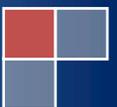


Universidad Michoacana de
San Nicolás de Hidalgo
Facultad de Ingeniería Civil
Departamento de Hidráulica

OBRAS HIDRÁULICAS

M.C. Guillermo Benjamín Pérez Morales
Dr. Juan Pablo Molina Aguilar
OCTUBRE 2021



EJEMPLOS Y PROBLEMAS DE EXAMEN

Con la finalidad de que los alumnos tengan forma de practicar en la resolución de problemas del diseño de obras hidráulicas y sobretodo de posibles exámenes que tendrá que realizar para la evaluación de su aprendizaje, se presenta por segunda vez éste apartado de “EJEMPLOS Y PROBLEMAS DE EXAMEN” que, a diferencia de los años anteriores en que la practica común que manejaba era de prestarle al Jefe de Grupo, exámenes de años anteriores, para que pudieran fotocopiarlos y utilizarlos para ejercitarse en la solución de dichos exámenes y también para que les sirviera para verificar que sus hojas de cálculo en el programa Excel, funcionara adecuadamente o que vieran las modificaciones necesarias para cada variante de un mismo problema. El principal objetivo de este apartado, es disminuir al mínimo el índice de reprobados y de ser posible no tener ningún alumno reprobado. Espero que les sea de utilidad.

ATTE. GUILLERMO BENJAMÍN PÉREZ MORALES.

ANTES DE EMPEZAR: Los ejemplos y problemas de examen, que se presentarán a continuación, pueden ser de cuatro tipos:

1. Ejemplos resueltos en hoja de cálculo de Excel para demostrar la aplicación de algunas fórmulas incluidas en los Apuntes de Obras Hidráulicas. **(E.A.1)**
2. Ejemplos de la bibliografía consultada, para familiarizar al alumno con conceptos agronómicos y que contienen la solución completa, pero que no ha sido realizada por su servidor, por lo que se presentan imágenes del documento y la referencia de la bibliografía utilizada. **(E.B.1)**
3. Problemas de examen de años anteriores, que contienen la solución completa, conforme a la hoja de cálculo en Excel que he utilizado, por lo que no se puede ver los valores introducidos en un determinado cálculo, sino sólo el resultado de un determinado factor. **(P.R.1)**
4. Problemas de examen de años anteriores, que contienen solo la respuesta final del problema, sin presentar los resultados de los cálculos intermedios y que pretenden ser para ejercitar al alumno en su solución. **(P.S.1)**

TEMA 1. RELACIÓN AGUA-SUELO-PLANTA.

E.A.1 ¿Cuál será el volumen de agua para dar una humedad aprovechable, sin desperdicio de agua, a una parcela de 2 ha, sembrada con Tomate, que presenta una profundidad radicular de 85 cm. El suelo está conformado de 57% de arenas, 19% de limos y 24% de arcillas, el peso del suelo seco es de 18.75 kg, con un volumen total de 0.0137 m³ y un volumen de partículas de 0.0074 m³.

OBRAS HIDRÁULICAS

DATOS:	INCÓGNITA:	FÓRMULAS:	
A = 20,000.0 m ²	V =	$L = \frac{[(P_{scc} - P_{spmp}) * Da * Pr * z]}{\gamma}$	
z = 0.8500 m			
Arenas = 57%		$Dr = \frac{P_{ss}}{V_p}$	$Da = \frac{P_{ss}}{V_t}$
Limos = 19%			$Pr = \frac{(Dr - Da)}{Dr} * 100$
Arcillas = 24%			
P _{ss} = 18.75 kg			
V _t = 0.0137 m ³		V = L * A	
V _p = 0.0074 m ³			
γ = 1000.00 kg/m ³			
SOLUCIÓN:			
Tipo = Franco Arenoso			
Dr = 2533.784 kg/m ³	2.53 g/cm ³		
Da = 1368.613 kg/m ³	1.37 g/cm ³		
Pr = 45.985%			
VALORES min.	PROMEDIO	MÁXIMOS	
% C.C. = 10.00%	15.00%	20.00%	
% P.M.P. = 6.00%	9.00%	12.00%	
L = 0.134 m			
V = 2,674.183 m ³			

Textura del Suelo	% Arena	% Limo	% Arcilla
Arenoso	90	5	5
Limoso	5	90	5
Arcilloso	5	5	90
Franco arenoso	40	40	20
Franco limoso	60	15	25
Franco arcilloso	20	65	15
Franco arcillo-arenoso	30	35	35
Franco arcillo-arenoso	55	15	30
Franco arcillo-limoso	10	60	30

Textura	% C. C.	% P. M. P.
Arena	5 a 15	3 a 18
Migajones arenosos	10 a 20	6 a 12
Suelos francos	15 a 30	8 a 17
Migajones arcillosos	25 a 35	13 a 20
Arcillas	30 a 70	17 a 40

E.A.2 ¿Qué gasto es el que se necesitaría para proporcionar el volumen del ejemplo anterior, si se pretendiera regar en 24 horas?

DATOS:	INCÓGNITA:	FÓRMULAS:	
V = 2,674.183 m ³			
T = 24.00 hr	Q =	Q = V / T	
T = 86,400.000 s			
SOLUCIÓN:			
Q = 0.0310 m ³ /s	Q = 30.9512 lt/s		

E.B.1 DE: Manual de Riego para Agricultores; Módulo 1: Riego por Aspersión, Rafael Fernández Gómez...[et al.]. Consejería de Agricultura y Pesca, Servicio de Publicaciones y Divulgación, 2010. Sevilla España.

Ejemplo

Si en un riego se aplican 1000 metros cúbicos de agua, la relación de escorrentía es el 20% y la de filtración es el 1.5%, la eficiencia de aplicación del riego será:

$$E_a = 100 - 20 - 1.5 = 78.5\%$$

E.B.2 Ídem al anterior.

Si la cantidad necesaria a aportar a la zona de raíces es de 800 metros cúbicos de agua y en realidad sólo se aportan 600, el cociente de déficit será:

$$CD = \frac{800 - 600}{800} \times 100 = \frac{200}{800} \times 100 = 25\%$$

TEMA 2. NECESIDADES HÍDRICAS DE LOS CULTIVOS.

P.R.1 CALCULAR LOS VOLUMENES MENSUALES DE RIEGO Y EL COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO PARA UNA ZONA AGRÍCOLA EN EL DISTRITO DERIEGO 085 "LA BEGOÑA", CON EL SIG. PLAN DE CULTIVO: AGUACATE

OBRAS HIDRÁULICAS

(PERENNE) EN 225 ha; CEBADA EN DOS CICLOS (10 OCT-10 ENE) EN 300 ha Y EN UN SEGUNDO CICLO (1° FEB- 31 MAY) EN 195 ha.; MAIZ (20 JUL-20 ENE); EN LAS MISMAS HECTAREAS ANTERIORES SOYA (20 FEB - 20 JUL). LA ESTACION CLIMATOLOGICA MAS CERCANA TIENE LAS COORDENADAS LAT. NORTE 19° 25' Y LONG. OESTE 100° 40' CON INF. SIGUIENTE:

FILA = 1												
ESTACION	LAT. N. 19° 25'											
CONCEPTO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
TEMP. Media	11.7	21.7	23.8	24.4	28.7	29.9	27.6	25.5	23.1	21	19.4	18.3
PRECIP. ME	10.3	11	19.2	21.5	76.1	162.3	386.5	306.7	195.2	88.4	27.4	22.7

POR LAS CARACTERISTICAS DEL SUELO SE TIENE UN COEF. DE INFILTRACION DEL 65%;63% Y UN COEF. DE APROV. EN LA ZONA RADICULAR DEL 60%. LAS CURVAS DE RENDIMIENTO DE LOS CUATRO CULTIVOS SON LOS SIGUIENTES:

AGUACATE $Y = -1.75 + 27.1 I - 18.7 I^2$	SOYA $Y = -1.15 + 23.6 I - 7 I^2$
CEBADA $Y = -1.7 + 25.3 I - 9.2 I^2$	MAIZ $Y = -2.1 + 29.7 I - 15.2 I^2$

ADEMAS SE DESEA CONOCER SI ES FACTIBLE ECONOMICAMENTE EL RIEGO POR APERCIÓN, TENIENDO UNA EFICIENCIA DE RIEGO DEL 62% 65% UNA EFICIENCIA EN EL MANEJO DEL AGUA DEL 89%;82% , UN VOLUMEN ANUAL DISPONIBLE DE 4.7*10⁶ O 4.9*10⁶m³ UN COSTO DE INVERSION DE 1.95 * 10⁶ O 2.25*10⁶ PESOS/ha, TENIENDO UN COSTO DE MANTENIMIENTO Y OPERACIÓN EQUIVALENTE AL 12.5% DEL COSTO ANUALIZADO DE LA INVERSION, SABIENDO QUE EL INTERES BANCARIO ES DEL 11.2% Y SE DESEA RECUPERAR EN 15 O 20AÑOS Y CONOCIENDO QUE LA TONELADA DE LOS PRODUCTOS TIENEN LOS SIGUIENTES VALORES:

AGUACATE 425,000 \$/ton	SOYA 278,700 \$/ton
CEBADA 369,200 \$/ton	MAIZ 182,500 \$/ton

CULTIVO	CICLO VEGETATIVO			FECHAS DE SIEMBRA			SUPERFICIE DE RIEGO (ha)		
	1er CICLO	2º CICLO	3er CICLO	1er CICLO	2º CICLO	3er CICLO	1er CICLO	2º CICLO	3er CICLO
CEBADA	150 DIAS	150 DIAS		10-OCT AL 10 ENE	1-FEB AL 31-MAY	15-JUN AL 15-SEP	300	195	195
SOYA	120 DIAS			20-FEB AL 20-JUL			195		
MAIZ	120 DIAS			20-JUL AL 20-ENE				195	
AGUACATE	PERENE	PERENE		1-ENE AL 31- DIC	1-ENE AL 31- DIC		225	225	



SON LAS MISMAS

SOLUCION:

METODO DE BLANEY-CRIDDLE MINUTOS 25

usuario:
INCLUYE MAIZ/3

CONC/MESE	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEM	OCTUBRE	NOVIEM	DICIEMBRE
19	7.790	7.280	8.410	8.510	9.110	8.970	9.200	8.920	8.280	8.190	7.630	7.710
20	7.740	7.250	8.410	8.520	9.150	9.000	9.250	8.960	8.300	8.180	7.580	7.660
19° 25'	7.769	7.268	8.410	8.514	9.127	8.983	9.221	8.937	8.288	8.186	7.609	7.689
P	7.769	7.268	8.410	8.514	9.127	8.983	9.221	8.937	8.288	8.186	7.609	7.689
E	10.513	13.168	16.048	16.482	19.467	19.654	19.203	17.750	15.550	14.569	12.984	12.733
CULTIVO	MAIZ 2/3	SOYA/3	SOYA	SOYA	SOYA	SOYA	SOYA 2/3	MAIZ	MAIZ	MAIZ	MAIZ	MAIZ
Kg =	0.75	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.85	0.85	0.85	0.75	0.75
ETP (mm) =	52.567	30.726	112.339	115.371	136.272	137.581	144.023	150.878	132.176	123.839	97.383	95.497
CULTIVO	CEBADA/3	CEBADA	CEBADA	CEBADA	CEBADA	CEBADA/2	CEBADA	CEBADA	CEBADA/2	CEBADA/2/3	CEBADA	CEBADA
Kg =	0.750	0.850	0.850	0.850	0.850	0.850	0.850	0.850	0.850	0.850	0.75	0.75
ETP (mm) =	26.283	111.930	136.412	140.093	165.473	83.531	163.226	150.878	66.088	82.559	97.383	95.497
AGUACATE	0.500	0.550	0.550	0.550	0.550	0.550	0.550	0.550	0.550	0.550	0.500	0.500
ETP (mm) =	52.567	72.425	88.266	90.649	107.071	108.099	105.617	97.627	85.526	80.131	64.922	63.665

LAMINA DE LLUVIA K_i = 64% K_R = 60%

I _{LL EFEC.} =	3.955	4.224	7.373	8.256	29.222	62.323	148.416	117.773	74.957	33.946	10.522	8.717
-------------------------	-------	-------	-------	-------	--------	--------	---------	---------	--------	--------	--------	-------

LAMINA DE RIEGO NETA PARA TOMATE-ZANAHORIA Y AVENA

I _{R NETA} =	49.930	29.318	104.966	107.115	107.050	75.257	0.000	33.105	57.219	89.893	86.862	86.781
	24.965	107.706	129.039	131.837	136.251	52.369	14.810	33.105	28.610	59.929	86.862	86.781

LAMINA DE RIEGO NETA PARA ALFALFA

I _{R NETA} =	48.611	68.201	80.894	82.393	77.848	45.776	0.000	0.000	10.569	46.185	54.401	54.948
-----------------------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	-------	-------	--------	--------	--------	--------

OBRAS HIDRÁULICAS

CONSIDERANDO UNA EFICIENCIA EN EL RIEGO DE= 82%

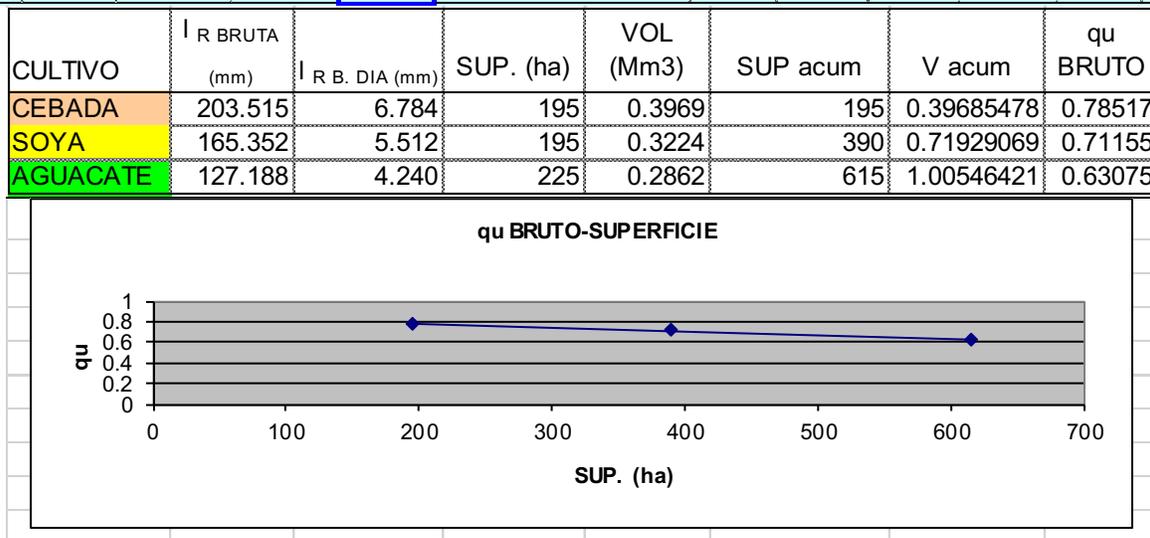
LAMINA DE RIEGO BRUTA PARA TOMATE-ZANAHORIA Y AVENA
TOMANDO EN CUENTA QUE EL MES MAS CRITICO Y SE USARAN TUBERIAS DONDE Nm= 79%

CONCEPTO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
I _R BRUTA=	77.076	45.257	162.035	165.352	165.251	116.174	0.000	51.104	88.329	138.767	134.087	133.962
	38.538	166.264	199.196	203.515	210.328	80.842	22.861	51.104	44.164	92.511	134.087	133.962

LAMINA DE RIEGO BRUTA PARA ALFALFA

CONCEPTO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
I _R BRUTA=	75.041	105.281	124.874	127.188	120.174	70.664	0.000	0.000	16.315	71.296	83.978	84.823
suma	190.655	316.802	486.105	496.055	495.753	267.679	22.861	102.208	148.808	302.574	352.152	352.746

VOLUMENES DE riego												
(miles m3)	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
	400.070	372.654	767.072	782.229	766.144	507.514	0.000	153.312	301.695	576.717	591.211	592.737



VOLUMEN DISPONIBLE 6.50E+06 m3
AREA REGABLE 720 ha = 7,200,000 m2
LAMINA DISPONIBLE 0.90277778 m AL AÑO = 0.075231481 m AL MES
EFIC. EN EL RIEGO 82% MANEJO 79%

LAMINA UTIL 0.58481944 m AL AÑO
LAMINA UTIL 0.04873495 m AL MES

CURVAS DE RENDIMIENTO Y

	AGUACATE	SOYA	MAIZ	CEBADA
	-1.500	28.200	-16.600	-2.700
	-1.350	29.100	-6.800	-1.630
				31.200
				26.700
				-14.900
				-10.100

PRODUCCIÓN CON LLUVIA												
CONCEPTO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
LAMINA DE LLUVIA												
EFE. (m)	0.004	0.004	0.007	0.008	0.029	0.062	0.148	0.118	0.075	0.034	0.011	0.009
T-Z-A	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.534	0.768	0.000	0.000	0.000	0.000
	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	2.110	1.374	0.157	0.000	0.000	0.000
MANGO Y=	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.193	2.320	1.591	0.521	0.000	0.000	0.000

PRODUCCIÓN CON RIEGO												
RESTRICCIÓN DE LÁMINA DE RIEGO (m)												
LAM. UTIL (m)	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
	0.049	0.049	0.049	0.049	0.049	0.049	0.049	0.049	0.049	0.049	0.049	0.049
LAM. NECE. (m) T-Z-A	0.077	0.045	0.162	0.165	0.165	0.116	0.000	0.051	0.088	0.139	0.134	0.134
ALFALFA	0.039	0.166	0.204	0.210	0.081	0.023	0.051	0.044	0.093	0.134	0.134	0.134
	0.075	0.105	0.125	0.127	0.120	0.071	0.000	0.000	0.016	0.071	0.084	0.085

CONCEPTO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
LAMINA PRODUC. DE RIEGO (m)	0.053	0.049	0.056	0.057	0.078	0.111	0.148	0.167	0.124	0.083	0.059	0.057
T-Z-A	0.042	0.053	0.057	0.057	0.078	0.111	0.171	0.167	0.119	0.083	0.059	0.057
	0.053	0.053	0.056	0.057	0.078	0.111	0.148	0.118	0.091	0.083	0.059	0.057
MANGO	0.000	0.073	0.261	0.286	0.877	1.798	0.534	2.082	0.931	0.000	0.000	0.000
	0.000	0.000	0.000	0.000	0.390	1.211	2.647	2.536	0.704	0.509	0.000	0.000

OBRAS HIDRÁULICAS

SUMAS PROD. Tn/ha		BENEFICIO/ha		BENEFICIO T.	
AGUACATE	7.850228		3,336,347		750,678,081
SOYA	3.296		601,537		117,299,730
MAIZ	3.013		839,768		163,754,692
CEBADA	7.995	7.487	2,951,919	2,764,171	885,575,684
		ANUAL	10,493,742		2,456,321,528
FACTOR DE ANUALIZACION		i =	12.5%	N =	15 AÑOS
	f =	0.150764			
COSTO DE INVERSION	3,850,000 \$/ha	COSTO ANUALIZADO	580,440 \$/ha		\$ 417,917,118.62
		COSTO ANUALIZADO DE OP. Y MANT.	28.0%	162,523 \$/ha	
		COSTO TOTAL POR ha	742,964 \$/ha		
		COSTO TOTAL DEL PROYECTO	534,933,912		
RELACION B/C = 4.59182		ES FACTIBLE			

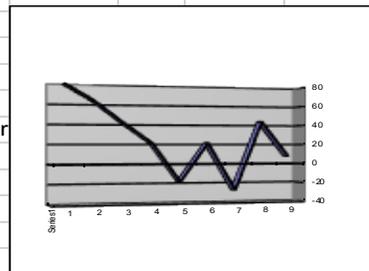
P.R.2

CALCULAR Y GRAFICAR EL COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO PARA UN SISTEMA DE RIEGO, CONFORME A LA SIGUIENTE INFORMACIÓN Y TOMANDO EN CUENTA QUE LA ESTACIÓN CLIMATOLÓGICA MÁS CERCANA ESTÁ EN LA LATITUD 19°, CON LA SIGUIENTE INFORMACIÓN:

CONCEPTO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
TEMP. Media °C	24.217	25.053	26.929	28.701	29.682	28.782	27.262	27.069	26.512	26.476	25.689	24.616
PRECIP. Media (mm)	19.082	4.000	9.500	9.300	32.500	116.300	178.000	160.600	159.500	47.900	10.300	13.000
POR LAS CARACTERÍSTICAS DEL SUELO SE TIENE UN COEFICIENTE DE INFILTRACIÓN DEL									65%			
Y EL COEFICIENTE DE APROVECHAMIENTO EN LA ZONA RADICULAR DEL									58%			
LA EFICIENCIA GLOBAL DE RIEGO (MANEJO Y APLICACIÓN DEL RIEGO), CON EL NUEVO SISTEMA ES DE									59%			
PROGRAMA DE CULTIVO DEL MÓDULO 1												
CULTIVO	CICLO VEGETATIVO			FECHAS DE SIEMBRA			SUPERFICIE DE RIEGO (ha)					
	1er CICLO	2º CICLO	3er CICLO	1er CICLO	2º CICLO	3er CICLO	1er CICLO	2º CICLO	3er CICLO			
ARROZ	150 DÍAS	150 DÍAS		15 DIC AL 15 MAY	1 JUN AL 30 OCT		300	1,100				
FRÍJOL	90 DÍAS			1 DIC AL 28 FEB			150					
MAÍZ	150 DÍAS	150 DÍAS		1 DIC AL 30 ABR	20 MAY AL 20 OCT		280	175				
SUPERFICIE TOTAL POR CICLO							3,829	3,819				
CÁLCULO												
MÉTODO DE BLANEY-CRIDDLE												
ETP = Kg F												
DONDE:												
ETP = Evapotranspiración potencial mensual, en cm.												
Kg = Coeficiente global de desarrollo, que varía entre 0.5 y 1.2												
F = Factor de temperatura y luminosidad												
$F = P \cdot ((T + 17.8) / 21.8)$												
P = Porcentaje de horas de sol del mes con respecto al año												
T = Temperatura media mensual del aire en °C.												
PARÁMETRO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEM	OCTUBRE	NOVIEMB	DICIEMBRE
P	7.790	7.280	8.410	8.510	9.110	8.970	9.200	8.920	8.280	8.190	7.630	7.710
F	15.014	14.310	17.256	18.153	19.842	19.167	19.017	18.359	16.830	16.634	15.221	15.001
CULTIVO	ARROZ	ARROZ	ARROZ	ARROZ	ARROZ/2	ARROZ	ARROZ	ARROZ	ARROZ	ARROZ		ARROZ/2
Kg =	1	1	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1	1	1		1
ETP (mm) =	150.145	143.105	207.068	217.830	119.054	230.003	228.205	183.591	168.303	166.341		75.006
CULTIVO	FRÍJOL	FRÍJOL										FRÍJOL
Kg =	0.6	0.6										0.6
ETP (mm) =	90.087	85.863										90.008
CULTIVO	MAÍZ	MAÍZ	MAÍZ	MAÍZ	MAÍZ	MAÍZ	MAÍZ	MAÍZ	MAÍZ	MAÍZ	MAÍZ/2	MAÍZ
Kg =	0.75	0.75	0.85	0.85	1.85	0.75	0.75	0.75	0.85	0.85		0.75
ETP (mm) =	112.609	107.328	146.673	154.296	183.542	143.752	142.628	137.694	143.057	70.695		112.510
LÁMINA DE LLUVIA												
		K _i =	65%	K _R =	58%							
I LL EFEC. =	7.194	1.508	3.582	3.506	12.253	43.845	67.106	60.546	60.132	18.058	3.883	4.901

OBRAS HIDRÁULICAS

Si hcc =	80 cm				
Se tendrá una altura mínima antes de la altura de marchitamiento = hPOL =				10 cm	
Si requiere riego, entonces la lámina de riego será= dr = hcc - hPOL=				70 cm	
h1 =	80 cm				
h2 = h1-Ev*Cc =	63.36 cm				
h3 =	41.88 cm				
h4 =	21.56 cm				
h5 =	-17.92 cm	70	<<<requiere riego dr		
h6 =	21.52 cm				
h7 =	-26.96 cm	70	<<requiere riego dr		
h8 =	43.68 cm				
h9 =	8.12 cm	70	<<requiere riego dr		
	numero de riegos = nr =	3			
Lámina de riego requerida = IR = nr * dr =		210 cm			
Si las plantas estan separadas una distancia Dp entre si con un valor =				3 m	
	la profundidad radicular es = HR =	1.8 m			
	y el ancho radicular = BR =	1.2 m			
La dosis uniforme que se dará de riego será = du = dR*BR/DP=				28 cm	



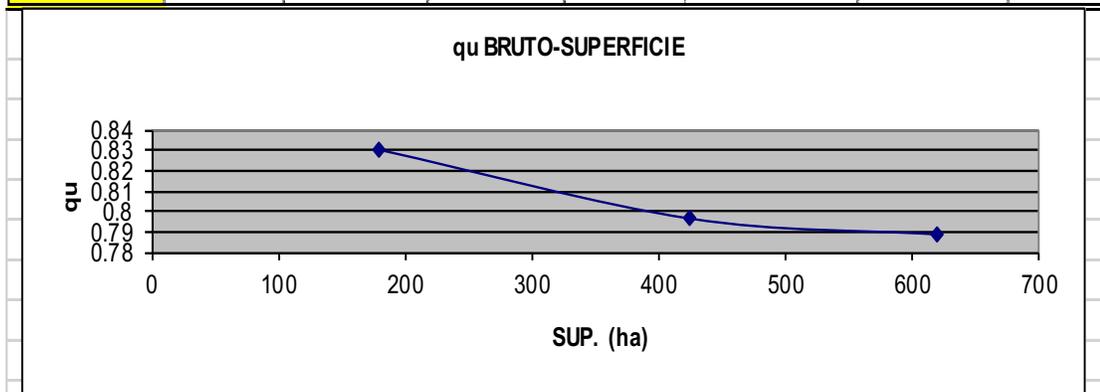
P.S.1 CALCULAR EL COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO Y GRAFICARLO, CONFORME A LOS SIGUIENTES DATOS:

CULTIVO	CICLO VEGETATIVO			FECHAS DE SIEMBRA			SUPERFICIE DE RIEGO (ha)		
	1er CICLO	2º CICLO	3er CICLO	1er CICLO	2º CICLO	3er CICLO	1er CICLO	2º CICLO	3er CICLO
AVENA	150 DIAS	150 DIAS		1-OCT AL 28 FEB	15-ABR AL 15-SEP		230	180	
TOMATE	120 DIAS			1-FEB AL 31 MAY			195		
ZANAHORIA		120 DIAS			20-JUL AL 20 -NOV			195	
MANGO	PERENE	PERENE		1-ENE AL 31- DIC	1-ENE AL 31- DIC		245	245	

ESTACION	LAT. N.		20°	5'								
CONCEPTO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
TEMP. Media	16.900	19.300	21.400	22.800	23.600	23.700	22.700	24.900	21.800	19.000	17.300	16.500
PRECIP. MEI	12.000	8.000	17.600	18.600	64.200	132.700	326.300	297.900	189.800	84.600	23.600	19.700

SOLUCIÓN:

CULTIVO	I R BRUTA (mm)	I R B. DIA (mm)	SUP. (ha)	VOL (Mm3)	SUP acum	V acum	qu BRUTO
AVENA	222.370	7.173	180	0.4003	180	0.40026514	0.83023
MANGO	206.620	6.665	245	0.5062	425	0.90648374	0.79633
TOMATE	206.620	6.665	195	0.4029	620	1.30939242	0.7885



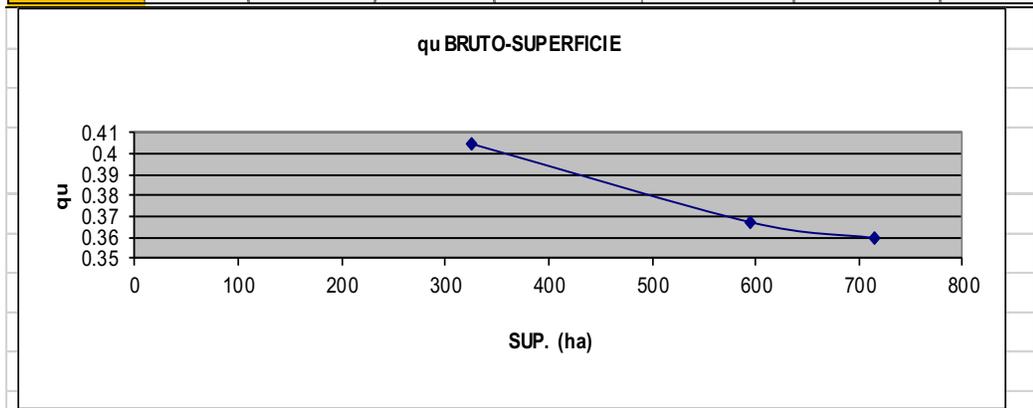
OBRAS HIDRÁULICAS

P.S.2 CALCULAR EL COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO, CONFORME A LOS SIGUIENTES DATOS:

ESTACION	LAT. N.			20°			17°					
CONCEPTO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
TEMP. Media	14.800	16.400	18.400	20.300	21.600	21.300	20.400	20.200	19.800	18.400	16.700	15.100
PRECIP. MEI	8.000	4.000	9.500	9.300	32.500	116.300	178.000	160.600	159.500	47.900	10.300	13.000
CULTIVO	CICLO VEGETATIVO			FECHAS DE SIEMBRA			SUPERFICIE DE RIEGO (ha)					
	1er CICLO	2° CICLO	3er CICLO	1er CICLO	2° CICLO	3er CICLO	1er CICLO	2° CICLO	3er CICLO			
TRIGO	120 DIAS			15-NOV AL 15 MAR				325				
SORGO		120 DIAS			15-MAR AL 31-JUL					325		
MAIZ			120 DIAS	15-OCT AL 15-FEB							270	
ALFALFA	PERENE	PERENE		1-ENE AL 31- DIC		1-ENE AL 31- DIC		120		120	120	

SOLUCIÓN:

CULTIVO	I _R BRUTA (mm)	I _R B. DIA (mm)	SUP. (ha)	VOL (MILES m3)	SUP acum	V acum	qu BRUTO
ALFALFA	125.548	4.050	325	13.162284	325	13.16228449	0.40499
TRIGO	99.469	3.209	270	8.663406	595	21.82569014	0.36682
MAIZ	99.469	3.209	120	3.850403	715	25.67609265	0.35911



TEMA 3. DISEÑO DE PRESAS.

