con la intensidad y duración de la lluvia. No obstante existe información confiable para justificar el uso del exponente 5/6 para determinar los coeficientes de drenaje superficial para todas las cuencas planas.

Donde: Q = gasto, en lt/s

A = Área a drenar, en ha.

C = coeficiente que depende de las características de la cuenca y de la magnitud de la tormenta contra la que se quiere dar protección, que según Stephens & Mills y los procedimientos desarrollados por el SCS, se puede calcular como:

$$C = 4.59 + 1.62 Pe \quad (A.2)$$

Siendo: Pe = la lluvia en exceso en milímetros, misma que depende del nivel de protección que se desee proporcionar a los cultivos.

El SCS luego de numerosos análisis de gran número de datos de cuencas experimentales en los Estados Unidos y basándose en las investigaciones del Dr. Ven T. Chow, ha desarrollado una fórmula para estimar la lluvia en exceso, considerando la relación suelo-cobertura y la humedad antecedente de la cuenca, la cual en sistema métrico decimal es:

OBRAS HIDRÁULICAS

$$Pe = \frac{\left(P + 50.8 - \frac{5080}{N} \right)^2}{P - 203.2 + \frac{20320}{N}} \quad (A.3)$$

Donde:

P = Lluvia de diseño asociada a un periodo de retorno, en mm.

N = Número de escurrimiento de Chow, se puede obtener de la tabla A.2 y A.3

Para calcular la lluvia o precipitación asociada a un periodo de retorno se puede utilizar cualquiera de los métodos probabilísticos vistos en Hidrología de Superficie, y que como recordatorio se presentan dos métodos a continuación:

Método de Gumbel

Donde:

$$Q = \bar{Q} - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} \left(\bar{Y}_N + LnLn \frac{Tr}{Tr-1} \right) \quad (A.4) \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_N y \bar{Y}_N \\ \text{Tabla A.1} \end{array} \right.$$

Tabla A.1 Parámetros de la distribución de probabilidad de valores extremos tipo I, Método de Gumbel

Media reducida $\bar{Y}_n$

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.4952	0.4996	0.5035	0.5070	0.5100	0.5128	0.5157	0.5181	0.5202	0.5220
20	0.5230	0.5252	0.5268	0.5283	0.5296	0.5309	0.5320	0.5332	0.5343	0.5353
30	0.5362	0.5371	0.5380	0.5388	0.5396	0.5402	0.5410	0.5418	0.5424	0.5430
40	0.5436	0.5442	0.5448	0.5453	0.5458	0.5463	0.5468	0.5473	0.5477	0.5481
50	0.5485	0.5489	0.5493	0.5497	0.5501	0.5504	0.5508	0.5511	0.5515	0.5518
60	0.5521	0.5524	0.5527	0.5530	0.5533	0.5535	0.5538	0.5540	0.5543	0.5545
70	0.5548	0.5550	0.5552	0.5555	0.5557	0.5559	0.5561	0.5563	0.5565	0.5567
80	0.5569	0.5570	0.5572	0.5574	0.5576	0.5578	0.5580	0.5581	0.5583	0.5585
90	0.5586	0.5587	0.5589	0.5591	0.5592	0.5593	0.5595	0.5596	0.5598	0.5599
100	0.5600									

Desviación típica reducida σ_n

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.9496	0.9676	0.9833	0.9971	1.0095	1.0206	1.0316	1.0411	1.0493	1.0565
20	1.0628	1.0696	1.0754	1.0811	1.0864	1.0915	1.0961	1.1004	1.1047	1.1086
30	1.1124	1.1159	1.1193	1.2260	1.1255	1.1285	1.1313	1.1339	1.1363	1.3880
40	1.1413	1.1430	1.1458	1.1480	1.1499	1.1519	1.1538	1.1557	1.1574	1.1590
50	1.1607	1.1623	1.1638	1.1658	1.1667	1.1681	1.1696	1.1708	1.1721	1.1734
60	1.1747	1.1759	1.1770	1.1782	1.1793	1.1803	1.1814	1.1824	1.1834	1.1844
70	1.1854	1.1863	1.1873	1.1881	1.1890	1.1898	1.1906	1.1915	1.1923	1.1930
80	1.1938	1.1945	1.1953	1.1959	1.1967	1.1973	1.1980	1.1987	1.1994	1.2001
90	1.2007	1.2013	1.2020	1.2026	1.2032	1.2038	1.2044	1.2049	1.2055	1.2060
100	1.2065									

Tabla A.2 Tabla de condición hidrológica de distintos tipos de suelos

TEXTURA	I	II	II	IV	V	VI	VII
	SUELOS BIEN DRENADOS			MODERADAMENTE BIEN DRENADOS	IMPERFECTAMENTE DRENADOS	POBREMENTE DRENADOS	MUY POBREMENTE DRENADOS
	PROFUNDIDAD A LA ROCA MADRE						
	POCO PROFUNDO (< 0.45 m)	MODERADAMENTE PROFUNDO (0.45 a 0.90 m)	PROFUNDO (> 0.90 m)				
1. TEXTURA MEDIA O MEZCLA DE TEXTURAS GRUESAS A FINAS	C o D ⁺⁺⁺	C	B o C ⁺	C	C	D	D
2. TEXTURA GRUESA	C o D ⁺⁺⁺	B	B o A ⁺⁺	B	C	D	D
3. TEXTURA FINA	C o D ⁺⁺⁺	C	C o B ⁺⁺	C	C	D	D
4. TEXTURA MEDIA, SOBRE ROCA FRACTURADA VERTICALMENTE	C	B	B	C	C	D	D
5. TEXTURA GRUESA, SOBRE ROCA FRACTURADA VERTICALMENTE	B	B	A	B	C	D	D

Cambios de clasificación para suelos bien drenados:

+ Existencia de fragmentos en suelos profundos

++ Suelos de profundidad mayor de 3 m y excesivamente bien drenados

+++ Profundidad menor de 22 cm.

Tabla A.3 Valores del Coeficiente de escurrimiento "N"

USO DE LA TIERRA Y COBERTURA	TRATAMIENTO DEL SUELO	TIPO DE SUELO			
		A	B	C	D
Bosque (sembrados y cultivados)	Ralo, baja transpiración	45	66	77	83
	Normal, transpiración media	36	60	73	79
	Espero o alta transpiración	25	55	70	77
Caminos	De terracería	72	82	87	89
	Con superficie dura	74	84	90	93
Bosques naturales	Muy ralo o baja transpiración	56	75	86	91
	Ralo, baja transpiración	46	68	78	84
	Normal, transpiración media	36	60	70	77
	Espero o alta transpiración	26	52	62	69
	Muy espeso, alta transpiración	15	44	54	61
Descanso (sin cultivo)	surcos rectos	77	86	91	94
Cultivos de surco	Surcos rectos	70	80	87	90
	surcos en curvas de nivel	67	77	83	87
	Terrazas	64	73	79	82
	Surcos rectos	64	76	84	88
Cereales	surcos en curvas de nivel	62	74	82	85
	Terrazas	60	71	79	82
	Surcos rectos	62	75	83	87
Leguminosas (sembradas con maquinaria o al volteo o potrero de rotación)	surcos en curvas de nivel	60	72	81	84
	Terrazas	57	70	78	82

OBRAS HIDRÁULICAS

USO DE LA TIERRA Y COBERTURA	TRATAMIENTO DEL SUELO	TIPO DE SUELO			
Pastizal	Pobre	68	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
	Bueno	39	61	74	80
	Curvas de nivel, pobre	47	67	81	88
	Curvas de nivel, normal	25	59	75	83
	Curvas de nivel, bueno	6	35	70	79
Potrero (permanente)	Normal	30	58	71	78
Superficie Impermeable		100	100	100	100

Tabla A.3 Valores del Coeficiente de escurrimiento “N” para diferentes condiciones hidrológicas

USO DE LA TIERRA	TRATAMIENTO O PRACTICA	CONDICIÓN HIDROLÓGICA	TIPO DE SUELO			
			A	B	C	D
RASTROJO	Hileras rectas	-----	77	86	91	94
CULTIVO EN HILERAS	Hileras rectas	Mala	71	81	88	91
		Buena	67	78	85	89
	Hileras rectas con curvas de nivel	Mala	70	79	84	88
		Buena	65	75	82	86
	Con curvas de nivel y terrazas o cultivos en áreas planas	Mala	66	74	80	82
		Buena	62	71	78	81
CULTIVO EN HILERAS ESTRECHAS	Hileras rectas	Mala	65	76	84	88
		Buena	63	75	83	87
	Curvas de nivel	Mala	63	74	82	85
		Buena	61	73	81	84
	Curvas de nivel y terrazas o cultivos en áreas planas	Mala	61	72	79	82
		Buena	59	70	78	82
LEGUMINOSAS HILERAS ESTRECHAS O FORRAJES EN ROTACIÓN	Hileras rectas	Mala	66	77	85	89
		Buena	58	72	81	85
	Curvas de nivel	Mala	64	75	83	85
		Buena	55	69	78	83
	Curvas de nivel y terrazas o cultivos en áreas planas	Mala	63	73	80	83
		Buena	51	67	76	80
PASTOS DE PASTOREO	Curvas de nivel o en tierras con pendiente	Mala	68	79	86	89
		Regular	49	69	79	84
		Buena	39	61	74	80
	Curvas de nivel o en tierras con planas	Mala	47	67	81	88
		Regular	25	59	75	83
		Buena	6	35	70	79
PASTOS DE CORTE		Buena	30	58	71	78
BOSQUE		Mala	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	69
		Buena	25	55	70	77

Método de Log – Pearson III

Donde:

$$\text{Log } Q = \overline{\text{Log } Q} + K \sigma_{\text{Log } Q} \quad (\text{A.5})$$

K de la tabla A.4 en función de Tr y Cas

$$Cas = \frac{n \sum_{i=1}^n (\text{Log } Q_i - \overline{\text{Log } Q})^2}{(n-1)(n-2) \sigma_{\text{Log } Q}^2} \quad (\text{A.6})$$

Tabla A.4 Tabla de valores de K para la Distribución Pearson III

Valores de K para la Distribución Pearson III											
Coeficiente de Asimetría	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)										
	1.0101	1.0526	1.1111	1.2500	2	5	10	25	50	100	200
	PORCENTAJE DE PROBABILIDAD										
Cs	99	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0.5
SESGO POSITIVO											
3.0	-0.667	-0.665	-0.660	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970
2.9	-0.690	-0.668	-0.681	-0.651	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909
2.8	-0.714	-0.711	-0.702	-0.666	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847
2.7	-0.740	-0.736	-0.724	-0.681	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783
2.6	-0.769	-0.762	-0.747	-0.696	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718
2.5	-0.799	-0.790	-0.771	-0.771	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652
2.4	-0.832	-0.819	-0.795	-0.795	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584
2.3	-0.867	-0.850	-0.819	-0.739	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515
2.2	-0.905	-0.882	-0.844	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444
2.1	-0.946	-0.914	-0.869	-0.765	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372
2.0	-0.990	-0.949	-0.895	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.398
1.9	-1.037	-0.984	-0.920	-0.788	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223
1.8	-1.087	-1.020	-0.945	-0.799	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.449	4.147
1.7	-1.140	-1.056	-0.970	-0.808	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069
1.6	-1.197	-1.093	-0.994	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990
1.5	-1.256	-1.131	-1.018	-0.825	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910
1.4	-1.318	-1.168	-1.041	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828
1.3	-1.383	-1.206	-1.064	-0.838	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745
1.2	-1.449	-1.243	-1.086	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661

OBRAS HIDRÁULICAS

Valores de K para la Distribución Pearson III											
Coeficiente de Asimetría	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)										
	1.0101	1.0526	1.1111	1.2500	2	5	10	25	50	100	200
	PORCENTAJE DE PROBABILIDAD										
Cs	99	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0.5
SESGO NEGATIVO											
0.0	-2.326	-1.645	-1.282	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576
-0.1	-2.400	0.673	-1.292	-0.836	0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482
-0.2	-2.472	-1.700	-1.301	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388
-0.3	-2.544	-1.726	1.309	-0.824	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294
-0.4	-2.615	-1.750	-1.317	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	834.000	2.029	2.201
-0.5	-2.686	-1.774	-1.323	-0.808	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108
-0.6	-2.755	-1.797	-1.328	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016
-0.7	-2.824	-1.819	-1.333	-0.790	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926
-0.8	-2.891	-1.839	-1.336	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837
-0.9	-2.957	-1.858	-1.339	-0.769	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749
-1.0	-3.022	-1.877	-1.340	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664
-1.1	-3.087	-1.894	-1.341	-0.745	0.180	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581
-1.2	-3.149	-1.910	-1.340	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501
-1.3	-3.211	-1.925	-1.339	-0.719	0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424
-1.4	-3.271	-1.938	-1.337	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351
-1.5	-3.330	-1.951	-1.333	-0.690	0.240	0.825	1.018	1.157	1.217	1.256	1.282
-1.6	-3.338	-1.962	-1.329	-0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216
-1.7	-3.444	-1.972	-1.324	-0.660	0.268	0.808	0.970	1.075	1.116	1.140	1.155
-1.8	-3.499	-1.981	-1.318	-0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097
-1.9	-3.553	-1.989	-1.310	-0.627	0.294	0.788	0.920	0.996	1.023	1.037	1.044
-2.0	-3.605	-1.996	-1.302	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995

Una práctica aceptada para una protección agrícola en general es el desalojar el agua en exceso en 24 hrs. después de la tormenta. Aunque la creencia común respecto a desalojar en 24 hrs., es que la lluvia en exceso producida por una tormenta en particular, sea removida de la cuenca 24 hrs. después de que cesó la lluvia; en realidad, el desalojo empieza en cuanto ocurre la lluvia en exceso. Ahora bien, puesto que las tormentas de gran duración (de dos o tres días), generalmente son las que producen las condiciones más críticas en áreas planas, el SCS propone determinar la lluvia en exceso considerando la lluvia máxima en 48 hrs. para el período de retorno seleccionado; el valor de la lluvia en exceso estimado, se divide entonces entre dos, teniéndose así una cifra más adecuada para el cálculo de los gastos de drenaje.

1.5.2 ESTIMACIÓN DE GASTOS MÁXIMOS EN CUENCAS CON PENDIENTES PRONUNCIADAS (MAYOR DE 1%). En cuencas altas con pendientes pronunciadas los escurrimientos se generan de una manera más rápida y en mayor volumen para una determinada tormenta que en las partes planas. El tiempo de recorrido del agua a través de la cuenca toma un papel muy importante en la estimación del gasto máximo. Tomando en consideración lo anterior, a continuación se presentan dos métodos prácticos para estimar gastos unitarios de drenaje en áreas con pendientes mayores del 1%.

1.5.2.1 Gastos máximos en cuencas pequeñas (menores de 1000 ha). - El SCS ha desarrollado curvas para la determinación de gastos máximos en cuencas menores de 1000 ha, de una manera fácil y consistente. El método se basa en los mismos principios antes mencionados, con los cuales se elaboro la Fig. A.1 para su uso en sistema métrico decimal y con ello se puede obtener gastos máximos por centímetro de lluvia en exceso (Pe) para áreas con pendientes topográficas de 1 a 3%; esta curva considera lluvias máximas en 24 hrs. de duración.

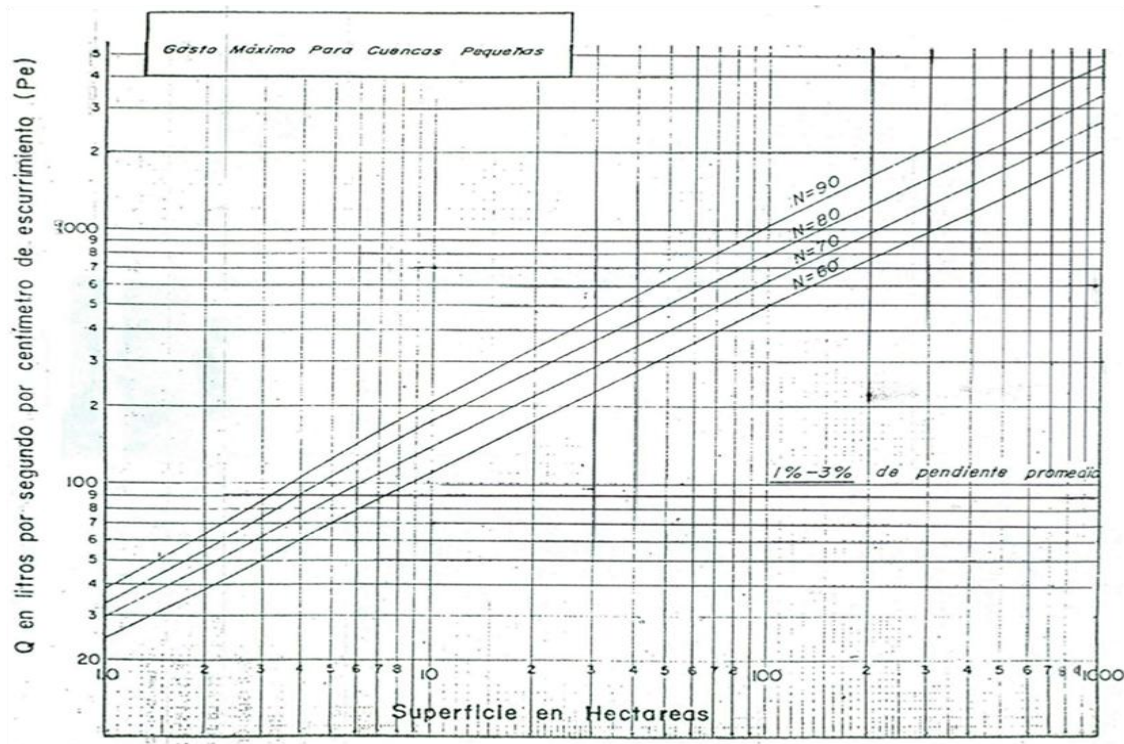


Figura A.1

Conociendo las características de la cuenca y de la tormenta de diseño, el valor de la lluvia en exceso (Pe); este valor multiplicado por el obtenido de las curvas gastos Fig. A.1, nos dará el escurrimiento máximo estimado en m^3/s para un área determinada.

1.5.2.2 Gastos máximos para cuencas con tiempos de concentración menor de 10 hrs.- Para cuencas con tiempo de concentración menores de 10 hrs. se han dibujado curvas

especiales para facilitar el cálculo de gastos máximos. Para cuencas grandes con tiempos de concentración mayores de 10 hrs. se requiere análisis y estudios especiales.

Para el cálculo del gasto máximo se procede a dividir el cauce principal en tramos con características similares y estimar para cada uno el radio hidráulico suponiendo una forma trapezoidal de cada uno de ellos y con dicho valor proceder a determinar la velocidad media de cada tramo. Con la información anterior se calcula el tiempo de concentración total que será la suma de los tiempos de recorrido (t_L) de cada tramo mismo que se estiman con la ecuación siguiente:

$$t_L = \frac{L}{3600v} \quad (A.7)$$

Donde: L = longitud del tramo en metros.

v = velocidad media en m/s.

t_L = tiempo de recorrido en segundos.

Otra forma de calcular el tiempo de concentración para el cauce en general es por medio de la fórmula propuesta por Ven T. Chow:

$$t_c = 0.303 \left(\frac{L}{S} \right)^{0.64} \quad (A.8)$$

Donde: L = longitud del cauce principal en metros.

S = pendiente media del cauce principal en % (es decir si $S=0.00037$ con la fórmula de Taylor y Shwars, entonces $S=0.037$ para la formula)

t_c = tiempo de concentración en minutos.

Para calcular la S se utiliza la siguiente fórmula:

$$S = \left[\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_m}}} \right]^2 \quad (A.9)$$

Siendo: m = número de tramos iguales en que se subdivide el cauce principal.

S = pendiente media.

Una vez estimado el tiempo de concentración t_c , con la ayuda de la Fig. A.2 se podrá obtener el gasto pico (q_p) en $m^3/s/km^2$ para valores de lluvia en exceso que varían de 6 a 20 cm. en función del tiempo de concentración y del área de la cuenca.

En el caso de que el tiempo de concentración sea superior a 10 horas, se deberá de utilizar alguno de los métodos vistos en la materia de Hidrología Superficial de 7° semestre, para cuencas grandes.

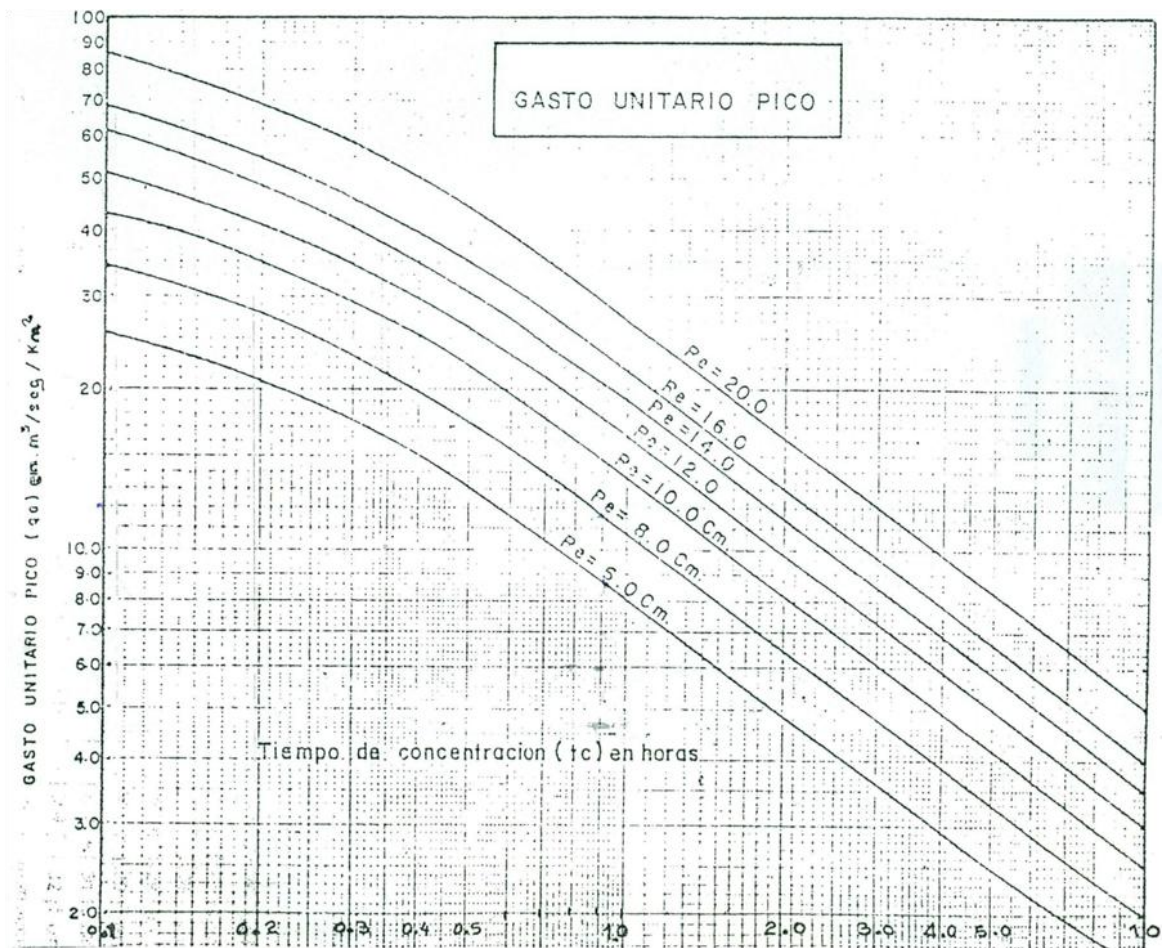


Figura A.2

EJEMPLO A.1 Calcular el coeficiente unitario de drenaje y el gasto máximo a drenar en una zona agrícola de Álvaro Obregón, que tiene una superficie de 500 ha, conformada con una topografía semiplana con una pendiente media menor del 1%, totalmente cultivada en hileras estrechas y rectas.

El suelo presenta una textura media sobre roca fracturada moderadamente profunda. La estación climatológica es la de Álvaro Obregón, la cual ha registrado las siguientes precipitaciones máximas en 24 hrs anual:

OBRAS HIDRÁULICAS

Año	Precipitación Máxima Anual mm	Año	Precipitación Máxima Anual mm
1964	44.2	1975	40.0
1965	40.0	1976	42.0
1966	35.0	1977	35.0
1967	44.0	1978	35.0
1968	51.0	1979	40.0
1969	78.0	1980	50.0
1970	30.0	1981	40.0
1971	40.0	1982	30.0
1972	42.0	1983	49.0
1973	42.0	1984	49.5
1974	45.0	1985	22.0

Datos:

$$A_A = 500ha$$

Textura media sobre roca fracturada, medianamente profunda

Cultivada en hileras rectas y estrechas

Tabla de $P_{\text{máx}}$ 24 hrs anuales

Incógnita:

$$q \text{ (C.U.D.)} = ?$$

$$Q = ?$$

Fórmulas:

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

$$Q = CA^{\frac{5}{6}}$$

$$C = 4.59 + 1.62Pe$$

$$Pe = \frac{\left(P + 5.08 - \frac{508}{N}\right)^2}{P - 20.32 + \frac{2032}{N}} \dots P \text{ (cm); } Pe \text{ (cm)}$$

P ; obtenida al aplicar un método probabilístico, en este ejemplo se aplicará la distribución de probabilidad de valores extremos tipo I, conocido como método de Gumbel

$$P_x = e^{-e^{\left(\frac{a+c}{y}\right)}}$$

$$P = \bar{P} \pm \frac{\sigma_p}{\sigma_N} \left(\bar{Y}_N + \text{Ln} \left(\text{Ln} \left(\frac{Tr}{Tr-1} \right) \right) \right)$$

El signo positivo se utiliza para determinar el gasto máximo, mientras que el signo negativo determina el gasto negativo.

$$\bar{P} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i}{n}$$

$$\sigma_p = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \left(\bar{P} - P_i \right)^2}{n-1}}$$

$\sigma_N, \bar{Y}_N$; Se selecciona en la tabla A.1, con base a la cantidad de datos de información.

N ; Se selecciona en las tablas A.2 y A.3, en función de las características hidrológicas y del uso de suelo.

Tr ; Es el periodo de retorno de la obra a diseñar, el cual varía según la importancia de la misma.

SOLUCIÓN:

Proponiendo un periodo de retorno de 4 años, ya que las obras de protección de zonas agrícolas se asigna entre 2 y 5 años

$$Tr = 4 \text{ años}$$

Para la textura media sobre roca fracturada, medianamente profunda (tabla A.2), se trata de un **suelo tipo D** pobremente drenado ya que $S < 2\%$. Además para cultivo en hileras estrechas y rectas, con mala condición (tabla A.3), debido a la pendiente, en suelo D se asigna el número el escurrimiento como:

$$N = 88$$

Para los 22 datos de registro de precipitación máxima en 24 hrs anual de acuerdo con la (tabla A.1), los valores de las variables reducidas son:

$$\sigma_N = 1.0754$$

$$\bar{Y}_N = 0.5268$$

A partir del registro de precipitación máxima en 24 hrs anual se tiene.

$$\bar{P} = \frac{44.2 + 40.0 + \dots + 49.5 + 22.0}{22} = 41.986mm$$

$$\sigma_p = \sqrt{\frac{41.986 - P_i^2 + 41.986 - 44.2^2 + \dots + 41.986 - 49.5^2 + 41.986 - 22.0^2}{22 - 1}}$$

$$\sigma_p = 10.733mm$$

$$P = 41.986 + \frac{10.733}{1.0754} \left(0.5268 + \ln \left(\ln \left(\frac{4}{4-1} \right) \right) \right) = 34.809mm$$

$$P = 3.4809cm$$

$$Pe = \frac{\left(3.4809 + 5.08 - \frac{508}{88} \right)^2}{3.4809 - 20.32 + \frac{2032}{88}} = 1.2435cm$$

$$Pe = 12.435cm$$

$$C = 4.59 + 1.62 \cdot 12.435 = 24.734$$

$$Q = 24.734 \cdot 500^{\frac{5}{6}} = 4389.746 \frac{lt}{s}$$

$$q = \frac{4389.746}{500} = 8.779 \frac{lt}{s \cdot ha}$$

EJEMPLO A.2 Calcular el coeficiente unitario de drenaje en una zona de riego que tiene una superficie de 900 ha. Y una pendiente media del terreno del 2.5%. En el área se tiene sembrado maíz de duración de 7 meses en hileras estrechas y surcos en curvas de nivel con textura fina poco profunda.

La pendiente del cauce principal en la cuenca hidrológica definida por el método de Taylor y Schwarz es de 0.0037 cuya longitud es de 1250 m, la estación climatológica más cercana es la de “El Temazcal”, Mpio. de Charo, con la siguiente información.

Año	Precipitación Máxima Anual mm	Año	Precipitación Máxima Anual mm
1969	8.0	1978	9.0
1970	12.0	1979	12.0
1971	11.0	1980	5.0
1972	10.0	1981	8.0
1973	13.0	1982	9.0
1974	12.0	1983	9.0
1975	11.0	1984	13.0
1976	10.0	1985	12.0
1977	8.0	1986	9.0

Datos:

$$A_A = 900ha$$

Maíz de 7 meses en hileras estrechas, surcos en curvas de nivel con textura fina poco profunda.

$$S_{MEDIA} \text{ del terreno} = 2.5\%$$

$$S_{CAUCE} = 0.0037$$

$$L_{CAUCE} = 1250 \text{ m}$$

Incógnita:

$$q \text{ (C.U.D.)} = ?$$

Fórmulas:

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

$$Q = f \ A, N, Pe = \text{Figura A.1}$$

N; Se selecciona en las tablas A.2 y A.3, en función de las características hidrológicas y del uso de suelo.

$$Pe = \frac{\left(P + 5.08 - \frac{508}{N}\right)^2}{P - 20.32 + \frac{2032}{N}} \dots P \text{ (cm); } Pe \text{ (cm)}$$

P ; obtenida al aplicar un método probabilístico, en este ejemplo se aplicará el método Log Pearson Tipo III

$$\log P = \overline{\log P} + K\sigma_{\log P}$$

$$\overline{\log P} = \frac{\sum_{i=1}^n \log P_i}{n}$$

$$\sigma_p = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\overline{\log P} - \log P_i)^2}{n-1}}$$

K ; se obtiene de la tabla A.4 en función del periodo de retorno seleccionado y del coeficiente de asimetría (C_{as}).

$$C_{as} = \frac{n \sum_{i=1}^n (\log P_i - \overline{\log P})^3}{(n-1)(n-2)\sigma_{\log P}^3}$$

Tr ; Es el periodo de retorno de la obra a diseñar, el cual varía según la importancia de la misma.

SOLUCIÓN:

Proponiendo un periodo de retorno de 5 años, ya que las obras de protección de zonas agrícolas se asigna entre 2 y 5 años

Aplicando logaritmos a los valores de lluvia para determinar el promedio, así como elevar al cuadrado cubo la diferencia de cada lluvia respecto al promedio para determinar la desviación de los datos y la diferencia al cubo para determinar el coeficiente de asimetría, se tiene:

P	log P	$\overline{(\log P_i - \log \bar{P})^2}$	$\overline{(\log P_i - \log \bar{P})^3}$
8.0	0.9031	0.0079	-0.0007
12.0	1.0792	0.0076	0.0007
11.0	1.0414	0.0025	0.0001
10.0	1.0000	0.0001	0.0000
13.0	1.1139	0.0149	0.0018
12.0	1.0792	0.0076	0.0007
11.0	1.0414	0.0025	0.0001
10.0	1.0000	0.0001	0.0000
8.0	0.9031	0.0079	-0.0007
9.0	0.9542	0.0014	-0.0001
12.0	1.0792	0.0076	0.0007
5.0	0.6990	0.0858	-0.0251
8.0	0.9031	0.0079	-0.0007
9.0	0.9542	0.0014	-0.0001
9.0	0.9542	0.0014	-0.0001
13.0	1.1139	0.0149	0.0018
12.0	1.0792	0.0076	0.0007
9.0	0.9542	0.0014	-0.0001

$$\overline{\log P} = \frac{0.9031 + 1.0792 + \dots + 1.0792 + 0.9542}{18} = 0.9918$$

$$\sigma_{\log p} = \sqrt{\frac{0.0079 + 0.0076 + \dots + 0.0076 + 0.0014}{18 - 1}} = 0.1030$$

$$C_{as} = \frac{18 \cdot -0.0007 + 0.0007 + \dots + 0.0007 - 0.0001}{18 - 1 \cdot 18 - 2 \cdot 0.1030} = -0.0135$$

Con el valor del coeficiente de asimetría en la tabla A.4, se puede observar que no existe el valor exacto, la primera opción es tomar el más próximo de acuerdo con el periodo de retorno, o bien como segunda opción, si se desea una mayor precisión se procede a interpolar para obtener el valor correcto. Siguiendo la primera opción se tiene:

OBRAS HIDRÁULICAS

Valores de K para la Distribución Pearson III											
Coeficiente de Asimetría	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)										
	1.0101	1.0526	1.1111	1.2500	2	5	10	25	50	100	200
Cs	PORCENTAJE DE PROBABILIDAD										
	99	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0.5
SESGO NEGATIVO											
0.0	-2.326	-1.645	-1.282	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576
-0.1	-2.400	0.673	-1.292	-0.836	0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482
-0.2	-2.472	-1.700	-1.301	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388

$$K = 0.846$$

$$\log P = 0.9918 + 0.846 \cdot 0.1030 = 1.0789$$

$$10^{\log P} = 10^{1.0789}$$

$$P = 11.993\text{mm} = 1.1993\text{cm}$$

De las tablas A.2 y A.3, de acuerdo con las características del suelo y su condición hidrológica se determina el valor de N:

TEXTURA	I	II	IV	V	VI	VII	
	SUELOS BIEN DRENADOS			MODERADAMENTE BIEN DRENADOS	IMPERFECTAMENTE DRENADOS	POBREMENTE DRENADOS	MUY POBREMENTE DRENADOS
	PROFUNDIDAD A LA ROCA MADRE						
	POCO PROFUNDO (< 0.45 m)	MODERADAMENTE PROFUNDO (0.45 a 0.90 m)	PROFUNDO (> 0.90 m)				
1. TEXTURA MEDIA O MEZCLA DE TEXTURAS GRUESAS A FINAS	C o D ⁺⁺⁺	C	B o C ⁺	C	C	D	D
2. TEXTURA GRUESA	C o D ⁺⁺⁺	B	B o A ⁺⁺	B	C	D	D
3. TEXTURA FINA	C o D ⁺⁺⁺	C	C o B ⁺⁺	C	C	D	D
4. TEXTURA MEDIA, SOBRE ROCA FRACTURADA VERTICALMENTE	C	B	B	C	C	D	D
5. TEXTURA GRUESA, SOBRE ROCA FRACTURADA VERTICALMENTE	B	B	A	B	C	D	D

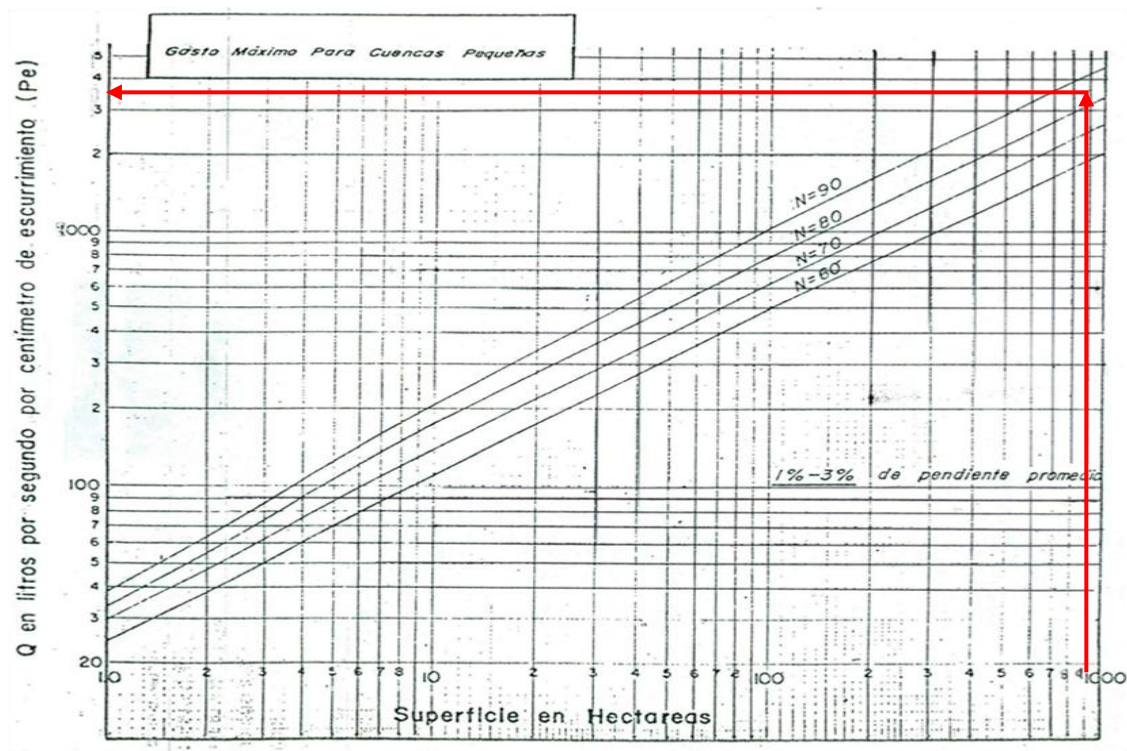
Como la pendiente es mayor al 1% será bien drenado, Tipo I, Textura 3, puede ser tipo C o D, se tomara el que nos dé una condición más desfavorable, por lo cual se tomara el **tipo D**, para cultivos en hileras estrechas con curvas de nivel y mala condición hidrológica

$$N = 85$$

OBRAS HIDRÁULICAS

$$Pe = \frac{\left(1.1993 + 5.08 - \frac{508}{85}\right)^2}{1.1993 - 20.32 + \frac{2032}{85}} = 0.019 \text{ cm}$$

De la figura A.1



$$Q = 3500 \frac{lt}{s} cm(Pe)$$

$$Q = 3500(0.019) = 67.088 \frac{lt}{s}$$

$$q = \frac{67.088}{900} = 0.075 \frac{lt}{s} ha$$

EJEMPLO A.3. Calcular el gasto unitario de drenaje del ejemplo A.2, considerando que el área de la cuenca es de 1,500 ha. Considere el resto de la información y datos iguales.