P.R.3 EXAMEN 2-AGO-2011

Diseñar la sección de una presa de gravedad a construir en el norte del país, donde se puede formar 0.45 m de espesor de hielo y conforme a la sig. información: fondo de desplante en la cota 810.35 m; nivel de azolves a la cota 817.25 msnm; el NAMO [FILAS NON 861.24 msnm; FILAS PAR 862.12 msnm]; el NAME a la [FILAS NONES 865.80 msnm; PARES 866.10 msnm]; bordo libre de [FILAS NONES 1.75 m; PARES 1.80 m]; peso específico del concreto 2.42 tn/m³; la longitud del vertedor es de 31.25 m; se desplantará sobre roca de mediana calidad, donde el coeficiente de fricción estática es de 0.8; el ángulo en las playas del vaso es aproximadamente de 6.5° y por cuestiones geológicas no debe tener un talud en el paramento seco mayor a 1; la aceleración del sismo para un Tr de 100 años es de 18 Gals; el río después de la cortina tiene un ancho en la plantilla de [FILAS NONES 72.5 m; PARES 84.45 m]; n = 0.028; k = 2; y S = 0.00025. Definir las coordenadas del vertedor de demasías y la necesidad de construir una estructura disipadora de energía al pie del vertedor. TOMANDO FILAS NONES SE TIENE:

OBRAS HIDRÁULICAS

DATOS:	INCÓGNITAS:	FÓRMULAS
HIELO = 0.45 m	t mojado =	$p = \gamma h$
FONDO = 810.35 m	Sección de la cortina =	$P_{\gamma} = \frac{\gamma h^2}{2}$
NAMO = 861.24 m	FSo =	$Pu = H_2 + \frac{kx}{L}(H_1 - H_2)$
NAMIN = 817.25 m	f =	$\alpha = a / g$
NAME = 865.80 m	fs =	$Ph = f(\text{hielo}, \theta \text{ playa}) \gg \text{fig. 3.37}$
B. L. = 1.75 m	SSF =	$Pec = Ma = \frac{W}{g} \alpha(g) = \alpha(W)$
$\gamma_{\text{concreto}} = 2420. \text{ kg/m}^3$	Coordenadas del vertedor =	$Ve = 0.726(Pew)(\gamma)(Me) = 0.229(Pew)\gamma^2$
Lv = 31.25 m	Necesidad de estructura disipadora =	$FSo = \frac{Wc(L_1) + Ww(L_2)}{\text{Pagua}(L_3) + U_R(L_4)}$
Roca de mediana calidad		$\frac{\Sigma P}{\Sigma W - U_R} = \tan \theta = f$
f = 0.8		$f_s = \frac{f'}{\tan \theta} = \frac{f'(\Sigma W - U_R)}{\Sigma P}$
θ playa = 6.50 °		$CRC = \frac{f'(\Sigma W - U_R) + b(\sigma)}{\Sigma P}$
t seco máx. = 1		
a = 18.00 Gals	0.180 m/s2	
b río = 72.50 m		
n = 0.028		
k río = 2		
Srío = 2.500E-04		
$\sigma = 7. \text{ kg/cm}^2$		
$\gamma_{\text{sedim}} = 1922. \text{ kg/m}^3$		
$\gamma = 1000. \text{ kg/m}^3$		

SOLUCIÓN:	REVISANDO POR VOLCAMIENTO		
CORONA = 867.550 m			
h Agua = 50.890 m			
Hv = 4.560 m	ancho corona = 6.310 m		
Azolve = 6.900 m	talud bajo corona = 6.310 m		
Agua a.a. = 2.408 m			
Proponiendo un talud en el paramento mojado de	T param. mojado = 0		
H cortina = 57.200 m	h inclinada del paramento seco = 50.890 m		
Proponiendo un talud en el paramento seco de 1.0			
B corona = 6.310 m	B param mojado = 0.000 m		
B base = 57.200 m	B base del triangulo = 50.890 m		
PARA RECTÁNGULO w1 = 873,455.44 kg			
brazo palanca con respecto al talud = 54.045 m		M1 = 47,205,899.255 kgf-m	
P/TRIÁNGULO param. Seco w2 = 3,133,648.44 kgf			
brazo palanca con respecto al talud = 33.927 m		M2 = 106,314,246.108 kgf-m	
P/TRIÁNGULO param. Mojado w3 = 0 kgf			
brazo palanca con respecto al talud = 57.200 m		M3 = 0.000 kgf-m	
PESO DEL AGUA DEL PARAMENTO MOJADO			
* PARA EL RECTANGULO h = 22.290 m	w4 = 0 kgf		
brazo palanca con respecto al talud = 57.200 m		M4 = 0.000 kgf-m	
* P/TRIÁNGULO w5 = 0 kgf			
brazo palanca con respecto al talud = 57.200 m		M5 = 0.000 kgf-m	
EMPUJE DEL AGUA	H agua = 50.890 m	p = 50,890.000 kgf/m2	
	P1 = 1,294,896.05 kgf		
brazo palanca con respecto al talud = 16.963 m		M6 = 21,965,753.328 kgf-m	
EMPUJE POR HIELO	Ph = 6.1 kgf	DE LA FIGURA 3.37	
brazo palanca con respecto al talud = 50.890 m		M7 = 310.429 kgf-m	
EMPUJE DE SUBPRESIÓN	UR = 1,524,322.80 kgf		
brazo palanca con respecto al talud = 37.272 m		M8 = 56,814,410.987 kgf-m	
EMPUJE DEL AGUA POR SISMO	$\alpha = 0.018$	C = 0.730 de la figura 3.38	
$\psi = 0.00^\circ$	Pew = 681.65 kgf		
brazo palanca con respecto al talud = 25.445 m		M9 = 17,344.479 kgf-m	
FUERZA DE LA CORTINA POR SISMO Pec			
* DEL RECTANGULO Pec1 = 16,026.71 kgf			
brazo palanca con respecto al talud = 28.600 m		M10 = 458,363.772 kgf-m	
* DEL TRIANGULO paramento seco Pec 2 = 57,498.14 kgf			
brazo palanca con respecto al talud = 16.963 m		M11 = 975,360.056 kgf-m	
* DEL TRIANGULO paramento mojado Pec 3 = - kgf			
brazo palanca con respecto al talud = 9.533 m		M12 = 0.000 kgf-m	
EMPUJE DE LOS AZOLVES	Plimo = 45,753.21 kgf		
brazo palanca con respecto al talud = 2.300 m		M13 = 105,232.383 kgf-m	
FSo = 1.911 < 2		NO ES ESTABLE	

OBRAS HIDRÁULICAS

COMO FS₀ ESTÁ MUY CERCANO A 2, SE PUEDE PROPONER UN TALUD EN EL PARAMENTO MOJADO, DE TAL FORMA QUE SE LOGRE LA ESTABILIDAD DE LA CORTINA, SIN NECESIDAD DE PROPONER DRENES, POR LO QUE, RECALCULANDO, SE TIENE:

Proponiendo un talud en el paramento mojado de		T param. mojado=	0.2		
H cortina =	57.200 m	h inclinada del paramento seco=	50.890 m		
Proponiendo un talud en el paramento seco de		1.0			
B corona =	6.310 m	B param mojado =	5.720 m		
B base =	57.200 m	B base del triangulo=	50.890 m		
PARA RECTÁNGULO w1=		873,455.44 kg			
brazo palanca con respecto al talud =		54.045 m		M1 =	47,205,899.255 kgf-m
P/TRIÁNGULO param. Seco	w2 =	3,133,648.44 kgf			
brazo palanca con respecto al talud =		33.927 m		M2 =	106,314,246.108 kgf-m
P/TRIÁNGULO param. Mojado	w3 =	197,946 kgf			
brazo palanca con respecto al talud =		53.387 m		M3 =	10,567,694.204 kgf-m
PESO DEL AGUA DEL PARAMENTO MOJADO					
* PARA EL RECTANGULO	h =	22.290 m	w4 =	127,499 kgf	
brazo palanca con respecto al talud =		54.340 m		M4 =	6,928,284.792 kgf-m
* P/TRIÁNGULO	w5 =	81,796 kgf			
brazo palanca con respecto al talud =		55.293 m		M5 =	4,522,773.493 kgf-m
EMPUJE DEL AGUA					
H agua =		50.890 m	p =	50,890.000 kgf/m ²	
P1=		1,294,896.05 kgf			
brazo palanca con respecto al talud =		16.963 m		M6 =	21,965,753.328 kgf-m
EMPUJE POR HIELO					
Ph =		6.1 kgf	DE LA FIGURA 3.37		
brazo palanca con respecto al talud =		50.890 m		M7 =	310.429 kgf-m
EMPUJE DE SUBPRESIÓN					
U _R =		1,524,322.80 kgf			
brazo palanca con respecto al talud =		37.272 m		M8 =	56,814,410.987 kgf-m
EMPUJE DEL AGUA POR SISMO					
$\alpha =$		0.018	C =	0.730	de la figura 3.38
$\psi = 11.31^\circ$	Pew=	681.65 kgf			
brazo palanca con respecto al talud =		25.445 m		M9 =	17,344.479 kgf-m
FUERZA DE LA CORTINA POR SISMO Pec					
* DEL RECTANGULO	Pec1=	16,026.71 kgf			
brazo palanca con respecto al talud =		28.600 m		M10 =	458,363.772 kgf-m
* DEL TRIANGULO paramento seco	Pec 2 =	57,498.14 kgf			
brazo palanca con respecto al talud =		16.963 m		M11 =	975,360.056 kgf-m
* DEL TRIANGULO paramento mojado	Pec 3 =	3,632.04 kgf			
brazo palanca con respecto al talud =		9.533 m		M12 =	34,625.472 kgf-m
EMPUJE DE LOS AZOLVES					
Plimo=		45,753.21 kgf			
brazo palanca con respecto al talud =		2.300 m		M13 =	105,232.383 kgf-m
FS ₀ =		2.184 < 2	POR LO TANTO ES ESTABLE		
SOLUCIÓN:		INCÓGNITAS:		FÓRMULAS	
REVISANDO POR DESLIZAMIENTO		f =		Método del Coeficiente de deslizamiento	
$\Sigma P = 1,418,493.890$ kgf		f = tan $\theta =$		0.429 <= 0.7	
$\Sigma W = 4,414,345.00$ kgf				POR LO TANTO ES ESTABLE	
				Método del Coeficiente de SEGURIDAD	
		f s=		1.865 > 1	
				POR LO TANTO ES ESTABLE	
				Método del Coeficiente de seguridad por CORTE Y ROZAMIENTO	
SSF = 4.68722372 > 4		NO SE DESLIZA			

OBRAS HIDRÁULICAS

OBRA DE EXCEDENCIAS

DATOS:	INCÓGNITAS:	FÓRMULAS
CORONA = 867.55 m	H v =	$Q_1^2/gA_1 + \ddot{Y}_1 A_1 = Q_2^2/gA_2 + \ddot{Y}_2 A_2$
NAMIN= 817.25 m	NECESIDAD	$Q = C L H^{3/2}$
NAME = 865.80 m	DE TANQUE DISIPADOR	
NAMO = 861.24 m		
FONDO = 810.35 m		
Hv máx= 4.56 m	b río = 72.50 m	
B. L. = 1.75 m	n = 0.028	
Lv = 31.25 m	k = 2	
γ_s PROTECC 2700 kg/m ³	S = 0.00025	

SOLUCIÓN:

SOBRE LA CRESTA DEL VERTEDOR DEBERÁ PASAR EL GASTO DE DISEÑO, POR LO QUE AL ESTAR LIMITADA LA LONGITUD DEL VERTEDOR, SE CALCULARÁ LA CARGA HIDRÁULICA REQUERIDA PARA PASAR EL GASTO, UTILIZANDO LA FÓRMULA PARA VERTEDORES DE PARED GRUESA Y CIMACIO TIPO CREAGER, $Q = C L H^{3/2}$; DONDE C=COEFICIENTE DE GASTO Y DEPENDE DE LA RELACIÓN QUE SE TENGA ENTRE LA PROFUNDIDAD DEL VERTEDOR AGUAS ARRIBA Y DEL TALUD DEL VERTEDOR, TAL COMO SE PUEDE VER EN LA TABLA 20.1 pag. 358 DEL LIBRO FUNDAMENTOS DE HIDRÁULICA GENERAL DE PASCHOAL SILVESTRE, ED. LIMUSA, Y QUE PARA TALUD VERTICAL Y UNA RELACIÓN DE "p" Y "H"= 11.2 DONDE p = ALTURA DEL CIMACIO Y H = CARGA SOBRE EL VERTEDOR, ES DECIR p = 50.890 m, Y H = 4.560 m POR LO TANTO Cd = 2.156 Y EL GASTO DE DISEÑO SERÁ Qv = 656.064 m³/s PARA EL DISEÑO DEL CIMACIO SE UTILIZARÁ LA GRÁFICA 20.3 (pag. 355) DEL LIBRO ANTES MENCIONADO Y CUYOS VALORES SE PRESENTAN EN LA SIGUIENTE TABLA: CUYOS VALORES DEBEN DE SER MULTIPLICADOS POR "H".

X	Y VERTEDOR	Y SUP. LIB.	X	Y VERTEDOR	Y SUP. LIB.
0.00	0.126	-0.831	0	-0.575	3.789
0.10	0.036	-0.803	0.46	-0.164	3.662
0.20	0.007	-0.772	0.91	-0.032	3.520
0.30	0.000	-0.740	1.37	0.000	3.374
0.40	0.007	-0.702	1.82	-0.032	3.201
0.60	0.063	-0.620	2.74	-0.287	2.827
0.80	0.153	-0.511	3.65	-0.698	2.330
1.00	0.267	-0.380	4.56	-1.218	1.733
1.20	0.410	-0.219	5.47	-1.870	0.999
1.40	0.560	-0.030	6.38	-2.554	0.137
1.70	0.920	0.305	7.75	-4.195	-1.391
2.00	1.310	0.635	9.12	-5.974	-2.896
2.50	2.100	1.500	11.40	-9.576	-6.840
3.00	3.110	2.500	13.68	-14.182	-11.400
3.50	4.250	3.650	15.96	-19.380	-16.644
4.00	5.610	5.000	18.24	-25.582	-22.800
4.50	7.150	6.540	20.52	-32.604	-29.822
			36.85	-52.640	-51.820

* NOTA PARA VALORES MAYORES SE TIENE UN TALUD 0.7:1

C/TANQUE AMORTIGUADOR = 1

NOTA: SIN TANQUE AMORTIGUADOR; 11.73; -16.75; -16.656

C) DISEÑO DE LA CUBETA DISIPADORA DE ENERGÍA AL PIE DEL CIMACIO TIPO 7 USBR

PARA EL DISEÑO DEL DISIPADOR DE LA ENERGÍA ADQUIRIDA POR EL FLUJO AL DECENDER POR EL TALUD DEL VERTEDOR, SE PROPONE UNA CUBETA RANURADA DEL USBR "SECCIÓN 7", DEL LIBRO DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS, U. S. B.R.; Ed. C.E.C.S.A. PARA LO CUAL ES NECESARIO CALCULAR EL TIRANTE DE AGUA AL PIE DEL CIMACIO, LO CUAL SE PUEDE REALIZAR POR MEDIO TANQUE ESTÉ BAJO EL FONDO

ELEVACIÓN DEL TIRANTE EN VERTEDOR = 865.800 m
 ELEVACIÓN EN LA PARTE BAJA DE LA CUBETA = 810.350 m Y POR LO TANTO Z = 55.450 m y Hv = 4.560 m

POR LO QUE PARA CONOCER EL CONJUGADO MENOR, SE UTILIZA LA FIGURA 14, DE LA SRH, PARA "ESPESORES DE LÁMINAS DE AGUA EN MUROS VERTEDORES, REQUIRIENDOSE CALCULAR: $V_T = (2g(Z-H/2))^{0.5}$ Y A PARTIR DEL VALOR DE LA CONSTANTE "C" Y DEL GASTO UNITARIO POR UNIDAD DE LONGITUD DEL VERTEDOR SE OBTIENE d₁, DE LA MANERA SIGUIENTE:

$V_T =$	32.299 m/s	Y DE ACUERDO A LA GRÁFICA C =	0.870
POR LO TANTO $V_A = C V_T =$	28.099 m/s	EL GASTO UNITARIO ES q =	20.994 m ³ /s-m
Y $D_1 = q / V_A =$	0.7471 m	A1 = 23.348 m ²	$\dot{y}_1 = 0.37$ m
$Q_1^2/gA_1 + \ddot{Y}_1 A_1 = Q_2^2/gA_2 + \ddot{Y}_2 A_2$	1,887.900		
PROPONIENDO d2 =	10.599 m	EL SEGUNDO MIEMBRO ES =	1887.90016
		V2 =	1.981 m/s
CALCULANDO EL TIRANTE NORMAL	SÍ S = 0.00025	Y b = 72.50 m	Y V2 ² /2g = 0.199952781 m
PROPONIENDO yn =	5.163 m	A = 427.676 m ²	Y P = 95.5918105 m
CON EL VALOR DE n =	0.028	Rh ² /3 = 2.72 m	Y Rh = 4.473980448 m
		V = 1.533 m/s	Y Q = 655.727 m ³ /s
			POR CONTINUIDAD V = 1.534 m/s

ENERGÍA EN CONJUGADO MAYOR = 10.80 mca
 ENERGÍA EN EL TIRANTE NORMAL = 5.28 mca
 POR LO TANTO EL SALTO SE BARRE

OBRAS HIDRÁULICAS

C) DISEÑO DE LA CUBETA DISIPADORA DE ENERGÍA AL PIE DEL CIMACIO TIPO 7 USBR

PARA EL DISEÑO DEL DISIPADOR DE LA ENERGÍA ADQUIRIDA POR EL FLUJO AL DECENDER POR EL TALUD DEL VERTEDOR, SE PROPONE UNA CUBETA RANURADA DEL USBR "SECCIÓN 7", DEL LIBRO DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS, U. S. B. R.; Ed. C. E. C. S. A. PARA LO CUAL ES NECESARIO CALCULAR EL TIRANTE DE AGUA AL PIE DEL CIMACIO, LO CUAL SE PUEDE REALIZAR POR MEDIO TANQUE ESTÉ BAJO EL FONDO

ELEVACIÓN DEL TIRANTE EN VERTEDOR = 0
 ELEVACIÓN EN LA PARTE BAJA DE LA CUBETA = 865.800 m Y POR LO TANTO $Z = 55.450$ m y $H_v = 4.560$ m
 POR LO QUE PARA CONOCER EL CONJUGADO MENOR, SE UTILIZA LA FIGURA 14, DE LA SRH, PARA "ESPESORES DE LÁMINAS DE AGUA EN MUROS VERTEDORES, REQUIRIENDOSE CALCULAR: $V_T = (2g(Z-H/2))^{0.5}$ Y A PARTIR DEL VALOR DE LA CONSTANTE "C" Y DEL GASTO UNITARIO POR UNIDAD DE LONGITUD DEL VERTEDOR SE OBTIENE d_1 , DE LA MANERA SIGUIENTE:

$V_T = 32.299$ m/s Y DE ACUERDO A LA GRÁFICA $C = 0.870$
 POR LO TANTO $V_A = C V_T = 28.099$ m/s ; EL GASTO UNITARIO ES $q = 20.994$ m³/s-m
 $Y D_1 = q / V_A = 0.7471$ m $A_1 = 23.348$ m² $\check{y}_1 = 0.37$ m
 $Q_1^2/gA_1 + \check{Y}_1 A_1 = Q_2^2/gA_2 + \check{Y}_2 A_2$ 1,887.900
 PROPONIENDO $d_2 = 10.599$ m ; EL SEGUNDO MIEMBRO ES = 1887.90016 Y $V_2 = 1.981$ m/s
 $Y V_2^2/2g = 0.199952781$ m
 CALCULANDO EL TIRANTE NORMAL SÍ $S = 0.00025$ Y $b = 72.50$ m $S^{1/2} = 0.016$
 PROPONIENDO $y_n = 5.163$ m $A = 427.676$ m² Y $P = 95.5918105$ m Y $R_h = 4.473980448$ m
 CON EL VALOR DE $n = 0.028$ $R_h^{2/3} = 2.72$ m $V = 1.533$ m/s Y $Q = 655.727$ m³/s
 POR CONTINUIDAD $V = 1.534$ m/s

ENERGÍA EN CONJUGADO MAYOR 10.80 mca
 ENERGÍA EN EL TIRANTE NORMAL 5.28 mca

POR LO TANTO EL SALTO SE BARRE

PARA DEFINIR EL RADIO DE LA CUBETA, SE CALCULA EL NÚMERO DE FROUD EN EL TIRANTE CONJUGADO MENOR

d_1 , CON $V_1 = 28.099$ m/s
 POR LO TANTO $Fr = 10.379$ DE LA FIGURA DE "RADIO MÍNIMO ADMISIBLE" $R/(D_1+V_1^2/2g) = 0.09$ POR LO QUE
 $R = 3.654$ m ; DE FIG. LIMITE MÍNIMO DEL TIRANTE DE SALIDA $T_{min}/D_1 = 16.000$ Y $T_{min} = 11.954$ m
 DE LA FIGURA DE LIMITE MÁXIMO DEL TIRANTE DE SALIDA $T_{max}/D_1 = 30.000$ Y $T_{max} = 22.414$ m
EN AMBOS CASOS LA ENERGÍA CON LOS TIRANTES DE SALIDA, SE TENDRÍA UN VALOR MAYOR QUE LA ENERGÍA DEL TIRANTE NORMAL, POR LO QUE NO SE DISIPA ADECUADAMENTE LA ENERGÍA EN EL SALTO, POR LO QUE SE PUEDE HACER:

1ª OPCIÓN: PROPONER UN ESCALÓN EN LA CUBETA Y RECALCULAR. PROPONIENDO $\Delta Z = 6.300$ m

ENTONCES $Z = 61.750$ $V_T = 34.158$ m/s Y $C = 0.870$ $V_A = 29.718$ m/s
 $D_1 = q / V_A = 0.706$ m $Fr_1 = 11.289$ AL NO CAMBIAR NOTABLEMENTE EL Fr_1 , SE TIENEN LOS MISMO VALORES DE TIRANTES DE SALIDA, PERO COMO EXISTE EL ESCALÓN, ENTONCES AL COMPARAR LAS ENERGÍAS CON RESPECTO A LA ENERGÍA DEL TIRANTE NORMAL, AGUAS ABAJO DE LA PRESA, SE TENDRÁ:

ENERGÍA DEL $T_{min} \Rightarrow$ VELOCIDAD $T_{min} = 1.756$ m/s $E_{T_{min}} = 12.11$ mca $E_n = 11.58$ mca
 10% DE LA ENERGÍA ESPECÍFICA DEL TIRANTE NORM 0.528 mca DIF. ENERGÍAS = 0.528 mca **SALTO BIEN FORMADO**

FINALMENTE EL RADIO DE LA CUBETA SE DEFINE DE TAL FORMA QUE SE TENGA UN NÚMERO ENTERO DE DIENTES, TOMANDO EN CUENTA QUE DEBE TENER DIENTES EN LOS EXTREMOS DE LA CUBETA Y SEPARACIÓN DE 0.05R Y ANCHO DE DIENTES DE 0.125R

SI $R = 1.4318$ m sep. Dientes=0.072 m ancho Dientes 0.179 m SI $L_v = 31.25$ m NÚMERO DIENTES= 125.00
 EN EL TANQUE AMORTIGUADOR SE DEBE TENER UN BORDO LIBRE PARA EVITAR SALPICADURAS QUE SE PUEDE CALCULAR CON:
 $B.L. = 1.343$ m ES DECIR LA ALTURA DE LOS MUROS EN EL TANQUE SERÁ = $DZ + E_{T_{min}} = 18.412$ m

ENROCADO DE PROTECCIÓN EN EL CAUCE $D_{50} = 0.159$ m

2ª OPCIÓN: PROPONER UN ESTANQUE AMORTIGUADOR TIPO II DEL LIBRO "DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS" DE LA USBR

SI $TW = y_n$ ENTONCES $TW/D_2 = 0.49$ mca DE LA FIGURA DE TIRANTES DE SALIDA MÍNIMOS SE PUEDE VER QUE NO EXISTE CURVA Y POR LO TANTO NO SE PUEDE USAR ÉSTE TIPO DE AMORTIGUADOR DE FORMA DIRECTA, POR LO QUE SE TENDRÍA QUE PROPONER UN DESNIVEL EN EL PISO DEL TANQUE AMORTIGUADOR PARA LOGRAR UNA RELACIÓN MAYOR DE TW/D_2 .

PROPONIENDO $\Delta Z = 0.550$ m SE TENDRÍA UN $TW = 5.713$ m ENTONCES $TW/D_2 = 0.54$ mca ; DE LA GRÁFICA DEL TANQUE AMORTIGUADOR TIPO II DE "TIRANTES DE SALIDA MÍNIMOS" SE TIENE QUE $T_{salida}/D_1 = 16.000$ Y POR LO TANTO

$T_{salida} MIN = 11.9543$ m VELOCIDAD $T_{min} = 1.756$ m/s $E_{T_{min}} = 12.11$ mca $E_n = 11.58$ mca
 10% DE LA ENERGÍA ESPECÍFICA DEL TIRANTE NORM 0.528 mca DIF. ENERGÍAS = 0.528 mca **SALTO BIEN FORMADO**

FINALMENTE EL RADIO DE LA CUBETA SE DEFINE DE TAL FORMA QUE SE TENGA UN NÚMERO ENTERO DE DIENTES, TOMANDO EN CUENTA QUE DEBE TENER DIENTES EN LOS EXTREMOS DE LA CUBETA Y SEPARACIÓN DE 0.05R Y ANCHO DE DIENTES DE 0.125R

SI $R = 0.9989$ m sep. Dientes=0.050 m ancho Dientes 0.125 m SI $L_v = 31.250$ m NÚMERO DIENTES= 179.000

OBRAS HIDRÁULICAS

P.R.4

PRESA DE GRAVEDAD		¿FILA?		PAR
		MATRÍCULA		70
Diseñe la sección de una presa de gravedad, cuyo fondo se encuentra en la elevación 2480.00 msnm; el NAMO a la cota 2519.30 msnm y la corona a la cota 2523.7 msnm; la longitud del vertedor es de 22.5 m y se desplantará sobre roca de mediana calidad, donde el coeficiente de fricción estática es de 0.6 y aguas abajo se tiene un tirante de agua de 2 m. El ángulo en las playas del vaso es aproximadamente de 5° y el espesor del hielo es de 0.5 m. La aceleración del sismo es de 3.5 gals				
DATOS:		NON PAR	INCÓGNITAS:	FÓRMULAS
Elev. fondo=	2480.0 msnm	1320 2480		$FSO = \frac{Wc * L_1 + Ww * L_2}{Pagua * L_3 + UR * L_4}$
NAMIN =	2484.8 msnm	1324.5 2484.75		$Eh = P1 = \gamma * y * A$
NAMO=	2519.3 msnm	1349.7 2519.25		$yg = \frac{h * 2b + a}{3 * b + a}$
NAME=	2521.6 msnm	1351.5 2521.64		$Pec = Ma = \frac{W}{g} * \alpha * g = \alpha * W$
Elev. corona=	2523.7 msnm	1353.5 2523.7		$Pew = C * \alpha * \gamma * h$
Agua =	34.50 m		B corona =	
Hv=	2.39 m		B base =	
B. L. =	2.06 m		T param. seco=	
Azolve =	4.75 m		Dentellón =	
$\gamma_c =$	2,400 kg/m3			
$\gamma =$	1,000 kg/m3			
$f =$	0.5			
$\sigma =$	7 kg/cm2			
Agua a.a. =	0.70 m			
θ playa =	7.50 °			
a =	7.00 gals	0.070 m/s2		
$\gamma_{sedim} =$	1,922 kg/m3			
SOLUCIÓN:	REVISANDO POR VOLCAMIENTO			
H cortina =	43.14 m			$\alpha = a / g$
Proponiendo un talud en el paramento seco de		1		
B base =	45.1 m		h TRIANGULO CONCRETO =	39.14 m
B corona =	6.00 m		b TRIANGULO CONCRETO =	39.14 m
PARA EL RECTÁNGULO w1 =		621,216 kgf		
brazo palanca con respecto al talud =		42.140 m	M1 =	26,178,042.240 kgf-m
PARA EL TRIÁNGULO w2 =		1,838,328 kgf		
brazo palanca con respecto al talud =		26.093 m	M2 =	47,968,092.755 kgf-m
EMPUJE DEL AGUA H agua =		39.25 m	p =	39,250 kgf/m2
P1=		770,281.250 kgf		
brazo palanca con respecto al talud =		13.083 m	M3 =	10,077,846.354 kgf-m
EMPUJE DE SUBPRESIÓN UR =		901,671.500 kgf		
brazo palanca con respecto al talud =		30.093 m	M4 =	27,134,301.007 kgf-m
EMPUJE DEL AGUA POR SISMO $\alpha =$		0.0071356	C =	0.73 de la figura 4.6
Pew=		204.452 kgf		
brazo palanca con respecto al talud =		19.625 m	M5 =	4,012.372 kgf-m
F. DE LA CORTINA POR SISMO REC. Pec =		4,432.734 kgf		
brazo palanca con respecto al talud =		21.570 m	M6 =	95,614.071 kgf-m
F. DE LA CORTINA POR SISMO TRIA. Pec =		13,117.526 kgf		
brazo palanca con respecto al talud =		13.047 m	M7 =	171,139.984 kgf-m
EMPUJE DE LOS AZOLVES Plimo=		21,682.563 kgf		
brazo palanca con respecto al talud =		1.583 m	M8 =	34,330.724 kgf-m
FSO DEBE SER ENTRE 2 Y 3		FSO =	1.976 < 2	NO ES ESTABLE

¡CUIDADO CON PROPUESTAS QUE NO SEAN UN DADO LA CORONA.