Datos:

$$A_A = 1,500ha$$

Maíz de 7 meses en hileras estrechas, surcos en curvas de nivel con textura fina poco profunda.

$$S_{MEDIA} \text{ del terreno} = 2.5\%$$

$$S_{CAUCE} = 0.0037$$

$$L_{CAUCE} = 1250 \text{ m}$$

$$P_e = 0.019 \text{ cm (obtenido en el ejemplo 2)}$$

Incógnita:

$$q \text{ (C.U.D.)} = ?$$

Fórmulas:

$$Q = qA$$

$$q = f \ t_c, P_e = \text{Figura A.2}$$

$$P_e = \text{Método de Gumbel o Método Log Pearson III}$$

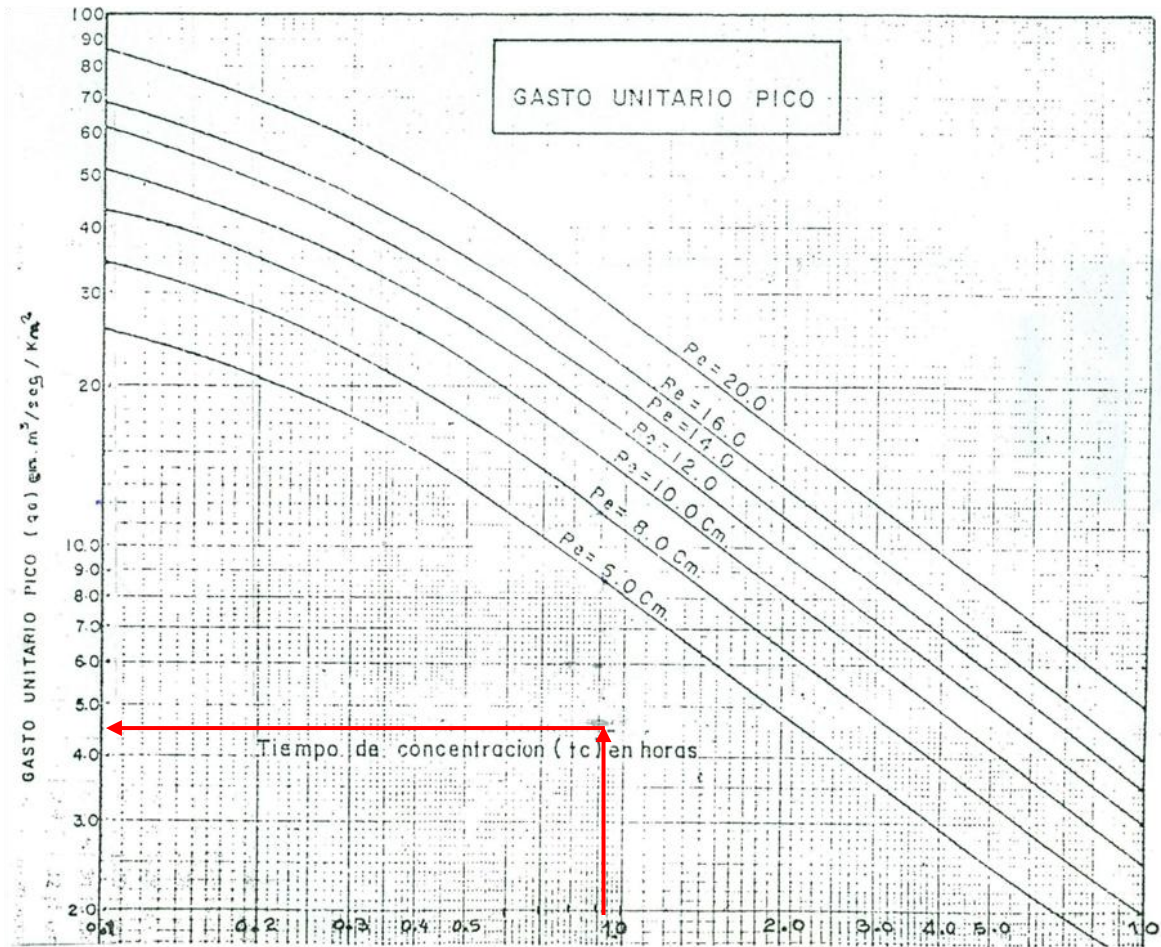
$$t_c = 0.303 \left(\frac{L}{S} \right)^{0.64}$$

Solución:

Como la pendiente de la cuenca es mayor al 1%, y el área rebasa las 1,000 ha se puede obtener el gasto unitario pico en función únicamente de la lluvia en exceso y del tiempo de concentración con la figura 10.

$$t_c = 0.303 \left(\frac{1250}{0.0037 \cdot 100} \right)^{0.64} = 54.9308 \text{ min}$$

$$t_c = 0.915 \text{ hrs}$$



De la figura A.2

$$q = 4.7 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \text{ km}^2$$

$$A = 1500 \text{ ha} = \frac{1500 \cdot 100 \text{ m}^2}{\text{ha}} = 15,000,000 \text{ m}^2$$

$$A = 15,000,000 \text{ m}^2 = \frac{15,000,000 \text{ m}^2 \cdot 1 \text{ km}^2}{1000 \text{ m}^2} = 15 \text{ km}^2$$

$$Q = 70.5 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

APÉNDICE

B FACTIBILIDAD ECONÓMICA

Parte fundamental en el éxito de una zona de riego es la determinación de la factibilidad técnica-económica de su realización, por lo que resulta de gran importancia antes de construir un sistema de riego saber si es física y económicamente factible. Lo primero depende de la disponibilidad de agua y suelo y lo segundo de los beneficios que puedan obtenerse mediante el riego, sin embargo de hecho también otros factores intervienen en un estudio de factibilidad técnica-económica como son los factores de tipo social y político, que si no se toman en cuenta en la obtención de los datos que permitan realizar de manera veraz dicho análisis, no permitirá visualizar la problemática real de dicho desarrollo, falseando el resultado y propiciando el fracaso el proyecto.

En distintos lugares se han hecho estudios experimentales para determinar la relación entre la lámina que recibe un cultivo (I), expresada en metros y el rendimiento (Y) del producto agrícola, en toneladas por hectárea. Esta relación se expresa mediante las llamadas curvas de rendimiento, que en general, corresponden a fórmulas del tipo siguiente:

$$Y = \alpha + \beta * I + \gamma * I^2 \quad (B.1)$$

Por ejemplo en una fuente de abastecimiento se tiene un volumen disponible V_D para irrigar una superficie de área A_A . En tal caso la lámina que podría aplicarse sería:

$$I_D = V_D / A_A \quad (B.2)$$

Pero como la eficiencia en el riego no es al 100%, la lámina útil se deberá de calcular como se indica en la siguiente ecuación:

$$I_u = I_D * \eta_r * \eta_M \quad (B.3)$$

Donde:

η_r = Eficiencia en el riego.

η_M = Eficiencia en el manejo del agua.

Sin embargo la altura de lluvia durante el ciclo vegetativo ayuda a incrementar la humedad del suelo, por lo que si la altura de lluvia es h_{LL} y de ella solamente una fracción K_I pudiera infiltrarse y de ésta únicamente K_R humedeciera el terreno a la capacidad de campo en la zona radicular, la contribución de la lluvia para el cultivo tendría por lámina:

$$I_{LL} = h_{LL} * K_I * K_R \quad (B.4)$$

De esta manera, según la curva de rendimiento, con sólo la lluvia, éste sería:

$$Y_{LL} = \alpha + \beta * I_{LL} + \gamma * I_{LL}^2 \quad (B.5)$$

En cambio, si se regara, la lámina pasaría a ser $I_R = I_{LL} + I_u$, por lo que el rendimiento ascendería al valor de:

$$Y_R = \alpha + \beta * I_R + \gamma * I_R^2 \quad (B.6)$$

Por lo que si el precio del producto agrícola fuera P_A (\$/tonelada), el beneficio anual que se obtendría con el riego sería:

$$B_A = P_A * (Y_R - Y_{LL}) \quad (B.7)$$

Por otro lado las obras de riego tendrían un costo unitario por hectárea de valor C_u , que para ser comparado con B_A , es necesario transformarse en costos anualizados, conforme a la tasa de interés anual (i) y el número de años en que se piensa recuperar la inversión (N), con lo que se tendría el factor de anualidad f_A , el cual se puede calcular de la siguiente manera:

$$f_A = \frac{i * (1 + i)^N}{(1 + i)^N - 1} \quad (B.8)$$

Por lo que el costo anualizado sería:

$$C_A = f_A * C_u \quad (B.9)$$

De acuerdo a lo anterior se puede decir que el proyecto de riego sería factible si:

$$B_A > C_A \quad (B.10)$$

Sin embargo es importante mencionar que esta forma de analizar la factibilidad de un proyecto de riego es sólo ilustrativa, ya que se deberá de realizar un análisis mensual de los cultivos y tomar en cuenta la probabilidad de la disponibilidad de los volúmenes de agua para satisfacer las demandas de riego y en el caso de los costos en primera instancia se calculan con números gruesos y utilizando precios unitarios índice y posteriormente, una vez definida la alternativa más viable, se deberán de calcular las cantidades de obra exacta y utilizar precios unitarios de mercado, conforme a las características del proyecto ejecutivo.

EJEMPLO B.1. Determinar la factibilidad de una zona de riego que cuenta con una superficie de AA = 1000 ha, donde se pretende cultivar un producto con precio de $P_A = \$300,000/\text{ton}$, cuya curva de rendimiento es $Y = -2.74 + 25.6 I - 16 I^2$. La altura de lluvia durante el ciclo agrícola es $h_{LL} = 1$ m, teniéndose una infiltración del $KI = 60\%$ y de ésta infiltración solo el $KR = 60\%$ es utilizable en la zona radicular por las características de permeabilidad del suelo. Para dar riego artificial se

OBRAS HIDRÁULICAS

cuenta con una fuente que puede suministrar un volumen anual de $V_D = 7 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ de agua y conforme a la experiencia de otras zonas cercanas la eficiencia de riego es de $\eta_r = 2/3$ y un manejo del agua con eficiencia de $\eta_M = 3/4$. Para poder utilizar dicha agua de riego se requiere realizar obras con un costo de $C_u = 4 \cdot 10^6 \text{ \$/ha}$ y un costo de operación conservación y mantenimiento del $C_M = 10\% C_A$ del costo anualizado, existiendo en el mercado bancario una tasa de interés del $i = 15\%$, para recuperarse en $N = 15$ años.

DATOS	INCÓGNITA	FÓRMULAS
--------------	------------------	-----------------

■

$$A_A = 1000 \text{ ha}$$

$$B_A = \text{¿}$$

$$C_A = f_A * C_u$$

$$P_A = \$300,000/\text{ton}$$

$$C_A = \text{¿}$$

$$f_A = \frac{i * (1+i)^N}{(1+i)^N - 1}$$

$$Y = -2.74 + 25.6 l - 16 l^2$$

$$B_A = P_A * (C_R - Y_{LL})$$

$$h_{LL} = 1 \text{ m}$$

$$Y_R = \alpha + \beta * l_R + \gamma * l_R^2$$

$$K_I = 60\%$$

$$Y_{LL} = \alpha + \beta * l_{LL} + \gamma * l_{LL}^2$$

$$K_R = 60\%$$

$$l_{LL} = h_{LL} * K_I * K_R$$

$$V_D = 7 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

$$l_u = l_D * \eta_r * \eta_M$$

$$\eta_r = 2/3$$

$$l_D = V_D / A_A$$

$$\eta_M = 3/4$$

$$C_u = 4 \cdot 10^6 \text{ \$/ha}$$

$$C_M = 10\% C_A$$

$$i = 15\%$$

$$N = 15 \text{ años}$$

SOLUCIÓN

$$l_{LL} = 1 * 0.60 * 0.60 = 0.36 \text{ m}$$

$$Y_{LL} = -2.74 + 25.6 * 0.36 - 16 * 0.36^2 = 4.402 \text{ ton/ha}$$

$$l_D = 7 * 10^6 / 1000 * 10^4 = 0.7 \text{ m}$$

$$I_U = 0.7 * 2/3 * 3/4 = 0.35 \text{ m}$$

Así que si se riega la lámina ascendería al valor de:

$$I_R = 0.360 + 0.35 = 0.71 \text{ m} , \text{ con lo que el rendimiento subiría a:}$$

$$Y_R = -2.74 + 25.6 * 0.71 - 16 * 0.71^2 = 7.370 \text{ ton/ha}$$

$$B_A = \$300,000 (7.370 - 4.402) = \$890,000/\text{ha}$$

$$f_A = \frac{0.15 * \left(\frac{+0.15}{+0.15} \right)^{15} - 1}{\left(\frac{+0.15}{+0.15} \right)^{15} - 1} = 0.171 \quad C_A = \$4 * 10^6 * 0.171 = \$684,000/\text{ha}$$

Considerando el costo de operación y mantenimiento se tendría:

$$C_{AT} = \$684,000/\text{ha} * 1.1 = \$752,400/\text{ha}$$

Por lo que se tiene que:

$B_A > C_{AT}$ y por lo tanto el proyecto con el agua disponible es técnica y económicamente factible.

APÉNDICE

C VALORES DEL COEFICIENTE “K” PARA PÉRDIDAS DE ENERGÍA LOCAL

TABLA C.1

Accesorio	Pérdida de carga media
De depósito a tubería	
conexión a ras de la pared	$0.50 \frac{V^2}{2g}$
Tubería entrante	$1.00 \frac{V^2}{2g}$
Conexión abocinada	$0.05 \frac{V^2}{2g}$
De tubería a depósito	$1.00 \frac{V^2}{2g}$
Ensanchamiento brusco	$\frac{V_1 - V_2^2}{2g}$
Ensanchamiento gradual (K en tabla C.2)	$K \frac{V_1 - V_2^2}{2g}$
Venturímetros, boquillas y orificios	$\left(\frac{1}{Cv^2} - 1 \right) \frac{V_1^2}{2g}$
Contracciones bruscas (K en tabla C.2)	$K \frac{V_1 - V_2^2}{2g}$
Codos, accesorios, válvulas*	
Codo 45°	0.35 a 0.45
Codo 90°	0.50 a 0.70
Codo 22° 30'	0.25 a 0.30
Te, de paso directo	0.60
Te, salida de lado	1.30
Te, salida bilateral	1.8 a 2.0
Válvulas de compuerta (abierta)....	aprox. 0.25
Válvulas de control (abierta).....	aprox. 3.00
Válvula de globo abierta	10.00
Válvula de pie	1.75
Válvula de retención	2.75

V1 = velocidad aguas arriba de la pieza

V2 = velocidad aguas abajo de la pieza

* véanse manuales de hidráulica para mas detalles

TABLA C.2

Contracción brusca		Ensanchamiento gradual para un ángulo total del cono						
D_1/D_2	K_c	4º	10º	15º	20º	30º	50º	60º
1.2	0.08	0.02	0.04	0.09	0.16	0.25	0.35	0.37
1.4	0.17	0.03	0.06	0.12	0.23	0.36	0.50	0.53
1.6	0.26	0.03	0.07	0.14	0.26	0.42	0.57	0.61
1.8	0.34	0.04	0.07	0.15	0.28	0.44	0.61	0.65
2.0	0.37	0.04	0.07	0.16	0.29	0.46	0.63	0.68
2.5	0.41	0.04	0.08	0.16	0.30	0.48	0.65	0.70
3.0	0.43	0.04	0.08	0.16	0.31	0.48	0.66	0.71
4.0	0.45	0.04	0.08	0.16	0.31	0.49	0.67	0.72
5.0	0.46	0.04	0.08	0.16	0.31	0.50	0.67	0.72

D_1 = Diámetro mayor

D_2 = Diámetro menor

TABLA C.3

Q_a/Q	Separación				Unión			
	$\phi = 90^\circ$		$\phi = 45^\circ$		$\phi = 90^\circ$		$\phi = 45^\circ$	
	K_a	K_c	K_a	K_c	K_a	K_c	K_a	K_c
0.0	0.95	0.04	0.90	0.04	-1.20	0.04	-0.92	0.04
0.2	0.88	-0.08	0.68	-0.06	-0.40	0.17	-0.38	0.17
0.4	0.89	-0.05	0.50	-0.04	0.08	0.30	0.00	0.19
0.6	0.95	0.07	0.38	0.07	0.47	0.40	0.22	0.09
0.8	1.10	0.21	0.35	0.20	0.72	0.51	0.37	-0.17
1.0	1.28	0.35	0.48	0.33	0.91	0.60	0.37	-0.54

APÉNDICE

D PÉRDIDAS DE CARGA EN LAS ESTRUCTURAS DE LAS VÁLVULAS HARRIS Y ALSTHOM FLUIDES

VÁLVULA HARRIS.