OBRAS HIDRÁULICAS

	INCÓGNITAS:	FÓRMULAS
$f =$	$f =$	Método del Coeficiente de deslizamiento
SOLUCIÓN:	REVISANDO POR DESLIZAMIENTO	$\frac{\Sigma P}{\Sigma W - U_R} = \tan \theta = f$
$\Sigma P = 796,600.999$ kgf	$f = \tan \theta = 0.511 < f$	NO ES ESTABLE
$\Sigma W = 2,459,543.52$ kgf		Método del Coeficiente de SEGURIDAD
El coeficiente de seguridad contra deslizamiento tiene un valor entre 1 y 1.5 para las presas de gravedad sobre roca	$f_s = \frac{f'}{\tan \theta} = \frac{f'(\Sigma W - U_R)}{\Sigma P}$	$f_s = 0.978 > 1$ NO ES ESTABLE
$f_s =$		Método del Coeficiente de seguridad por CORTE Y ROZAMIENTO
$SSF = 4.944427659 > 4$	NO SE DESLIZA	$SSF = \frac{f'(\Sigma W - U_R) + b * \sigma}{\Sigma P}$
<i>De no cumplir contra deslizamiento se deberá proyectar un dentellón, que se calcula como viga volada, cargada con una fuerza horizontal igual a la diferencia en exceso de la resistencia al deslizamiento.</i>		
<i>Es decir a mayor profundidad, menos peralte y viceversa, por lo que finalmente el diseño dependerá del aspecto económico</i>		
PARA EVITAR EL VUELCO SE PUEDE UTILIZAR TAMBIEN GALERÍAS DE INSPECCIÓN, CON LO QUE LA SUPRESIÓN DISMINUYE, COMO SE CALCULA A CONTINUACIÓN:		
SOLUCIÓN:	REVISANDO POR VOLCAMIENTO	
Proponiendo un talud en el paramento seco de	1	
B base = 45.14 m	h TRIANGULO CONCRETO = 39.14 m	-2
B corona = 6 m	b TRIANGULO CONCRETO = 39.14 m	
PARA EL RECTÁNGULO $w_1 =$	621,216 kgf	
brazo palanca con respecto al talud =	42.140 m	$M_1 = 26,178,042.240$ kgf-m
PARA EL TRIÁNGULO $w_2 =$	1,838,328 kgf	
brazo palanca con respecto al talud =	26.093 m	$M_2 = 47,968,092.755$ kgf-m
EMPUJE DEL AGUA H agua =	39.25 m	$p = 39,250$ kgf/m ²
$P_1 =$	770,281.250 kgf	
brazo palanca con respecto al talud =	13.083 m	$M_3 = 10,077,846.354$ kgf-m
EMPUJE DE SUBPRESIÓN, en este caso se divide en dos partes considerando una galería de inspección, con una eficiencia $k = 0.5$ a una distancia $x = 30.093$ m, es decir a 1/3 del paramento humedo, por lo que usando la ecuación se puede calcular el valor del quiebre de la supresión $Pu = 13.550$ mca, o también en kgf/m²		
$Pu = H_2 + \frac{kx}{L}(H_1 - H_2)$	13,550.000	por lo que para el primer trapecio se tendrá
$U_{R1} =$	397,232.000 kgf	
brazo palanca con respecto al talud =	38.837 m	$M_4 = 15,427,421.731$ kgf-m
$U_{R2} =$	214,415.000 kgf	
brazo palanca con respecto al talud =	19.569 m	$M_4' = 4,195,987.028$ kgf-m
EMPUJE DEL AGUA POR SISMO $\alpha = 0.0071356$	$C = 0.60$ de la figura 4.6	
$Pew =$	168.043 kgf	
brazo palanca con respecto al talud =	19.625 m	$M_5 = 3,297.840$ kgf-m
FUERZA DE LA CORTINA POR SISMO $P_{ec} =$	17,550.260 kgf	
brazo palanca con respecto al talud =	13.083 m	$M_6 = 229,615.896$ kgf-m
EMPUJE DE LOS AZOLVE $P_{lmo} =$	21,682.563 kgf	
brazo palanca con respecto al talud =	1.583 m	$M_7 = 34,330.724$ kgf-m
$F_{So} = 2.474 > 2$		POR LO TANTO ES ESTABLE
	INCÓGNITAS:	FÓRMULAS
$f =$	$f =$	Método del Coeficiente de deslizamiento
SOLUCIÓN:	REVISANDO POR DESLIZAMIENTO	$\frac{\Sigma P}{\Sigma W - U_R} = \tan \theta = f$
$\Sigma P = 809,682.115$ kgf	$f = \tan \theta = 0.438 < f$	POR LO TANTO ES ESTABLE
$\Sigma W = 2,459,543.52$ kgf		Método del Coeficiente de SEGURIDAD
	$f_s = \frac{f'}{\tan \theta} = \frac{f'(\Sigma W - U_R)}{\Sigma P}$	$f_s = 1.141 > 1$ POR LO TANTO ES ESTABLE
		Método del Coeficiente de seguridad por CORTE Y ROZAMIENTO
$SSF = 5.0436439 > 4$	NO SE DESLIZA	$SSF = \frac{f'(\Sigma W - U_R) + b * \sigma}{\Sigma P}$

P.S.3

PRESA DE GRAVEDAD

FILA

NON

MATR=

505

Diseñar la sección de una presa de gravedad A CONSTRUIR EN EL RÍO TEPALCATEPEC, conforme a la

sig. información: fondo de desplante en la cota 412.35 m; nivel de azolves a la cota 425.25 m; el NAMO **FILAS NON 435.67; FILAS PAR 436.12; el NAME a la FILAS NONES 436.92 m; PARES 437.67 m;** BORDO LIBRE DE 1.8 m; peso específico del concreto 2.4 tn/m³; la longitud del vertedor es de 31.25 m se desplantará sobre roca de mediana calidad, donde el coeficiente de fricción estática es de 0.8 y aguas abajo se tiene un tirante de agua de 2 m. El ángulo en las playas del vaso es aproximadamente de 6° y POR CUESTIONES GEOLÓGICAS NO DEBE TENER UN TALUD EN EL PARAMENTO SECO MAYOR A 1; NO EXISTE hielo; la aceleración del sismo para Tr de 100 años es de 25 Gals; el río después de la cortina tiene un ancho en la plantilla de **FILAS NONES 75 m; PARES 85 m;** n = 0.026; k = 2; y S = 0.0002

Definir las coordenadas del vertedor de demasias y la necesidad de construir una estructura disipadora de energía al pie del vertedor.

SOLUCIÓN:

REVISANDO POR VOLCAMIENTO

H cortina =	26.37 m	h inclinada del paramento seco =	23.32 m
Proponiendo un talud en el paramento seco de 1			
B corona =	3.05 m	B param mojado =	0.00 m
B base =	26.37 m	B base del triangulo =	23.320

FSo = **FSo = 1.718 < 2** **NO ES ESTABLE**

PARA EVITAR EL VUELCO SE PROPONE UTILIZAR UN DREN O GALERÍAS DE INSPECCIÓN, CON LO QUE LA SUPRESIÓN DISMINUYE, COMO SE CALCULA A CONTINUACIÓN:

EMPUJE DE SUBPRESIÓN, en este caso se divide en dos partes considerando una galería de inspección, con una eficien

k = **0.5** a una distancia x = **17.58 m**, es decir a 1/3 del paramento humedo, por lo que usando la ecuación se puede calcular el valor del quiebre de la supresión **Pu = 9.443333333 mca**, o también en kgf/m² **9,443** por lo que para el primer trapecio se tendrá

UR1 =	143,994.850 kgf	M8 =	3,253,634.176 kgf-m
brazo palanca con respecto al talud =	22.595 m		
UR2 =	105,025.850 kgf	M8' =	1,101,871.915 kgf-m
brazo palanca con respecto al talud =	10.491 m		

FSo = 2.031 > 2 **POR LO TANTO ES ESTABLE**

INCÓGNITAS:

FÓRMULAS

f = **Método del Coeficiente de deslizamiento**

SOLUCIÓN:

REVISANDO POR DESLIZAMIENTO

Σ P =	453,814.872 kgf	f = tan θ =	0.761 <= fs	POR LO TANTO ES ESTABLE
Σ W =	845,615.28 kgf			Método del Coeficiente de SEGURIDAD

SOLUCIÓN A x = 13.95 m

f s= 1.052 > 1 **POR LO TANTO ES ESTABLE**

Método del Coeficiente de seguridad por CORTE Y ROZAMIENTO

SSF = 5.119214485 > 4 **NO SE DESLIZA**

De no cumplir contra deslizamiento se deberá proyectar un dentellón, que se calcula como viga volada, cargada con una fuerza horizontal igual a la diferncia en exceso de la resistencia al deslizamiento.

Es decir a mayor profundidad, menos peralte y viceversa, por lo que finalmente el diseño dependerá del aspecto económico

El diseño del Vertedor de demasias de la presa sería:

OBRAS HIDRÁULICAS

X	Y VERTEDOR	Y SUP. LIB.		X	Y VERTEDOR	Y SUP. LIB.
0.00	0.126	-0.831		0	-0.158	1.039
0.10	0.036	-0.803		0.13	-0.045	1.004
0.20	0.007	-0.772		0.25	-0.009	0.965
0.30	0.000	-0.740		0.38	0.000	0.925
0.40	0.007	-0.702		0.50	-0.009	0.878
0.60	0.063	-0.620		0.75	-0.079	0.775
0.80	0.153	-0.511		1.00	-0.191	0.639
1.00	0.267	-0.380		1.25	-0.334	0.475
1.20	0.410	-0.219		1.50	-0.513	0.274
1.40	0.560	-0.030		1.75	-0.700	0.038
1.70	0.920	0.305		2.13	-1.150	-0.381
2.00	1.310	0.635		2.50	-1.638	-0.794
2.50	2.100	1.500		3.13	-2.625	-1.875
3.00	3.110	2.500		3.75	-3.888	-3.125
3.50	4.250	3.650		4.38	-5.313	-4.563
4.00	5.610	5.000		5.00	-7.013	-6.250
4.50	7.150	6.540		5.63	-8.938	-8.175
				17.55	-25.070	-24.898

* NOTA PARA VALORES MAYORES SE TIENE UN TALUD 0.7:1

C) DISEÑO DE LA CUBETA DISIPADORA DE ENERGÍA AL PIE DEL CIMACIO TIPO 7 USBR

PARA EL DISEÑO DEL DISIPADOR DE LA ENERGÍA ADQUIRIDA POR EL FLUJO AL DECENDER POR EL TALUD DEL VERTEDOR, SE PROPONE UNA CUBETA RANURADA DEL USBR "SECCIÓN 7", DEL LIBRO DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS, U. S. B. R.; Ed. C.E.C.S.A. PARA LO CUAL ES NECESARIO CALCULAR EL TIRANTE DE AGUA AL PIE DEL CIMACIO, LO CUAL SE PUEDE REALIZAR POR MEDIO TANQUE ESTÉ BAJO EL FONDO

ELEVACIÓN DEL TIRANTE EN VERTEDOR **436.920**
 ELEVACIÓN EN LA PARTE BAJA DE LA CUBETA **412.350** m Y POR LO TANTO **Z = 24.570** m y **Hv = 1.250** m

POR LO QUE PARA CONOCER EL CONJUGADO MENOR, SE UTILIZA LA FIGURA 14, DE LA SRH, PARA "ESPESESORES DE LÁMINAS DE AGUA EN MUROS VERTEDORES, REQUIRIENDOSE CALCULAR: $V_T = (2g(Z-H/2))^{0.5}$ Y A PARTIR DEL VALOR DE LA CONSTANTE "C" Y DEL GASTO UNITARIO POR UNIDAD DE LONGITUD DEL VERTEDOR SE OBTIENE d_1 , DE LA MANERA SIGUIENTE:

$V_T = 21.675$ m/s Y DE ACUERDO A LA GRÁFICA **C = 0.800**

POR LO TANTO $V_A = C V_T = 17.339$ m/s ; EL GASTO UNITARIO ES $q = 3.013$ m³/s-m

Y $D_1 = q / V_A = 0.1738$ m $A_1 = 5.430$ m² $\bar{y}_1 = 0.09$ m

$Q_1^2/gA_1 + \bar{y}_1 A_1 = Q_2^2/gA_2 + \bar{y}_2 A_2$ **166.897**

PROPONIENDO **d2 = 3.74** m ; EL SEGUNDO MIEMBRO ES = **226.534123** Y $V_2 = 0.805$ m/s

CALCULANDO EL TIRANTE NORMAL SÍ S = 0.0002 Y b = 75.00 m $S^{1/2} = 0.014$

PROPONIENDO **yn = 1.889** m $A = 148.809$ m² Y P = 83.4477041 m Y Rh = 1.783256664 m

CON EL VALOR DE n = 0.026 $Rh^{2/3} = 1.47$ m $V = 0.800$ m/s Y Q = 119.027 m³/s

ENERGÍA EN CONJUGADO MAYOR **3.78** mca

ENERGÍA EN EL TIRANTE NORMAL **1.91** mca

POR LO TANTO EL SALTO SE **BARRE**

PARA DEFINIR EL RADIO DE LA CUBETA, SE CALCULA EL NÚMERO DE FROUD EN EL TIRANTE CONJUGADO MENOR D1, CON $V_1 = 17.339$ m/s

POR LO TANTO $Fr = 13.280$ DE LA FIGURA DE "RADIO MÍNIMO ADMISIBLE" $R/(D_1 + V_1^2/2g) = 0.09$ POR LO QUE

$R = 1.381$ m ; DE FIG. LIMITE MÍNIMO DEL TIRANTE DE SALIDA $T_{min}/D_1 = 16.000$ Y $T_{min} = 2.780$ m

DE LA FIGURA DE LIMITE MÁXIMO DEL TIRANTE DE SALIDA $T_{max}/D_1 = 30.000$ Y $T_{max} = 5.213$ m

EN AMBOS CASOS LA ENERGÍA CON LOS TIRANTES DE SALIDA, SE TENDRÍA UN VALOR MAYOR QUE LA ENERGÍA DEL TIRANTE NORMAL, POR LO QUE NO SE DISIPA ADECUADAMENTE LA ENERGÍA EN EL SALTO, POR LO QUE SE PUEDE HACER:

1ª OPCIÓN: PROPONER UN ESCALÓN EN LA CUBETA Y RECALCULAR. PROPONIENDO $\Delta Z = 1.750$ m

ENTONCES **Z = 26.320** $V_T = 22.453$ m/s Y **C = 0.780** $V_A = 17.513$ m/s

$D_1 = q / V_A = 0.1720$ m $Fr_1 = 13.481$ AL NO CAMBIAR NOTABLEMENTE EL Fr_1 , SE TIENEN LOS MISMO VALORES DE LOS

TIRANTES DE SALIDA, PERO COMO EXISTE EL ESCALÓN, ENTONCES AL COMPARAR LAS ENERGÍAS CON RESPECTO A LA ENERGÍA

DEL TIRANTE NORMAL, AGUAS ABAJO DE LA PRESA, SE TENDRÁ:

ENERGÍA DEL $T_{min} \Rightarrow$ VELOCIDAD $T_{min} = 1.084$ m/s $E_{Tmin} = 2.84$ mca $E_n = 3.66$ mca

10% DE LA ENERGÍA ESPECÍFICA DEL TIRANTE NORM **0.191** mca DIF. ENERGÍAS = -0.819 mca **SALTO AHOGADO**

FINALMENTE EL RADIO DE LA CUBETA SE DEFINE DE TAL FORMA QUE SE TENGA UN NÚMERO ENTERO DE DIENTES, TOMANDO EN

CUENTA QUE DEBE TENER DIENTES EN LOS EXTREMOS DE LA CUBETA Y SEPARACIÓN DE 0.05R Y ANCHO DE DIENTES DE 0.125R

SI $R = 1.4318$ m sep. Dientes = 0.072 m ancho Dientes = 0.179 m SI $L_v = 31.25$ m NÚMERO DIENTES = 125.00

EN EL TANQUE AMORTIGUADOR SE DEBE TENER UN **BORDO LIBRE** PARA EVITAR SALPICADURAS QUE SE PUEDE CALCULAR CON:

$B.L. = 0.786$ m ES DECIR LA ALTURA DE LOS MUROS EN EL TANQUE SERÁ = $DZ + E_{Tmin} = 4.590$ m

2ª OPCIÓN: PROPONER UN ESTANQUE AMORTIGUADOR TIPO II DEL LIBRO "DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS" DE LA USBR

SI $TW = y_n$ ENTONCES $TW/D_2 = 0.505$ DE LA FIGURA DE TIRANTES DE SALIDA MÍNIMOS SE PUEDE VER QUE NO EXISTE

CURVA Y POR LO TANTO NO SE PUEDE USAR ÉSTE TIPO DE AMORTIGUADOR DE FORMA DIRECTA, POR LO QUE SE TENDRÍA QUE

PROPONER UN DESNIVEL EN EL PISO DEL TANQUE AMORTIGUADOR PARA LOGRAR UNA RELACIÓN MAYOR DE TW/D_2 .

PROPONIENDO $\Delta Z = 0.550$ m SE TENDRÍA UN $TW = 2.439$ m ENTONCES $TW/D_2 = 0.652$; DE LA GRÁFICA DEL

TANQUE AMORTIGUADOR TIPO II DE "TIRANTES DE SALIDA MÍNIMOS" SE TIENE QUE $T_{salida}/D_1 = 16.000$ Y POR LO TANTO

$T_{salida} MIN = 2.7804$ m VELOCIDAD $T_{min} = 1.084$ m/s $E_{Tmin} = 2.84$ mca $E_n = 3.66$ mca

10% DE LA ENERGÍA ESPECÍFICA DEL TIRANTE NORM **0.191** mca DIF. ENERGÍAS = -0.819 mca **SALTO AHOGADO**

FINALMENTE EL RADIO DE LA CUBETA SE DEFINE DE TAL FORMA QUE SE TENGA UN NÚMERO ENTERO DE DIENTES, TOMANDO EN

CUENTA QUE DEBE TENER DIENTES EN LOS EXTREMOS DE LA CUBETA Y SEPARACIÓN DE 0.05R Y ANCHO DE DIENTES DE 0.125R

SI $R = 0.9989$ m sep. Dientes = 0.050 m ancho Dientes = 0.125 m SI $L_v = 31.25$ m NÚMERO DIENTES = 179

OBRAS HIDRÁULICAS

P.R.5 DISEÑE TODOS LOS ELEMENTOS NECESARIO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UNA PRESA DERIVADORA EN UN RÍO QUE TIENE UNA SECCIÓN TRAPEZIAL CON TALUD $k = 2$; ANCHO EN EL FONDO DEL RÍO DE **65 m**; DIÁMETRO DE LA PARTÍCULA A SEDIMENTAR DE **2.5 mm**; COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE 0.028; PENDIENTE DEL FONDO DEL RÍO DE **LAS TRES ÚLTIMAS CIFRAS DE SU MATRÍCULA ENTRE 100,000**; CON ELEVACIÓN EN EL FONDO DEL RÍO DE **1823.30 msnm**; HOMBROS DEL RÍO EN LA ELEVACIÓN **1834.17 msnm**; SABIENDO QUE DEBERÁ PERMITIR EL PASO DE UNA AVENIDA SOBRE LA CRESTA VERTEDORA TIPO CIMACIO **210.155 m³/s**, SIN QUE SE PRESENTE DERRAMES. EL GASTO A DERIVAR ES PARA REGAR UNA SUPERFICIE DE **1,050 ha**, CON UN C.U.R. DE **1.115 lt/s/ha**, POR MEDIO DE UN **CANAL A DISEÑAR SIN REVESTIR**, QUE DEBERÁ TENER UNA PENDIENTE DE **LAS TRES ÚLTIMAS CIFRAS DE SU MATRÍCULA ENTRE 1'000,000**, Y UN COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE 0.022, TENIENDO UNA ELEVACIÓN EN LA PLANTILLA DEL CANAL DE DERIVACIÓN DE 1830.11 msnm EN SU km 0+000

DATOS	MATR=	465	FÓRMULAS	
SUPERF= 1050 ha C.U.R. = 1.115 lt/s/ha				
SECCIÓN: TRAPEZIAL SIMÉTRICA CON $k_c = 2$				$dn = \left\{ \frac{Q n 2^{n/3}}{[S^{n/2}] (2 \cdot \text{RAIZ}(k^2 - 1) - k)} \right\}^{3/8}$
n CANAL = 0.022				RUBEY:
PENDIENTE DEL FONDO CANAL (S) = 0.000465 <<< MATRÍCULA / 1'000,000				$W_c = F1 (g \Delta D50)^{0.5}$ SIENDO
ELEVACIÓN DE LA RAZANTE DEL CANAL EN LA DERIVACIÓN: 1830.11 msnm				$F1 = (2/3 + 36 n^2 / (g D D_p^3)^{0.5})^{0.5}$
ELEVACIÓN DEL LECHO DEL RÍO EN EL SITIO DE LA PRESA: 1823.30 msnm				
ELEVACIÓN DE LOS BORDOS DEL RÍO EN EL SITIO DE LA PRESA: 1834.17 msnm				$W_a = (0.04 \cdot g - (36 n^2 / (g D D_p^3)^{0.5})^{0.5})$
TALUD DEL RÍO $k_r = 2$				$Q_v = C \cdot L_v \cdot H^{3/2}$
PENDIENTE DEL RÍO (S) = 0.00465 <<< MATRÍCULA/100,000				
ANCHO DEL FONDO DEL RÍO (b) = 65.00 m				
COEFICIENTE DE RUGOSIDAD RÍO n = 0.028			NON	PAR
DIÁMETRO DE SEDIMENTOS = 0.0025 m			0.0015	0.0025

SOLUCIÓN:				
ALTURA RÍO $h_{río} =$	10.870 m	ALT. DISP =	10.270 m	B.L. =
				0.60 m
		LONGITUD MÁX. DEL VERTEDOR (L_v) =	108.480 m	
A) DISEÑO DEL CAUCE DE CONDUCCIÓN SIN REVESTIMIENTO:				
GASTO A DERIVAR:	1.1708 m ³ /s			
TIRANTE NORMAL (d) =	0.905 m	b =	0.427 m	B.L. =
				0.60 m
B) DISEÑO DE LA OBRA DE TOMA:				
PARA LOS ORIFICIOS DE LA TOMA SE DEBE DE TOMAR EN CUENTA QUE LA VELOCIDAD DEBE ESTAR ENTRE 0.7 Y 0.9 m/s				
LA MAGNITUD DE LAS COMPUERTAS QUE SE FABRICAN EN MÉXICO Y LAS PÉRDIDAS DE CARGA EN LOS ORIFICIOS.				
GASTO VERTEDOR:	210.155 m ³ /s	DATO	1	GUMBEL 1
				LOG-PEAE 2
POR LO QUE EN PRIMERA INSTANCIA SE ESCOGE $V_t =$ 0.80 m/s Y EL ÁREA NECESARIA SERÍA = 1.463 m ²				
ESCOGIENDO COMPUERTAS DESLIZANTES DE Fo.Fo. DE 0.76 x 0.76 SE TENDRÍA UN ÁREA DE:				
$A_c =$	0.578 m ²	Y EL NÚMERO DE COMPUERTAS SERÍA:	$A_n/A_c =$	2.534
COMPUERTAS				
SI SE USAN	2	COMPUERTAS SE TENDRÁ:	$A_N = 1.122 \cdot N$ Y $V_t = Q_d/A_N$ ES DECIR:	
$A_N =$	1.155 m ²	Y $V_t =$	1.013 m/s	
SI SE USAN	3	COMPUERTAS SE TENDRÁ:	$A_{N1} = 1.122 \cdot N1$ Y $V_t = Q_d/A_{N1}$ ES DECIR:	
$A_{N1} =$	1.733 m ²	Y $V_t =$	0.676 m/s	
COMO AMBAS VELOCIDADES ESTÁN MUY CERCA DEL RANGO RECOMENDADO, POR ECONOMÍA SE SELECCIONA				
	2	COMPUERTAS		
POR LO QUE EL GASTO POR CADA ORIFICIO SERÁ DE: $Q_o = Q_d/N =$ 0.585 m ³ /s				
PARA DETERMINAR LA CARGA NECESARIA PARA QUE PASE DICHO GASTO POR CADA ORIFICIO SE UTILIZARÁ LA FÓRMULA:				
$Q = C \cdot A \cdot (2 \cdot g \cdot h)^{0.5}$, DE DONDE DESPEJANDO SE TIENE $h = (Q / CA)^2 \cdot (1 / 2g)$; SIENDO C = COEFICIENTE DE DESCARGA QUE CONFORME AL LIBRO "WATER MEASUREMENT MANUAL" DEL BUREAU OF RECLAMATION DE USA, PARA ORIFICIOS CON DESCARGA SUMERGIDA Y CONTROLADOS POR COMPUERTAS, "C" TOMA UN VALOR DE:				
	0.65	ENTONCES:		
$h_o =$	0.124 m	POR LO TANTO LA ELEVACIÓN EN LA OBRA DE TOMA SERÁ:		
ELEV. AGUA EN EL DESARENADOR = 1830.11 +	0.905 m + 0.123904:	1.831.139 msnm	(QUE CORRESPONDE AL NIVEL DE LA CRESTA DEL VERTEDOR DE LA PRESA DERIVADORA).	
CAJA: ANCHO =	1.720 m	B canal =	4.049 m	L TRANSICIÓN: 5.252 m

OBRAS HIDRÁULICAS

C) DISEÑO DEL CANAL DE LLAMADA-DESARENADOR

CON LA FINALIDAD DE QUE NO INGRESEN LAS ARENAS AL CANAL DE CONDUCCIÓN SE DEBERÁ DE LOGRAR QUE LA VELOCIDAD EN EL DESARENADOR SEA MENOR QUE LA VELOCIDAD DE CAIDA DE LAS PARTÍCULAS, LA CUAL SE PUEDE CALCULAR CON LA FÓRMULA PROPUESTA POR RUBEY:

DONDE: $v(T=20^\circ) = 1.007E-06 \text{ m}^2/\text{S}$ $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ $\Delta = 1.65 \text{ m}$ Y $D_p = 0.0025 \text{ m}$
 Y POR LO TANTO: $F_1 = 0.805$ Y $W_c = 0.162 \text{ m/s}$
 SIENDO EL ÁREA SUPERFICIAL DEL DESARENADOR REQUERIDA DE: $As = Qd / W_c = 3.5 / 0.103 = 7.234 \text{ m}^2$

LA VELOCIDAD DE ARRASTRE SE PUEDE CALCULAR CON LA SIGUIENTE FÓRMULA:

$Wa = (0.04 * g / (Wc * 0.2 * \Delta * Dp * (1/33)))^{0.5}$ POR LO QUE $Wa = 0.641 \text{ m/s}$
 Y EL ÁREA TRANSVERSAL DEL CANAL DESARENADOR SERÍA: $At = Qd / Wa = 3.5 / 17 = 1.827 \text{ m}^2$

CONSIDERANDO QUE EL CONTROL PARA LA LIMPIEZA DEL DESARENADOR SE REALIZARÁ POR MEDIO DE COMPUERTAS RADIALES QUE SE CONSTRUYEN CON ANCHOS DE 2, 2.3 Y 2.5 m, Y DE QUE LA ALTURA MÁXIMA DISPONIBLE, CONFORME AL TIRANTE DE AGUA EN EL DESARENADOR Y EL FONDO SERÍA DE: $1,831.139 - 1830.11 = 1.029 \text{ m}$

SE TENDRÍA UN ANCHO DEL CANAL DE: $bc = At / 1.232 = 1.776 \text{ m}$, PROPONIENDO ANCHO DE: 1.5 m EN N° DE 1 COMPUERTAS Y UNA PILA CENTRAL, Y ENTONCES EL ANCHO ES: 1.500 m $bc = 1.500 \text{ m}$

QUE PARA QUE CUMPLA CON EL ÁREA TRANSVERSAL, SE REQUERIRÍA DE UN TIRANTE DE: $dc = At / bc = 1.218 \text{ m}$

QUEDANDO UN ESCALÓN ENTRE EL PISO DEL DESARENADOR Y EL UMBRAL DE LOS ORIFICIOS DE: 0.189 m ESCALÓN Y LA ELEVACIÓN DEL PISO EN EL DESARENADOR SERÁ DE: $1,829.921 \text{ msnm}$

LA LONGITUD DEL CANAL SERA ENTONCES DE ACUERDO A LO ANTERIOR: $L = As / bc = 4.822 \text{ m}$

CON LA FINALIDAD DE GARANTIZAR LAS CONDICIONES DE SEDIMENTACIÓN SE INCREMENTA EN UN 20% EL VALOR DE LA LONGITUD Y SE DA UN VALOR PRÁCTICO (al cm), QUEDANDO LA LONGITUD EN: $L = 5.79 \text{ m}$

FALTA EL 2° Y 3° TRAMO DEL CANAL

D) DISEÑO DEL VERTEDOR

SOBRE LA CRESTA DEL VERTEDOR DEBERÁ PASAR EL GASTO DE DISEÑO, POR LO QUE AL ESTAR LIMITADA LA LONGITUD DEL VERTEDOR, AL MÁXIMO VALOR DE LA SEPARACIÓN DE LOS HOMBROS DEL RÍO, QUE SERÍA $= b \text{ RÍO} + (\text{ELEV. HOMBROS} - \text{ELEV. FONDO}) * k^2 = 108.480 \text{ m}$ Y DE PREFERENCIA EL ANCHO DEL FONDO DEL RÍO, SE CALCULARÁ LA CARGA HIDRÁULICA REQUERIDA PARA PASAR EL GASTO, UTILIZANDO LA FÓRMULA PARA VERTEDORES DE PARED GRUESA Y CIMACIO TIPO CREAGER, $Q = C L H^{3/2}$; DONDE C=COEFICIENTE DE GASTO Y DEPENDE DE LA RELACIÓN QUE SE TENGA ENTRE LA PROFUNDIDAD DEL VERTEDOR AGUAS ARRIBA Y DEL TALUD DEL VERTEDOR, TAL COMO SE PUEDE VER EN LA TABLA 20.1 pag. 358 DEL LIBRO FUNDAMENTOS DE HIDRÁULICA GENERAL DE PASCHOAL SILVESTRE, ED. LIMUSA, Y QUE PARA TALUD VERTICAL Y UNA RELACIÓN DE "p" Y "H" DE 5.983 $C = 2.156$ Y CON $L_v = 65.000 \text{ m}$

POR LO QUE AL DESPEJAR H, TENDREMOS, $H = (Q / CL)^{2/3} = (450 / 2.1 * 80)^{2/3} = 1.310 \text{ m}$

SI LA ELEVACIÓN DEL FONDO DEL RÍO ES= 1823.300 m Y LA ELEVACIÓN DE LA CRESTA VERTEDORA ES DE:

1831.139 msnm , ENTONCES "p" SERÁ IGUAL= 7.839 m Y POR LO TANTO $p/H = 5.983$ Y DE LA FIG.20.1 SE

TIENE $C = 2.156$ Y ENTONCES AL CALCULAR NUEVAMENTE H SE TIENE QUE $H = 1.310 \text{ m}$ Y $p/H = 5.983$

INTERPOLANDO DE LA TABLA 20.1, $C = 2.156$ Y RECALCULANDO $H = 1.310 \text{ m}$ Y $p/H = 5.9834802$ Y POR LO

TANTO C, YA NO VARÍA. LA ALTURA DEL AGUA SOBRE EL VERTEDOR SERÍA = $1,832.449 \text{ msnm}$ $1,834.170 \text{ msnm}$, < BORDOS

IMPLICA QUE EL RÍO SE **NO DESB.** NVA. COTA $1,833.049 \text{ msnm}$, SOB. ELEV= 0.000 B.L. = 0.600 m

B.L. CALC. = 1.721 SE DEBE REDUCIR LA LONGITUD DEL VERTEDOR LONG. SOBRE-ELEV = 0.000 m

PROPONIENDO UNA NUEVA LONGITUD DEL VERTEDOR, MENOR QUE EL ANCHO DEL FONDO DEL RÍO, SE PUEDE PROCEDER

DEFINIENDO EL TIRANTE SOBRE ÉL Y CALCULAR LA LONGITUD, ES DECIR ELEV. BORDOS $1,834.170 \text{ msnm}$, MENOS

EL B.L. DE 0.600 m , Y LA COTA DEL VERTEDOR ES= $1,831.139 \text{ msnm}$, ENTONCES $H = 2.431 \text{ m}$, Y ENTONCES

$p/H = 3.225$ QUE DA UN VALOR $C = 2.156$ Y DESPEJANDO LA LONGITUD DEL VERTEDOR, DE LA FÓRMULA DE GASTO

PARA VERTEDORES, SE OBTIENE: $L_v = 25.720 \text{ m}$.

PARA EL DISEÑO DEL CIMACIO SE UTILIZARÁ LA GRÁFICA 20.3 (pag. 355) DEL LIBRO ANTES MENCIONADO Y CUYOS VALORES SE PRESENTAN EN LA SIGUIENTE TABLA: CUYOS VALORES DEBEN DE SER MULTIPLICADOS POR "H", EL DEFINITIVO.

X	Y VERTEDOR	Y SUP. LIB.	X	Y VERT.	Y SUP. LIB.
0.00	0.126	-0.831	0	0.306	-2.020
0.10	0.036	-0.803	0.24	0.088	-1.952
0.20	0.007	-0.772	0.49	0.017	-1.877
0.30	0.000	-0.740	0.73	0.000	-1.799
0.40	0.007	-0.702	0.97	0.017	-1.706
0.60	0.063	-0.620	1.46	0.153	-1.507
0.80	0.153	-0.511	1.94	0.372	-1.242
1.00	0.267	-0.380	2.43	0.649	-0.924
1.20	0.410	-0.219	2.92	0.997	-0.532
1.40	0.560	-0.030	3.40	1.361	-0.073
1.70	0.920	0.305	4.13	2.236	0.741
2.00	1.310	0.635	4.86	3.184	1.544
2.50	2.100	1.500	6.08	5.105	3.646
3.00	3.110	2.500	7.29	7.560	6.077
3.50	4.250	3.650	8.51	10.331	8.872
4.00	5.610	5.000	9.72	13.637	12.154
4.50	7.150	6.540	10.94	17.380	15.897

COMO P = 7.839 m

SE TENDRÍA QUE INTERPOLAR PARA DEFINIR LAS COORDENADAS DEL VERTEDOR, PERO AL NO SABER SI SE BARRE EL SALTO ES PREFERIBLE, PRIMERO DETERMINARLO Y LUEGO TERMINAR.

* NOTA PARA VALORES MAYORES SE TIENE UN TALUD 07:1

OBRAS HIDRÁULICAS

E) DISEÑO DEL TANQUE AMORTIGUADOR AL PIE DEL VERTEDOR		
PARA EL DISEÑO DEL TANQUE QUE AMORTIGUARÁ O DISIPARÁ LA ENERGÍA ADQUIRIDA POR EL FLUJO AL DECENDER POR EL TALUD DEL VERTEDOR, SE PROPONE UN PRIMER DESNIVEL Y CALCULANDO LA CARGA DE POSICIÓN ENTRE EL TIRANTE DE AGUA EN EL VERTEDOR Y EL TIRANTE DE AGUA EN EL CONJUGADO MENOR SE TIENE QUE, PROPONIENDO QUE EL TANQUE ESTÉ BAJO EL FONDO 0.000 <<(SE EMPIEZA CON "CERO" PARA VER SI SE BARRE EL SALTO)		
ELEVACIÓN DEL TIRANTE EN VERTEDOR = 1.833.570 msnm		
ELEV. DEL TANQUE AMORTIGUADOR= 1.823.300 msnm Y POR LO TANTO Z = 10.270 m y Hv = 2.431 m		
POR LO QUE PARA CONOCER EL CONJUGADO MENOR, SE UTILIZA LA FIGURA DE LA SRH, PARA "ESPESORES DE LÁMINAS DE AGUA EN MUROS VERTEDORES, REQUIRIENDOSE CALCULAR: $V_T = (2g(Z-H/2))^{0.5}$ Y A PARTIR DEL VALOR DE LA CONSTANTE "C" Y DEL GASTO UNITARIO POR UNIDAD DE LONGITUD DEL VERTEDOR SE OBTIENE d_1 , DE LA MANERA SIGUIENTE:		
$V_T =$	13.329 m/s	Y DE ACUERDO A LA FIG. DE LA SARH, C = 0.930
POR LO TANTO $V_A = C V_T =$	12.395 m/s;	EL GASTO UNITARIO ES $q =$ 8.171 m ³ /s-m
Y	$d_1 = q / V_A =$ 0.659 m	$A_1 =$ 42.849 m ² $\dot{y}_1 =$ 0.330 m
$Q_1^{n^2}/gA_1 + \dot{Y}_1 A_1 = Q_2^{n^2}/gA_2 + \dot{Y}_2 A_2 =$	119.191	
PROPONIENDO $d_2 =$	1.498 m;	EL SEGUNDO MIEMBRO ES = 119.19133 $V_2 =$ 2.158 m/s $Y V_2^2/2g =$ 0.237 mca
CALCULANDO EL TIRANTE NORMAL	$S^{1/2} =$ 0.068	
PROPONIENDO $y_n =$	1.180 m;	$A =$ 79.489 m ² Y $P_m =$ 70.277 m Y $R_h =$ 1.131 m
CON EL VALOR DE $n =$ 0.028	$R_h^{2/3} =$ 1.086 m	$V =$ 2.644 m/s Y $Q =$ 210.155 m ³ /s
ENERGÍA CONJUGADO MAYOR $d_2 =$ 1.736 m.c.a.		
ENERGÍA EN TIRANTE NORMAL $d_n =$ 1.536 m.c.a.		
POR LO TANTO EL SALTO SE BARRE		
PROPONIENDO UN ESCALÓN DE : 0.550 m, POR LO TANTO SE TIENE Z = 10.820 m		
$V_T =$ 14.122 m/s Y DE ACUERDO A LA GRÁFICA C = 0.930		
POR LO TANTO $V_A = C V_T =$ 13.133 m/s; EL GASTO UNITARIO ES $q =$ 8.171 m ³ /s-m (YA CALCULADO)		
Y	$d_1 = q / V_A =$ 0.622 m	$A_1 =$ 40.440996 m ² $\dot{y}_1 =$ 0.311 m
$Q_1^{n^2}/gA_1 + \dot{Y}_1 A_1 = Q_2^{n^2}/gA_2 + \dot{Y}_2 A_2 =$	123.904	
PROPONIENDO $d_2 =$	1.946 m	EL SEGUNDO MIEMBRO ES = 123.244 $V_2 =$ 1.661 m/s $Y V_2^2/2g =$ 0.141 mca
ENERGÍA EN CONJUGADO MAYOR 1.536 mca		
ENERGÍA EN EL TIRANTE NORMAL 1.536 mca (YA CALCULADO)		
POR LO TANTO EL SALTO SE SALTO BIEN FORMADO LONGITUD DEL TANQUE = L. T.A. = 5.382 m		
FINALMENTE SE DETERMINAN LAS COORDENADAS COMPLETAS DEL CIMACIO DEL VERTEDOR.		
CON LA ALTURA "P" DEL VERTEDOR AGUAS ARRIBA DE LA CORTINA, MÁS EL ESCALÓN PROPUESTO LA "X" = 8.390 m		
POR LO QUE INTERPOLANDO ENTRE: 7.29 Y 8.51 SE OBTIENE:		
X	Y VERT.	Y SUP. LIB.
7.29	7.560	6.077
8.39	10.061	8.600
8.51	10.331	8.872

FALTA LA OBRA DE LIMPIEZA

OBRAS HIDRÁULICAS

RESPUESTA:

A) DISEÑO DEL CAUCE DE CONDUCCIÓN SIN REVESTIMIENTO:

bcc = 0.427 m	dcc = 0.905 m	B.L. = 0.60 m	hcc = (dcc+B.L.)= 1.505 m
k = 2	S/revestimiento n = 0.022	Scc = 0.000465	ELV. INICIO CANAL= 1830.11 msnm

B) DISEÑO DE LA OBRA DE TOMA:

N° COMPUERTAS = 2	DIMENSIONES: Ancho bo = 0.760 m	Alto ho = 0.760 m	TIPO: PLANAS DESLIZANTES "TMC-102"
CARGA HIDRÁULICA SOBRE ORIFICIOS = 0.124 m	ELEV. AGUA EN OBRA DE TOMA= 1831.14 msnm	ELEV. OBRA DE TOMA (parte inferior del orificio)= 1830.11 msnm	
Caja de transición bt y Lt= 1.720 m	ANCHO DE SUPERFICIE LIBRE = 4.049 m	L TRANSICIÓN : 5.252 m EN QUE PASARÁ DE PAREDES VERTICALES k = 0 A TALUD k = 2	

C) DISEÑO DEL CANAL DE LLAMADA-DESARENADOR

bc = 1.500 m	dc = 1.218 m	B.L. = 0.30 m	hc = (dc+B.L.)= 1.518 m	Sc = 0
k = 0	De concreto emparejado con llana n = 0.014		ELV. FONDO EN TODO EL CANAL= 1829.92 msnm	
Longitud = 5.790 m	(por el eje del canal).	Escalón con obra de toma y canal de conducción = 0.189 m		
Ancho de Compuerta Radial al final del canal = 1.50 m	N° COMPUERTAS = 1			

D) DISEÑO DEL VERTEDOR

TIPO CIMACIO DE CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA, CON COORDENADAS:

ALTURA AGUAS ARRIBA P = 7.839 m	ELEV. Cresta= 1831.14 msnm
	ELEV. Fondo (rio)= 1823.30 msnm
ALTURA AGUAS ABAJO P+ ESC. T.A.= 8.390 m	ELEV. T.A.= 1822.75 msnm

LONGITUD DEL VERTEDOR= 25.720 m	
PAREDES DE CONCRETO A LOS LADOS DEL VERTEDOR ELEV. = 1834.17 msnm	
LONGITUD DE CADA PARED A LOS LADOS DEL VERTEDOR = 41.380 m	
ELEV. DE LOS HOMBROS DEL RÍO = 1834.17 msnm	
SOBRE ELEVACIÓN DE LOS HOMBROS DEL RÍO = 0.000 m	

DISEÑO DEL VERTEDOR: (VER NOTA)

X	Y VERT.	Y SUP. LIB.
0	-0.306	2.020
0.24	-0.088	1.952
0.49	-0.017	1.877
0.73	0.000	1.799
0.97	-0.017	1.706
1.46	-0.153	1.507
1.94	-0.372	1.242
2.43	-0.649	0.924
2.92	-0.997	0.532
3.40	-1.361	0.073
4.13	-2.236	-0.741
4.86	-3.184	-1.544
6.08	-5.105	-3.646
7.29	-7.560	-6.077
8.39	-10.331	-8.872

NOTA: LAS COORDENADAS QUE PROPORCIONA LA TABLA DEL LIBRO PROPORCIONA UNA GRÁFICA DE CABEZA, YA QUE EL EJE DE COORDENADAS COINCIDE CON LA "Y" DEL CIMACIO EN SU CRESTA, POR LO QUE, PARA TENER UNA GRÁFICA COMO SE VERÍA EL CIMACIO Y EL AGUA SE CAMBIA DE SIGNO LOS VALORES DE

E) DISEÑO DEL TANQUE AMORTIGUADOR AL PIE DEL VERTEDOR

ANCHO DEL TANQUE AMORTIGUADOR b T.A. = 25.720 m = Lv
LARGO L T.A. = 5.382 m = 5 * (d ₂ - d ₁)
ELEV. Fondo del Tanque Amortiguador = 1822.75 msnm

NOTA IMPORTANTE: SE DEBEN REALIZAR LOS PLANOS CON LOS VALORES ANTERIORES PARA QUE EL PROYECTO ESTÉ COMPLETO

SI SE SOLICITA ENCONTRAR EL GASTO DE DISEÑO DE LA PRESA (ES DECIR, EN LUGAR DE SER DATO), SE PUEDE PROCEDER DE LA SIGUIENTE FORMA:

$$Q_{Tr} = \bar{Q} + \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} \left\{ \bar{Y}_N - \ln \left(\ln \left(\frac{T_r}{T_r - 1} \right) \right) \right\}$$

DATOS CLIMATOLÓGICOS PARA EL PROBLEMA P.R.3

PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HRS.

DETERMINACION DE LA ALTURA DE PRECIPITACION PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

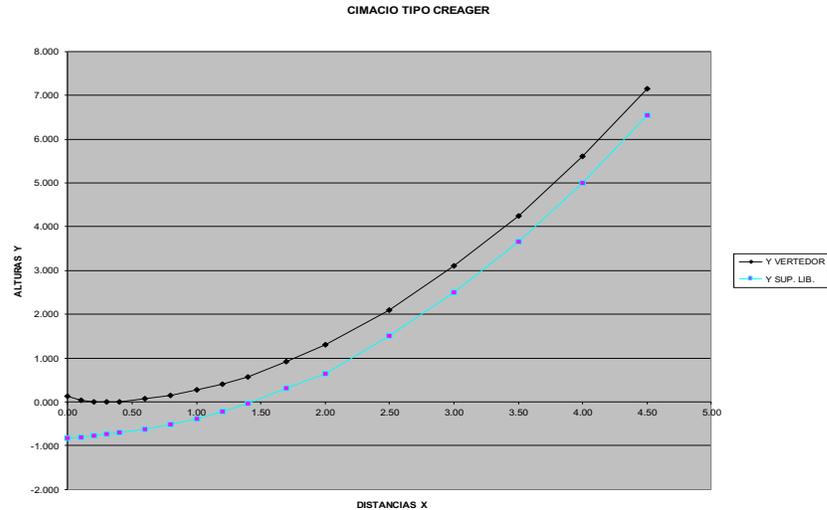
N°	AÑO	Q (m3/s)	Q ordenada	log (Q)	(logQ-lôgQ) ³	ln (Q)	p(x) = y	y ²	x*y	x ²
1	1990	123.30	182.90	2.262	1.156E-03	5.209	3.012	9.073	15.690	27.13
2	1991	113.40	180.80	2.257	9.984E-04	5.197	2.961	8.768	15.390	27.01
3	1992	146.30	176.30	2.246	7.050E-04	5.172	2.861	8.184	14.797	26.75
4	1993	131.20	155.50	2.192	4.098E-05	5.047	2.557	6.540	12.906	25.47
5	1994	180.80	146.30	2.165	5.104E-07	4.986	2.510	6.299	12.513	24.86
6	1995	123.60	139.70	2.145	-1.752E-06	4.939	2.513	6.316	12.414	24.40
7	1996	176.30	138.50	2.141	-3.946E-06	4.931	2.518	6.338	12.414	24.31
8	1997	182.90	132.50	2.122	-4.301E-05	4.887	2.559	6.548	12.504	23.88
9	1998	139.70	131.20	2.118	-6.078E-05	4.877	2.573	6.618	12.546	23.78
10	1999	155.50	123.60	2.092	-2.776E-04	4.817	2.691	7.243	12.964	23.20
11	2000	132.50	123.30	2.091	-2.913E-04	4.815	2.698	7.277	12.988	23.18
12	2001	138.50	113.40	2.055	-1.081E-03	4.731	2.988	8.929	14.137	22.38
SUMA=		1,744.00		25.887	1.142E-03	59.61	32.44	88.13	161.26	296.36
MEDIA =		145.333	lôgQ=	2.157		4.97	2.70			
DESVIACION =		23.650		0.069		0.159				

N° DATOS = 12

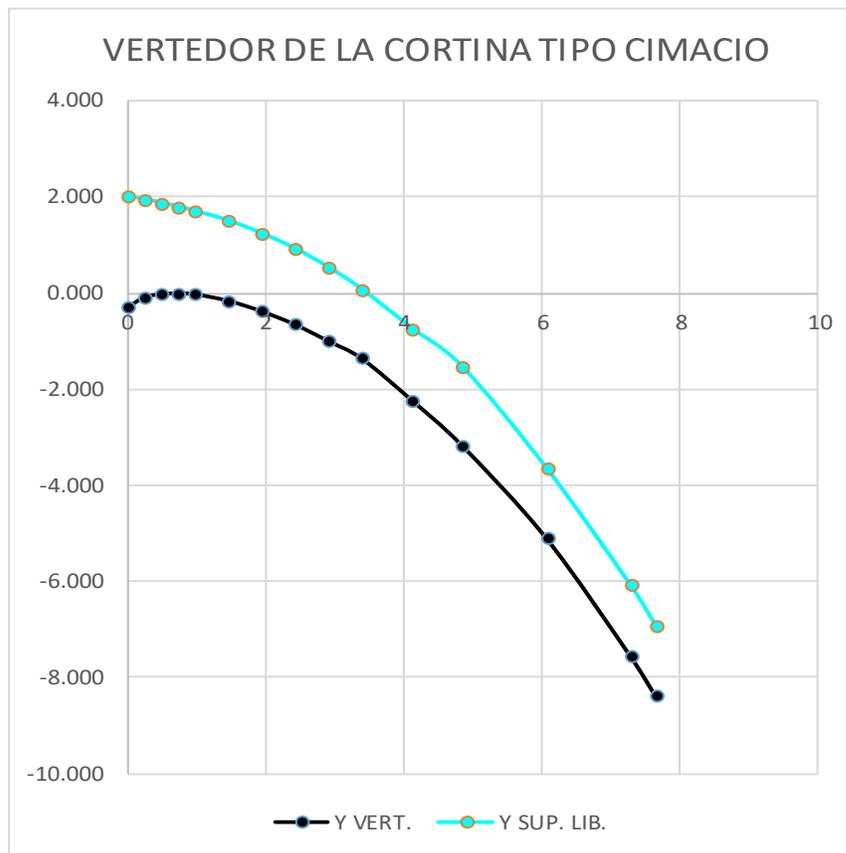
DISTR. VALORES EXT. I O GUMBEL				DISTR. LOG PEARSON III			
		Tr (años)	Q (m3/s)			Tr (años)	Q (m3/s)
Y _N =	0.5035	1.25	121.777	Cas =	0.3773	1.25	125.622
σ _N =	0.9833	2	142.039			2	143.632
		25	210.155	K =	1.871	25	193.442
		(3.20)		Cas = n sum [loghp - lôghp] ³ / (n-1)(n-2) σloghp ³			
				log hp = lôg hp + K σloghp			

OBRAS HIDRÁULICAS

CON RELACIÓN A LA **NOTA IMPORTANTE**, AL FINAL DE LA SOLUCIÓN DEL PROBLEMA DE LA PRESA DERIVADORA, LA GRÁFICA DEL PERFIL DEL CIMACIO SE PUEDE REALIZAR CON LA MISMA HOJA DE EXCEL, PERO SI SE UTILIZAN LOS VALORES DE LA TABLA DE UN CIMACIO, SE OBTENDRÍA UNA GRÁFICA DE LA SIGUIENTE FORMA:



ES DECIR, DE CABEZA, POR LO QUE EN EL RESUMEN DE RESULTADOS SE PRESENTA LA TABLA CON LOS SIGNOS CAMBIADOS DE LAS "Y", TANTO DEL CIMACIO, COMO DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA, PARA OBTENER UNA GRÁFICA DE LA SIGUIENTE FORMA:



P.R.6 EXAMEN DE UN ALUMNO

DISEÑO PRESA DERIVADORA

EXAMEN FINAL DE HURTADO BELTRAN ANTONIO 2006-2007

Ejemplo: Diseñar una presa derivadora, con los siguientes datos:

Sección cauce =	Trapezoidal	Incógnitas:	
Ancho fondo del cauce (m) =	57.000	Dimensionamiento Obra de toma	
Talud cauce (k) =	2.50	Dimensionamiento Canal de llamada-desarenador	
n (cauce río) =	0.026	Dimensionamiento Dique	
Elev. lecho cauce (msnm) =	100.000	Dimensionamiento Obra de limpieza	
Elev. Bordes (msnm) =	108.000	Dimensionamiento de las transiciones	
Pendiente cauce =	0.001200	Fórmulas:	
Gasto río (m3/s) =	196.398		
Periodo retomo (Tr) años =	50.000		
Gasto a derivar (m3/s) =	1.538		
Sección canal =	Trapezoidal		
Material canal =	Concreto		
n (fondo canal) =	0.016		
Talud canal (k) =	1.500		
Ancho fondo del canal (m) =	0.565		
Pendiente canal =	0.000500		
Elev. presa derivadora (msnm) =	105.250		
Diám. partículas retener (mm) =	1.700		
γ partículas (kgf/m3) =	2650.000		
Dist. dique - eje canal, (M), m =	8.000		

$$V = \frac{1}{n} * (Rh)^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

$$\frac{Q}{(b+kd)d} = \frac{1}{n} * \left(\frac{(b+kd)d}{b+2d\sqrt{k^2+1}} \right)^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

$$V = \frac{Q}{A} \quad W_c = \sqrt{\frac{0.04 * g}{W_c^{0.2} * \Delta * D_p^{\frac{1}{33}}}} \quad W_c = Fl \sqrt{g * \Delta * D_p}$$

$$Fl = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36 * v^2}{g * \Delta * D_p^3}} - \sqrt{\frac{36 * v^2}{g * \Delta * D_p^3}}$$

$$A_t = \frac{Q_d}{W_a} = b_c * d_c$$

$$A_s = \frac{Q_d}{W_c} = b_c * L_c$$

$$Q_o = C_d * A_o * \sqrt{2 * g * h_o}$$

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

$$A_1 = L_v * d_1$$

$$A_2 = L_v * d_2$$

$$Q_v = C_d * L_v * H_v^{\frac{3}{2}}$$

$$v_i = \sqrt{2 * g * \left(z - \frac{H_v}{2} \right)}$$

$$\frac{Q^2}{A_1 * g} + (A_1 * \bar{y}_1) = \frac{Q^2}{A_2 * g} + (A_2 * \bar{y}_2)$$

$$Q_v = V_a * (d_i * L_v)$$

$$\bar{y}_1 = \frac{d_1}{2} \quad \bar{y}_2 = \frac{d_2}{2} \quad V_a = C * V_t$$

a. Obra de Toma

a.1	Cálculo del tirante normal (dn) en el canal de conducción		
Gasto a derivar (Qd, m3/s) =	1.538		
Sección canal =	Trapezoidal	$V = \frac{1}{n} * (Rh)^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$	$V = \frac{Q}{A}$
Material canal =	Concreto		
Talud canal (k) =	1.500		
n (fondo canal) =	0.016		
Ancho fondo del canal (b, m) =	0.57	$\frac{Q}{(b+kd)d} = \frac{1}{n} * \left(\frac{(b+kd)d}{b+2d\sqrt{k^2+1}} \right)^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$	
Pendiente canal (S) =	0.000500		
Se resuelve la ecuación proponiendo valores (dn) hasta igualar ambos lados de la ecuación			
dn (m) =	0.932	→	0.840 = 0.840
Por lo tanto el tirante normal del canal de conducción (dn), m = 0.932			
a.2	Proponiendo compuerta(s) planas desizantes (alto x ancho):	0.760	x
		alto	ancho
Área de la compuerta desizante (A _{cg}), m ² =	0.578		
a.3	Con la finalidad de determinar el caudal a pasar por cada uno de los orificios con una velocidad entre 0.7 y 0.9 m/s, se propone una velocidad y a partir de ella se calcula el área necesaria con el gasto a derivar y a partir de ello y con el área de la compuerta desizante se define el número de orificios requeridos, para finalmente revisar con un número entero de orificios qué velocidad real se tiene.		
Velocidad propuesta (m/s) =	0.8	Área necesaria en orificios (A _{no} =Qd/V), m ² =	1.921875
Núm. de orificios propuestos (N) =	3	Gasto unitario por orificio (qo=Qd/N), m ³ /s =	0.513
Velocidad real canal conducción (V _{cc} =Qd/A _{cg}), m/s =	0.887	Por lo tanto	CUMPLE 0.7 < V _{cc} < 0.9
De esta manera la compuerta seleccionada es:	RN-DF-076		

OBRAS HIDRÁULICAS

a.4	Diseño de la caja de obra de toma (Sección rectangular).				K=0
Separación entre orificios, m =	0.2	Nota:	La longitud de la caja es igual a la suma del ancho de cada orificio y de cada una de las separaciones entre ellos.		
Bordo libre (B.L.), m =	0.3				
Ancho corona bordos (C), m =	1.5				
Ángulo conveniente agua, (α)°	12.5				En este caso: T = Bcc
Longitud de la caja (L _{cj}), m =	2.680	$B_{cc} = b_{cc} + (2 * k * dn_{cc})$	$L_{Tcc} = \frac{T-t}{2} \cot \alpha$		t = Lcj
Ancho S.L.A. canal (B _{cc}), m =	3.361				
Longitud de transición (L _{Tcc}), m =	1.536	Ancho entre bordos canal (B _{cc}), m =	4.261		

b. Canal de Llamada-Desarenador

b.1	Velocidad de caída de la partícula				
Aceleración gravedad (g), m/s ²	9.810	$Fl = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36 * v^2}{g * \Delta * D_p^3}} - \sqrt{\frac{36 * v^2}{g * \Delta * D_p^3}}$	$w_a = \sqrt{\frac{0.04 * g}{w_c^{0.2} * \Delta * D_p^{\frac{1}{33}}}}$		
Viscosidad del agua (ν), m ² /s =	0.000001				
γ agua (kgf/m ³) =	1000.000				
Diám. partícula retener (D _p), m =	0.002	$w_c = Fl \sqrt{g * \Delta * D_p}$	$A_t = \frac{Q_d}{w_a} = b_c * d_c$	$A_s = \frac{Q_d}{w_c} = b_c * L_c$	
Relación γs γo (Δ), kgf/m ³ =	1.65				
Gasto a derivar (Q _d , m ³ /s) =	1.538				
Fl =	0.795				
Velocidad de caída (w _c), m/s =	0.132				
Velocidad de arrastre (w _a), m/s =	0.658				
Área superficial canal (A _s), m ² =	11.653				
Área transversal canal (A _t), m ² =	2.338				

b.2 Cálculo de la carga necesaria en el canal desarenador para que puedan trabajar adecuadamente los orificios (h_o), m.

Gasto unit. x orificio (q _o), m ³ /s =	0.5125				
Área orificio (A _o), m ² =	0.578				
Coefficiente de gasto (Cd) =	0.650				
					$Q_o = C_d * A_o * \sqrt{2 * g * h_o}$
Carga hidráulica orificio (h _o), m =	0.095				
Tirante canal derivación (dn), m =	0.932				
Escalon desarenador, m =	0.400	}	NOTA: Estas dimensiones son provisionales para de ahí elegir la compuerta radial que una vez seleccionada será esta la que defina las dimensiones definitivas.		
Tirante desarenador (dc), m =	1.427				
Ancho plantilla desaren (bc), m =	1.638				

b.3 Proponiendo compuertas radiales para el canal desarenador.