A. Conexión de la válvula HARRIS.- Las piezas que constituyen la conexión entre la tubería de un lateral y una válvula de diámetro DV son:

- Una T de derivación en la tubería de alimentación.
- Un carrete de diámetro DV o posiblemente una reducción entre D1 y DV de que se aloja en la pared lateral del registro para evitar filtraciones entre la zanja de la tubería del lateral y el registro de la válvula.
- Un codo de 90º de diámetro DV, soporte de la válvula, fijado a una base de concreto.

Para estas diferentes piezas especiales, las pérdidas de carga en función del gasto unitario (q) de cada una de ellas se puede definir como:

Diámetro nominal de la válvula	Pérdida de carga (m.c.a.) $\Delta H_I = \Gamma * q^2$
DV 200	74.70 q ²
DV 300	14.35 q ²
DV 400	5.14 q ²
DV 500	2.05 q ²
DV 600	1.10 q ²
DV 750	0.44 q ²

La selección del diámetro de la válvula HARRIS depende:

- Del gasto q de la válvula en m³/s, que corresponde al gasto de la toma.
- Del diámetro de la válvula.
- De la carga disponible (o pérdida de carga), diferencia entre el nivel de agua en el registro y la carga hidráulica en la tubería, a nivel de la T de alimentación.

El valor total de la pérdida de carga por la conexión de la válvula Harris (ΔH_{II}) será la suma de la pérdida ΔH_I en la conexión, más la pérdida de carga en la válvula. Si se toma como criterio de diseño que la válvula debe estar totalmente abierta para el gasto nominal cuando la carga disponible en la tubería es mínima, el cálculo de ΔH_{II} resulta de la fórmula siguiente:

$$\Delta H_{II} = \left(\frac{q}{C * S_v * \sqrt{2g}} \right)^2 \quad (D.1)$$

Donde:

- q = gasto de la toma, en m³/s.
- C = coeficiente de gasto de las válvulas HARRIS tipo A o AA, igual a 0.6
- S_v = sección útil de la válvula de diámetro DV, en m².

OBRAS HIDRÁULICAS

Finalmente se tiene:

$$\Delta H_{II} = \frac{0.1416 * q^2}{Sv^2} \quad (D.2)$$

Las características de las válvulas HARRIS se indican en la tabla siguiente:

Válvula tipo	A	A-A				
Diámetro en pulgadas	8"	12"	16"	20"	24"	30"
Diámetro nominal DV en mm	200	300	400	500	600	750
Sección útil Sv en m ²	0.032	0.073	0.122	0.193	0.264	0.416

La pérdida de carga total ΔH_{II} en función de Sv se puede obtener de la tabla siguiente:

Diámetro nominal de la válvula (DV)	Pérdida de carga (m.c.a.) $\Delta H_{II} = \alpha * q^2$
DV 200	138.28 q ²
DV 300	26.56 q ²
DV 400	9.51 q ²
DV 500	3.80 q ²
DV 600	2.03 q ²
DV 750	0.82 q ²

- B. Pérdida de carga a causa del orificio aguas abajo de la válvula HARRIS (ΔH_{III}).- Para la superficie bajo el suministro de una toma de agua se consideran los gastos necesarios iguales a un múltiplo de 30 lt/s. Por lo tanto, cada válvula HARRIS y cada orificio situado en la pared del registro que aloja a la válvula suministrará asimismo un gasto múltiplo de 30 l/s

La pérdida de carga ΔH_{III} en el orificio del tipo ahogado se toma igual a 0.40 m y corresponde a un gasto desde 30 a 360 lt/s. Esta pérdida de carga permite fijar el gasto nominal Q en el rango de $Q \pm 10\%$.

De la fórmula de un orificio ahogado, se tiene:

$$q = \mu * S_o * \sqrt{2g} * h^{1/2} \quad (D.3)$$

Donde: q = gasto de la toma, en m³/s.
 μ = coeficiente de descarga del orificio = 0.75
 S_o = superficie del orificio en m² (orificio circular)
 $h = \Delta H_{III} = 0.40$ m = pérdida de carga (diferencia entre el nivel agua dentro del registro y el nivel de agua en la sección arriba del vertedor)

Conforme a la fórmula anterior se busca el diámetro del orificio, que de acuerdo con q es igual a:

$$\Phi = 0.7785 * (q - 10\%)^{1/2} \quad (D.4)$$

OBRAS HIDRÁULICAS

Si se aplica la fórmula, $\phi = 0.181$ m para 60 l/s y 0.128 m para 30 l/s Se observará que el gasto que se tomó en cuenta corresponde al gasto nominal Q menos 10%, es decir que el cálculo de las pérdidas de carga se efectúa considerando un gasto máximo en la tubería y una válvula en posición de apertura total.

Si una carga en la tubería tiene un valor mayor que la que se tomó en cuenta (funcionamiento en gasto parcial del lateral), la diferencia de nivel entre el interior y el exterior de la obra de toma será de más de 40 cm y el gasto de la toma aumentará.

Si se toma una válvula HARRIS de 200, la variación del nivel de agua entre $Q = 0$ y $Q = 60$ l/s es de 30 cm. En el caso de funcionar con un nivel de agua complementario de 25 cm, por el efecto combinado del orificio y del vertedor, el gasto se vuelve de 66 l/s, o sea Q más 10%.

- C. Determinación de la longitud del vertedor aguas abajo del orificio. Es necesario prever un vertedor aguas abajo del orificio para lograr que la descarga sea ahogada y controlar los gastos suministrados independientemente del nivel real en la regadera.

La tabla siguiente indica la longitud del vertedor en función del gasto de la toma para una lámina de agua de 0.1 m arriba del vertedor:

q (m ³ /s)	L (m)	q (m ³ /s)	L (m)	q (m ³ /s)	L (m)
0.030	0.123	0.150	0.612	0.270	1.113
0.060	0.247	0.180	0.742	0.300	1.237
0.090	0.371	0.210	0.865	0.330	1.360
0.120	0.495	0.240	0.990	0.360	1.484

- D. PÉRDIDA DE CARGA TOTAL PARA UNA TOMA GRANJA CON VÁLVULA HARRIS (ΔH_{TH})

Para una toma de agua en un lateral entubado con válvula HARRIS y gasto (q), la pérdida de carga total (ΔH_{TH}) será el resultado de la suma de la pérdida de carga por la conexión de la válvula

OBRAS HIDRÁULICAS

HARRIS (ΔH_I) más la pérdida de carga en la válvula HARRIS (ΔH_{II}), más la pérdida de carga en el orificio ($\Delta H_{III} = 0.40$ m), más la pérdida del carga del vertedor (0.10 m) (funcionamiento ahogado).

La pérdida de carga total (ΔH_{TH}) es la diferencia entre la línea piezométrica en el lateral entubado a nivel de la T y el nivel de agua en el canal aguas abajo del vertedor (o sea en la regadera), que es el nivel necesario para irrigar un lote considerado.

La siguiente tabla resume la pérdida de carga total (ΔH_{TH}) de acuerdo con el diámetro nominal (DV) de la válvula HARRIS y el gasto (q) necesario para la toma de agua.

DV (mm)	q (m ³ /s)	ΔH_{TH} (m.c.a.)
200	0.030	0.69
	0.060	1.27
300	0.060	0.64
	0.090	0.83
	0.120	1.09
	0.150	0.83
400	0.180	0.97
	0.210	1.15
	0.240	0.84
	0.270	0.93
500	0.300	1.03
	0.330	1.14
	0.360	1.26

VÁLVULA ALSTHOM FLUIDES.

- A. Estructura de la válvula ALSTHOM.- El aparato regula automáticamente el gasto a un valor constante, cualquier sea la diferencia de carga entre las secciones aguas arriba y aguas abajo del

OBRAS HIDRÁULICAS

aparato. A ésta diferencia corresponde una carrera completa del mecanismo móvil (véase principio de funcionamiento).

El funcionamiento hidráulico de la toma de gasto constante es del tipo "orificio variable".

En la siguiente tabla aparecen las características para los diversos tipos de válvulas existentes: gasto regulado (q), diámetro nominal (DN), pérdidas de carga (mínima ΔH_m y máxima ΔH_M).

Tipo	q (lt/s)	DN (mm)	Pérdida de carga (m.c.a.)	
			ΔH_m	ΔH_M
1	10	100	0.6	4
	15		1.1	8
	20		1.6	15
	30		3.2	30
2	20	150	0.6	45
	30		1.1	10
	40		1.6	20
	50		2.2	30
	60		3.2	45
3	40	200	0.6	7
	50		0.8	10
	60		1.1	15
	70		1.3	20
	80		1.6	27
	90		2	35
	100		2.2	42
	110		2.7	50
	120		3.2	60

A las pérdidas de carga mínima (ΔH_m) necesarias para el funcionamiento de la válvula cabe agregar la pérdida de carga relativa a la T de derivación situada en el lateral entubado que se calcula como:

$$\Delta H_m = 0.75 * \frac{V_{DN}^2}{2g} \quad (D.5)$$

Es importante señalar que la pérdida de carga máxima se utiliza como la máxima presión que puede soportar la válvula para su operación normal.

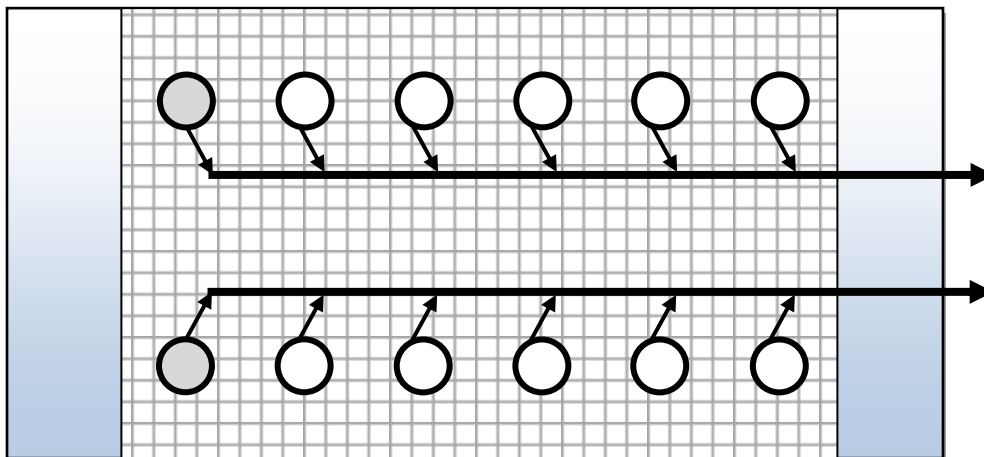
APÉNDICE

E DIÁMETRO ECONÓMICO EN LÍNEAS DE CONDUCCIÓN:

EJEMPLO E.1. (continuación del ejemplo 3.2 de los apuntes)

Para conducir los $0.900 \text{ m}^3/\text{s}$, es decir 900 l/s , desde el cárcamo de rebombeo con una velocidad que no exceda la velocidad máxima que pueda soportar la tubería y que por experiencia, se ha encontrado que debe estar en el rango de 1.5 a 2.0 m/s , tomando una velocidad de 2.0 m/s y por continuidad se requeriría de un diámetro calculado de 28.96 pulgadas, lo cual derivaría en la selección de un equipo de bombeo muy grande el cual puede ser difícil de conseguir en el mercado y que además sería costosa su operación debido los altos costo de las reparaciones y refacciones.

Por ello se propone la solución mostrada en el siguiente arreglo del cárcamo de rebombeo, donde se buscará que los equipos resulten pequeños permitiendo cubrir el gasto de diseño y con la presión necesaria. Este diseño será orientado con un análisis del diámetro más económico el cual valora las condiciones hidráulicas, constructivas y de operación.



Se propone que la conducción del gasto se haga a través de dos líneas principales de 450 l/s , abastecidas por 5 bombas cada una de 90 l/s y como se aprecia se colocará una sexta bomba (marcada en color gris) en cada línea como equipo de reserva que permita el mantenimiento en caso de descompostura de las restantes o bien un programa de operación de los equipos que facilite su operación.

COMETARIOS.

- Para poder realizar este análisis del diámetro más económico se tomarán estrictamente la tubería conducción principal, la cual inicia después del múltiple de descargas. Aunque en la hoja de cálculo sale una potencia considerable, es importante no olvidar que dicha potencia necesaria será proporcionada por las 5 bombas.
- En cuanto a la comparativa entre materiales en el caso de las tuberías de acero se tomarán las propiedades y dimensiones del fabricante American Cast Iron Pipe, en el caso de las tuberías de PVC será del fabricante Plásticos Omega y por ultimo en el caso de PEAD (PHD por sus siglas en ingles) será del fabricante Extrumex. Es importancia resaltar que de llevarse a cabo este análisis en algún proyecto particular se deberán considerar los fabricantes y distribuidores adecuados y a partir de los mismos se utilizarán las propiedades y dimensiones de las tuberías seleccionadas.
- En el caso de las tuberías de PVC y PEAD las presión que soportan es relativamente baja en comparación con la presión de trabajo que se tendrá al momento de operar la instalación, cuyo valor oscila entre 250 y 300 mca, al considerar un 10% de pérdidas de energía total, como pérdidas menores, razón por la cual se descartan estos materiales. Sí solamente el problema se derivara de la sobrepresión por el fenómeno transitorio (golpe de ariete), una solución sería colocando en el tren de descarga del múltiple (ver figura en la página anterior), una válvula aliviadora de presión, que se calibra para soportar el 80% de la sobrepresión y el 20% que lo absorba la tubería.
- De acuerdo con el punto anterior se utilizará únicamente acero para el cálculo del diámetro más económico con una cedula 40, de tal manera que se soporta sin ningún problema la presión de trabajo, y se desarrollara el ejemplo completo para su comprensión. En casos de menor gasto y/o menores presiones se deberá repetir la siguiente secuela de cálculo para cada uno de los materiales a probar.
- Es de suma importancia remarcar que se deberán actualizar los costos de las tuberías y los distintos conceptos de obra para poder tener un análisis adecuado, además ajustar las acciones necesarias del análisis acorde con las características físicas, hidráulicas, constructivas y de operación que rijan el problema.

Secuela de cálculo:

Datos de diseño

Eficiencia del equipo de bombeo (η): 80%

Periodo de diseño de la conducción: 15 años

Inflación acumulada o tasa de interés: 13 %

Tubería: acero

Módulo de elasticidad del material del tubo: 2,100,000 kg /cm²

OBRAS HIDRÁULICAS

Rugosidad del material del tubo: 0.014

Costo del Kilowatt hora de energía: 0.97 pesos

Gasto de rebombeo: 450 l/s (por cada línea)

Modulo de elasticidad del agua: 20,670 kg/cm²

Desnivel del rebombeo: 213.5 m (incluye 1.5 m del nivel del agua a la losa del cárcamo y 2 m de agua en el tanque)

Longitud de conducción del rebombeo: 2,900 m

Descarga al final de la conducción: Libre

SOLUCIÓN:

CÁLCULO DEL DIÁMETRO DE LA TUBERÍA DE CONDUCCIÓN

Se propone inicialmente la velocidad de circulación dentro del rango de velocidades permisible (0.6 – 3.0 m/s), para determinar el diámetro y posteriormente ajustar a los valores comerciales, además consideraremos que se bombean 24 hrs, esto para no hacer intervenir el coeficiente de ajuste por el tiempo de bombeo efectivo.

$$V_{prop} = 2.000 \text{ m/s}$$

$$Q = AV = \frac{\pi D^2}{4} V \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V} \left(\frac{24}{T_{bombeo}} \right)}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.425}{\pi \cdot 2.00} \left(\frac{24}{24} \right)} = 0.520 \text{ m} = 20.48 \text{ pulg.}$$

De acuerdo con el catálogo del fabricante se aproxima al diámetro comercial más cercano y se calcula la velocidad real de circulación al interior de la tubería.

$$D_{com} = 20.00 \text{ pulg.}$$

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \cdot 0.508^2}{4} = 0.203 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.425}{0.203} = 2.10 \text{ m/s}$$

$$\varepsilon = 15 \text{ mm}$$

Utilizando la ecuación de Dupoit:

$$D = 1.2 \sqrt{Q} = 1.2 \sqrt{450} = 25.456 \text{ pulg}$$

OBRAS HIDRÁULICAS

Para el análisis se tomará el diámetro de 20", un diámetro menor es decir 18" y uno cercano al de Dupoit, que es 24", pero es recomendable en muchas ocasiones, también hacer el análisis para cuatro diámetros, sobre todo por los costos de energía eléctrica, que pueden favorecer que el diámetro más económico sea de diámetro grande.

Por los comentarios ya emitidos, antes de empezar la solución, se usará sólo tubería de acero, para ello se revisó el catálogo de las tuberías de acero de la marca America Cast Iron Pipe.

Para realizar el análisis de las **características hidráulicas** se recomienda usar una tabla, propuesta por la extinta Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, y que para su mejor entendimiento se describen los cálculos a realizar, de cada una de las columnas de la tabla:

- Columna 1: Diámetro nominal acorde con el catalogo del fabricante.
- Columna 2: Diámetro interior, es decir, diámetro real de la tubería acorde con el catalogo del fabricante.
- Columna 3: Área calculada con el diámetro interior, $A = \frac{\pi D_{interior}^2}{4}$.
- Columna 4: Gasto de diseño, es decir, gasto a conducir a través de la tubería.
- Columna 5: Velocidad real de circulación del gasto, $V = \frac{Q}{A}$.
- Columna 6: Longitud de conducción.
- Columna 7: rugosidad del material de la tubería.
- Columna 8: Constante para el cálculo de la perdida de fricción, $k = \frac{10.3n^2}{D^{\frac{16}{3}}}$.
- Columna 9: Cálculo de la perdida de fricción en la tubería, $h_f = kLQ^2$.
- Columna 10: Cálculo de las perdidas locales en la tubería, $h_L = 10\%h_f$.
- Columna 11: Desnivel que debe vencerse por el equipo de bombeo, diferencia de alturas entre la descarga y la obra de toma.
- Columna 12: Carga que debe generar la bomba para circular el gasto a través de la tubería, según se trate del tipo de descarga: libre $H_{Bombeo} = h_f + h_L + H + \frac{V^2}{2g}$, ahogada $H_{Bombeo} = h_f + h_L + H$.

Para el caso particular de la tubería de 20", se tendría:

$$h_f = KLQ^2 = \frac{10.3n^2}{\phi.477^{\frac{16}{3}}} 2900(0.45)^2 = 60.951mca$$

$$h_L = 10\%(h_f) = 0.1(60.951) = 6.095mca$$

OBRAS HIDRÁULICAS

Como el rebombeo se realizará del cárcamo hacia el tanque de regularización

$$H = 213.500m$$

En este caso en particular se considera que todos los pozos descarga libre por lo tanto la carga a superar por el equipo de bombeo considera también la carga de velocidad a la salida de la tubería, si fuese descarga ahogada no se considera la carga de velocidad.

$$H_{Bombeo} = h_f + h_L + H + \frac{V^2}{2g} = 39.147 + 5.872 + 213.500 + \frac{2.10^2}{19.62} = 258.967m$$

Es importante recordar que el rebombeo se hará por medio de 5 bombas y la carga de bombeo será proporcional por ellas, lo que se traduce en una potencia menor para cada una.

- Columna 13: Eficiencia del equipo de bombeo, este valor será acorde con el equipo electromecánico seleccionado, disponible en el mercado acorde con un catálogo de fabricante.
- Columna 14: Potencia requerida de bombeo en Caballos de fuerza (Hp), $H_p = \frac{\gamma Q H_B}{76\eta}$.

Los resultados de aplicar los pasos de los incisos anteriores se muestran en la siguiente tabla

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Diám. nominal pulg	Diám. interior mm	A m ²	Q m ³ /s	V m/s	L m	n	K	h _f m	h _L m	H m	H _B m	η %	Potencia Bombeo HP
18	429	0.145	0.450	3.113	2900	0.014	0.184	96.466	108.149	213.5	332.464	80	2460.688
20	477.7	0.179	0.450	2.511	2900	0.014	0.104	54.367	60.951	213.5	280.546	80	2076.411
24	574.9	0.260	0.450	1.734	2900	0.014	0.039	20.247	22.699	213.5	238.469	80	1764.985

CÁLCULO DEL FENÓMENO TRANSITORIO

Siguiendo con la tabla propuesta por la extinta SAHOP, se presenta el cálculo del fenómeno transitorio (Golpe de Ariete), que en estricto sólo se deberá realizar para el diámetro más económico, como se presenta, más adelante, en las tablas de éste Apéndice E, donde se indican los valores que deben considerarse para el cálculo.

Revisión del tipo de Impulsión

Para determinar la expresión de cálculo de la sobrepresión se debe identificar en primera instancia el tipo de impulsión Larga o Corta, para poder aplicar las metodologías de Michau o Allievi según corresponda.

Como L_T es mayor que 1500 m, de la tabla E.3 "CÁLCULO DEL TRANSITORIO EN LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE PROYECTO", se tiene que $C = 1$

Calculando el tiempo en que viaja la onda de sobrepresión debido a todas las características de la instalación, considerando la tubería de 20", con un espesor $\varepsilon = 15$ mm.

$$T = 1 + \frac{CLV}{gH_B} = 1 + \frac{1(2900)(2.511)}{9.81(280.546)} = 3.646 \text{ seg}$$

Calculando la celeridad de la onda de sobrepresión al interior de la tubería de 20" y tomando los valores de la tabla E.3, para una temperatura del agua a medio ambiente (ya que se bombeará del cárcamo), se tiene que para 8° C la celeridad del agua vale $C_* = 1425$ m/s y se incrementa 3 m/s para cada grado centígrado, entonces C_* para 20° C, será de 1461 m/s, por lo que la celeridad de la onda vale:

$$C = \frac{C_*}{\sqrt{1 + \frac{E_2(D)}{E(\varepsilon)}}} = \frac{1461}{\sqrt{1 + \frac{20,670(477.7)}{2'100,000(15)}}} = 1,274.798 \text{ m/s}$$

$$\frac{CT}{2} = \frac{1274.798(3.646)}{2} = 2323.751 \text{ m}$$

El parámetro anterior se compara con la longitud total de la tubería y si resulta menor que ésta última, se dice que se tiene "conducción larga"

$$\frac{CT}{2} = 2323.751 \text{ m} < L_T = 2900 \text{ m}$$

Por lo tanto al ser mayor la longitud de la tubería que la distancia que viaja la onda de sobrepresión se trata de una conducción larga por lo tanto la presión, tanto positiva como negativa a medirse desde el horizonte de energía en el depósito de descarga (ver figura E.1), se calculará con la ecuación propuesta por Allievi $hg = \rho C(V_o - V_f)$, donde ρ es la densidad del agua, que para 20° C toma un valor de $101.79 \text{ kg-s}^2/\text{m}^4$, o 101.79 UTM/m^3 y como la velocidad final es cero, V_o , será la velocidad del agua en régimen establecido. De lo contrario, para "conducción corta" se determinaría por medio de la ecuación propuesta por Michaud $hg = \frac{2LV}{gT}$.

Para el caso de la tubería de 20", se tiene que la sobrepresión y subpresión tomarán un valor de:

$$hg = \rho C(V_o - V_f) = 101.79(1274.798)(2.511) = 325,806 \text{ kg/m}^2 = 325.806 \text{ mca}$$

Para realizar el análisis del **GOLPE DE ARIETE** conforme a la tabla de la SAHOP, en las tres tuberías se realizan los cálculos mencionados a continuación para conformar cada columna:

- Columna 15: Clase del tubo, de acuerdo con el material y el fabricante revisar la clase de la tubería, misma que se propone a partir de la carga de presión que habrá de soportar el tubo, si no resiste se cambia este valor hasta que cumpla que la presión total (Col. 23) sea menor que la presión de trabajo (col. 17)

OBRAS HIDRÁULICAS

- Columna 16: Espesor de la tubería, de acuerdo con el diámetro, el material y la clase seleccionada revisar esta dimensión en el catálogo del fabricante.
- Columna 17: Presión de trabajo, presión que resistirá la tubería acorde con las características geométricas y estructurales de la tubería se obtiene del catálogo del fabricante.
- Columna 18: Velocidad real de circulación calculada en la tabla anterior (Col. 5).
- Columna 19: Carga de sobrepresión y subpresión, generada por el golpe de ariete ante un paro brusco no previsto en el sistema
$$h_i = \frac{145V}{\sqrt{1 + \frac{E_a \cdot D}{E_t \cdot \varepsilon}}}$$

Nota: calculada la sobrepresión con la fórmula anterior, se llega a valores un poco más conservadores que con la fórmula de Allievi, por lo que se recomienda para el cálculo se use la tabla E.3, exclusivamente para el diámetro que resulte más económico.

- Columna 20: Sobrepresión absorbida por la válvula, de acuerdo con las válvulas de sobrepresión se considera el 80% del valor de la sobrepresión $0.80h_i$.
- Columna 21: Sobrepresión absorbida por la tubería, diferencia de la sobrepresión total menos la absorbida por la tubería, es decir el 20% del valor de la sobrepresión $0.20h_i$.
- Columna 22: Carga de operación normal, este valor corresponde a la carga total de bombeo calculada en la tabla anterior (Col. 12).
- Columna 23: Presión total, corresponde a la suma de la Carga de operación normal (Col. 22) más la sobrepresión absorbida por la válvula (Col. 21).
- Columna 24: Observación, esta columna es opcional y se puede indicar si la propuesta de cedula fue correcta o no

Los resultados de aplicar los pasos de los incisos anteriores se muestran en la siguiente tabla

15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Clase del tubo	ε mm	Presión de trabajo kg/cm ²	V m/s	hi m ²	Sobrepresión absorbida por la válvula m	Sobrepresión absorbida por la tubería m	Carga de operación normal m	Presión total m	Observación
Cedula 40	14.3	40	3.113	396.637	317.310	79.327	332.464	411.791	Clase adecuada
Cedula 40	15	40	2.511	317.666	254.133	63.533	280.546	344.079	Clase adecuada
Cedula 40	17.4	40	1.734	218.355	174.684	43.671	238.462	282.140	Se puede reducir la cedula

Para realizar el análisis de las **cantidades de obra** en las tres tuberías se realizan los cálculos partiendo de las dimensiones establecidas en el Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (MAPAS) de la Comisión Nacional del Agua, el cual se muestra a continuación:

OBRAS HIDRÁULICAS

VOLÚMENES DE EXCAVACIÓN EN ZANJAS POR METRO LINEAL				
Diámetro (pulg)	Profundidad (m)	Ancho (m)	Excavación	Plantilla
			Volumen (m ² /ml)	Volumen (m ² /ml)
1	0.700	0.500	0.350	0.025
2	0.700	0.550	0.385	0.028
2.5	1.000	0.600	0.600	0.030
3	1.000	0.600	0.600	0.030
4	1.000	0.600	0.600	0.030
6	1.100	0.700	0.770	0.035
8	1.150	0.750	0.863	0.038
10	1.200	0.800	0.960	0.040
12	1.250	0.850	1.063	0.043
14	1.300	0.900	1.170	0.045
16	1.400	1.000	1.400	0.050
18	1.450	1.150	1.668	0.058
20	1.500	1.200	1.800	0.060
24	1.650	1.300	2.145	0.065
30	1.850	1.500	2.775	0.075
36	2.200	1.700	3.740	0.085

A partir de dicha normatividad se determinan los conceptos que intervienen en el análisis económico, en el caso del relleno a volteo se deberá cubrir 10 cm por arriba de la costilla del tubo para posteriormente rellenar el resto compactadamente hasta cubrir la zanja de excavación.

CONCEPTO	Diámetro (pulg.)		
	18	20	24
Excavación			
Volumen (m ² / ml)	1.668	1.800	2.145
Volumen total (m ³)	4835.750	5220.000	6220.500
Plantilla			
Volumen (m ² / ml)	0.058	0.060	0.065
Volumen total (m ³)	166.750	174.000	188.500
Relleno a volteo			
Profundidad (m)	0.557	0.608	0.710
Volumen volteo (m ³)	1615.880	1763.200	2057.840
Relleno compactado			
profundidad total (m)	1.450	1.500	1.650
profundidad real (m)	0.893	0.892	0.940
Volumen Compactado (m ³)	2589.120	2586.800	2727.160

NOTAS IMPORTANTES: En el caso de las tuberías de acero se pueden quedar a nivel de terreno natural para lo cual no es necesario ninguno de los conceptos de obra anteriores disminuyendo así el costo de construcción, sin embargo con la finalidad de llevar a cabo el análisis completo y evitar que se presenten tomas clandestinas a lo largo de la línea de conducción, se propone que se entierre la tubería; que existen los tres tipos de materiales con los siguientes porcentajes: clasificación I-10%, II-35% y III-55%; los atraques serán para cambios verticales de dirección y llegada al tanque (5 en total).

OBRAS HIDRÁULICAS

Adicionalmente se recomienda que se consulte con la instancia adecuada los precios unitarios de concepto de obra para que el análisis sea correcto y apegado a las necesidades específicas de quien solicita el trabajo, para llevar a cabo este ejercicio se hizo uso del catálogo 2010 de la Comisión Nacional del Agua y complementado con el Catálogo General de la Dirección de Evaluación económica de la Dirección de Obra Pública de la ciudad León, Guanajuato con fecha de abril de 2011 publicado en su pagina electrónica.

Concepto			Diámetro 18 pulg.		
			Cantidad	P.U.	Importe
Excavación en material clase	I	10%	483.58	14.43	6,977.99
	II	35%	1,692.51	23.45	39,689.42
	III	55%	2,659.66	243.92	648,744.88
Plantilla Apisonada			166.75	62.62	10,441.89
Instalación, junteo y prueba de tubería (m)			2,900.00	191.44	555,176.00
Relleno compactado (m ³)			2,589.12	50.57	130,931.80
Relleno a volteo (m ³)			1,615.88	8.72	14,090.47
Atraques de concreto f'c = 90 kg/cm ² (m ³)			0.840	65.52	52.52
Acarreos (m ³)			3,479.64	46.58	162,081.51
Costo de la tubería (m)			2,900.00	1,600.00	4,640,000.00
Total					6,163,136.62

Concepto			Diámetro 20 pulg.		
			Cantidad	P.U.	Importe
Excavación en material clase	I	10%	522.00	14.43	7,532.46
	II	35%	1,827.00	23.45	42,843.15
	III	55%	2,871.00	243.92	700,294.32
Plantilla Apisonada			174.00	62.62	10,895.88
Instalación, junteo y prueba de tubería (m)			2,900.00	191.44	850,570.00
Relleno compactado (m ³)			2,586.80	50.57	130,814.48
Relleno a volteo (m ³)			1,763.20	8.72	15,375.10
Atraques de concreto f'c = 90 kg/cm ² (m ³)			1.095	65.52	68.46
Acarreos (m ³)			3,567.00	46.58	3,851.93
Costo de la tubería (m)			2,900.00	5,100.00	14,790,000.00
Total					17,245,915.19

Concepto			Diámetro 24 pulg.		
			Cantidad	P.U.	Importe
Excavación en material clase	I	10%	622.05	14.43	8,976.18
	II	35%	2,177.18	23.45	51,054.75
	III	55%	3,421.28	243.92	834,517.40
Plantilla Apisonada			188.50	62.62	11,803.87
Instalación, junteo y prueba de tubería (m)			2,900.00	191.44	730,510.00
Relleno compactado (m ³)			2,727.16	50.57	137,912.48
Relleno a volteo (m ³)			2,057.84	8.72	17,944.36
Atraques de concreto f'c = 90 kg/cm ² (m ³)			1.595	65.52	99.72
Acarreos (m ³)			3,851.93	46.58	179,422.67
Costo de la tubería (m)			2,900.00	9,500.00	27,550,000.00
Total					31,494,291.26

En las tablas anteriores el precio de la tubería fue proporcionado por un proveedor a precio de lista, el cual deberá ser cotizado con proveedores ubicados cerca del sitio de proyecto para lograr economía en la obra, se invita al lector a investigar los precios unitarios y actualizar el importe total.

En el concepto Atraques de Concreto, se el volumen se obtuvo de la información de la tabla E.1, para cada uno de los diámetros de la tubería y multiplicados por el número de atraques, sin olvidar que de existir cambios de dirección horizontales deberá de colocarse un atraque en cada uno de ellos.

A continuación se hace el resumen de las tres fases de análisis anterior, en esta tabla de resumen se involucra el costo de operación del sistema y se lleva a cabo la amortización de la obra para finalmente determinar cual de los tres diámetros es el más económico y que seria la solución final al problema planteado.

- Columna 25: Presión de la tubería, valor de la columna 17
- Columna 26: Diámetro nominal de la tubería en pulgadas, valor de la columna 1.
- Columna 27: Diámetro nominal de la tubería en milímetros, valor de la columna 2.
- Columna 28: Potencia del equipo de bombeo, valor de la columna 14.
- Columna 29: Energía eléctrica consumida, cada caballo de fuerza representa 0.764 K.W.h., por lo que se multiplica por las 24 horas del día acorde con los caballos de fuerza necesarios, $E = 0.764 \cdot 24 \cdot HP$.
- Columna 30: Costo de energía eléctrica por día, resulta de multiplicar el costo de K.W.h por los K.W.h calculados en la columna previa.
- Columna 31: Costo de bombeo, resulta de multiplicar el costo de energía eléctrica por día por los 365 días del año.
- Columna 32: Costo total de la conducción, obtenido a partir de los conceptos de obra para los tres diámetros considerados a lo largo del análisis.
- Columna 33: Cargo Anual de Amortización, que resulta de multiplicar el costo total de la conducción (Col. 32) por la anualidad que toma en cuenta la tasa de interés de mercado (13%) y los años en que se amortizará la inversión (15 años), que se puede calcular con la siguiente expresión:
$$f_A = \frac{\frac{1+i}{1+i}^N i}{\frac{1+i}{1+i}^N - 1} = \frac{1+0.13}{1+0.13}^{15} - 1} = 0.155$$
- Columna 34: Costo Total de Bombeo para operación de 365 días, que resulta de la suma de la columna 30 y la columna 33.

OBRAS HIDRÁULICAS

25	26	27	28	29	30	31	32	33	34
Presión de la tubería	Diámetro nominal		Potencia de equipo de bombeo	Energía eléctrica consumida	Costo de energía eléctrica	Costo de bombeo	Costo total de la conducción	Cargo Anual de Amortización	Costo Total de Bombeo en Operación anual
kg/cm ²	Pulg.	mm	H.P.	K.W.h./día	pesos/día	pesos/año	Pesos	Pesos	Pesos
40	18	429	2,460.67	45,118.82	43,765.25	15,974,316.96	6,163,136.62	953,694.73	16,928,012.69
40	20	477.7	2,076.41	38,073.07	36,930.88	13,479,770.83	17,245,915.19	2,668,663.61	16,148,434.44
40	24	574.9	1,764.99	32,362.77	31,391.89	11,458,038.61	31,494,291.26	4,873,482.68	16,331,521.29

Por lo tanto el **Diámetro más económico es de 24 pulgadas**, sin embargo recordemos que el costo de la tubería varía notablemente año con año dependiendo del tipo de material, lo mismo sucede con el costo del kilowat-hora, de tal forma que al actualizar dichos costos por parte del lector puede cambiar la solución aquí mostrada.

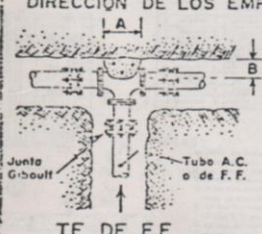
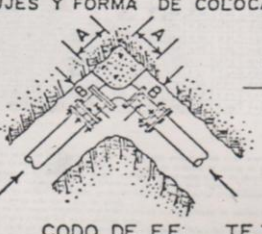
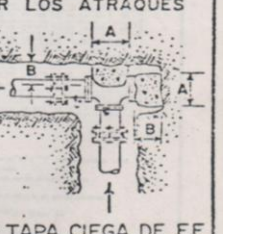
TABLAS ASOCIADAS:

TABLA E.1 DIMENSIONES DE LOS ATRAQUES EN CAMBIOS DE DIRECCIÓN DE TUBERÍAS.

TABLA E.2 CÁLCULO DEL DIÁMETRO ECONÓMICO EN TUBERÍAS A PRESIÓN.

TABLA E.3 CÁLCULO DEL TRANSITORIO EN EN LÍNEAS DE CONDUCCIÓN.