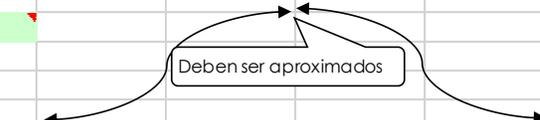
Ancho compuerta radial propuesta (bcr), m =	1.750		No. De compuertas radiales necesarias =	0.94	
Ancho de columna entre compuertas, m =	0.400		No. Práctico =	1	
Por lo tanto las dimensiones finales para el canal desarenador serán las siguientes:					
Ancho plantilla desaren (bc), m =	1.750				
Tirante desarenador (dc), m =	1.336				
Escalon desarenador, m =	0.309				

b.4 Calculando la longitud del canal desarenador.

Longitud canal desarenador (Lc), m =	6.659		$A_s = b_c * L_c$	Factor seguridad =	20%
NOTA: A la longitud del canal (Lc) se le deberá agregar un 20% como factor de seguridad, esta longitud se debe medir al eje del canal, desde la derivación del río, hasta la llegada al primer orificio de la obra de toma. Por lo tanto la longitud final del canal (L _{ct}), m, será:					
Longitud final canal desarenador (LcT), m =	7.991				

FALTA EL 2° Y 3° TRAMO DEL CANAL

OBRAS HIDRÁULICAS

c. Diseño del Dique							
Gasto río (m ³ /s) =		196.398					
Elev. Piso canal derivación (msnm) =		105.250					
Elev. lecho cauce (msnm) =		100.000			FIGURA		
Elev. Bordos cauce (msnm) =		108.000					
Talud cauce (k) =		2.50					
Ancho fondo del cauce (m) =		57.000					
Bordo libre del río (B.L.r), m =		0.600					
Altura dique (p), m =		6.277					
Elev. cresta dique (p), msnm =		106.277					
Longitud del vertedor (L _v), m =		76.545		T = b + 2kd	NOTA:	Se considera como longitud del vertedor (L _v) todo el ancho del río a la altura de los hombros del río (calculada con fórmula (T)).	
c.1 <i>Determinación de la carga sobre el dique vertedor (H_v).</i>							
Se debe verificar que no exista desbordamiento del agua al paso del gasto de diseño asociado a un periodo de retorno.						$Q_v = C_d * L_v * H_v^{\frac{3}{2}}$	
Carga vertedor PROPUESTA (H _v), m =		1.123		Gasto río asociado Tr, Q _{tr} (m ³ /s) =		196.398	
Relación (p/H _v) vertical =		5.589					
Coefficiente de gasto (C _d) =		2.156					
Gasto río pasa sobre vertedor (Q _v), m ³ /s =		196.397		Q _v	<	Q _{tr}	Por lo tanto: NO CUMPLE
Coefficiente de gasto PROPUESTO (C _d) =		2.156					
Carga vertedor (H _v), m =		1.123					
Relación (p/H _v) vertical =		5.589					
Coefficiente de gasto NUEVO (C _d) =		2.156		Coefficiente de gasto FINAL (C _d) =		2.156	
Carga vertedor (H _v), m =		1.123		Carga vertedor FINAL (H _v), m =		1.123	
Relación (p/H _v) vertical =		5.589					
c.2 <i>Revisión del bordo libre del cauce (B.L.r) igual a 0.600 m, por norma.</i>							
Bordo libre calculado (B.L.c), m =		0.600		B.L.c	>	B.L.r	
				Por lo tanto: B.L.c es adecuado			
Pendiente cauce =		0.001200					
Incremento de B.L.c, (Δ _{B.L.c}) m =		0.000		← Altura de cama material necesario para el incremento de los bordos.			
Longitud de incremento del B.L.c (L _{ΔB.L.c}), m =		-0.018					
c.3 <i>Perfil del cimacio.</i>							
NOTA:	Los valores de la tabla de la gráfica 20.3 se deberán multiplicar por (H _v), hasta un valor tal que la (Y) del cimacio sea inmediatamente mayor a (p).						
Carga vertedor FINAL (H _v), m =		1.123		Los valores en amarillo son los considerados para el perfil del cimacio.			
Altura dique (p), m =		6.277					

OBRAS HIDRÁULICAS

Coordenadas Perfil Diseño		
X	Y (vertedor)	Y (S.L.A)
0.000	0.141	-0.933
0.112	0.040	-0.902
0.225	0.008	-0.867
0.337	0.000	-0.831
0.449	0.008	-0.788
0.674	0.071	-0.696
0.898	0.172	-0.574
1.123	0.300	-0.427
1.348	0.460	-0.246
1.572	0.629	-0.034
1.909	1.033	-0.343
2.246	1.471	-0.713
2.808	2.358	1.685
3.369	3.493	2.808
3.931	4.773	4.099
4.492	6.300	5.615
5.054	8.029	7.344

d. Definición del Salto Hidráulico al Pié del Cimacio.

d.1 Cálculo del conjugado menor a través de la FIG. 30 (Solo para muros vetedores tipo cimacio), APUNTES GBPM.					
Aceleración gravedad (g), m/s ² =	9.810	$V_t = \sqrt{2 * g * \left(Z - \frac{H_v}{2} \right)}$ $V_a = C * V_t$			
Altura dique (p), m =	6.277				
Carga vertedor FINAL (H _v), m =	1.123				
Distancia fondo cauce y niv el agua (Z), m =	7.400				
Coefficiente (C) de FIG. 30 =	0.925				
Velocidad teórica (V _t), m/s =	11.583	NOTA: El concreto de alta resistencia soporta hasta 15 m/s			
Velocidad real (V _a), m/s =	10.714				
Gasto río asociado Tr, Qv (m3/s) =	196.398	$Q_v = V_a * (d_1 * L_v) \longrightarrow V = \frac{Q}{A}$			
Longitud del vertedor (L _v), m =	76.545				
Tirante conjugado menor (d1), m =	0.239	$\frac{Q^2}{A_1 * g} + (A_1 * \bar{y}_1) = \frac{Q^2}{A_2 * g} + (A_2 * \bar{y}_2)$			
d.2 Cálculo del conjugado mayor.		$\bar{y}_1 = \frac{d_1}{2} \quad \bar{y}_2 = \frac{d_2}{2}$			
Conjugado mayor PROPUESTO (d2), m =	2.251	<table border="1" style="margin: auto;"> <tr> <td>216.701</td> <td>=</td> <td>216.701</td> </tr> </table>	216.701	=	216.701
216.701	=	216.701			
Tirante conjugado mayor (d2), m =	2.251				
Velocidad en conjugado mayor (V2), m/s =	1.140				
Carga de presión (P ₂ /γ), m =	2.251				
Carga de velocidad (V ² /2g), m =	0.066				
Carga de posición (z ₂), msnm =	0.000				
Energía en conjugado mayor (E ₂), m =	2.317				
d.3 Cálculo del tirante normal del cauce (dnc).					
Gasto río asociado Tr, Qv (m3/s) =	196.398	$V = \frac{1}{n} * (Rh)^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$			
Sección cauce =	Trapezoidal				
n (cauce río) =	0.026	$\frac{Q}{(b + kd)d} = \frac{1}{n} * \left(\frac{(b + kd)d}{(b + 2d\sqrt{k^2 + 1})} \right)^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$			
Talud cauce (k) =	2.500				
Ancho fondo del cauce (m) =	57.000				
Pendiente cauce =	0.001200				
Se resuelve la ecuación proponiendo valores (dn) hasta igualar ambos lados de la ecuación					
Tirante normal cauce PROPUESTO (dnc), m =	1.747	<table border="1" style="margin: auto;"> <tr> <td>1.832</td> <td>=</td> <td>1.834</td> </tr> </table>	1.832	=	1.834
1.832	=	1.834			

OBRAS HIDRÁULICAS

Tirante normal cauce (dnc), m =	1.747				
Velocidad en tirante normal cauce (Vn), m/s =	1.832				
Carga de presión (P_{nc}/γ), m =	1.747				
Carga de velocidad ($V_{nc}^2/2g$), m =	0.171				
Carga de posición (z_{nc}), msnm =	0.000				
Energía en tirante normal cauce (Enc), m =	1.918				
d.4	Cálculo del salto hidráulico.				
Para que se produzca un salto hidráulico bien definido es necesario que se cumpla la condición de cambio de régimen, de rápido a lento .					
E2		Enc	La tolerancia para que se presente un salto hidráulico bien definido es de +10% del Enc, m =		Fr (nc)
2.317	>	1.918	2.110		0.443
			Por lo tanto: Salto hidraulico barrido		

FALTA OBRA DE LIMPIEZA

P.R.7 EXAMEN FINAL 28 de junio del 2013

FILAS NONES

DISEÑE TODOS LOS ELEMENTOS NECESARIO PARA EL CORRECTO FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DE UNA PRESA DERIVADORA EN UN RÍO QUE TIENE UNA SECCIÓN TRAPEZIAL CON TALUD $k = 2$, ANCHO EN EL FONDO DEL RÍO DE 20.75 m, COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE 0.028 CON ELEVACIÓN EN EL FONDO DEL RÍO DE 964.22 msnm, SABIENDO QUE DEBERÁ PERMITIR EL PASO DE UNA AVENIDA ASOCIADA A UN PERIODO DE RETORNO DE 30 AÑOS SOBRE LA CRESTA VERTEDORA TIPO CIMACIO DE **$Q=575.36 \text{ m}^3/\text{s}$** , SIN QUE SE PRESENTEN DERRAMES, SABIENDO QUE LOS BORDOS DEL RÍO TIENEN UNA ELEVACIÓN DE 978.96 msnm, Y CONOCIENDO QUE SE TIENE UNA PENDIENTE EL FONDO DEL RÍO DE **[LAS TRES ÚLTIMAS CIFRAS DE SU MATRÍCULA DIVIDIDA ENTRE 10,000]**, EL GASTO QUE SE PRETENDE DERIVAR ES PARA REGAR UNA SUPERFICIE DE 1255 ha, CON UN C.U.R. DE **[matrícula NONES = 1.08 lt/s/ha, PARES = 1.15 lt/s/ha]**, POR MEDIO DE UN CANAL QUE **DEBERÁ DE DISEÑARSE** PARA UNA CONDICIÓN DE MÁXIMA EFICIENCIA, EL CUAL SERÁ EXCAVADO EN TIERRA, CON " $n = 0.023$ ", TENIENDO UNA ELEVACIÓN EN LA PLANTILLA DEL CANAL DE DERIVACIÓN DE 976.38 msnm; PENDIENTE DEL FONDO DEL CANAL DE CONDUCCIÓN DE **[LAS TRES ÚLTIMAS CIFRAS DE SU MATRÍCULA DIVIDIDA ENTRE 1'000,000]**, DIÁMETRO DE LOS SEDIMENTOS **[matrícula NONES = 1.8 mm, PARES = 2.2 mm]**.

DATOS	MATR=	834	FÓRMULAS
SUPERF= 1255 ha C.U.R. = 1.150 lt/s/ha			
SECCIÓN: TRAPEZIAL SIMÉTRICA CON $k_c=2$			$dn = \{[Q n 2^{n(2/3)}] / [S^{n(1/2)} * (2 * RAIZ(k^2 - 1) - k)]\}^{n(3/8)}$
n CANAL = 0.023			RUBEY:
PENDIENTE DEL FONDO CANAL (S) = 0.000834 <<< MATRÍCULA / 1'000,000			$Wc = F1(g \Delta D50)^{0.5}$ SIENDO
ELEVACIÓN DE LA RAZANTE DEL CANAL EN LA DERIVACIÓN: 976.38 msnm			$F1 = (2/3 + 36 n^2 / (g D D p^3)^{0.5})^{0.5}$
ELEVACIÓN DEL LECHO DEL RÍO EN EL SITIO DE LA PRESA: 964.22 msnm			
ELEVACIÓN DE LOS BORDOS DEL RÍO EN EL SITIO DE LA PRESA: 978.96 msnm			$Wa = (0.04 * g - (36 n^2 / (g D D p^3)^{0.5})^{0.5}$
TALUD DEL RÍO $k_r = 2$			$Qv = C * Lv * H^{(3/2)}$
PENDIENTE DEL RIO (S) = 0.00834 <<< MATRÍCULA/100,000			
ANCHO DEL FONDO DEL RÍO (b)= 20.75 m			
COEFICIENTE DE RUGOSIDAD RÍO $n=0.028$		NON	PAR
DIÁMETRO DE SEDIMENTOS = 0.0018 m		0.0018	0.0022
SOLUCIÓN:			
ALTURA RÍO $h_{río} = 14.740 \text{ m}$ ALT. DISP = 14.140 m	B.L. = 0.60 m	LONGITUD MÁX DEL VERTEDOR (L_v)= 79.710 m	
A) DISEÑO DEL CAUCE DE CONDUCCIÓN SIN REVESTIMIENTO:			
GASTO A DERIVAR: 1.4433 m ³ /s			
TIRANTE NORMAL (d) = 0.892 m	b = 0.421 m	B.L. = 0.60 m	

OBRAS HIDRÁULICAS

B) DISEÑO DE LA OBRA DE TOMA:

PARA LOS ORIFICIOS DE LA TOMA SE DEBE DE TOMAR EN CUENTA QUE LA VELOCIDAD DEBE ESTAR ENTRE 0.7 Y 0.9 m/s LA MAGNITUD DE LAS COMPUERTAS QUE SE FABRICAN EN MÉXICO Y LAS PÉRDIDAS DE CARGA EN LOS ORIFICIOS.

GASTO VERTEDOR:	575.360 m ³ /s	DATO	2	GUMBEL	1	LOG-PEAE	2
POR LO QUE EN PRIMERA INSTANCIA SE ESCOGE	$V_t = 0.80$ m/s	Y EL ÁREA NECESARIA SERÍA =	1.804	m ²			
ESCOGIENDO COMPUERTAS DESLIZANTES DE Fo.Fo. DE	0.76	x	0.76	SE TENDRÍA UN ÁREA DE:			
$A_c = 0.578$ m ²	Y EL NÚMERO DE COMPUERTAS SERÍA:		$A_n/A_c = 3.123$	COMPUERTAS			

SI SE USAN 3 COMPUERTAS SE TENDRÁ: $A_N = 1.122 \cdot N$ Y $V_t = Q_d/A_N$ ES DECIR:
 $A_N = 1.733$ m² Y $V_t = 0.833$ m/s

SI SE USAN 4 COMPUERTAS SE TENDRÁ: $A_{N1} = 1.122 \cdot N1$ Y $V_t = Q_d/A_{N1}$ ES DECIR:
 $A_{N1} = 2.310$ m² Y $V_t = 0.625$ m/s

COMO SÓLO PARA 3 COMPUERTAS, LA VELOCIDAD ESTÁ EN EL RANGO RECOMENDADO, SE SELECCIONA 3 COMPUERTAS
 POR LO QUE EL GASTO POR CADA ORIFICIO SERÁ DE: $Q_o = Q_d/N = 0.481$ m³/s

PARA DETERMINAR LA CARGA NECESARIA PARA QUE PASE DICHO GASTO POR CADA ORIFICIO SE UTILIZARÁ LA FÓRMULA:
 $Q = C A (2g h)^{0.5}$, DE DONDE DESPEJANDO SE TIENE $h = (Q / CA)^2 \cdot (1 / 2g)$; SIENDO C = COEFICIENTE DE DESCARGA QUE CONFORME AL LIBRO "WATER MEASUREMENT MANUAL" DEL BUREAU OF RECLAMATION DE USA, PARA ORIFICIOS CON DESCARGA SUMERGIDA Y CONTROLADOS POR COMPUERTAS, "C" TOMA UN VALOR DE: 0.65 ENTONCES:

$h_o = 0.084$ m. POR LO TANTO LA ELEVACION EN LA OBRA DE TOMA SERÁ:
 ELEV. AGUA EN EL DESARENADOR = 976.38 + 0.892 m + 0.0836874 = 977.356 msnm (QUE CORRESPONDE AL NIVEL DE LA CRESTA DEL VERTEDOR DE LA PRESA DERIVADORA).

CAJA: ANCHO = 2.680 m B canal = 3.991 m L TRANSICIÓN: 2.956 m

C) DISEÑO DEL CANAL DE LLAMADA-DESARENADOR

CON LA FINALIDAD DE QUE NO INGRESEN LAS ARENAS AL CANAL DE CONDUCCIÓN SE DEBERÁ DE LOGRAR QUE LA VELOCIDAD EN EL DESARENADOR SEA MENOR QUE LA VELOCIDAD DE CAIDA DE LAS PARTÍCULAS, LA CUAL SE PUEDE CALCULAR CON LA FÓRMULA PROPUESTA POR RUBEY:

DONDE: $v (T=20^\circ) = 1.007E-06$ m²/S $g = 9.81$ m/s² $\Delta = 1.65$ m Y $D_p = 0.0018$ m
 Y POR LO TANTO: $F1 = 0.797$ Y $W_c = 0.136$ m/s
 SIENDO EL ÁREA SUPERFICIAL DEL DESARENADOR REQUERIDA DE: $A_s = Q_d / W_c = 3.5 / 0.103 = 10.608$ m²

LA VELOCIDAD DE ARRASTRE SE PUEDE CALCULAR CON LA SIGUIENTE FÓRMULA:

$W_a = (0.04 \cdot g / (W_c \cdot 0.2 \cdot \Delta \cdot D_p^{1/3}))^{0.5}$ POR LO QUE $W_a = 0.655$ m/s
 Y EL ÁREA TRANSVERSAL DEL CANAL DESARENADOR SERÍA: $A_t = Q_d / W_a = 3.5 / 17 = 2.203$ m²

CONSIDERANDO QUE EL CONTROL PARA LA LIMPIEZA DEL DESARENADOR SE REALIZARÁ POR MEDIO DE COMPUERTAS RADIALES QUE SE CONSTRUYEN CON ANCHOS DE 2, 2.3 Y 2.5 m, Y DE QUE LA ALTURA MÁXIMA DISPONIBLE, CONFORME AL TIRANTE DE AGUA EN EL DESARENADOR Y EL FONDO SERÍA DE: 977.356 - 976.38 = 0.976 m

SE TENDRÍA UN ANCHO DEL CANAL DE: $bc = A_t / 1.232 = 2.257$ m, PROPONIENDO ANCHO DE: 0.75 m EN N° DE 2 COMPUERTAS Y UNA PILA CENTRAL, Y ENTONCES EL ANCHO ES: 1.900 m $bc = 1.900$ m

QUE PARA QUE CUMPLA CON EL ÁREA TRANSVERSAL, SE REQUERIRÍA DE UN TIRANTE DE: $dc = A_t / bc = 1.159$ m

QUEDANDO UN ESCALÓN ENTRE EL PISO DEL DESARENADOR Y EL UMBRAL DE LOS ORIFICIOS DE= 0.183 m ESCALÓN

VALOR MUY CERCANO A LO 0.2 m RECOMENDADOS Y LA ELEVACIÓN DEL PISO EN EL DESARENADOR SERÁ DE: 976.197 msnm

LA LONGITUD DEL CANAL SERA ENTONCES DE ACUERDO A LO ANTERIOR: $L = A_s / bc = 5.583$ m

CON LA FINALIDAD DE GARANTIZAR LAS CONDICIONES DE SEDIMENTACIÓN SE INCREMENTA EN UN 20% EL VALOR DE LA LONGITUD Y SE DA UN VALOR PRÁCTICO (al cm), QUEDANDO LA LONGITUD EN: $L = 6.70$ m

D) DISEÑO DEL VERTEDOR

SOBRE LA CRESTA DEL VERTEDOR DEBERÁ PASAR EL GASTO DE DISEÑO, POR LO QUE AL ESTAR LIMITADA LA LONGITUD DEL VERTEDOR, AL MÁXIMO VALOR DE LA SEPARACIÓN DE LOS HOMBROS DEL RÍO, QUE SERÍA= b RÍO + (ELEV. HOMBROS - ELEV. FONDO)^k·2= 79.710 m Y DE PREFERENCIA EL ANCHO DEL FONDO DEL RÍO, SE CALCULARÁ LA CARGA HIDRÁULICA REQUERIDA PARA PASAR EL GASTO, UTILIZANDO LA FÓRMULA PARA VERTEDORES DE PARED GRUESA Y CIMACIO TIPO CREAGER, $Q = C L H^{3/2}$; DONDE C=COEFICIENTE DE GASTO Y DEPENDE DE LA RELACIÓN QUE SE TENGA ENTRE LA PROFUNDIDAD DEL VERTEDOR AGUAS ARRIBA Y DEL TALUD DEL VERTEDOR, TAL COMO SE PUEDE VER EN LA TABLA 20.1 pag. 358 DEL LIBRO FUNDAMENTOS DE HIDRÁULICA GENERAL DE PASCHOAL SILVESTRE, ED. LIMUSA,

Y QUE PARA TALUD VERTICAL Y UNA RELACIÓN DE "p" / "H" DE = 2.546 C = 2.153 Y CON $L_v = 20.750$ m

POR LO QUE AL DESPEJAR H, TENDREMOS, $H = (Q / CL)^{2/3} = (450 / 2.1 \cdot 80)^{2/3} = 5.494$ m

SI LA ELEVACIÓN DEL FONDO DEL RÍO ES= 964.220 m Y LA ELEVACIÓN DE LA CRESTA VERTEDORA ES DE:

977.356 msnm, ENTONCES "p" SERÁ IGUAL= 13.136 m Y POR LO TANTO $p/H = 2.391$ Y DE LA FIG.20.1 SE

TIENE C = 2.152 Y ENTONCES AL CALCULAR NUEVAMENTE H SE TIENE QUE H= 5.494 m Y $p/H = 2.391$

INTERPOLANDO DE LA TABLA 20.1, C= 2.152 Y RECALCULANDO H = 5.495 m Y $p/H = 2.390$ POR LO TANTO C, YA NO VARÍA

LA ALTURA DEL AGUA SOBRE EL VERTEDOR SERÍA = 982.852 msnm, Y CON LA ELEVACIÓN DE LOS BORDOS: 978.960 msnm,

IMPLICA QUE EL RÍO: SE DESBORDA POR LO QUE SE DEBE INCREMENTAR LA LONGITUD DEL VERTEDOR, PARA EVITAR EL

DESBORDAMIENTO. PROPONIENDO POR TANTEOS UNA NUEVA LONGITUD VERTEDOR DE 265.288 m Y CONSIDERANDO QUE $H_{máx} = 1.004$ m

SE TIENE $p/H = 13.084$ ENTONCES SE TIENE C= 2.156 m Y EL GASTO CALCULADO SERÁ = 575.360 m³/s

PERO, COMO SE MENCIONÓ AL PRINCIPIO DEL CÁLCULO, LO MÁXIMO QUE SE PODRÍA TENER DE LONGITUD DE VERTEDOR (L_v) ES: 79.710 m

POR LO QUE SE TIENEN DOS OPCIONES: 1a. SE AMPLIA EL ANCHO DEL RÍO HASTA LOGRAR LA LONGITUD CALCULADA POR TANTEOS;

2a. SE INCREMENTAN LOS BORDOS DEL RÍO PARA QUE CON LA MÁXIMA LONGITUD ENTRE LOS BORDOS ACTUALES, CALCULAR EL TIRANTE

NECESARIO SOBRE EL VERTEDOR, PARA QUE PASE EL GASTO DE DISEÑO E INCREMENTAR CON EL B.L. PARA DEFINIR LA SOBRE-ELEVACIÓN

DE LOS BORDOS. GENERALMENTE LA 1a OPCIÓN ES MUCHO MÁS DIFÍCIL DE LOGRAR, YA QUE SE INVADEN TERRENOS PARTICULARES, POR

LO QUE GENERALMENTE LA OPCIÓN MÁS VIABLE ES LA SEGUNDA Y ENTONCES, RECALCULANDO SE TIENE CON $L_v = 79.710$ m

Y CONSIDERANDO C = 2.156 PARA UNA $p/H \geq 3$, SE TIENE H = 2.238 m Y $p/H = 5.870$ QUE SI ES MAYOR DE 3. POR

LO QUE LA NUEVA COTA DE LA SUPERFICIE DEL AGUA EN EL RÍO SERÁ = 979.594 msnm Y CON EL B.L. = 0.600 m, SE TIENE QUE LA

SOBRE-ELEVACIÓN DE LOS BORDOS SERÁ EN EL VERTEDOR= 0.634 m, QUE SE PROLONGARÁ HACIA AGUAS ARRIBA DE LA CORTINA

UNA LONGITUD DE SOBRE-ELEV = 76.019 m, Y LA NUEVA COTA DE LOS BORDOS SERÁ, HASTA LA LONG. ANTERIOR 979.594 msnm.

OBRAS HIDRÁULICAS

PARA EL DISEÑO DEL CIMACIO SE UTILIZARÁ LA GRÁFICA 20.3 (pag. 355) DEL LIBRO ANTES MENCIONADO Y CUYOS VALORES SE PRESENTAN EN LA SIGUIENTE TABLA: CUYOS VALORES DEBEN DE SER MULTIPLICADOS POR "H", EL DEFINITIVO. H = 2.238 m.

X	Y VERTEDOR Y SUP. LIB.	X	Y VERT.	Y SUP. LIB.	
0.00	0.126	-0.831	0	0.282	-1.860
0.10	0.036	-0.803	0.22	0.081	-1.797
0.20	0.007	-0.772	0.45	0.016	-1.728
0.30	0.000	-0.740	0.67	0.000	-1.656
0.40	0.007	-0.702	0.90	0.016	-1.571
0.60	0.063	-0.620	1.34	0.141	-1.388
0.80	0.153	-0.511	1.79	0.342	-1.144
1.00	0.267	-0.380	2.24	0.598	-0.850
1.20	0.410	-0.219	2.69	0.918	-0.490
1.40	0.560	-0.030	3.13	1.253	-0.067
1.70	0.920	0.305	3.80	2.059	0.683
2.00	1.310	0.635	4.48	2.932	1.421
2.50	2.100	1.500	5.59	4.700	3.357
3.00	3.110	2.500	6.71	6.960	5.595
3.50	4.250	3.650	7.83	9.511	8.169
4.00	5.610	5.000	8.95	12.555	11.190
4.50	7.150	6.540	10.07	16.001	14.636

* NOTA PARA VALORES MAYORES SE TIENE UN TALUD 07:1

COMO p = 13.136 m
SE TENDRÍA QUE INTERPOLAR PARA DEFINIR LAS COORDENADAS DEL VERTEDOR, PERO AL NO SABER SI SE BARRE EL SALTO ES PREFERIBLE, PRIMERO DETERMINARLO Y LUEGO TERMINAR.

E) DISEÑO DEL TANQUE AMORTIGUADOR AL PIE DEL VERTEDOR

PARA EL DISEÑO DEL TANQUE QUE AMORTIGUARÁ O DISIPARÁ LA ENERGÍA ADQUIRIDA POR EL FLUJO AL DECENDER POR EL TALUD DEL VERTEDOR, SE PROPONE UN PRIMER DESNIVEL Y CALCULANDO LA CARGA DE POSICIÓN ENTRE EL TIRANTE DE AGUA EN EL VERTEDOR Y EL TIRANTE DE AGUA EN EL CONJUGADO MENOR SE TIENE QUE, PROPONIENDO QUE EL TANQUE ESTÉ BAJO EL FONDO 0.000 <<(SE EMPIEZA CON "CERO" PARA VER SI SE BARRE EL SALTO)

ELEVACIÓN DEL TIRANTE EN VERTEDOR = 979.594 msnm
ELEV. DEL TANQUE AMORTIGUADOR= 964.220 msnm Y POR LO TANTO Z = 15.374 m y Hv = 2.238 m

POR LO QUE PARA CONOCER EL CONJUGADO MENOR, SE UTILIZA LA FIGURA DE LA SRH, PARA "ESPESORES DE LÁMINAS DE AGUA EN MUROS VERTEDORES, REQUIRIENDOSE CALCULAR: $V_T = (2g(Z-H/2))^{0.5}$ Y A PARTIR DEL VALOR DE LA CONSTANTE "C" Y DEL GASTO UNITARIO POR UNIDAD DE LONGITUD DEL VERTEDOR SE OBTIENE d_1 , DE LA MANERA SIGUIENTE:

$V_T = 16.724$ m/s Y DE ACUERDO A LA FIG. DE LA SARH, C = 0.900
POR LO TANTO $V_A = C V_T = 15.051$ m/s; EL GASTO UNITARIO ES $q = 7.218$ m³/s-m
 Y $d_1 = q / V_A = 0.480$ m $A_1 = 9.951$ m² $\dot{y}_1 = 0.240$ m
 $Q_1^2/gA_1 + \dot{Y}_1 A_1 = Q_2^2/gA_2 + \dot{Y}_2 A_2 = 3,393.408$
PROPONENDO $d_2 = 17.841$ m; EL SEGUNDO MIEMBRO ES = 3,393.408 $V_2 = 1.554$ m/s
 $Y V_2^2/2g = 0.123$ mca
CALCULANDO EL TIRANTE NORMAL $S^{*1/2} = 0.091$
PROPONENDO $dn = 3.390$ m; $A = 93.325$ m² Y $Pm = 35.910$ m Y $Rh = 2.599$ m
CON EL VALOR DE $n = 0.028$ $Rh^{2/3} = 1.890$ m $V = 6.165$ m/s Y $Q = 575.360$ m³/s

ENERGÍA CONJUGADO MAYOR $d_2 = 17.964$ m.c.a.
ENERGÍA EN TIRANTE NORMAL $dn = 5.327$ m.c.a.

POR LO TANTO EL SALTO SE BARRE
PROPONENDO UN ESCALÓN DE : 15.310 m, POR LO TANTO SE TIENE Z = 30.684 m

$V_T = 23.412$ m/s Y DE ACUERDO A LA GRÁFICA C= 0.830
POR LO TANTO $V_A = C V_T = 19.431$ m/s; EL GASTO UNITARIO ES $q = 7.218$ m³/s-m (YA CALCULADO)
 Y $d_1 = q / V_A = 0.371$ m $A_1 = 7.7081421$ m² $\dot{y}_1 = 0.186$ m
 $Q_1^2/gA_1 + \dot{Y}_1 A_1 = Q_2^2/gA_2 + \dot{Y}_2 A_2 = 4,379.277$
PROPONENDO $d_2 = 20.545$ EL SEGUNDO MIEMBRO ES = 4,379.277 $V_2 = 1.350$ m/s
 $Y V_2^2/2g = 0.093$ mca

ENERGÍA EN CONJUGADO MAYOR 5.328 mca
ENERGÍA EN EL TIRANTE NORMAL 5.327 mca (YA CALCULADO)
POR LO TANTO EL SALTO SE SALTO BIEN FORMADO LONGITUD DEL TANQUE = L. T.A. = 87.421 m

NOTA: COMO SE PUEDE OBSERVAR, LA LONGITUD DEL TANQUE AMORTIGUADOR ES MUY GRANDE, DERIVADO DE LOS VALORES QUE SE TIENEN DE LA MATRÍCULA DEL ALUMNO, POR LO QUE LOS RESULTADOS OBTENIDOS NO SON VIABLES, COMO $V = 6.165$ m/s DEL TIRANTE NORMAL, QUE ES EROSIVA Y NO SERÍA FACTIBLE LA CONSTRUCCIÓN DE LA PRESA DERIVADORA, PERO NO HAY QUE OLVIDAR QUE ES SÓLO UN EXAMEN Y QUE NO NECESARIAMENTE SE TIENEN RESULTADOS REALES.

FALTA EL 2º Y 3º TRAMO DEL CANAL Y OBRA DE LIMPIEZA

OBRAS HIDRÁULICAS

RESPUESTA:

A) DISEÑO DEL CAUCE DE CONDUCCIÓN SIN REVESTIMIENTO:					
bcc = 0.421 m	dcc = 0.892 m	B.L. = 0.60 m	hcc = (dcc+B.L.)= 1.492 m		
k = 2	S/revestimiento n = 0.023	Sc = 0.000834	ELV. INICIO CANAL=	976.38 msnm	
B) DISEÑO DE LA OBRA DE TOMA:					
N° COMPUERTAS = 3	DIMENSIONES: Ancho bo = 0.760 m		Alto ho = 0.760 m	TIPO: PLANAS DESLIZANTES "TMC-102"	
CARGA HIDRÁULICA SOBRE ORIFICIOS = 0.084 m		ELEV. AGUA EN OBRA DE TOMA=		977.36 msnm	
		ELEV. OBRA DE TOMA (parte inferior del orificio)=		976.38 msnm	
Caja de transición bt y Lt= 2.680 m	ANCHO DE SUPERFICIE LIBRE =		L TRANSICIÓN : 2.956 m EN QUE PASARÁ DE PAREDES VERTICALES k =0 A TALUD k = 2		
C) DISEÑO DEL CANAL DE LLAMADA-DESARENADOR					
bc = 1.900 m	dc = 1.159 m	B.L. = 0.30 m	hc = (dc+B.L.)= 1.459 m	Sc = 0	
k = 0	De concreto emparejado con llana n = 0.014		ELV. FONDO EN TODO EL CANAL=	976.20 msnm	
Longitud = 6.700 m	(por el eje del canal).		Escalón con obra de toma y canal de conducción =	0.183 m	
Ancho de Compuerta Radial al final del canal =		0.75 m	N° COMPUERTAS =	2	
D) DISEÑO DEL VERTEDOR					
TIPO CIMACIO DE CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA, CON COORDENADAS:			DISEÑO DEL VERTEDOR: (VER NOTA)		
ALTURA AGUAS ARRIBA P = 13.136 m	ELEV. Cresta=	977.36 msnm	X	Y VERT.	Y SUP. LIB.
	ELEV. Fondo (río)=	964.22 msnm	0	-0.282	1.860
ALTURA AGUAS ABAJO P+ ESC. T.A.= 6.165 m	ELEV. T.A.=	971.19 msnm	0.22	-0.081	1.797
			0.45	-0.016	1.728
LONGITUD DEL VERTEDOR= 79.710 m			0.67	0.000	1.656
PAREDES DE CONCRETO A LOS LADOS DEL VERTEDOR ELEV. =	979.59 msnm		0.90	-0.016	1.571
LONGITUD DE CADA PARED A LOS LADOS DEL VERTEDOR = 0.000 m			1.34	-0.141	1.388
ELEV. DE LOS HOMBROS DEL RÍO =	979.59 msnm		1.79	-0.342	1.144
SOBRE ELEVACIÓN DE LOS HOMBROS DEL RÍO = 0.000 m			2.24	-0.598	0.850
			2.69	-0.918	0.490
			3.13	-1.253	0.067
NOTA: LAS COORDENADAS QUE PROPORCIONA LA TABLA DEL LIBRO PROPORCIONA			3.80	-2.059	-0.683
UNA GRÁFICA DE CABEZA, YA QUE EL EJE DE COORDENADAS COINCIDE CON LA			4.48	-2.932	-1.421
"Y" DEL CIMACIO EN SU CRESTA, POR LO QUE, PARA TENER UNA GRÁFICA COMO			5.59	-4.700	-3.357
COMO SE VERÍA EL CIMACIO Y EL AGUA SE CAMBIA DE SIGNO LOS VALORES DE			6.71	-6.960	-5.595
			# REF!	# REF!	# REF!
E) DISEÑO DEL TANQUE AMORTIGUADOR AL PIE DEL VERTEDOR					
ANCHO DEL TANQUE AMORTIGUADOR b T.A. =		79.710 m	= Lv		
LARGO L.T.A. =		87.421 m	= 5 * (d ₂ - d ₁)		
ELEV. Fondo del Tanque Amortiguador =		971.19 msnm			
NOTA IMPORTANTE: CONFORME A LOS RESULTADOS LA PRESA NO ES FACTIBLE DE CONSTRUIR.					

P.S.4 EXAMEN 12 DE JUNIO DEL 2006

DISEÑE TODOS LOS ELEMENTOS NECESARIO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UNA PRESA DERIVADORA EN UN RÍO QUE TIENE UNA SECCIÓN TRAPEZIAL CON TALUD IZQUIERDO k = 2.2, ANCHO EN EL FONDO DEL RÍO DE = 54 m, COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE 0.025, CON ELEVACIÓN EN EL FONDO DEL RÍO DE 1530.12 msnm, SABIENDO QUE DEBERÁ PERMITIR EL PASO DE UNA AVENIDA ASOSIADA A UN PERIODO DE RETORNO DE 25 AÑOS SOBRE LA CRESTA VERTEDORA TIPO CIMACIO, SIN QUE SE PRESENTE DERRAMES. CONFORME A LOS SIGUIENTES GASTOS ANUALES REGISTRADOS:

AÑO	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001
Q (m³/s)	123.3	113.4	146.3	131.2	180.8	123.6	176.3	182.9	139.7	155.5	132.5	138.5

SABIENDO QUE LOS HOMBROS DEL RÍO TIENEN UNA ELEVACIÓN DE 1538.24 msnm Y CONOCIENDO QUE SE TIENE UNA PENDIENTE DEL FONDO DEL RÍO DE [LAS TRES ÚLTIMAS CIFRAS DE SU MATRÍCULA DIVIDIDA ENTRE 10,000], EL GASTO QUE SE PRETENDE DERIVAR ES PARA REGAR UNA SUPERFICIE DE 1175 ha, CON UN C.U.R. ES DE [NONES = 1.1 lt/s/ha], [PARES = 1.05 lt/s/ha], POR MEDIO DE UN CANAL QUE DEBERÁ DE DISEÑARSE PARA UNA CONDICIÓN DE MÁXIMA EFICIENCIA, EL CUAL SERÁ DE CONCRETO CON TALUDE 1.5:1, TENIENDO UNA ELEVACIÓN EN LA PLANTILLA DEL CANAL DE DERIVACIÓN DE 1535.25 msnm, PENDIENTE DEL FONDO DEL CANAL DE CONDUCCIÓN DE [LAS TRES ÚLTIMAS CIFRAS DE SU MATRÍCULA DIVIDIDA ENTRE 1'000,000], DIÁMETRO DE LOS SEDIMENTOS DE [NONES = 1.5 mm], [PARES = 2.7 mm].

OBRAS HIDRÁULICAS

RESOLVIENDO PARA FILA PAR, MATRÍCULA DE SUS TRES ÚLTIMAS CIFRAS DE 467 Y UTILIZANDO EL MÉTODO DE LOG-PEARSON III PARA DEFINIR EL GASTO EN EL RÍO:
SOLUCIÓN:

DISTR. VALORES EXT. I O GUMBEL				DISTR. LOG PEARSON III			
		Tr (años)	Q (m3/s)			Tr (años)	Q (m3/s)
$Y_N =$	0.5035	1.25	121.777	Cas =	0.3773	1.25	125.622
$\sigma_N =$	0.9833	2	142.039			2	143.632
		25	210.155	K =	1.871	25	193.442

RESPUESTA:

A) DISEÑO DEL CAUCE DE CONDUCCIÓN SIN REVESTIMIENTO:

bcc = 0.514 m dcc = 0.849 m B.L. = 0.60 m hcc = (dcc+B.L.)= 1.449 m
k = 1.5 S/revestimiento n = 0.015 Scc = 0.000467 ELV. INICIO CANAL= 1535.25 msnm

B) DISEÑO DE LA OBRA DE TOMA:

N° COMPUERTAS = 3 DIMENSIONES: Ancho bo = 0.760 m Alto ho = 0.760 m TIPO: PLANAS DESLIZANTES "TMC-102"
CARGA HIDRÁULICA SOBRE ORIFICIOS = 0.061 m ELEV. AGUA EN OBRA DE TOMA= 1536.16 msnm
ELEV. OBRA DE TOMA (parte inferior del orificio)= 1535.25 msnm
Caja de transición bt y Lt= 2.680 m ANCHO DE SUPERFICIE LIBRE = 3.060 m **L TRANSICIÓN: 0.857 m** EN QUE PASARÁ DE PAREDES VERTICALES k =0 A TALUD k = 2

C) DISEÑO DEL CANAL DE LLAMADA-DESARENADOR

bc = 1.500 m dc = 1.290 m B.L. = 0.30 m hc = (dc+B.L.)= 1.590 m Sc = 0
k = 0 De concreto emparejado con llana n = 0.014 ELV. FONDO EN TODO EL CANAL= 1534.87 msnm
Longitud = 5.860 m (por el eje del canal). Escalón con obra de toma y canal de conducción = 0.381 m
Ancho de Compuerta Radial al final del canal = 1.50 m N° COMPUERTAS = 1

D) DISEÑO DEL VERTEDEDOR

TIPO CIMACIO DE CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA, CON COORDENADAS:

ALTURA AGUAS ARRIBA P = 6.040 m ELEV. Cresta= 1536.16 msnm
ELEV. Fondo (río)= 1530.12 msnm
ALTURA AGUAS ABAJO P+ ESC. T.A. = 7.286 m ELEV. T.A.= 1528.87 msnm
LONGITUD DEL VERTEDEDOR= 49.824 m
PAREDES DE CONCRETO A LOS LADOS DEL VERTEDEDOR ELEV. = 1538.24 msnm
LONGITUD DE CADA PARED A LOS LADOS DEL VERTEDEDOR = 19.952 m
ELEV. DE LOS HOMBROS DEL RÍO = 1538.24 msnm
SOBRE ELEVACIÓN DE LOS HOMBROS DEL RÍO = 0.000 m

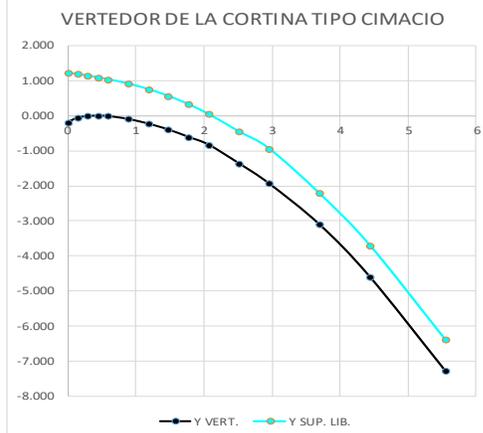
DISEÑO DEL VERTEDEDOR: (VER NOTA)

X	Y VERT.	Y SUP. LIB.
0	-0.187	1.230
0.15	-0.053	1.189
0.30	-0.010	1.143
0.44	0.000	1.095
0.59	-0.010	1.039
0.89	-0.093	0.918
1.18	-0.226	0.756
1.48	-0.395	0.562
1.78	-0.607	0.324
2.07	-0.829	0.044
2.52	-1.362	-0.451
2.96	-1.939	-0.940
3.70	-3.108	-2.220
4.44	-4.603	-3.700
5.55	-7.286	-6.391

NOTA: LAS COORDENADAS QUE PROPORCIONA LA TABLA DEL LIBRO PROPORCIONA UNA GRÁFICA DE CABEZA, YA QUE EL EJE DE COORDENADAS COINCIDE CON LA "Y" DEL CIMACIO EN SU CRESTA, POR LO QUE, PARA TENER UNA GRÁFICA COMO SE VERÍA EL CIMACIO Y EL AGUA SE CAMBIA DE SIGNO LOS VALORES DE

E) DISEÑO DEL TANQUE AMORTIGUADOR AL PIE DEL VERTEDEDOR

ANCHO DEL TANQUE AMORTIGUADOR b T.A. = 49.824 m = Lv
LARGO L T.A. = 11.369 m = 5 * (d₂ - d₁)
ELEV. Fondo del Tanque Amortiguador = 1528.87 msnm



FALTA EL 2° Y 3° TRAMO DEL CANAL Y OBRA DE LIMPIEZA

OBRAS HIDRÁULICAS

P.R.8

Se desea saber si la capacidad útil de diseño de 722.79 Mm³ de la presa de almacenamiento Santa María, Sin., con fines de riego, abastecimiento de agua potable y generación de energía eléctrica para evitar derrames, es suficiente para evitar fallos, Conforme a la Ley de Aguas Nacionales en: 1° Abastecimiento de Agua Potable; 2° Gasto Ecológico, 3° Riego y 4° la generación de energía eléctrica y tener el mínimo de fallos. La altura máxima de la cortina es de 120.0 m, teniendo una elevación en el fondo del río de 80 msnm. La capacidad muerta es de 60 Mm³ y la capacidad al Nivel mínimo de operación (NAMino) es de 80 Mm³, a la elevación de la obra de toma de 118.0 msnm; el vertedor de demasías se propone a la elevación 188.5 msnm y se empezaría la simulación del funcionamiento del vaso con una capacidad inicial de 250 Mm³. Para la simulación se cuenta con la curva Elevaciones-Capacidades-Áreas, los volúmenes de escurrimiento mensual del Río Baluarte II y las demandas mensuales para riego, la demanda mensual de agua potable para uso urbano, la demanda mensual para el flujo ecológico, así como las precipitaciones y evaporaciones mensuales de la estación climatológica más cercana, Las Tortugas, Sin. Por las características del vaso, se tiene que el 92% del fondo es arcilla legamosa, 5 % es arcilla y 3% es legamo arcilloso, tomando como área inundada la superficie del agua al NAMO (188.50 msnm).

DATOS:

Capacidad útil	722.79 hm3	ELEVACIONES
CAPACIDAD AL NAME=	979.55 hm3	196.50 msnm
Capacidad de azolves =	60 hm3	
CAPACIDAD AL NAMO=	810.8 hm3	188.50 msnm
CAPACIDAD AL NAMino=	80 hm3	118.00 msnm

E.C. = 200.00 msnm

Localización de la cortina: LAT. NORTE 23° 06' 17" LONG. W 105° 40' 45

POR LAS CARACTERÍSTICAS DEL VASO, SE TIENE QUE EL 92 % DEL FONDO ES ARCILLA LEGAMOSA, 5 % ES ARCILLA Y 3% ES LEGAMO ARCILLOSO, TOMANDO COMO ÁREA INUNDADA LA SUPERFICIE DEL AGUA.
ESTACIÓN HIDROMÉTRICA BALUARTE II, ESTACIÓN CLIMATOLÓGICA LAS TORTUGAS.

Cuadro II.7.- Agua de uso urbano en m³.

Dotación	AGUA PARA USO URBANO EN M ³ .		
	1er 10 AÑOS	2do 11 AÑOS	RESTANTES
	0.35 m ³ /s	0.39 m ³ /s	0.51 m ³ /s
	m ³	m ³	m ³
Ene	943,231	1,035,426	1,357,344
Feb	851,951	935,223	1,225,988
Mar	943,231	1,035,426	1,357,344
Abr	912,804	1,002,025	1,313,558
May	943,231	1,035,426	1,357,344
Jun	912,804	1,002,025	1,313,558
Jul	943,231	1,035,426	1,357,344
Ago	943,231	1,035,426	1,357,344
Sep	912,804	1,002,025	1,313,558
Oct	943,231	1,035,426	1,357,344
Nov	912,804	1,002,025	1,313,558
Dic	943,231	1,035,426	1,357,344
Anual	11,105,787	12,191,305	15,981,626

Cuadro II.9.- Volúmenes brutos para riego utilizados en el funcionamiento del vaso.

Mes	Riego (%)	Volumen de riego (hm ³)
Enero	12.76	43.09
Febrero	10.58	35.73
Marzo	14.24	48.09
Abril	13.02	43.97
Mayo	10.68	36.06
Junio	7.31	24.69
Julio	2.71	9.15
Agosto	0.74	2.49
Septiembre	1.23	4.14
Octubre	4.36	14.71
Noviembre	9.66	32.63
Diciembre	12.71	42.90
	100	337.66

OBRAS HIDRÁULICAS

VOLUMEN ECOLÓGICO DEL RÍO BALUARTE II MILLONES DE m³

MES	ESCURRIMIENTOS			DEM ECOL MIN	DEM ECOL MIN	VOL ECOL NECESARIO
	Estacion Baluarte II	SITIO SANTA MARÍA	CUENCA PROPIA	TENANT	DEL VASO *	EXTRAC DEL VASO
ENE	84.62	57.04	27.59	8.46	0.00	0.00
FEB	42.13	30.49	11.65	4.21	0.00	0.00
MAR	31.09	22.47	8.62	3.11	0.00	0.00
ABR	20.03	17.62	2.41	2.00	8.59	6.18
MAY	8.59	7.86	0.74	0.86	8.59	7.85
JUN	30.41	19.80	10.61	3.04	0.00	0.00
JUL	278.79	168.54	110.25	27.88	0.00	0.00
AGO	481.41	282.47	198.94	48.14	0.00	0.00
SEP	536.37	302.59	233.77	53.64	0.00	0.00
OCT	253.78	156.01	97.78	25.38	0.00	0.00
NOV	117.14	74.29	42.85	11.71	0.00	0.00
DIC	64.35	51.58	12.77	6.44	0.00	0.00
	1948.73	1190.74	757.98	194.87	17.18	14.03

Propuesta de demanda ecológica igual al escurrimiento mínimo del río Baluarte

CURVA E - A - C			VOLUMENES (Mm3)				ALTURAS (mm)			
			AÑO	MES	RÍO BALUARTE	DEMANDAS PARA RIEGO	AGUA POTABLE	ECOLÓGICO	PRECIPITACIONES	EVAPORACIONES
			1965	ENE	6.420	43.090	0.943		0.000	145.475
				FEB	5.918	35.730	0.852		1.725	141.830
				MAR	2.408	48.090	0.943		0.000	226.056
				ABR	1.353	43.970	0.913	6.180	0.000	232.657
				MAY	0.515	36.060	0.943	7.850	0.000	304.543
				JUN	0.525	24.690	0.913		4.255	252.828
				JUL	61.938	9.150	0.943		226.895	263.925
				AGO	256.673	2.490	0.943		290.145	181.758
				SEP	596.446	4.140	0.913		280.255	150.282
				OCT	98.498	14.710	0.943		103.500	138.380
				NOV	9.810	32.630	0.913		0.000	133.343
				DIC	19.613	42.900	0.943		1.725	99.487
			1966	ENE	11.233	43.090	0.943		161.000	104.915
				FEB	15.793	35.730	0.852		2.875	123.913
				MAR	4.557	48.090	0.943		0.000	197.858
				ABR	7.060	43.970	0.913	6.180	0.000	213.739
				MAY	3.693	36.060	0.943	7.850	0.000	310.903
				JUN	36.001	24.690	0.913		218.270	257.658
				JUL	160.865	9.150	0.943		240.235	165.255
				AGO	422.627	2.490	0.943		372.255	165.186
				SEP	203.646	4.140	0.913		134.550	140.703
				OCT	80.688	14.710	0.943		46.000	152.203
				NOV	12.137	32.630	0.913		118.450	118.680
				DIC	14.496	42.900	0.943		0.000	91.598
			1967	ENE	13.707	43.090	0.943		9.545	115.633
				FEB	3.753	35.730	0.852		56.580	106.973
				MAR	2.361	48.090	0.943		5.750	186.645
				ABR	1.127	43.970	0.913	6.180	0.000	266.145
				MAY	0.579	36.060	0.943	7.850	0.000	261.027
				JUN	18.407	24.690	0.913		2.070	259.958
				JUL	171.236	9.150	0.943		285.775	227.654
				AGO	265.757	2.490	0.943		235.750	174.754
				SEP	288.742	4.140	0.913		231.725	161.541
				OCT	89.150	14.710	0.943		262.775	135.562
				NOV	10.714	32.630	0.913		0.000	120.026
				DIC	53.325	42.900	0.943		0.000	111.516
ELEVACIONES (msnm)	ÁREAS (m2)	CAPACIDADES (m3)	*NOTA: EN EL INFORME DE IMPACTO AMBIENTAL ESTÁ HASTA EL AÑO 2004							
80.00	0	0								
90.00	574,700	2,460,000								
95.00	1,268,732	9,145,000								
100.00	1,567,300	12,820,000								
110.00	2,652,500	34,040,000								
120.00	3,942,300	66,670,000								
130.00	5,386,200	113,380,000								
140.00	7,284,200	176,440,000								
150.00	9,301,000	259,440,000								
160.00	11,701,200	364,070,000								
170.00	14,406,000	494,370,000								
180.00	17,214,200	652,400,000								
188.50	18,367,500	810,800,000								
190.00	20,299,500	840,120,000								
196.50	22,188,200	979,550,000								
200.00	23,523,500	1,059,030,000								
220.00	31,986,000	1,752,870,000								
Volumen inicial de operación=		250000000 m3								

INFORMACIÓN COMPLEMENTARIA:

6. Dimensiones del Proyecto.

La presa de almacenamiento Santa María, que se ubicará sobre el Río Baluarte; presenta las características que se señalan en el cuadro I.3 siguiente:

Cuadro I.3.- Principales características de la presa de almacenamiento en el sitio Santa María.

Concepto	Unidad	Cantidad
Sitio		SANTA MARIA
Altura máxima de cortina (desde el cauce)	m	120
Altura máxima de cortina (desde su desplante)	m	152
Longitud de cortina	M	784
Capacidad total (NAME)	hm ³	979.55
Capacidad de conservación	hm ³	810.8
Capacidad útil	hm ³	722.79
Capacidad de azolves	hm ³	60
Elevación de la corona	m.s.n.m.	200.00
Av. Máx. (Tr=10,000 años)	m ³ /s	16,590
Longitud del vertedor de cresta libre	m	320
Superficie física	ha	24,250
Superficie regable anual	ha	29,919
Agua para uso urbano	m ³ /s	0.51
Generación de Energía Eléctrica	GWh/año	217

INCÓGNITAS:

Número de fallos en suministro de volumen de agua para uso urbano, riego, caudal ecológico y generación de energía eléctrica, para el volumen inicial de operación propuesto.

FÓRMULAS:

Almacenamiento en el vaso

$$Va_{i+1} = Va_i + Ve_{i+1} + Vs_{i+1}$$

$$Ve_{i+1} = Vrío_{i+1} + Vhp_{i+1}$$

$$Vrío_{i+1} = \text{registros hidrométricos}$$

$$Vhp_{i+1} = A_{vaso} hp_{i+1}$$

$$A_{vaso} = f(\text{elevacion sla, volumen almacenado})$$

$$hp_{i+1} = \text{registro} - \text{pluviómetro}$$

$$Vs_{i+1} = Vetp_{i+1} + Vinf_{i+1} + Vgee_{i+1} + Vriego_{i+1}$$

$$Vetp_{i+1} = A_{vaso} etp_{i+1}$$

$$etp_{i+1} = \text{registro} - \text{pluviómetro}$$

$$Vinf_{i+1} = A_{vaso} (\text{días del mes})(\text{infiltración por día})$$

OBRAS HIDRÁULICAS

$Infiltración_{día} =$ estudios geológicos, mecánica de suelos

$$Infiltración_{día} = \sum_{i=1}^n \%_{área i} (Infiltración_{diaria})_i$$

Volumen demandado = en función de estudios de población, programas de cultivo, ecológico del estudio de Tenant y generación de energía eléctrica para evitar derrames.

Para la simulación del funcionamiento del vaso, se adopta la política deficitaria de la CONAGUA.

Para esta selección y con base en los altos derrames obtenidos del régimen de riego y agua en bloque prioritario, se adoptó el criterio de utilizar vía generación, el máximo volumen de agua turbinable en la temporada de lluvias, con objeto de disminuir los derrames.

Demandas de agua para uso urbano para los municipios Rosario y Escuinapa.- Las demandas para abastecer a los municipios Rosario y Escuinapa se plantean según la distribución que han de seguir de acuerdo a los meses del año, mostrando en el cuadro II.7 los datos para ser utilizada en el análisis del funcionamiento del vaso en cada periodo.

SOLUCIÓN:

Suelo de tipo natural	% DE ÁREA	Pérd (mm/día)		
Arcilla legamosa	0.92	0.25	0.23	
Arcilla	0.05	1.25	0.0625	
Legamo arcilloso	0.03	2.5	0.075	
		SUMA	0.368 mm/día	11.17 mm/mes

Para el ejemplo sólo se hará el funcionamiento de vaso de tres años a partir de enero de 1965, siendo importante mencionar que se debe de realizar para la mayor cantidad de años posible, que en el estudio de Impacto Ambiental está hasta el año 2004.