DIMENSIONES DE LOS ATRAQUES DE CONCRETO PARA LAS PIEZAS ESPECIALES DE F.F.					
DIAM. NOMINAL DE LA PIEZA ESP.		ALTURA	LADO "A"	LADO "B"	VOL. POR ATRAQUE
MILIMETROS	PULGADAS	EN cm.	EN cm.	EN cm.	EN m ³
≤ 76	≤ 3"	30	30	30	0.021
102	4"	35	30	30	0.032
152	6"	40	30	30	0.036
203	8"	45	35	35	0.055
254	10"	50	40	35	0.070
305	12"	55	45	35	0.087
356	14"	60	50	35	0.105
410	16"	65	55	40	0.143
457	18"	70	60	40	0.168
508	20"	75	65	45	0.219
610	24"	85	75	50	0.319
762	30"	100	90	55	0.495
914	36"	115	105	60	0.725
1067	42"	130	120	65	1.014
1219	48"	145	130	70	1.320

DIRECCIÓN DE LOS EMPUJES Y FORMA DE COLOCAR LOS ATRAQUES		
		
TEE DE F.F.	CODO DE F.F.	TE Y TAPA CIEGA DE F.F.

- 1.- Las piezas especiales deberán estar alineadas y niveladas antes de colocar los atraques, los cuales quedarán perfectamente apoyados al fondo y pared de la zona.
- 2.- El atraque deberá colocarse en todos los casos, antes de hacer la prueba hidrostática de las tuberías.
- 3.- Estos atraques se usarán exclusivamente para: tuberías alojadas en zona.

Este plano anula y substituye al V.C.327

Proyectado: *[Firma]* D. Bujal

Ing. L. Huerta

Revisado: *[Firma]*

Ing. L. Huerta

SECRETARÍA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PÚBLICAS

SUBSECRETARÍA DE BIENES INMUEBLES Y OBRAS URBANAS

DIRECCIÓN GENERAL DE CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO

SUBDIRECCIÓN DE PROYECTOS

AGUA POTABLE

ATRAQUES

Conforme: *[Firma]*

Aprobó: *[Firma]*

México, D.F. Mayo 04 1979

V.C.1538

Tabla E.2

LOCALIDAD: _____ MPIO.: _____ EDO.: _____ FECHA: _____ CALCULO: _____
LINEA: _____ ms/nm ALTURA MANOMÉTRICA= _____ m HOJA 1/1
NIVEL DE INICIO = _____ ms/nm
NIVEL DE DESCARGA = _____

TIPO DE TUBERIA	LONGITUD (m)	DIÁMETRO NOMINAL (mm)	COEF. RUG. INTERIOR	GASTO (m ³ /s)	AREA (m ²)	VELOCIDAD (m/s)	CONSTANTE K	hf (m)	10% hf (m)	hft (m)	Ht (m)	EFICIENCIA (%)	POTENCIA (HP)

$K = \frac{10.293 \text{ m}^2}{D^5 (16/3)}$ $hf = L \cdot Q^2 \cdot K$ $HP = \frac{Q \cdot hft}{76 \cdot N}$

K = CONSTANTE DE MANNING
hf = PERDIDAS POR FRICCIÓN
N = PORCIENTO DE EFICIENCIA DEL EQUIPO DE BOMBEO
HP = CABALLOS DE POTENCIA DEL EQUIPO
Ht = CARGA DINÁMICA TOTAL

CONCEPTO	Diam. = 0 mm: (4")		clase RD-26		Diam. = 0 mm (6") RD-26		Diam. = 0 mm (8") RD-26		Diam. = 0 mm (10") C-10	
	Cantidad	Unidad	P.U. N\$	Importe N\$	Cantidad	P.U. N\$	Importe N\$	Cantidad	P.U. N\$	Importe N\$
Exc. Mat. clase A(0%)										
Exc. Mat. clase B (20%)										
Exc. Mat. clase C (80%)										
Plantilla apisonada										
Sum., Inst., junteo y prueba tub.										
Refracto compactado										
Refracto a volteo										
Ataques de concreto f'c=90										
Costo total de conducción N\$										

$f_a = \frac{(1+i)^N - 1}{i}$

Presión Trabajo Tubería kg/cm ²	Diámetro nominal mm	pulg	H.P.	K.W.H.	Costo por hora bomba N\$	Carga anual de bombeo N\$	Costo total de conducción	Costo anual de bombeo para operación de 365 días
			1	2	3	4	5	7
Costo del K.W.H. \$ 0.73				2=1*0.7457	3=2*\$K.W.H	4=3*\$8760	5=4*anualidad	7=4+6

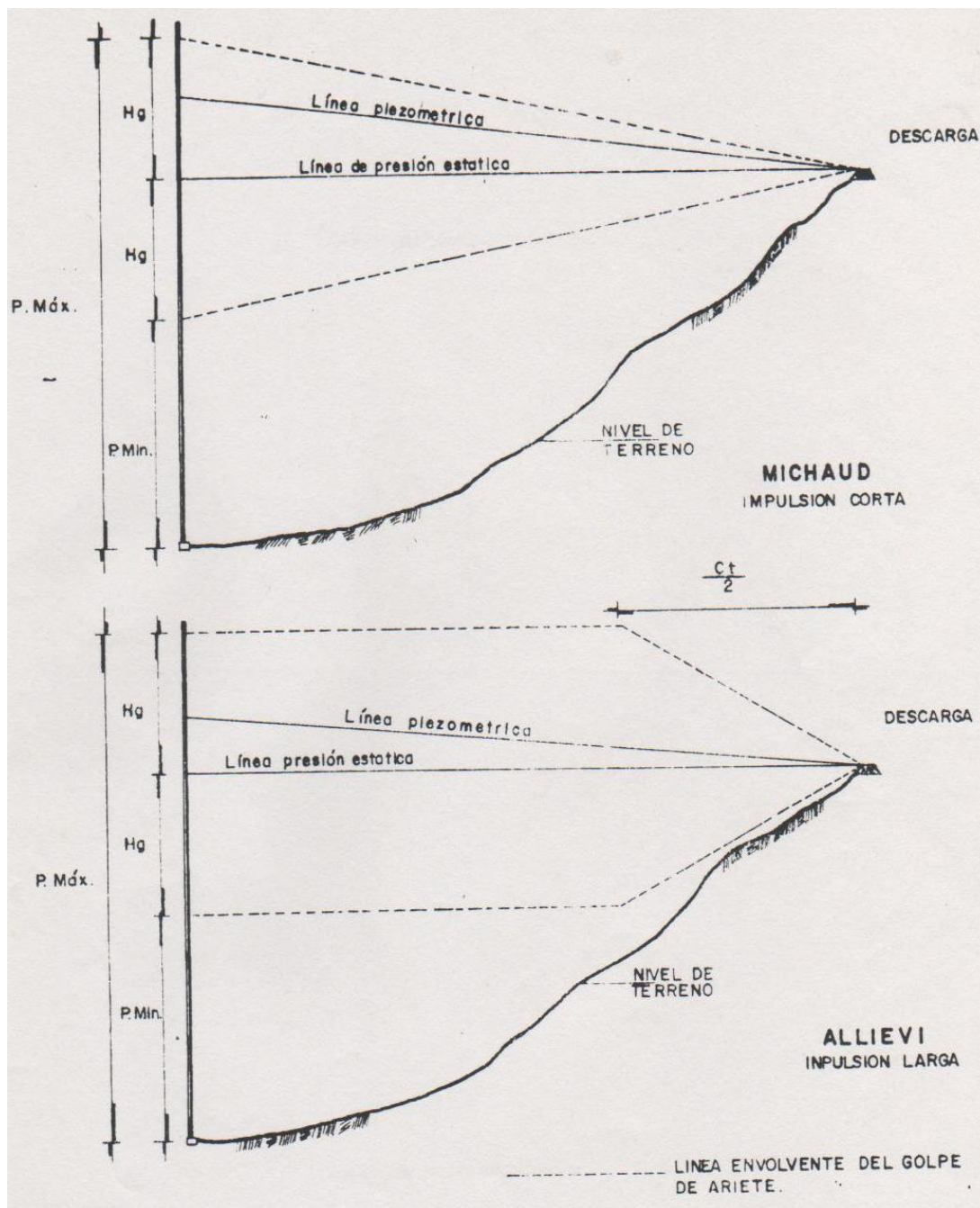


Fig. E.1 Diagrama para la interpretación del fenómeno transitorio

APÉNDICE

F GENERALIDADES DE LAS PRESAS

F.1 LA INGENIERÍA DE PRESAS.

Las presas de almacenamiento y las presas derivadoras se construyen principalmente con la intención de embalsar agua, para luego extraerla del curso y dedicarla a diferentes usos. En la mayor parte de los casos el agua es conducida por caída libre mediante canales de conducción o tuberías. Sin embargo también puede ser extraída mediante elevadores hidráulicos (sifón) o bombas (con accionamiento por motores eléctricos o de combustión interna).

Las presas de almacenamiento representan, por lo general, una injerencia mayor en el sistema acuático natural que las presas derivadoras de poca altura. Sin embargo, ambas construcciones modifican las condiciones de flujo como el perfil del curso, la pendiente, la rugosidad, y por consiguiente la velocidad de la corriente y el caudal. Generalmente, las presas derivadoras, al disminuir la pendiente de flujo, tienen sólo la función de estabilizar el lecho del río o riachuelo, así como de disminuir la erosión del lecho y de las márgenes. Desde el punto de vista hidráulico, las presas pequeñas funcionan según el mismo principio que las grandes, siendo, sin embargo, la intensidad de los impactos sobre el medio ambiente generalmente mucho menor. (La Comisión internacional de Grandes Presas define como “gran presa” aquella con una altura de cortina mayor a 15 m, si la cortina se encuentra entre 10 y 15 m y tiene una cresta mayor a los 500 m, un vertedor con capacidad mayor a los 2,000 m³ o un volumen de almacenamiento mayor a 1 millón de m³, también se clasifica como gran presa. El Journal Internacional en Hidroelectricidad y Presas usa el término “gran presa” para proyectos que cumplen con alguna de las siguientes características: altura de cortina mayor a 150 m, volumen de la presa mayor a 15 billones de m³, volumen de almacenamiento mayor a 25 billones de m³ y/o una capacidad instalada para generación de energía eléctrica superior a 1,000 MW).

Una presa y su embalse, como otras numerosas actividades humanas, son parte integrante de su entorno medioambiental al que influyen y transforman de manera variable según sea el proyecto. Considerados a menudo como contradictorios, sin ser necesariamente incompatibles, presa y medio ambiente están ligados por un mecanismo muy complejo que convierte en difícil la tarea del ingeniero de presas. El técnico necesita encontrar el término medio justo, armonizando necesidades diferentes y en ocasiones antagónicas.

Tenemos necesidad de las presas y de los beneficios que sus embalses aportan por el almacenamiento de agua en período de abundancia y el abastecimiento en período de escasez. Las presas reducen las crecidas devastadoras y las sequías catastróficas. Logran la regulación de los caudales naturales, variables, según las estaciones y los riesgos climáticos, adaptándolos a la demanda de agua para el riego, la hidroelectricidad, el agua potable e industrial y la navegación.

Favorecen ocio, turismo, pesca y piscicultura y pueden, en ocasiones, mejorar las condiciones medioambientales. Las presas y sus embalses se han convertido también en una parte integrante de la infraestructura que nosotros hemos construido y en la base de nuestra propia supervivencia. En el futuro muchas presas serán necesarias para asegurar la buena gestión de los recursos hidráulicos mundiales, limitados, mal repartidos y en muchas ocasiones dramáticamente insuficientes.

En contrapartida, cada vez somos más conscientes de la necesidad absoluta de proteger y preservar el amenazado medioambiente que es la base de la propia vida. Además existe un aspecto social en el más amplio sentido de la palabra "entorno medioambiental": las personas, sus tierras, su hábitat, su economía y sus tradiciones. El impacto de las presas y sus embalses sobre este medio natural es inevitable y evidente: las tierras son inundadas, los pueblos desplazados, la continuidad de la vida acuática a lo largo del curso del río es interrumpida, el régimen del río se modifica y a menudo los caudales se reducen debido a las captaciones.

F.2 EL DESARROLLO DE LAS PRESAS EN MÉXICO

Históricamente en México las actividades y asentamientos humanos se han dado en zonas donde el agua escasea, para equilibrar esta situación, ha sido necesario realizar un gran esfuerzo para desarrollar la infraestructura que permita regular el agua que escurre por los cauces. A la fecha se cuenta con 160 grandes presas, más de 1,200 presas medianas y 2,090 presas derivadoras que en conjunto con otras obras hidráulicas permiten almacenar y regular 155 km³ que se suman a los 14 km³ de almacenamiento natural en lagos y lagunas (CNA, 1994b; Paz, 1999).

México ocupa el séptimo lugar dentro de los países que cuentan con infraestructura para riego. Existen 6.3 millones de ha. en 80 Distritos de Riego y más de 2 500 Unidades destinadas a la agricultura de riego, donde el 70% del agua utilizada proviene de presas. El área irrigada representa el 30% de la utilizada para actividades agrícolas, 50% del valor de la producción agrícola nacional, 70% de las exportaciones agrícolas, 5% del PIB y genera 6.5 millones de empleos directos.

A escala nacional más de 20 millones de personas (22% del total de la población) reciben agua para usos domésticos proveniente de presas. Cerca del 40% del agua utilizada en la industria proviene de algún aprovechamiento superficial, donde una presa regula el flujo, los principales usuarios son los ingenios azucareros, petroquímica y alimentos. Actualmente se cuenta con una superficie de embalse de aproximadamente 500,000 ha las cuales representan un gran potencial para el desarrollo de la acuicultura y actividades recreativas y turísticas.

En lo relacionado con la hidroelectricidad se cuenta con 64 centrales las que generan el 20% de la producción nacional y permiten cubrir la sobre demanda principalmente en las horas pico, siendo el sector doméstico el más importante con una participación del 88% de usuarios. La infraestructura para el control de avenidas ha permitido incorporar un número superior a las 500,000 ha a las actividades productivas principalmente agrícola y ganadera. El control de

avenidas ha sido esencial para el desarrollo de las regiones que son afectadas por inundaciones, especialmente en la vertiente del Golfo de México (Castelán, 1999).

Históricamente el proceso de planeación y construcción de presas en México ha sido realizado por entidades federales. Hasta la década pasada este proceso se caracterizaba por realizarse a través de una estructura vertical para la toma de decisiones, en la cual los aspectos ambientales eran ignorados y los aspectos sociales tratados de forma sumamente deficiente, adicionalmente existía y sigue existiendo una fuerte componente política en la planeación de las presas, la cual ha direccionado y en muchas ocasiones determinado que proyectos son los que se deben realizar, esta situación a obligado en ocasiones ha desarrollar proyectos en escasos periodos de tiempo, con información escasa y con procesos de planeación sumamente deficientes para cumplir con los compromisos gubernamentales.

Dos elementos han sido determinantes para que el proceso de planeación haya sido modificado en la última década: 1) Las restricciones económicas de los últimos años, y 2) La presión internacional que derivó en la publicación de la LGEEPA en 1988, en la cual los aspectos de Evaluación del Impacto Ambiental deben ser considerados de manera obligatoria para cualquier desarrollo de infraestructura hidráulica.

Las inversiones en la construcción de presas han disminuido considerablemente en los últimos 10 años, debido principalmente a la crisis económica por la que atraviesa el país. A partir de 1983 la construcción de presas se ha orientado hacia aquellas de mediana altura y moderada capacidad de almacenamiento, destinadas en su gran mayoría al riego de tierras con extensiones medianas y pequeñas, hasta 1995 se habían terminado 105 presas importantes, con almacenamiento conjunto de 27 mil 700 Mm³ de los cuales se concentran 21 mil 900 Mm³ en solamente 7 de ellas y del total de 105 presas solamente 8 rebasan los 80 m. Actualmente la política hidráulica en México es reducir al mínimo la construcción de grandes presas, orientando la inversión en programas de operación, conservación y rehabilitación, así como de sobre elevación de presas que permiten mantener las obras ya construidas en las mejores condiciones de operación.

F.3 JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DE PRESAS

Se estima que para el año 2030 la población en México será superior a los 130 millones de habitantes, los cuales se encontrarán mayormente concentrados en los estados del norte y centro del país donde la disponibilidad del recurso hídrico es baja. A este ritmo la disponibilidad de agua per capita en esas zonas será menor a 1,000 m³ por habitante al año siendo su situación comparable con la de los países con severos problemas de escasez. Para el futuro esto significa que de continuar las tendencias demográficas recientes, la presión que se ejercerá sobre los recursos hídricos en las regiones áridas y semiáridas del norte del país serán cada vez más intensas y aumentarán las dificultades para satisfacer las necesidades de nuevos abastecimientos y ocasionará competencias más aguadas entre usos y usuarios del agua, lo que obligará a tomar medidas reglamentarias rigurosas para garantizar el desarrollo de esas regiones.

Las grandes presas, como cualquier gran proyecto de infraestructura, está asociada a beneficios y costos sociales, económicos y ambientales. En el caso de un país como México, en el que la disponibilidad de agua y el desarrollo de actividades productivas están inversamente relacionadas entre sí, no existe ninguna otra alternativa que no sea la construcción de grandes presas siempre que sea necesario. De lo contrario, el desarrollo económico del país y el mejoramiento de la calidad de vida de la población no podrá llevarse a cabo y será imposible obtener los beneficios que resultan de la operación de la infraestructura hidráulica, principalmente las grandes presas: seguridad del agua para riego y abastecimiento de agua potable, protección contra inundaciones y daños recurrentes a las zonas productivas, la infraestructura y las poblaciones ribereñas, generación de energía eléctrica a partir de una energía renovable, mayores recargas a los acuíferos, posibilidad de expandir las actividades económicas de la región a través de actividades de pesca y turismo, entre otros. En el caso de México, el debate no es si las grandes presas deben ser construidas o no, sino cuáles deben ser los procesos de planeación y manejo de las mismas para maximizar sus beneficios, y minimizar sus costos.

En México los Consejos de Cuenca no intervienen en ningún momento en la planeación de las presas, son instancias que se encuentran en proceso de consolidación y carentes de la madurez necesaria para la toma de decisiones en algo tan delicado y de tan alto costo económico como la construcción de una presa.

La reglamentación para la organización interna y formas de trabajo, así como el establecimiento de las organizaciones de apoyo de los Consejos se encuentran en proceso de creación y aún deberán pasar algunos años para su implementación, evaluación y retroalimentación, lo que permitirá determinar la eficacia de estas organizaciones, así mismo la falta de personal capacitado y con experiencia en el manejo integral del recurso a nivel de cuenca podrá ser un obstáculo en la medida en que no se desarrollen las capacidades institucionales y se forme personal especializado en esta área.

Es innegable el gran avance que se ha dado para establecer un marco normativo que permita poder llevar a cabo un manejo integral del recurso. La Ley de Aguas Nacionales se muestra como el primer instrumento jurídico en el que se ha tratado de integrar y legislar todos los aspectos relacionados con el manejo del agua de una forma coherente, articulada y en consonancia con las políticas de desarrollo social.