OBRAS HIDRÁULICAS

VOLUMEN INICIAL (m3)	ÁREA (m2)	ENTRADA RÍO (m3)	ENTRADA LLUVIA (m3)	SALIDA EVAPORACIÓN (m3)	SALIDA INFILTRACIÓN (m3)	SALIDA O. T. AGUA POT. (m3)	SALIDA O. T. RIEGO (m3)	SALIDA O. T. Q. ECOLÓGICO (m3)	GENERACIÓN DE ENERGÍA (m3)	VOLUMEN FINAL (m3)	DEFICIT RIEGO (m3)	DEFICIT RIEGO (%)	DEFICIT Q. ECOLG. (m3)	DEFICIT Q. ECO. (%)	DEFICIT AGUA POT. (m3)	DEFICIT A.P. (%)
250,000,000	9,071,619	6,419,786.624	-	1,319,693.83	101,348.13	943,231	43,090,000	-	-	210,965,513.66	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
210,965,514	8,123,128	5,917,672.933	14,012.40	1,152,099.24	90,751.59	851,951	35,730,000	-	-	179,072,397.17	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
179,072,397	7,348,164	2,407,861.767	-	1,661,092.91	82,093.69	943,231	48,090,000	-	-	130,703,841.34	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
130,703,841	5,907,619	1,352,893.765	-	1,374,445.84	65,999.91	912,804	43,970,000	6,180,000.00	-	80,000,000.00	446,515	1.02%	-	0.00%	-	0%
80,000,000	4,354,357	515,226.568	-	1,326,088.97	48,646.88	943,231	36,060,000	7,850,000.00	-	80,000,000.00	36,060,000	100.00%	7,850,000	100.00%	943,231	100%
79,951,353	4,352,853	524,917.666	18,521.39	1,100,521.02	48,630.08	912,804	24,690,000	-	-	80,000,000.00	24,690,000	100.00%	-	0.00%	-	0%
80,000,000	4,354,357	61,938,011.271	987,981.85	1,149,223.70	48,646.88	943,231	9,150,000	-	-	131,634,891.55	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
131,634,892	5,935,642	256,673,301.069	1,722,196.72	1,078,847.37	66,312.99	943,231	2,490,000	-	-	385,451,997.98	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
385,451,998	12,145,053	596,445,897.014	3,403,711.79	1,825,182.83	135,684.53	912,804	4,140,000	-	167,487,935.42	810,800,000.00	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
810,800,000	18,367,500	98,498,193.988	1,901,036.25	2,541,685.47	205,201.71	943,231	14,710,000	-	81,999,112.06	810,800,000.00	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
810,800,000	18,367,500	9,810,397.886	-	2,449,168.37	205,201.71	912,804	32,630,000	-	-	784,413,223.81	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
784,413,224	18,175,380	19,612,584.683	31,352.53	1,808,204.90	203,055.34	943,231	42,900,000	-	-	758,202,669.77	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
758,202,670	17,984,542	11,233,331.585	2,895,511.31	1,886,839.26	200,923.31	943,231	43,090,000	-	-	726,210,519.10	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
726,210,519	17,751,610	15,792,853.762	51,035.88	2,199,646.32	198,320.98	851,951	35,730,000	-	-	703,074,490.44	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
703,074,490	17,583,158	4,557,136.403	-	3,478,959.61	196,439.04	943,231	48,090,000	-	-	654,922,997.19	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
654,922,997	17,232,570	7,060,435.055	-	3,683,272.23	192,522.27	912,804	43,970,000	6,180,000.00	-	607,044,833.75	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
607,044,834	16,408,237	3,692,686.969	-	5,101,361.82	183,312.82	943,231	36,060,000	7,850,000.00	-	560,599,615.08	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
560,599,615	15,582,903	36,000,603.246	3,401,280.27	4,015,051.87	174,092.19	912,804	24,690,000	-	-	570,209,550.53	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
570,209,551	15,753,672	160,865,170.997	3,784,583.42	2,603,373.09	176,000.02	943,231	9,150,000	-	-	721,986,700.84	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
721,986,701	17,720,856	422,626,801.372	6,596,677.32	2,927,237.35	197,977.41	943,231	2,490,000	-	333,851,733.78	810,800,000.00	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
810,800,000	18,367,500	203,645,652.918	2,471,347.13	2,584,353.17	205,201.71	912,804	4,140,000	-	198,274,641.16	810,800,000.00	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
810,800,000	18,367,500	80,688,242.211	844,905.00	2,795,579.42	205,201.71	943,231	14,710,000	-	62,879,135.08	810,800,000.00	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
810,800,000	18,367,500	12,136,657.889	2,175,630.38	2,179,854.90	205,201.71	912,804	32,630,000	-	-	789,184,427.65	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
789,184,428	18,210,118	14,496,052.329	-	1,668,001.32	203,443.44	943,231	42,900,000	-	-	757,965,804.22	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
757,965,804	17,982,818	13,706,964.941	171,645.99	2,079,398.17	200,904.04	943,231	43,090,000	-	-	725,530,881.95	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
725,530,882	17,746,661	3,753,450.208	1,004,106.09	1,898,413.58	198,265.70	851,951	35,730,000	-	-	691,609,807.96	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
691,609,808	17,499,684	2,360,655.407	100,623.18	3,266,228.53	195,506.47	943,231	48,090,000	-	-	641,576,120.55	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
641,576,121	17,021,859	1,127,068.109	-	4,530,274.20	190,168.21	912,804	43,970,000	6,180,000.00	-	586,919,942.25	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
586,919,942	16,050,617	579,192.547	-	4,189,644.28	179,317.49	943,231	36,060,000	7,850,000.00	-	538,276,942.03	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
538,276,942	15,186,228	18,406,934.029	31,435.49	3,947,773.94	169,660.54	912,804	24,690,000	-	-	526,995,073.07	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
526,995,073	14,985,749	171,236,125.159	4,282,552.41	3,411,565.70	167,420.79	943,231	9,150,000	-	-	688,841,533.16	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
688,841,533	17,479,528	265,756,884.414	4,120,798.82	3,054,617.51	195,281.29	943,231	2,490,000	-	141,236,086.60	810,800,000.00	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
810,800,000	18,367,500	288,742,012.411	4,256,208.94	2,967,095.13	205,201.71	912,804	4,140,000	-	284,773,120.50	810,800,000.00	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
810,800,000	18,367,500	89,150,044.277	4,826,519.81	2,489,935.04	205,201.71	943,231	14,710,000	-	75,628,196.34	810,800,000.00	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
810,800,000	18,367,500	10,714,458.275	-	2,204,568.37	205,201.71	912,804	32,630,000	-	-	785,561,884.19	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
785,561,884	18,183,743	53,324,733.268	-	2,027,769.19	203,148.78	943,231	42,900,000	-	-	792,812,468.50	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
N° DE FALLOS											3	5.584%	1	2.778%	1	2.778%
N° DE FALLOS CON % >= AL 50%											2		1		1	
VOLÚMENES ACUMULADOS										21,376,168,128	m3					
VOLUMEN MEDIO MENSUAL										1,781,347,344	m3					
VOLUMEN MEDIO TRIMESTRAL										5,344,042,032	m3					
Capacidad útil =										722,790,000.00	m3					
<p>Conocido dicho volumen total acumulado, se definirá el volumen medio mensual del año, dividiendo la suma de los volúmenes acumulados entre 12 meses. A partir de este valor, se calculará el volumen medio trimestral (multiplicando por 3), siendo este último, el que servirá como básico para el cálculo de la capacidad de almacenamiento.</p>																

OBRAS HIDRÁULICAS

Como se puede observar, al empezar el funcionamiento de vaso con el volumen inicial de 250'000,000 m³ de agua, en el embalse, se tiene fallos importantes en el primer año de funcionamiento (mayores al 50% de las demandas), por lo que una opción es empezar con un valor mayor, por ejemplo 300'000,000 m³, se tendrían los siguientes resultados:

VOLUMEN INICIAL (m3)	ÁREA (m2)	ENTRADA RÍO (m3)	ENTRADA LLUVIA (m3)	SALIDA EVAPORACIÓN (m3)	SALIDA INFILTRACIÓN (m3)	SALIDA O. T. AGUA POT. (m3)	SALIDA O. T. RIEGO (m3)	SALIDA O. T. Q. ECOLÓGICO (m3)	GENERACIÓN DE ENERGÍA (m3)	VOLUMEN FINAL (m3)	DEFICIT RIEGO (m3)	DEFICIT RIEGO (%)	DEFICIT Q. ECOLG. (m3)	DEFICIT Q. ECO. (%)	DEFICIT AGUA POT. (m3)	DEFICIT A.P. (%)
300,000,000	10,231,442	6,419,786.624	-	1,488,418.98	114,305.67	943,231	43,090,000	-	-	260,783,830.98	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
260,783,831	9,331,827	5,917,672.933	16,097.40	1,323,528.40	104,255.17	851,951	35,730,000	-	-	228,707,866.74	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
228,707,867	8,554,246	2,407,861.767	-	1,933,734.40	95,568.04	943,231	48,090,000	-	-	180,053,195.07	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
180,053,195	7,371,996	1,352,893.765	-	1,715,142.85	82,359.94	912,804	43,970,000	6,180,000.00	-	128,545,782.03	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
128,545,782	5,842,665	515,226.568	-	1,779,342.59	65,274.25	943,231	36,060,000	7,850,000.00	-	82,363,160.77	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
82,363,161	4,427,407	524,917.666	18,838.62	1,119,370.28	49,462.99	912,804	24,690,000	-	-	80,000,000.00	23,864,720	96.66%	-	0.00%	-	0%
80,000,000	4,354,357	61,938,011.271	987,981.85	1,149,223.70	48,646.88	943,231	9,150,000	-	-	131,634,891.55	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
131,634,892	5,935,642	256,673,301.069	1,722,196.72	1,078,847.37	66,312.99	943,231	2,490,000	-	-	385,451,997.98	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
385,451,998	12,145,053	596,445,897.014	3,403,711.79	1,825,182.83	135,684.53	912,804	4,140,000	-	167,487,935.42	810,800,000.00	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
810,800,000	18,367,500	98,498,193.988	1,901,036.25	2,541,685.47	205,201.71	943,231	14,710,000	-	81,999,112.06	810,800,000.00	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
810,800,000	18,367,500	9,810,397.886	-	2,449,168.37	205,201.71	912,804	32,630,000	-	-	784,413,223.81	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
784,413,224	18,175,380	19,612,584.683	31,352.53	1,808,204.90	203,055.34	943,231	42,900,000	-	-	758,202,669.77	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
758,202,670	17,984,542	11,233,331.585	2,895,511.31	1,886,839.26	200,923.31	943,231	43,090,000	-	-	726,210,519.10	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
726,210,519	17,751,610	15,792,853.762	51,035.88	2,199,646.32	198,320.98	851,951	35,730,000	-	-	703,074,490.44	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
703,074,490	17,583,158	4,557,136.403	-	3,478,959.61	196,439.04	943,231	48,090,000	-	-	654,922,997.19	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
654,922,997	17,232,570	7,060,435.055	-	3,683,272.23	192,522.27	912,804	43,970,000	6,180,000.00	-	607,044,833.75	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
607,044,834	16,408,237	3,692,686.969	-	5,101,361.82	183,312.82	943,231	36,060,000	7,850,000.00	-	560,599,615.08	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
560,599,615	15,582,903	36,000,603.246	3,401,280.27	4,015,051.87	174,092.19	912,804	24,690,000	-	-	570,209,550.53	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
570,209,551	15,753,672	160,865,170.997	3,784,583.42	2,603,373.09	176,000.02	943,231	9,150,000	-	-	721,986,700.84	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
721,986,701	17,720,856	422,626,801.372	6,596,677.32	2,927,237.35	197,977.41	943,231	2,490,000	-	333,851,733.78	810,800,000.00	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
810,800,000	18,367,500	203,645,652.918	2,471,347.13	2,584,353.17	205,201.71	912,804	4,140,000	-	198,274,641.16	810,800,000.00	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
810,800,000	18,367,500	80,688,242.211	844,905.00	2,795,579.42	205,201.71	943,231	14,710,000	-	62,879,135.08	810,800,000.00	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
810,800,000	18,367,500	12,136,657.889	2,175,630.38	2,179,854.90	205,201.71	912,804	32,630,000	-	-	789,184,427.65	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
789,184,428	18,210,118	14,496,052.329	-	1,668,001.32	203,443.44	943,231	42,900,000	-	-	757,965,804.22	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
757,965,804	17,982,818	13,706,964.941	171,645.99	2,079,398.17	200,904.04	943,231	43,090,000	-	-	725,530,881.95	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
725,530,882	17,746,661	3,753,450.208	1,004,106.09	1,898,413.58	198,265.70	851,951	35,730,000	-	-	691,609,807.96	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
691,609,808	17,499,684	2,360,655.407	100,623.18	3,266,228.53	195,506.47	943,231	48,090,000	-	-	641,576,120.55	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
641,576,121	17,021,859	1,127,068.109	-	4,530,274.20	190,168.21	912,804	43,970,000	6,180,000.00	-	586,919,942.25	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
586,919,942	16,050,617	579,192.547	-	4,189,644.28	179,317.49	943,231	36,060,000	7,850,000.00	-	538,276,942.03	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
538,276,942	15,186,228	18,406,934.029	31,435.49	3,947,773.94	169,660.54	912,804	24,690,000	-	-	526,995,073.07	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
526,995,073	14,985,749	171,236,125.159	4,282,552.41	3,411,565.70	167,420.79	943,231	9,150,000	-	-	688,841,533.16	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
688,841,533	17,479,528	265,756,884.414	4,120,798.82	3,054,617.51	195,281.29	943,231	2,490,000	-	141,236,086.60	810,800,000.00	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
810,800,000	18,367,500	288,742,012.411	4,256,208.94	2,967,095.13	205,201.71	912,804	4,140,000	-	284,773,120.50	810,800,000.00	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
810,800,000	18,367,500	89,150,044.277	4,826,519.81	2,489,935.04	205,201.71	943,231	14,710,000	-	75,628,196.34	810,800,000.00	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
810,800,000	18,367,500	10,714,458.275	-	2,204,568.37	205,201.71	912,804	32,630,000	-	-	785,561,884.19	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
785,561,884	18,183,743	53,324,733.268	-	2,027,769.19	203,148.78	943,231	42,900,000	-	-	792,812,468.50	-	0.00%	-	0.00%	-	0%
										Nº DE FALLOS	1	2.685%	-	0.000%	-	0.000%
										Nº DE FALLOS CON % >= AL 50%	1		-		-	

Es decir que necesitamos que en la presa se tenga almacenado más agua, para que tengamos menos fallos.

OBRAS HIDRÁULICAS

RESPUESTA: La capacidad útil de 722.79 Mm³ de la presa de almacenamiento Santa María, Sin., es suficiente para los fines de su construcción y se recomienda que el volumen inicial sea mínimo 300'000,000 m³

P.R.9 Determinar si el vertedor de demacias tipo cimacio en abanico del proyecto de la presa Santa María, Sin., del ejemplo anterior es suficiente para hacer pasar el hidrograma de diseño que se muestra a continuación, asociado aun periodo de retorno de 10,000 años, sin invadir el bordo libre de 3.5 m (Elev. corona – NAME).

Conforme a la información complementaria del ejemplo anterior, se tiene una longitud de vertedor de 320 m, y la carga máxima sobre dicho vertedor es de 8 m (NAME –NAMO).

CÁLCULO SEMI-AUTOMATIZADO PARA EL TRANSITO DE LA AVENIDA PARA EL DISEÑO DEL VERTEDOR DE LA PRESA SANTA MARÍA, SIN.

LA HOJA LE PERMITIRÁ ENCONTRAR LA CARGA SOBRE LA CRESTA DE UN VERTEDOR LIBRE, TIPO CIMACIO, PARA UNA DETERMINADA PRESA, CON O SIN DESFOGUE POR LA OBRA DE TOMA, CON DESCARGA LIBRE, CONFORME A LOS DATOS QUE SE SOLICITAN Y DE ACUERDO CON LIMITACIONES QUE SE ESPECIFICAN PARA CADA CASO.

DATOS

ELEV. VERT. NAMO=	188.5 msnm
ELEV. CORONA=	200.0 msnm
BORDO LIBRE =	3.50 m
FONDO RÍO =	80.0 msnm
ALTURA VERTEDOR=	5.00 m
LONGITUD VERTEDOR =	320.00 m
ALTURA DE CORTINA=	120.00 m
DIÁMETRO OBRA TOMA=	5.50 m
n DE LA O.T. =	0.013
Nº CONDUCTOS O.T.=	1
LONGITUD COND. O.T. =	557.00 m
NAME =	196.5 msnm
Hv máximo =	8.00 m
NAMino =	118.0 msnm
NAMO - NAMino =	70.50 m

CURVA ELEVACIONES-CAPACIDADES

ELEVACIONES (m.s.n.m.)	CAPACIDAD (m3)
80.00	0
90.00	2,460,000
95.00	9,145,000
100.00	12,820,000
110.00	34,040,000
120.00	66,670,000
130.00	113,380,000
140.00	176,440,000
150.00	259,440,000
160.00	364,070,000
170.00	494,370,000
180.00	652,400,000
188.50	810,800,000
190.00	840,120,000
196.50	979,550,000
200.00	1,059,030,000
220.00	1,681,870,000
225.00	1,752,870,000
230.00	2,304,710,000

HIDROGRAMA

TIEMPO (hrs)	GASTO (m3)
0	0
2	900
4	2000
6	3000
8	6000
10	11500
12	15000
14	16300
16	16590
18	16250
20	15600
22	15100
24	14900
26	12000
28	9700
30	6800
32	5900
34	4200
36	2700
38	2050
40	1900
42	1800
44	1750
46	1700
48	1650
50	1600

INCÓGNITA: ES LA LONGITUD DEL VERTEDOR SUFICIENTE.

FÓRMULAS

$$\frac{S_{i+1} - S_i}{\Delta t} = \frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_i + O_{i+1}}{2}$$

$$O = CdLvHv^{\frac{3}{2}} \quad \text{VERTEDOR}$$

$$Cd = f(p, Hv)$$

p = Altura del vertedor (m)

Hv = Carga sobre el vertedor (m)

Lv = Longitud del vertedor (m)

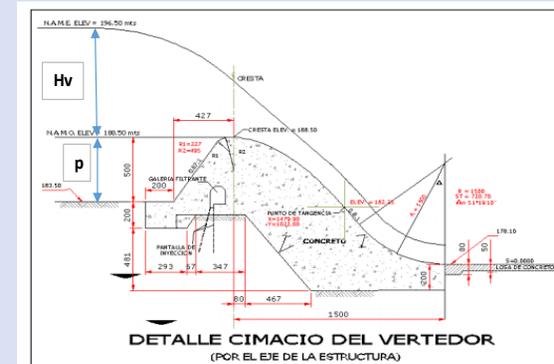


Figura II.9.-Corte cimacio del vertedor.

$$H = \frac{10.293 n^2}{D \int \frac{16}{3}} * L * Q^2 + \frac{Q^2}{2g} \quad \text{OBRA DE TOMA O DESAGÜE}$$

OBRAS HIDRÁULICAS

SOLUCIÓN

COMPROBACIÓN DEL COEFICIENTE DE DESCARGA: Conforme a la MIA de la CONAGUA (ref. 1), $C_d = 2.14$

Sin embargo por tener un canal de llegada para descargar por el vertedor tipo abanico, con perfil tipo Creaguer, la velocidad de llegada es importante, por lo que el C_d , se considera variable. y la velocidad de llegada se toma en cuenta en H_v , es decir: $H_v = h_o + h_a$, siendo: h_o tirante de agua sobre la cresta y h_a , carga de velocidad, la cual será:

$$h_a = \frac{q^2}{2g(P + h_o)^2}$$

SOLUCIÓN

PARA OBRA TOMA: $K = 1.95807E-07$ $A = 23.758 \text{ m}^2$ **2** CLAVE OBRA TOMA: 1 ABIERTA; 2 CERRADA

Elev. vertedor = 188.5 msnm, el volumen inicial en la presa será = 810800000 m³

LONGITUD VERTEDOR $L_v = 320.00 \text{ m}$

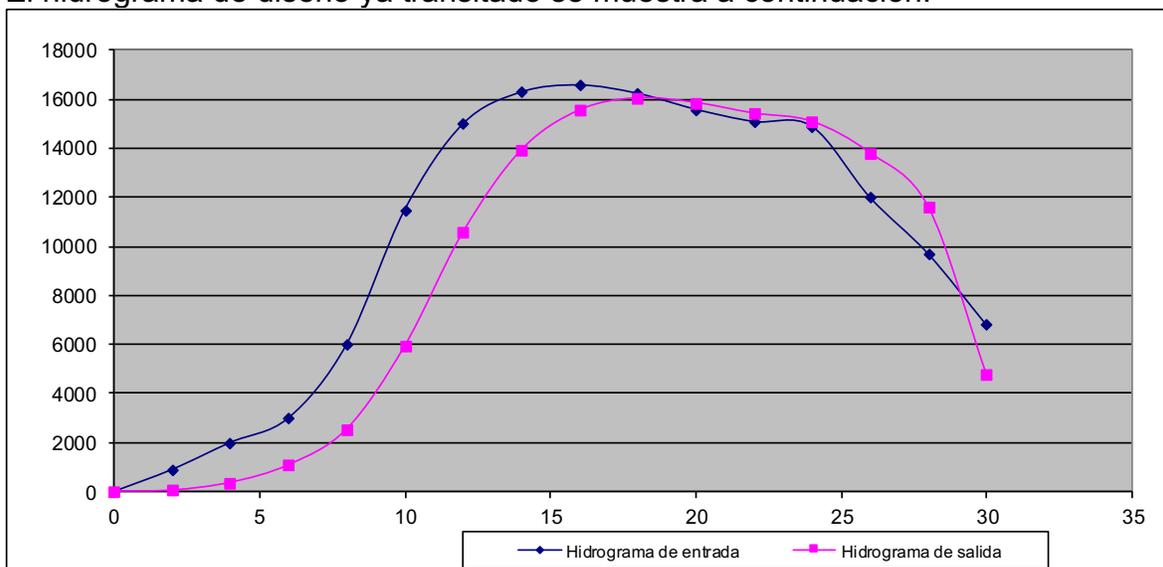
NECESITA REDUCIR LA LONGITUD DEL VERTEDOR

REF. 1: MANIFESTACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL MODALIDAD REGIONAL PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA PRESA DE ALMACENAMIENTO SANTA MARÍA PARA USOS MÚLTIPLES, MUNICIPIO ROSARIO, ESTADO DE SIN. COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA, NOV. 2015

(i)	Tiempo (seg)	Elev. i+1 (msnm)	Tirante sobre NAMO (m)	$Q_{Ei} + Q_{ei+1} / 2$ (m ³ /s)	Carga de velocidad, h_a (m.c.a.)	H_v (m)	O. DE TOMA		VERTEDOR		TOTAL		$Q_{Ei} - Q_{Si}$ (m ³ /seg)	Diferencia entre miembros
							Q_{Si+1} (m ³ /s)	Q_{Si} (m ³ /s)	Q_{Si+1} (m ³ /s)	Q_{Si} (m ³ /s)	$Q_{Si} + Q_{Si+1} / 2$ (m ³ /seg)	V_{i+1} (m ²)		
1	7,200	188.657581	0.158	450.000	0.004	0.161	0.000	44.391	44.391	22.196	813,880,188	427.804	427.804	-0.0005
2	7,200	189.117340	0.617	1,450.000	0.033	0.651	0.000	359.285	359.285	201.838	822,866,944	1,248.161	1,248.162	-0.0009
3	7,200	189.773625	1.274	2,500.000	0.079	1.353	0.000	1,077.330	1,077.330	718.308	835,695,127	1,781.692	1,781.692	-0.0000
4	7,200	190.698028	2.198	4,500.000	0.195	2.393	0.000	2,534.306	2,534.306	1,805.818	855,093,237	2,694.182	2,694.182	-0.0000
5	7,200	192.214628	3.715	8,750.000	0.502	4.216	0.000	5,928.963	5,928.963	4,231.634	887,625,469	4,518.366	4,518.366	-0.0001
6	7,200	193.892186	5.392	13,250.000	0.809	6.201	0.000	10,575.227	10,575.227	8,252.095	923,610,386	4,997.905	4,997.905	-0.0000
7	7,200	195.033410	6.533	15,650.000	0.916	7.450	0.000	13,924.735	13,924.735	12,249.981	948,090,522	3,400.019	3,400.019	-0.0000
8	7,200	195.604462	7.104	16,445.000	0.919	8.023	0.000	15,562.624	15,562.624	14,743.680	960,340,029	1,701.320	1,701.320	-0.0000
9	7,200	195.808313	7.308	16,420.000	0.886	8.194	0.000	16,062.720	16,062.720	15,812.672	964,712,792	607.328	607.328	-0.0000
10	7,200	195.794062	7.294	15,925.000	0.835	8.129	0.000	15,872.200	15,872.200	15,967.460	964,407,082	-42.460	-42.460	-0.0000
11	7,200	195.691517	7.192	15,350.000	0.789	7.981	0.000	15,438.818	15,438.818	15,655.509	962,207,418	-305.509	-305.509	-0.0000
12	7,200	195.600241	7.100	15,000.000	0.765	7.865	0.000	15,105.051	15,105.051	15,271.935	960,249,483	-271.935	-271.935	-0.0007
13	7,200	195.260733	6.761	13,450.000	0.651	7.412	0.000	13,817.925	13,817.925	14,461.488	952,966,766	-1,011.489	-1,011.488	-0.0003
14	7,200	194.632521	6.133	10,850.000	0.473	6.605	0.000	11,625.302	11,625.302	12,721.614	939,491,147	-1,871.614	-1,871.614	-0.0001
15	7,200	193.886434	5.386	8,250.000	0.314	5.700	0.000	9,320.292	9,320.292	10,472.797	923,487,008	-2,222.797	-2,222.797	-0.0000
16	7,200	193.201453	4.701	6,350.000	0.213	4.915	0.000	7,461.201	7,461.201	8,390.747	908,793,632	-2,040.747	-2,040.747	-0.0000
17	7,200	192.626930	4.127	5,050.000	0.152	4.279	0.000	6,062.122	6,062.122	6,761.662	896,469,666	-1,711.662	-1,711.662	-0.0000
18	7,200	191.991222	3.491	3,450.000	0.082	3.573	0.000	4,625.772	4,625.772	5,343.947	882,833,245	-1,893.947	-1,893.947	-0.0000
19	7,200	191.424161	2.924	2,375.000	0.045	2.969	0.000	3,503.088	3,503.088	4,064.430	870,669,346	-1,689.430	-1,689.430	-0.0000
20	7,200	191.027842	2.528	1,975.000	0.034	2.562	0.000	2,808.397	2,808.397	3,155.743	862,167,999	-1,180.743	-1,180.743	-0.0000
21	7,200	190.774774	2.275	1,850.000	0.032	2.307	0.000	2,399.521	2,399.521	2,603.959	856,739,494	-753.959	-753.959	0.0000
22	7,200	190.608249	2.108	1,775.000	0.031	2.139	0.000	2,142.727	2,142.727	2,271.124	853,167,402	-496.124	-496.124	0.0000
23	7,200	190.496126	1.996	1,725.000	0.030	2.026	0.000	1,975.363	1,975.363	2,059.045	850,762,280	-334.045	-334.045	0.0000
24	7,200	190.415218	1.915	1,675.000	0.029	1.944	0.000	1,856.731	1,856.731	1,916.047	849,026,743	-241.047	-241.047	0.0000
25	7,200	190.352644	1.853	1,625.000	0.028	1.881	0.000	1,766.119	1,766.119	1,811.425	847,684,484	-186.425	-186.425	0.0000
26	7,200	192.147883	3.648	800.000	0.004	3.652	0.000	4,779.532	4,779.532	8,202.417	886,193,745	-7,402.417	-7,402.417	-0.0000

OBRAS HIDRÁULICAS

El hidrograma de diseño ya transitado se muestra a continuación:



RESPUESTA: La longitud del vertedor permite pasar el hidrograma de diseño, sin presentar invasión del bordo libre, ya que el máximo nivel de carga sobre el vertedor es de 7.308 m, en el instante 9, del tránsito y la máxima carga estipulada es de 8 m.

P.R.10 Calcular la longitud del vertedor de una presa rompepicos y definir si con ésta sola presa se puede evitar que el río aguas abajo no se desborde e inunde las zonas aledañas a él, sabiendo que la máxima capacidad de conducción del río es de 550 m³/s. la información con que se cuenta es:

DATOS:	CURVA ELEVACIONES-CAPACIDADES		HIDROGRAMA	
	ELEVACIONES (m.s.n.m.)	CAPACIDAD (m ³)	TIEMPO (hrs)	GASTO (m ³)
ELEV. VERT=	1690.0 msnm	1,680.50	0	0
ELEV. CORONA=	1694.0 msnm	1,685.00	1	100
BORDO LIBRE =	2 m	1,690.00	2	300
FONDO RÍO =	1680.5 msnm	1,692.50	3	700
ALTURA VERTEDOR=	9.50 m	1,695.00	4	970
ALTURA DE CORTINA=	13.50 m	1,700.00	5	1000
DIÁMETRO DESAGÜE=	0.61 m	1,705.00	6	850
n DE LA TUBERÍA =	0.013	1,710.00	7	620
Nº DE DESAGÜES =	1	1,715.00	8	470
LONGITUD DESAGÜES =	21.00 m	1,720.00	9	210
		1,725.00	10	130
		1,730.00	11	110
		1,735.00	12	100
		1,740.00	13	50
		1,741.00	14	20
		1,743.00	15	0
		1,745.00		

INCÓGNITAS: LONGITUD DEL VERTEDOR Y SI ES SUFICIENTE UNA SOLA PRESA ROMPE PICOS (R-P).

OBRAS HIDRÁULICAS

FÓRMULAS:

$$\frac{S_{i+1} - S_i}{\Delta t} = \frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_i + O_{i+1}}{2}$$

$$O = CdLvHv^{\frac{3}{2}} \quad \text{VERTEDOR}$$

$$Cd = f(p, Hv)$$

p = Altura del vertedor (m)

Hv = Carga sobre el vertedor (m)

Lv = Longitud del vertedor (m)

$$H = \frac{10.293 n^2}{D_{int}^{\frac{16}{3}}} * L * Q^2 + \frac{Q^2}{2g} \quad \text{DESAGÜE}$$

SOLUCIÓN

COMPROBACIÓN DEL COEFICIENTE DE DESCARGA: Conforme a la Tabla 20.1 del libro "Fundamentos de Hidráulica", de Silvestre Paschual $Cd = 2.156$ cuando $p/Hv \geq 3$. Para éste problema $p = 9.500 \text{ m}$ y la $Hv \text{ máx} = 2.00 \text{ m}$ entonces $p/Hv = 4.75$ CORRECTO Cd

PARA EL DESAGÜE: $K = 0.024284895$ $A = 0.292 \text{ m}^2$

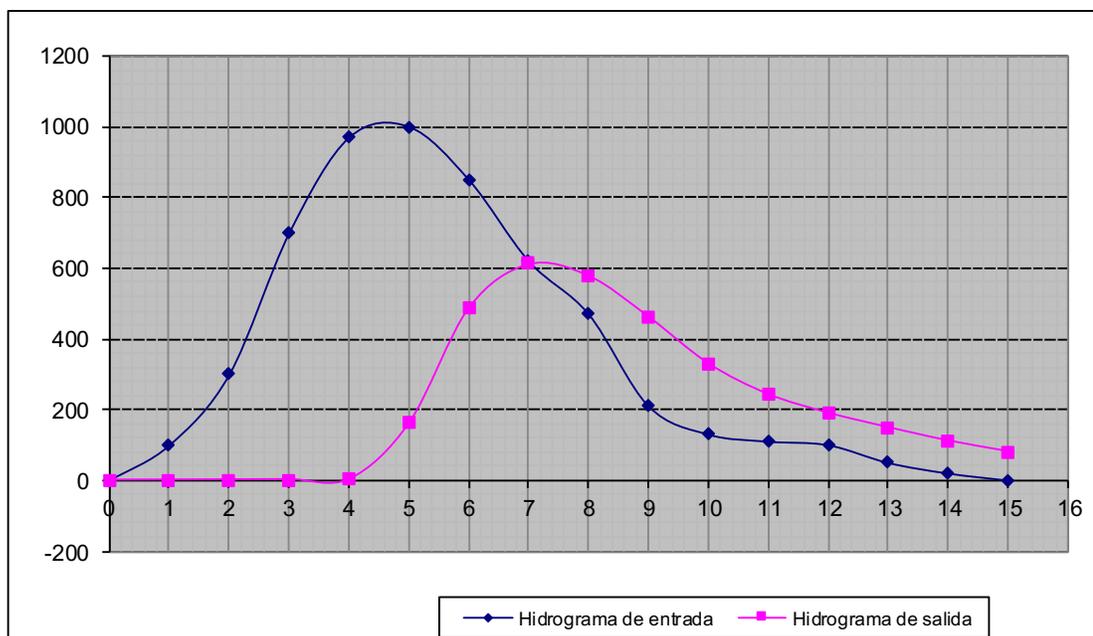
Elev. vertedor = 1690.0 msnm , el volumen inicial en la presa será = 1800000 m^3

PROPONENDO $Lv = 100.00 \text{ m}$

(i)	Tiempo (seg)	Elev. i+1 (msnm)	Tirante en el embalse (m)	$Q_{Ei} + Q_{Ei+1} / 2$ (m³/s)	Tirante en vertedor (m)	DESAGÜE	VERTEDOR	TOTAL				
						Q_{Si+1} (m³/s)	Q_{Vi+1} (m³/s)	Q_{Si+1} (m³/s)	$Q_{Si} + Q_{Si+1} / 2$ (m³/seg)	V_{i+1} (m³)	$V_{i+1} - V_i / \Delta t$ (m³/seg)	QE - QS (m³/seg)
1	3,600	1,690.213	0.213	50.000	0.000	0.439	0.000	0.439	0.220	1,979,210	49.780	49.780
2	3,600	1,691.067	1.067	200.000	0.000	0.982	0.000	0.982	0.711	2,696,652	199.289	199.289
3	3,600	1,693.210	3.210	500.000	0.000	1.703	0.000	1.703	0.000	4,496,652	500.000	500.000
4	3,600	1,696.878	6.878	835.000	0.000	2.493	0.000	2.493	0.000	7,502,652	835.000	835.000
5	3,600	1,700.317	10.317	985.000	0.817	3.053	159.341	162.394	79.670	10,761,838	905.330	905.330
6	3,600	1,701.221	11.221	925.000	1.721	3.184	486.558	489.742	322.949	12,929,222	602.051	602.051
7	3,600	1,701.501	11.501	735.000	2.001	3.224	610.059	613.282	548.308	13,601,311	186.691	186.692
8	3,600	1,701.428	11.428	545.000	1.928	3.213	577.049	580.263	593.554	13,426,515	-48.554	-48.554
9	3,600	1,701.159	11.159	340.000	1.659	3.175	460.828	464.003	518.939	12,782,336	-178.939	-178.939
10	3,600	1,700.823	10.823	170.000	1.323	3.127	327.976	331.103	394.402	11,974,488	-224.402	-224.402
11	3,600	1,700.576	10.576	120.000	1.076	3.091	240.704	243.796	284.340	11,382,863	-164.340	-164.340
12	3,600	1,700.412	10.412	105.000	0.912	3.067	187.860	190.927	214.282	10,989,447	-109.282	-109.282
13	3,600	1,700.274	10.274	75.000	0.774	3.047	146.757	149.804	167.308	10,657,138	-92.308	-92.308
14	3,600	1,700.135	10.135	35.000	0.635	3.026	108.970	111.996	127.864	10,322,829	-92.864	-92.864
15	3,600	1,700.009	10.009	10.000	0.509	3.007	78.306	81.313	93.638	10,021,731	-83.638	-83.638

El máximo valor de tirante sobre el vertedor es de 2.001 m, en el instante 7, por lo que la propuesta de Lv de 100 m, es correcta, por lo que se contesta la primera pregunta del problema, pero como se puede ver el máximo gasto de salida por el vertedor y el desagüe es de $613.282 \text{ m}^3/\text{s}$, que es superior al indicado en el encabezado del problema, por lo que sería necesario otra u otras P-R.