F.4 ESTUDIOS NECESARIOS.

En general se requieren los siguientes estudios:

1. Topografía de vaso y boquilla a escalas apropiadas
2. Estudio Hidrológico de la corriente:
 - a. Aprovechamiento;
 - b. Estudio de Avenidas.
3. Ingeniería Geotécnica. La ingeniería geotécnica se puede clasificar en:

OBRAS HIDRÁULICAS

- a. Geología Aplicada a la Ingeniería
 - b. Mecánica de Rocas (macizos rocosos)
 - c. Mecánica de Suelos (depósitos sueltos y suelo residual)
 - d. Geofísica (sísmica, eléctrica).
4. Estudio de Bancos de Materiales
5. Estudios de Factibilidad:
 - a. Técnica
 - b. Económica
 - c. Social
 - d. Financiera.

F.4.1 Topografía

La topografía nos representa en un plano, la forma que tiene el terreno plano, la forma que tiene el terreno natural en la zona donde se pretende el proyecto. Partiendo de una topografía detallada a escala adecuada según el caso, se afina la localización de las obras, especialmente la cortina; y también se obtiene la Gráfica Elevaciones-Capacidades-Áreas.

La forma topográfica de la boquilla, nos da los primeros indicios del tipo de cortina adecuada a la misma. Se hacen esquemas de localización de las partes que integran la presa para tener idea del proyecto.

F.4.2 Hidrología

- a. **APROVECHAMIENTO.** Como requisito indispensable se debe contar con un estudio hidrológico para conocer el régimen de la corriente por aprovechar, el volumen de agua con que se cuenta, qué demanda se puede satisfacer según el objetivo del aprovechamiento y con ello, determinar la capacidad útil necesaria en la presa, que sumada al azolve probable, dará el volumen al NAMO, a esto se le denomina “Funcionamiento de Vaso”.
- b. **ESTUDIO DE AVENIDAS.** Como complemento de lo anterior, se debe realizar un Estudio de Avenidas para determinar el máximo gasto de entrada al vaso de la avenida máxima probable asociada a un período de retorno y el gasto máximo de descarga al transitar por el vaso mediante una obra de excedencias determinada.

Esto da como consecuencia, la necesidad de contar con un volumen disponible para la regulación, que sumado al volumen útil y al de azolves, nos dará el volumen o capacidad total de la presa (NAME). Lo anterior se conoce como “Tránsito de Avenidas”.
- c. **BORDO LIBRE.** Además, habrá que calcular el B. L., que sumado al NAME, dará la elevación de la corona de la cortina y por lo tanto su altura.

F.4.3 Ingeniería Geotécnica

- a. La **INGENIERÍA GEOLOGÍA** aplicada a la ingeniería civil, en el caso de presas, permite estudiar el comportamiento estructural y las características de permeabilidad de las formaciones geológicas en el vaso, la boquilla y las laderas.

Las fallas, los plegamientos, los estratos, los aparatos volcánicos, los derrames lávicos, el grado de alteración de las formaciones y su origen, interesan durante la etapa estudios previos al diseño de las presas, así como en su comportamiento durante su vida útil.

Una vez ubicado el eje de la cortina que es lo más importante, desde el punto de vista topográfico y de geología superficial, se procede a elaborar un Programa de Sondeos con la localización y profundidad que se pretenda de cada uno.

Los sondeos se especificarán si son verticales o con alguna inclinación, con recuperación de muestras y con pruebas de permeabilidad. Se vaciará la información de cada sondeo en un plano donde se anotará el % de recuperación y el índice de calidad de la roca (RQD), y los resultados de permeabilidad (unidades Lugeon).

- b. **MECÁNICA DE ROCAS.** La estabilidad de laderas en el vaso y boquilla, generalmente formadas por macizos rocosos, es materia de la Mecánica de Rocas, otra rama de la ingeniería geotécnica de utilidad en estudios de más detalle (falla de talud–Presa Vaiont Italia, 1963).

Esta disciplina también aporta herramientas para diseñar los tratamientos de inyección para impermeabilizar boquillas, localizar y explotar eficientemente bancos de roca para construcción de presas o para producir agregados de concreto, así como la técnica adecuada para excavar túneles y galerías dentro de un macizo rocoso.

- c. **MECÁNICA DE SUELOS.** Como parte también de los estudios detallados, la Mecánica de Suelos permite investigar las propiedades, índices y mecánicas de materiales térreos (limosos, arcillosos o mezclados con granulares), aptos para el núcleo impermeable, transiciones y respaldos, en el diseño de secciones de cortinas de las presas de "materiales graduados", así como de agregados para concretos.
- d. **GEOFÍSICA.** Finalmente la Geofísica significa gran ayuda para conocer la potencialidad ayuda para conocer la potencialidad de bancos de préstamo de arcilla y de grava-arena, lo mismo para determinar espesores de acarreo en los cauces de los ríos o para determinar espesores de limpias y elevaciones de desplante de estructuras. Con la diferencia entre la mínima elevación de desplante y la elevación de la corona, se tendrá la altura de la cortina en su sección máxima (figura 4.1).

OBRAS HIDRÁULICAS

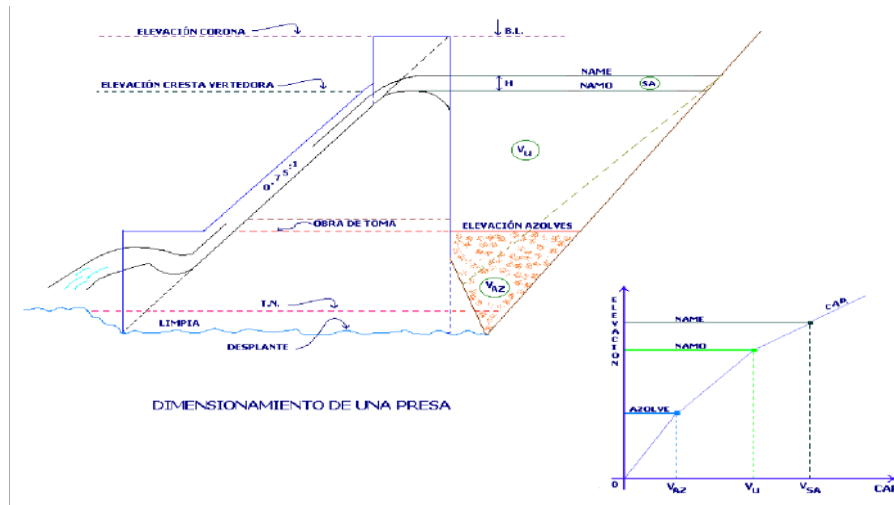


Figura E.1 cortina de una presa de almacenamiento

F.4.4 ESTUDIO DE BANCOS DE MATERIALES.

- De material impermeable (arcilla)
- De grava-arena
- De roca

Esta misma disciplina de la ingeniería geotécnica se ocupa, con la guía del geólogo de localizar e investigar bancos de materiales, tanto para el núcleo como para los filtros y transiciones, interactuando con el proyectista simultáneamente para seleccionar los sitios y procedimientos de explotación más económicos.

F.4.5 ESTUDIOS DE FACTIBILIDAD.

En general para todas las obras que emprende el Sector Público, se hacen estudios de Factibilidad Técnica, Económica, Social y Financiera, con objeto de conocer previamente, la bondad de un proyecto.

Para que se apruebe una inversión, deberán presentarse estos estudios a quien decidirá si se aprueba la inversión, se difiere o se cancela. Como en todas las obras, cumplidas las condiciones técnicas, será el aspecto económico el que en última instancia definirá el tipo más adecuado de estructura y en este caso particular, de cortina.

F.5 ANTEPROYECTOS

Una vez contando con la topografía, el estudio hidrológico, el de Geotecnia y el de Bancos de Materiales, ya es posible dimensionar la presa y posible proponer un tipo de cortina, de obra de desvío, de obra de toma y de obra de excedencias; se empezará por realizar esquemas, para un Anteproyecto y así llegar a definir un Proyecto Ejecutivo.

Como parte del Anteproyecto, se elaborarán planos generales en donde se indique el aspecto conceptual del proyecto y el arreglo general de las obras, así como la información básica pero suficiente para realizar un estimado de las cantidades de obra con objeto de obtener un presupuesto aproximado con fines de factibilidad.

Esto brinda la oportunidad de elaborar alternativas viables de soluciones para comparar y tomar decisiones respecto a la más conveniente en cuanto a factibilidad técnica, económica, social y financiera.

F.6 PROYECTO EJECUTIVO

A partir del Anteproyecto, se detallan cada una de las estructuras que integran la presa, así como cada una de las partes que a su vez integran las estructuras y se forman tantos planos como sea necesario para evitar cualquier duda durante la construcción.

Con la información anterior se elabora el proyecto de la cimentación de la cortina, se verá si se requiere un tratamiento y como será ya que éste servirá tanto para cimentar la estructura como para evitar el paso de agua que además de la pérdida de agua, pudiera significar un riesgo en estabilidad.

Estos planos incluyen: planos civiles y electromecánicos y forman lo que se conoce como "Proyecto Ejecutivo" el cual se complementa con:

- Catálogo de Conceptos de Trabajo.
- Especificaciones Generales.
- Programa General de Construcción.
- Programas Parciales detallados Construcción.
- Anexos.

APÉNDICE

G OBRA DE TOMA

Definición. Se llama obra de toma, al conjunto de estructuras construidas en una presa, con objeto de extraer el agua en forma controlada y estar en condiciones de satisfacer las demandas para el fin que haya sido proyectado el almacenamiento.

Tipos de Obra de Toma. Hay varios tipos de obras de toma y para la elección de uno de ellos o una combinación de los mismos, hay que tomar en cuenta una serie de factores que dan lugar a su clasificación:

- a. **Según el fin para el cual se destine:**
 - Para abastecimiento de Agua potable o Usos industriales.
 - Para riego.
 - Para generación.
 - Combinadas o mixtas
- b. **Según su forma de operación:**
 - De operación en la entrada
 - De operación intermedia
 - De operación en la salida
- c. **Según su estructura de entrada:**
 - De torre con puente de acceso
 - De estructura de rejillas sumergida
- d. **Según el conducto:**
 - De conducto colocado en zanja y confinado con concreto
 - De túneles excavados en las laderas con o sin tubería
 - Integrado a la cortina
 - De Galería o túnel falso
- e. **Según su estructura disipadora:**
 - De tanque amortiguador
 - De cámaras disipadoras
 - De concentradores de chorro

De acuerdo con el Tipo o combinación de tipos elegidos, será la forma como trabajen desde el punto de vista hidráulico y estructural cada una de sus partes.

A continuación se muestran un esquema de una obra de toma en presas de almacenamiento (figura F.1) y posteriormente algunas obras de toma en presas construidas en México.

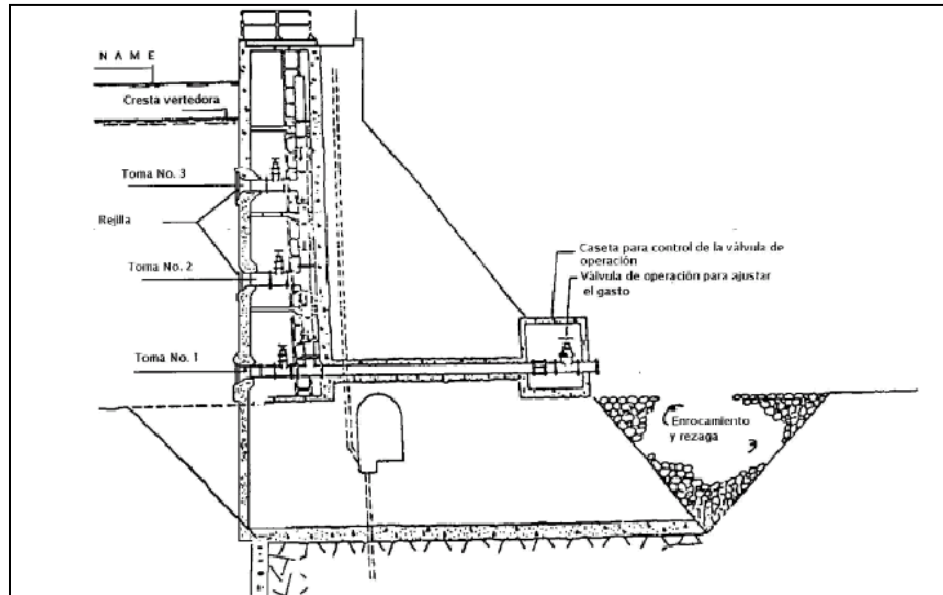
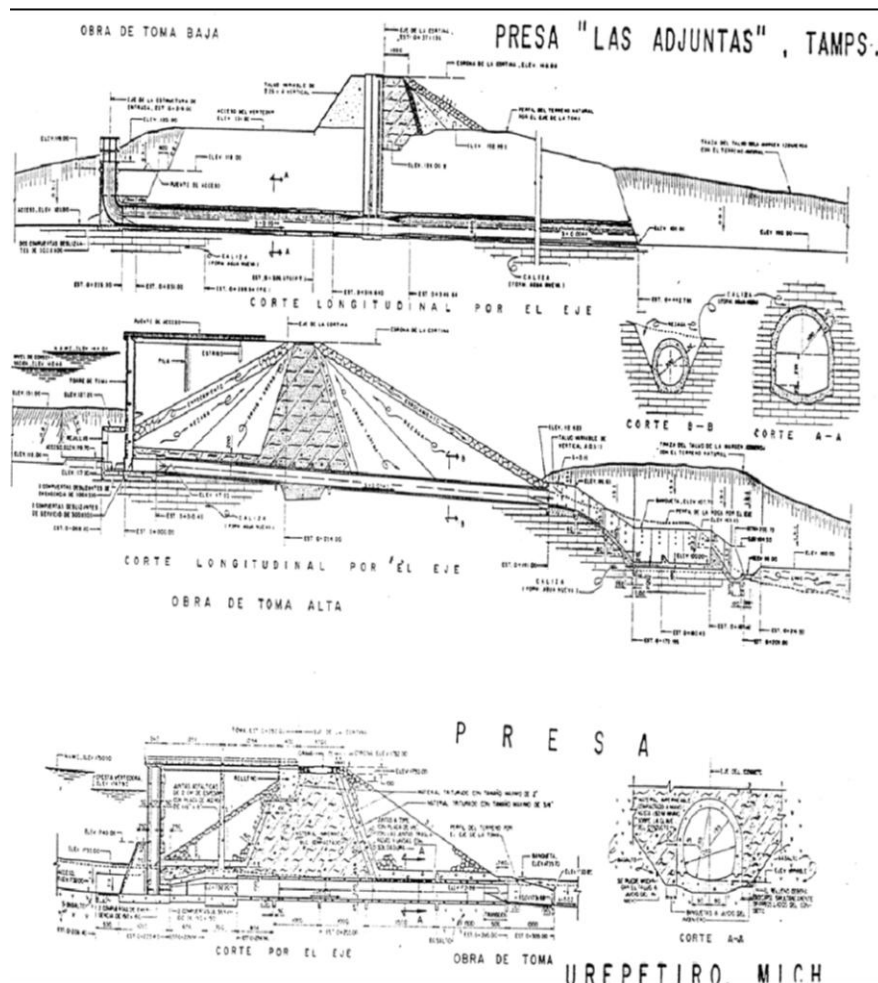
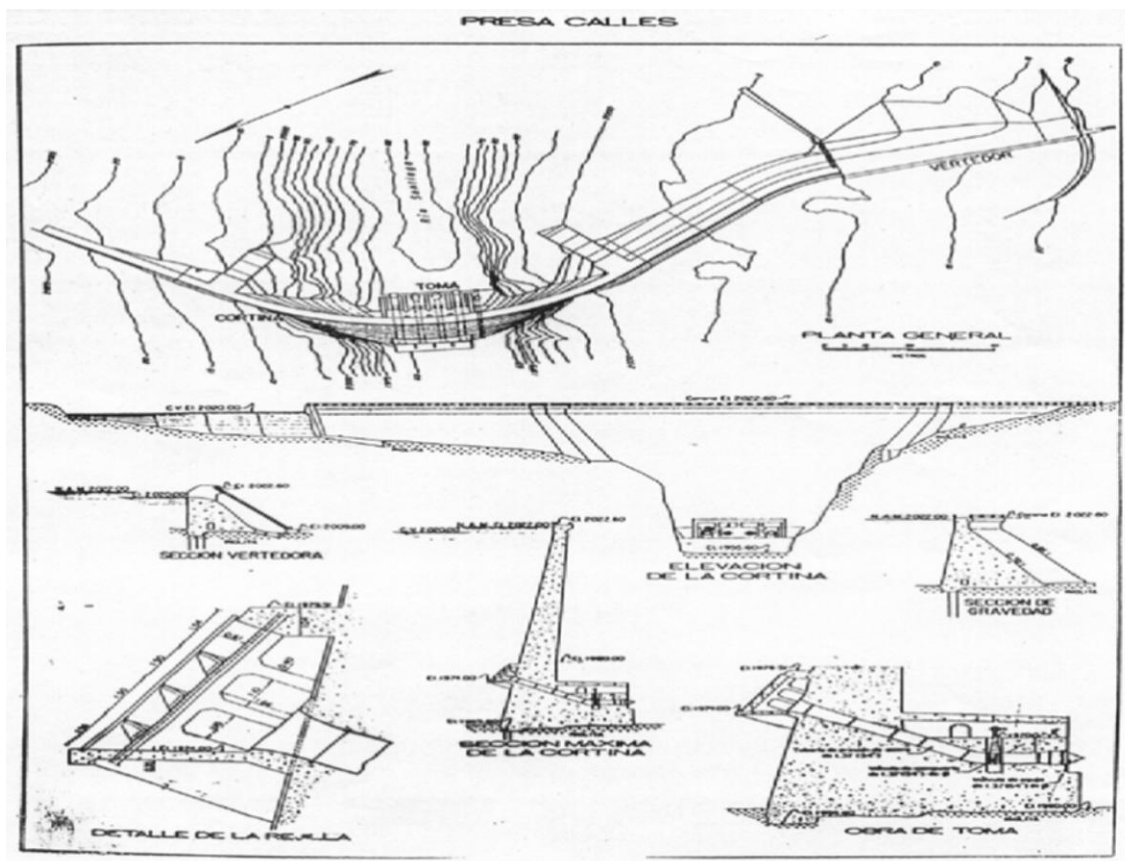
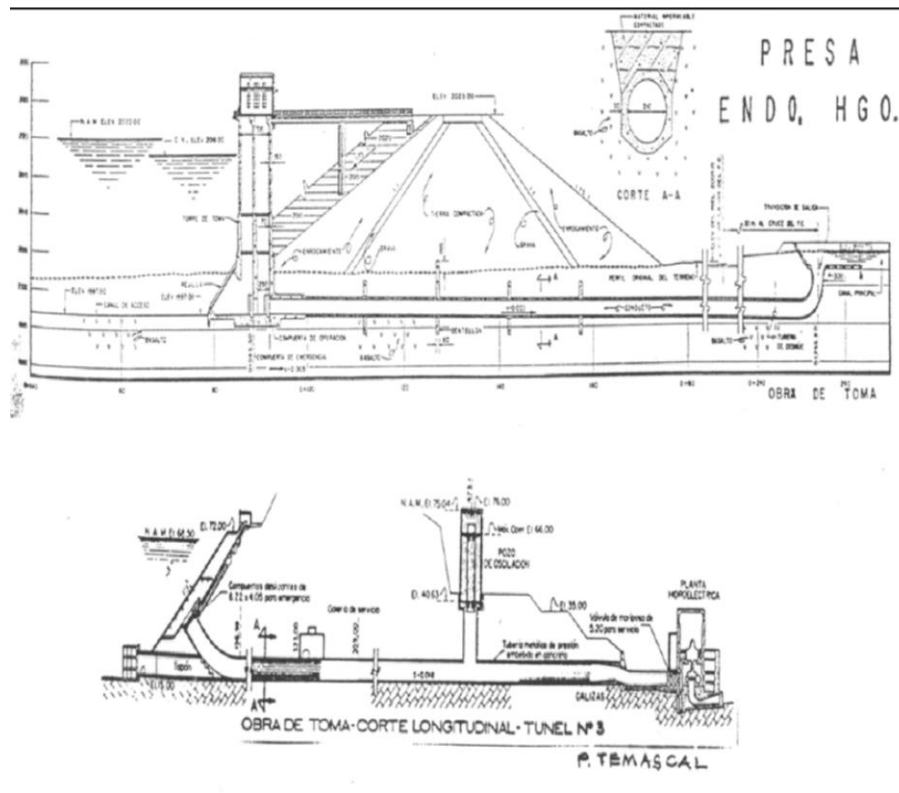


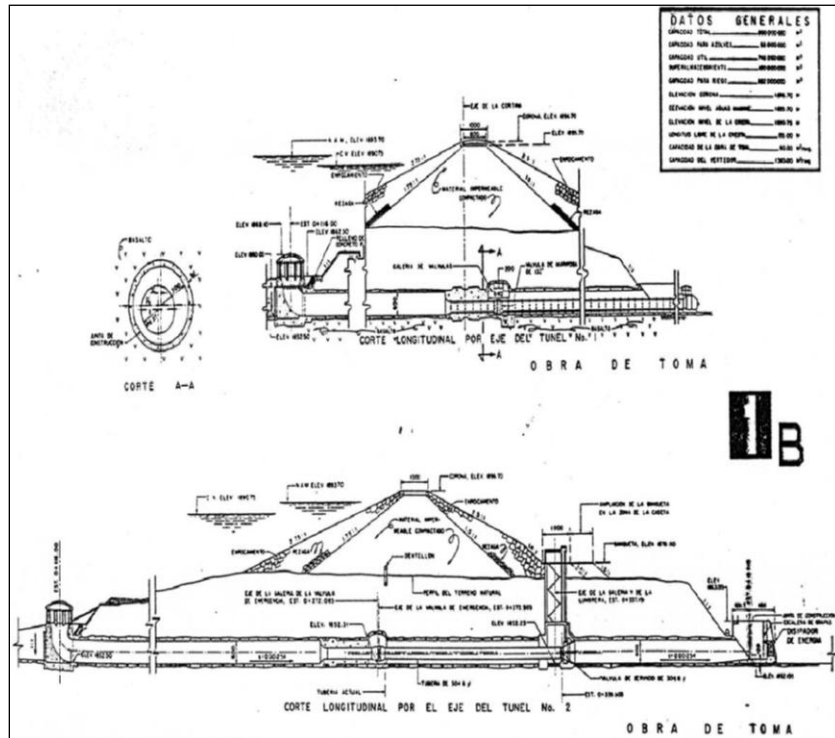
Figura F.1 Obras de toma típica en presas de almacenamiento



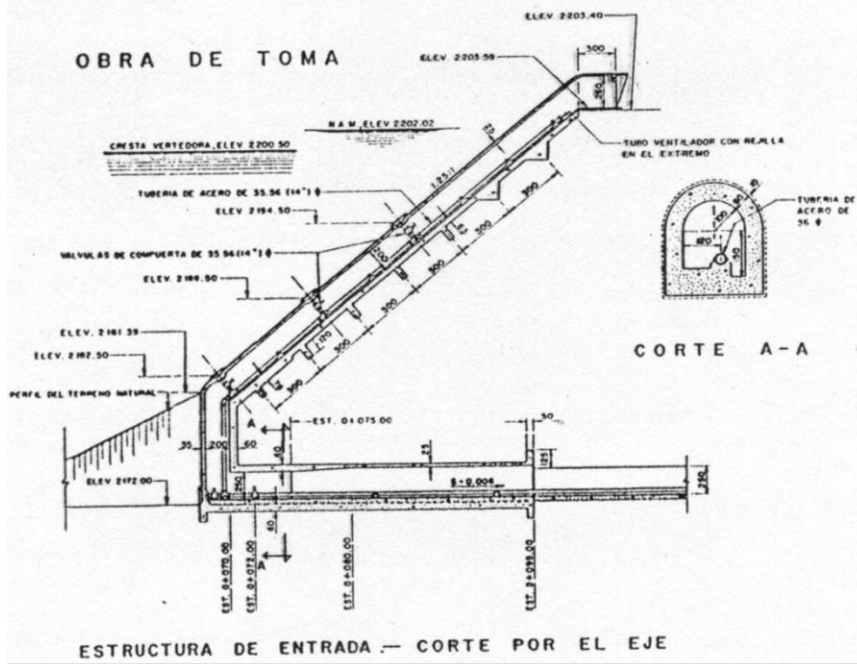
OBRAS HIDRÁULICAS



OBRAS HIDRÁULICAS



PRESA "LA SOLEDAD", GTO.



APÉNDICE H

Estructuras disipadoras de energía

Para evitar que la energía del agua, a la salida de una estructura hidráulica, provoque la erosión de los cauces naturales o del concreto de poca resistencia, se deberá diseñar una estructura que sirva como control de la energía del agua. A continuación se muestran una serie de gráficas de diferentes tipos de estructuras disipadoras de energía, todas tomadas del libro “Presas pequeñas de concreto”; de Dasel E. allmark, Staff Portlan Cement Association; Ed. Limusa.

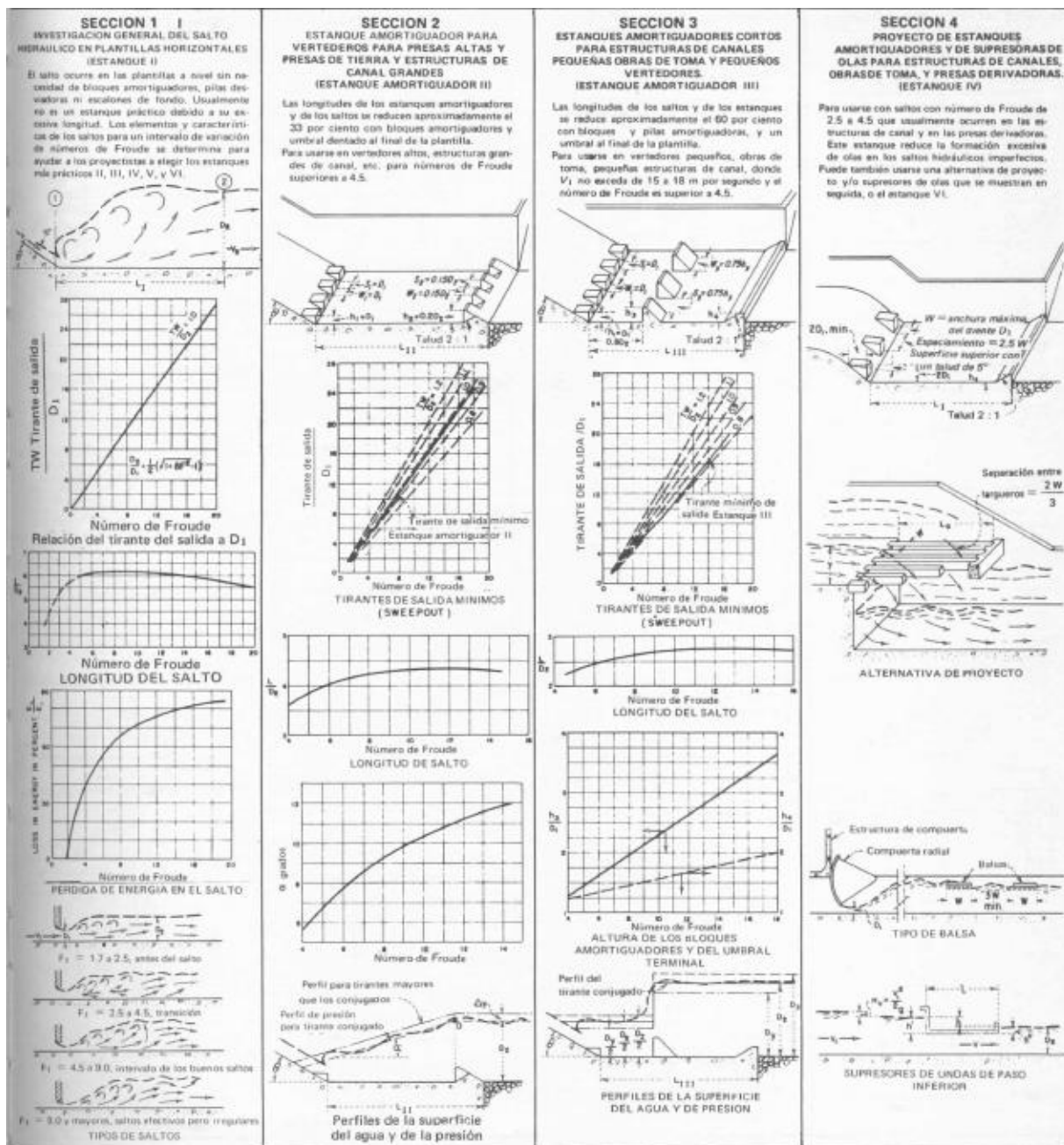
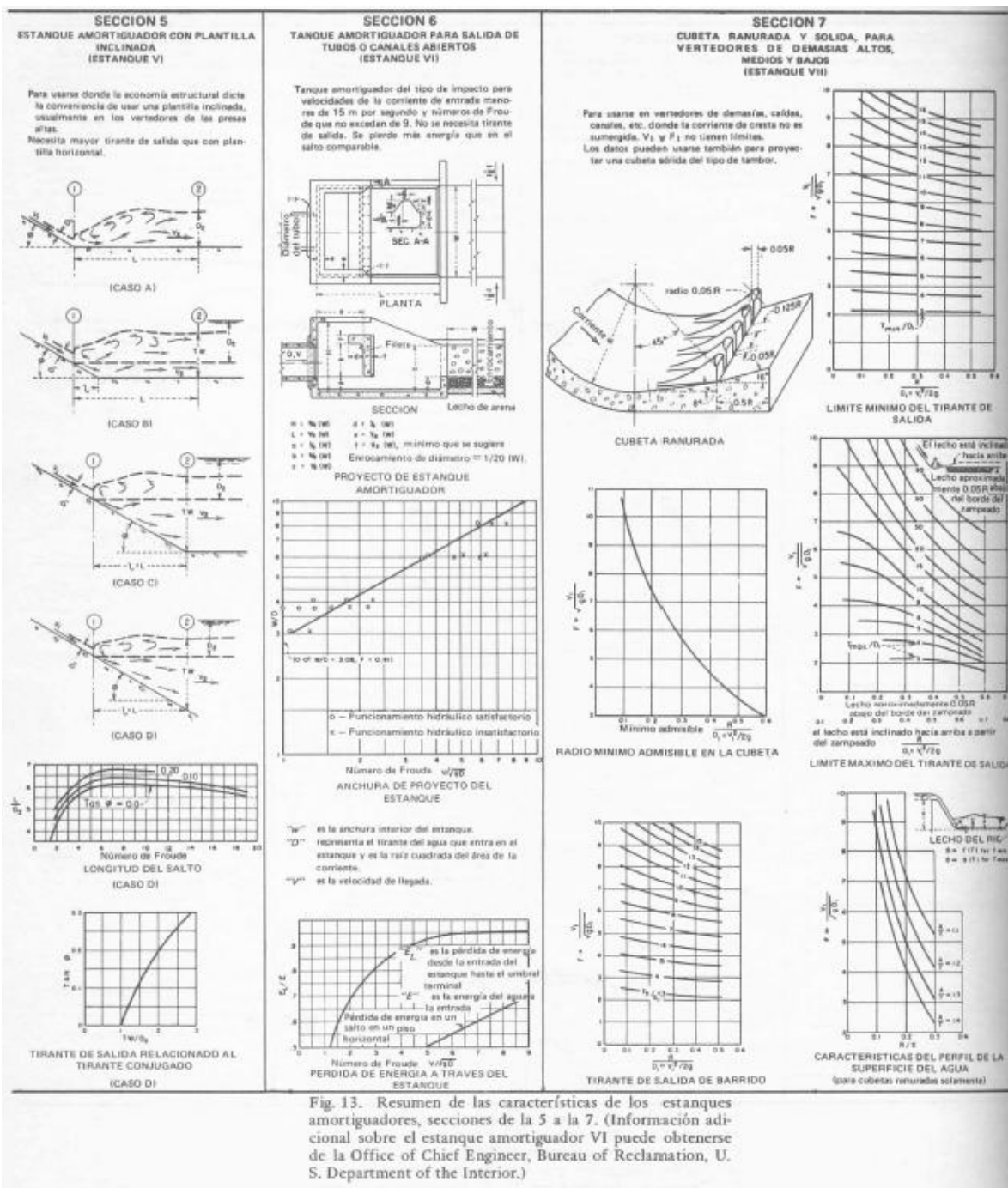


Fig. 12. Resumen de las características de los estanques amortiguadores, secciones de la 1 a la 4 (las Figuras 12, 13, y 14 se reproducen del Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators, por A. J. Peterka, Monograph No. 25, Bureau of Reclamation, U. S. Department of the Interior.)



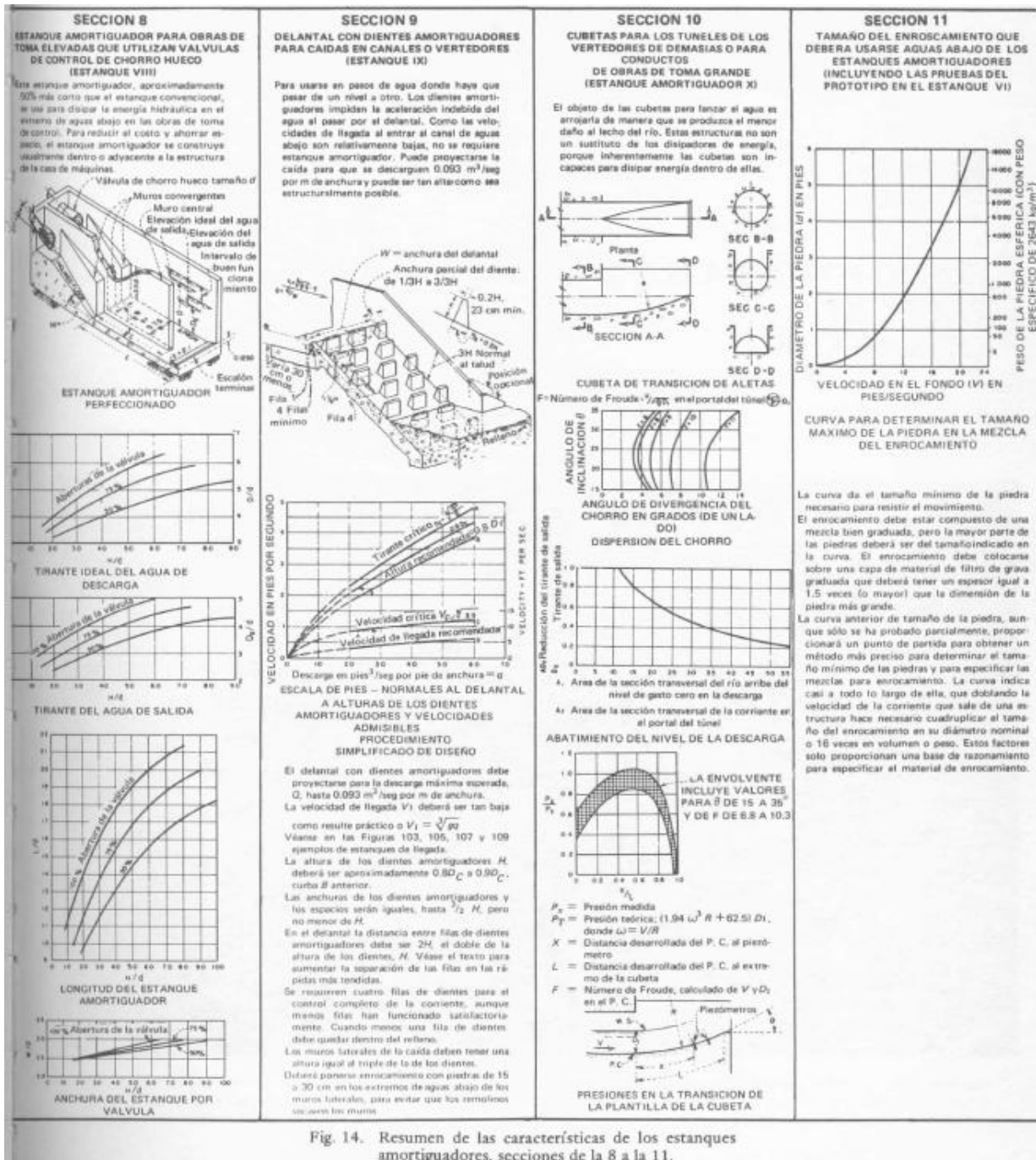


Fig. 14. Resumen de las características de los estanques amortiguadores, secciones de la 8 a la 11.