OBRAS HIDRÁULICAS



P.S.5 EXAMEN 1º-FEB-2008

DISEÑAR UNA PRESA DE TIERRA Y ENROCAMIENTO CONFORME A LA SIGUIENTE INFORMACIÓN: $b = 450$ m; $k_i = 0.85$; $k_d = 1.25$; despalme = 1.32 m; capa impermeable = 5.75 m; $H_{\text{máx}} = 61.32$ m. POR LA CORONA PASARÁN VEHÍCULOS.

RESPUESTA:

A) CIMENTACIÓN $b = 447.23$ m

B) ANCHO DE LA CORONA $B = 7.50$ m

C) ZONIFICACIÓN DE MATERIALES:

Se construirá con un núcleo impermeable de arcilla, una capa de grava-arena y respaldo de roca, colocando filtros entre cada una de las capas.

D) DISEÑO DE LAS CAPAS DE MATERIALES

Núcleo:	Formado con material arcilloso con tamaño =	< 0,002 mm
	Espesor en la corona $B_n = 3.00$ m	Talud 1: 0.25 en la base $B_b = 34.32$ m
Filtro entre núcleo y capa secundaria =	2.25 m ; Espesor $E_{f1} = 2.183$ m	
	Formado con material de granulometría:	D15 = 0.06 mm Y D85 mín. = 0.54 mm
Capa secundaria:	Ancho en la base = 109.62 m	Talud 1: 1.75
	Formado con material de granulometría entre 0,06-2 mm	hasta 2 mm-6 cm
Enrocamiento:	Ancho en la base = 159.90 m	Talud 1: 2.5
	Formado con material de roca sana con diámetro	>25 cm

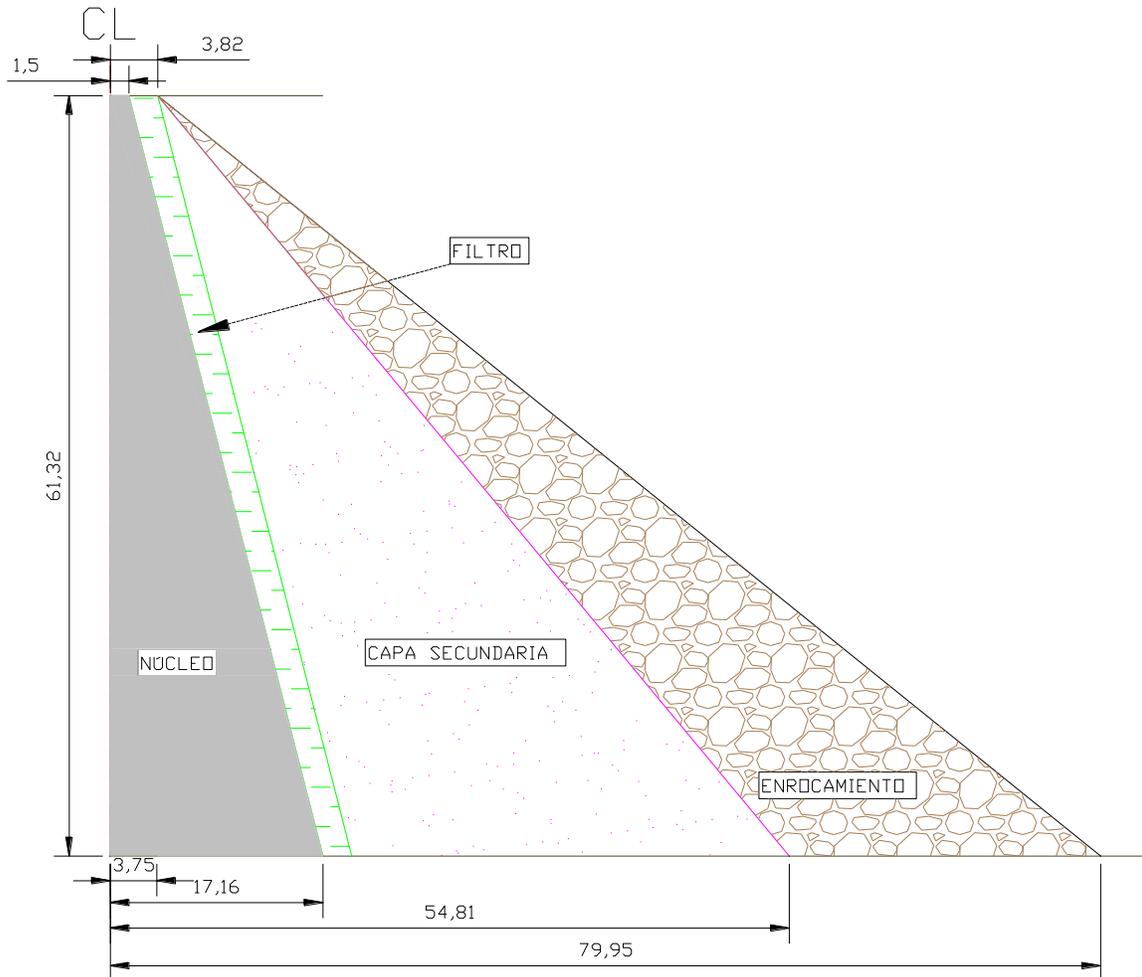
F) CONTROL DE FILTRACIONES

Pantalla de arcilla, con profundidad = 4.43 m con talud $k_n = 1: 1.108$

Con un ancho mayor al 20% de la altura = 13.000 m

G) PROTECCIÓN CONTRA LA EROSIÓN.

Se deberá proteger la corona con la carpeta asfáltica de la carretera y los taludes con el enrocamiento es suficiente.



NOTA: se dibujó solo la mitad de la cortina para que se pueda apreciar mejor el diseño, ya que sería simétrica.

P.S.6 EXAMEN 25-MAYO-2011, FILAS NONES

DE CONFORMIDAD CON LOS DATOS DEL EJEMPLO 4.1 (según los apuntes de enero 2018, sería 3.5, página 131) DE LA PRESA EL BOSQUE, MICH., DETERMINAR EL VOLUMEN MÍNIMO (inicial) NECESARIO PARA QUE NO SE PRESENTE NINGÚN TIPO DE FALLO EN LA SIMULACIÓN DE SU FUNCIONAMIENTO DEL VASO, CONSIDERANDO QUE LA: ELEVACIÓN DEL NAMIN=NAMINO=1693.50 msnm

RESPUESTA: Volumen inicial mínimo para el funcionamiento del vaso de 150'000,000 m³, con éste valor no se presentan fallos en las demandas, ni existen derrames.

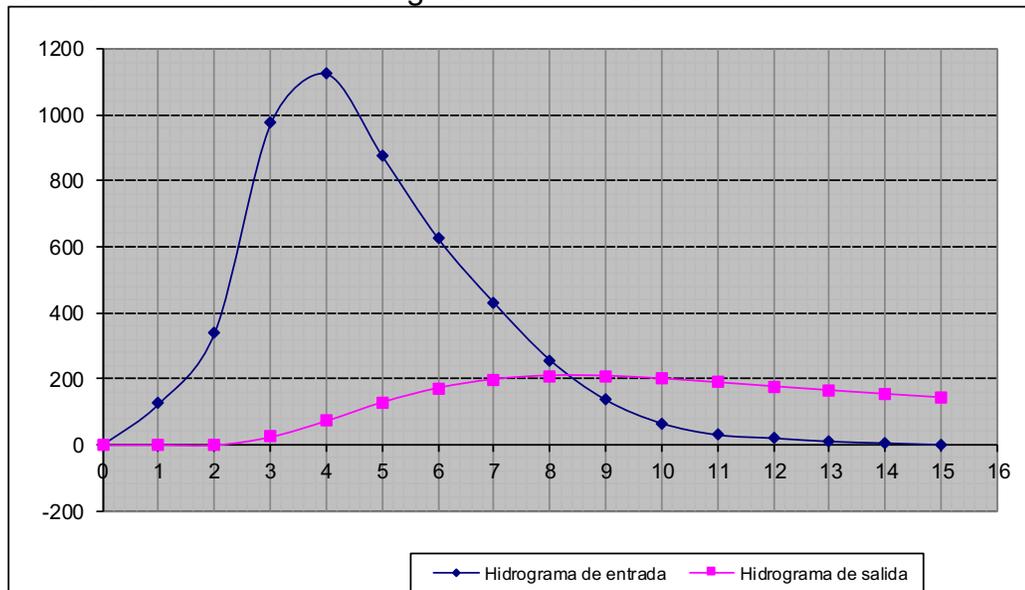
P.S.7 EXAMEN 25-MAYO-2011, FILAS PARES

DE CONFORMIDAD CON LOS DATOS DEL EJEMPLO 4.1 (según los apuntes de enero 2018, sería 3.5, página 131) DE LA PRESA EL BOSQUE, MICH., DETERMINAR LA MÁXIMA CARGA Y EL HIDROGRAMA DE SALIDA POR EL VERTEDOR DE DEMACIAS QUE TIENE UNA LONGITUD DE 45.2 m, CUANDO SE PRESENTA EL SIGUIENTE HIDROGRAMA A LA ENTRADA AL VASO:

OBRAS HIDRÁULICAS

TIEMPO (hrs)	GASTO (m3)
0	125
1	342
2	975
3	1125
4	875
5	625
6	430
7	257
8	136
9	65
10	30
11	0

RESPUESTAS: Máximo tirante o carga sobre el vertedor = 1.662 m.



TEMA 4. TÉCNICAS DE RIEGO.

P.R.11. EXAMEN 6 DE ABRIL 2006 1.- DISEÑE UN CANAL PARA RIEGO Y CUÁL SERÁ LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA CONFORME A LA SIGUIENTE INFORMACIÓN, PROCURANDO QUE NO SEA REVESTIDO:

TRAMO		Qd (m3/s)	S	
0+000.00	1+875.00	0.65	0.002	
1+875.00	1+890.00	0.65	0.015	
1+890.00	3+220.00	0.65	0.0014	
3+220.00	3+241.00	0.65	0.0014	PUENTE CANAL
3+241.00	4+035.00	0.42	0.0012	

EL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DEL TERRENO ES DE {**NONES 0.027; PARES 0.024**}; VELOCIDAD MÁXIMA QUE PUEDE SOPORTAN LAS PARTÍCULAS DEL TERRENO DONDE SE CONSTRUIRÁ EL CANAL {**NONES 1.5 m/s; PARES 1.7 m/s**}; TALUD DEL CANAL SIN REVESTIMIENTO $k = 2$.

OBRAS HIDRÁULICAS

RESOLVIENDO PARA FILA PAR, SE TIENE:

DATOS:				INCÓGNITAS:		FÓRMULAS:	
TRAMO	d (m ³ /s)	S		POR TRAMO	$V = (1/n) * (S^{1/2}) * (Rh^{2/3})$	Manning	
0+000.00	1+875.00	0.65	0.002	b = ?	$A = b * K * d$	Área hidráulica	
1+875.00	1+890.00	0.65	0.015	d = ?	$Pm = 2d * (k + 1)^{1/2}$	Perímetro mojado	
1+890.00	3+220.00	0.65	0.0014	B.L. = ?	$Rh = A / Pm$	Radio hidráulico	
3+220.00	3+241.00	0.65	0.0014	k = ?	$B = b + (2 * k * d)$	Ancho de Espejo de agua	
3+241.00	4+035.00	0.42	0.0012	S = ?	$Q = V * A$	Ec. de Continuidad	
Vel máx. = 1.700 m/s				n = ?	$Rh = d / 2$	Condición para canal eficiente	
Talud k = 2				Hp = ?	$Fr = V / (g * d)^{1/2}$	Froude Si Fr = 1 Régimen Crítico, Fr < 1 Régimen Sub-crítico y Fr > 1 Régimen Súper-crítico	
n =	0.024	Rugosidad Tierra		$Q^2 / g = A^3 / B$ Condición Crítica			
n =	0.016	Rugosidad Concreto		$(Q^2 / (g * A1)) + (A1 * Y1) = (Q^2 / (g * A2)) + (A2 * Y2)$ Salto hidráulico			
n =	0.012	Rugosidad Acero		$Y1 = ((2b1 + B1) / (b1 + B1)) * (Q^2 / (S * n^2))^{1/3}$ Centro de gravedad para un canal trapecial			
				$d = ((2^{2/3} * Q * n) / (S^{1/2}))$ Tirante máxima eficiencia			

SOLUCIÓN:

Tramo (Km)	Qd (m ³ /s)	S	S ^{1/2}	n	Qn/S ^{1/2}	b (m)	d (m)	k	A (m ²)	Pm (m)	Rh (m)	Rh ^{2/3}	V (m/s)	Qt (m ³ /s)	B.L. (m)	Hp	h (m)	Sección	Fr	Régimen	
0+000.00	1+875.00	0.65	0.002	0.0447	0.024	0.349	0.269	0.571	2	0.805	2.821	0.285	0.433	0.808	0.650	0.500	-	1.071	I	0.341	Subcrítico
1+875.00	1+890.00	0.65	0.015	0.1225	0.024	0.127	0.185	0.391	2	0.378	1.934	0.196	0.337	1.719	0.650						
1+875.00	1+890.00	0.65	0.015	0.1225	0.016	0.085	0.727	0.364	0	0.265	1.455	0.182	0.321	2.457	0.650	0.250	-	0.614	IV	1.301	Supercrítico
1+890.00	3+220.00	0.65	0.0014	0.0374	0.024	0.417	0.288	0.610	2	0.920	3.016	0.305	0.453	0.706	0.650	0.500	-	1.110	I	0.289	Subcrítico
3+220.00	3+241.00	0.65	0.0014	0.0374	0.016	0.278	1.057	0.610	0	0.645	2.277	0.283	0.431	1.008	0.650	0.250	-	0.860	IV	0.412	Subcrítico
3+241.00	4+035.00	0.42	0.0012	0.0346	0.024	0.291	0.252	0.533	2	0.703	2.636	0.267	0.414	0.598	0.420	0.400	-	0.933	I	0.261	Subcrítico

GBPM5:
NO SOPORTA LA VELOCIDAD MENCIONADA EN EL ENCABEZADO.

Como existe un cambio de régimen de Subcrítico a Supercrítico del 1° TRAMO al 2° TRAMO. Por lo que tenemos una sección de control.

Calculo del Yc

- Condicion Crítica $Q^2 / g = A^3 / B$

Q (m ³ /s)	g (m/s ²)	A (m ²)	B (m)	Yc (m)	Q ² / g	A ³ / B	Diferencia
0.65	9.81	0.316	0.727	0.434	0.043	0.043	0.000

Tabla 4. 6 Bordo libre y Ancho del bordo en canales

Gasto lt/s	Bordo Libre (cm)		C (cm)
	Canal Revestido	Canal sin revest.	
≤ 50	7.5	10	40
de 51 a 250	10.0	20	60
de 251 a 500	20.0	40	80
de 501 a 1000	25.0	50	100
≥ de 1000	30.0	60	150

Con este Yc calcular el Conjugado Menor (d1) y el Conjugado Mayor (d2)

dc (m)	bc (m)	d1 (m)	b1 (m)	Q (m ³ /s)	n	S II Tramo	Lh (m)	Lv (m)	Lr (m)
0.434	0.727	0.349	0.727	0.65	0.016	0.015	15.00	0.225	15.002

Vc (m/s)	V1 (m/s)	Rhc (m)	Rh 1 (m)	Sh (pend. Hid.)	hf (m)	zc - z1 (m)	(zc - z1) + dc - d1 - hf (m)	(V1 ² /2g) - (Vc ² /2g) (m)	Diferencia
2.059	2.563	0.198	0.178	0.013	0.191	0.225	0.120	0.119	0.001

Aplicando la Ecuación de Bernoulli

Vm = 2.311 m/s Rhm = 0.188 m

Salto hidráulico

Cálculo del conjugado mayor:

Q (m ³ /s)	A1 (m ²)	Y1 (m)	A2 (m ²)	Y2 (m)	d2 (m)	(Q ² / (g * A1)) + (A1 * Y1)	(Q ² / (g * A2)) + (A2 * Y2)	Diferencia
0.65	0.254	0.174	0.387	0.266	0.532	0.214	0.214	0.000

Ecuación de la Energía

$$(Q^2 / (g * A1)) + (A1 * Y1) = (Q^2 / (g * A2)) + (A2 * Y2)$$

Comparación de energías del conjugado mayor y el normal del tramo III

d2 (m)	V2 (m/s)	E2 (mca)	V III (m/s)	d III (m)	EnIII (mca)	E2 - EnIII (mca)	Energ. esp III (%) (mca)
0.532	1.680	0.676	0.706	0.610	0.636	0.040	0.006

SE BARRE EL SALTO

OBRAS HIDRÁULICAS

TANQUE AMORTIGUADOR									
PROPONIENDO $\Delta z =$		0.112 m							
Con este Yc calcular el Conjugado Menor (d1) y el Conjugado Mayor (d2)									
dc (m)	bc (m)	d1 (m)	b1 (m)	Q (m ³ /s)	n	S II Tramo	Lh (m)	Lv (m)	Lr (m)
0.434	0.727	0.340	0.727	0.65	0.016	0.015	22.47	0.337	22.469
Vc (m/s)	V1 (m/s)	Rhc (m)	Rh 1 (m)	Sh (pend. Hid.)	hf (m)	zc - z1 (m)	(zc - z1) + dc - d1 - hf (m)	(V1 ² /2g) - (Vc ² /2g) (m)	Diferencia
2.059	2.625	0.198	0.176	0.013	0.295	0.337	0.135	0.135	0.000
Aplicando la Ecuación de Bernoulli									
Vm =		2.342 m/s		Rhm =		0.187 m			
VOLVEMOS A CALCULAR EL Salto hidráulico									
Q (m ³ /s)	A1 (m ²)	Y1 (m)	A2 (m ²)	Y2 (m)	d2 (m)	$\frac{Q^2}{g \cdot A1} + \frac{A2}{A1 \cdot Y1}$	$\frac{Q^2}{g \cdot A2} + \frac{A1}{A2 \cdot Y2}$	Diferencia	
0.65	0.248	0.170	0.343	0.235	0.471	0.216	0.206	0.010	
d2 (m)	V2 (m/s)	E2 (mca)	V III (m/s)	d III (m)	EnIII (mca)	E2 - EnIII (mca)	Energ. esp III (%) (mca)		
0.471	1.898	0.654	0.706	0.610	0.748	-0.093	0.006		
SALTO BIEN DEFINIDO									

CÁLCULO DE LAS DIFERENTES TRANSICIONES ENTRE TRAMOS.

Transición de Tramo I al Tramo II

Como el Tramo I es de sección trapezoidal y el Tramo II es de sección rectangular, la longitud de transición se

T (m)	t (m)	$\frac{T-t}{2}$	α° (grados)	α (radianes)	cot α	$L_T = [(T+t) / 2] * \cot \alpha$	Cadenamiento de la Transición	
2.552	0.727	0.912	12.5	0.218	4.511	4.115	1+870.89	1+875.00

Transición del Tramo III (salida de la rápida)

T (m)	t (m)	$\frac{T-t}{2}$	α°	α (rad.)	cot α	L_T (m)	Cadenamiento de la Transición	
2.728	0.727	1.000	12.5	0.218	4.511	4.513	1+890.00	1+894.51

Transición del Tramo III (antes del puente canal)

T (m)	t (m)	$\frac{T-t}{2}$	α°	α (rad.)	cot α	L_T (m)	Cadenamiento de la Transición	
2.728	1.057	0.836	12.5	0.218	4.511	3.770	3+237.23	3+241.00

Transición del Tramo IV (después del puente canal)

T (m)	t (m)	$\frac{T-t}{2}$	α°	α (rad.)	cot α	L_T (m)	Cadenamiento de la Transición	
2.384	1.057	0.664	12.5	0.218	4.511	2.993	3+241.00	3+243.99

P.R.12 MODIFICACIÓN AL EJEMPLO 4.1, EN SUS TRAMOS 2, 3 Y 4

En los apuntes se menciona que los tramos 2, 3 y 4, se pueden modificar por una sola pendiente, al ser muy cortos dichos tramos y además se presenta la variante del diseño BUSCANDO QUE NO SEA REVESTIDO, sí la velocidad máxima que soporta el material donde se construirá el canal fuera de 1.5 m/s. UTILIZANDO UNA HOJA DE CÁLCULO DE UN ALUMNO.

OBRAS HIDRÁULICAS

DATOS	INCÓGNITAS	FÓRMULAS
$M_{Ax} = 1.5 \text{ m/s}$	$b = ?$	$V = (1/n)R^{2/3}S^{1/2}$
$k = 2$	$d = ?$	$R_H = A/P_m$
$n = 0.027$ S/REVESTIR	$B.L. = ?$	$R_H = d/2$ CONDICIÓN OPTIMA
$\alpha = 12.50^\circ$	$k = ?$	$A = (b + Kd)d$
$g = 9.81 \text{ m/s}^2$	$S = ?$	$P_m = b + 2d(K^2 + 1)^{1/2}$
$Q = 0.695 \text{ m}^3/\text{s}$		$Q = VA$
$n = 0.015$ REVESTIDO		$b = 2d((k^2 + 1)^{1/2} - k)$
$g = 9.81$		$d = (Qn^{2/3}/S^{1/2})(2(k^2 + 1)^{1/2} - k)^{3/8}$
$2g = 19.62$		
		CONDICIÓN CRÍTICA
		$Q^2/g = A^3/B$
		EC. DE LA CONSERVACIÓN DE LA ENERGÍA
		$Z_1 + V_1^2/2g + P_1/\gamma = Z_2 + V_2^2/2g + P_2/\gamma + hf$
		FÓRMULA PARA CALCULAR EL CONJUGADO
		$Q^2/gA_1 + A_1 \bar{Y}_1 = Q^2/gA_2 + A_2 \bar{Y}_2$
		CANAL TRAPEZIAL
		$\bar{Y} = ((2b + B) / (b + B))(d/3)$

SOLUCIÓN																			
TRAMO	Q_d (m^3/s)	S	$S^{1/2}$	n	k	$Qn/S^{1/2}$	b (m)	d (m)	A m^2	P_m	R_H	$R_H^{2/3}$	V (m/s)	Q_t (m^3/s)	B.L. (m)	H_p	h (m)	SECC.	Fr
0+000	0+100	0.695	0.0030	0.055	0.027	2	0.343	0.268	0.567	0.794	2.802	0.283	0.431	0.875	0.695	0.25	0.817	I	0.371
0+100	0+155	0.695	0.1494	0.387	0.015	0	0.027	0.530	0.212	0.112	0.954	0.118	0.240	6.190	0.695	0.25	0.462	II	4.294
0+155	0+260	0.695	0.0030	0.055	0.027	2	0.343	0.268	0.567	0.794	2.802	0.283	0.431	0.875	0.695	0.25	0.817	I	0.371
0+260	0+300	0.695	0.0030	0.055	0.015	0	0.190	0.860	0.567	0.487	1.993	0.244	0.391	1.428	0.696	0.25	0.817	II	0.605
0+300	0+810	0.695	0.003	0.055	0.027	2	0.343	0.268	0.567	0.794	2.802	0.283	0.431	0.875	0.695	0.25	0.817	I	0.371
0+810	0+950	0.695	Sifón invertido															III	
0+950	2+650	0.695	0.001	0.032	0.027	2	0.593	0.329	0.696	1.199	3.443	0.348	0.495	0.580	0.695	0.25	0.946	I	0.222
2+650	3+460	0.521	0.001	0.032	0.027	2	0.445	0.295	0.625	0.966	3.091	0.313	0.461	0.539	0.521	0.25	0.875	I	0.218
3+460	3+510	0.434	0.001	0.032	0.027	2	0.371	0.276	0.584	0.843	2.887	0.292	0.440	0.515	0.434	0.20	0.784	I	0.215

Calc. Con Fórmula Datos Directos o de tab.	GUILLERMO BENJAMÍN PÉREZ MORALES: PUENTE CANAL	GUILLERMO BENJAMÍN PÉREZ MORALES: S CORREGIDA TRAMO 2-4	GUILLERMO BENJAMÍN PÉREZ MORALES: PARA DEFINIR LA PLANTILLA DEL PUENTE CANAL, CON d FID
---	--	---	---

CÁLCULO DEL TIRANTE CRÍTICO DEL TRAMO I

$$Q^2/g = A^3/B$$

$$A = B Y_c = 0.345 Y_c$$

$$B = b_c = 0.530 \text{ m}$$

$$Y_c = d_c = (Q^2/gB^2)^{1/3} = 0.560 \text{ m} \quad \text{NO HAY REMANSO}$$

$$A_c = B Y_c = 0.297 \text{ m}^2$$

$$V_c = Q/A = 2.343 \text{ m/s}$$

$$P_{m,c} = b_c + 2d_c = 1.649 \text{ m}$$

$$R_{H,c} = A_c/P_{m,c} = 0.180 \text{ m}$$

CÁLCULO DE LA LONGITUD A LA CUAL SE ENCUENTRA EL TIRANTE NORMAL EN EL TRAMO I

$$Z_1 + V_1^2/2g + P_1/\gamma = Z_2 + V_2^2/2g + P_2/\gamma + hf$$

$$d = P/\gamma$$

$$(Z_1 - Z_2) = S L_n = 0.0030 L_n$$

$$2g = 19.62$$

$$0.0030 L_n + 0.039 + 0.567 = 0.280 + 0.560 + 0.013 L_n$$

$$0.003 L_n + 0.606 = 0.839 + 0.013 L_n$$

$$-0.234 = 0.010 L_n$$

$$L_n = -22.750 \text{ m}$$

OBRAS HIDRÁULICAS

CÁLCULO DEL CONJUGADO MENOR (d1) (SE CALCULA CON EL TIRANTE CRÍTICO)

Q (m3/s)	b _c (m)	d ₁ (m)	R _{Hc} (m)	V _c (m/s)	L _R (m)	n
0.695	0.530	0.153	0.180	2.343	55.610	0.015

$A = bd_1 = 0.081 \text{ m}^2$
 $P_m = b+2d_1 = 0.836794 \text{ m}$

$X_0 = d_1 + \frac{(Q/A)^2}{2g} + \frac{((V_c + Q/A)/2)^2 n^2 / (R_c + (bd_1/(b+2d_1))/2)^{2/3}}{X} \times L_R$

V ₁ = 8.549 m/s	R _{h1} = 0.097 m	V _m ⁿ = 0.08169
V _m = 5.4458219	R _{hm} = 0.138 m	R _{hm} ^{2/3} = 0.26769

$X_0 = 0.153 + 3.725 + \left(\frac{0.082}{0.268} \right) \times 55.610$

$X_0 = 9.056$

$d_1 = 0.153 \text{ m}$

$X_0 = 9.056$
 $X_1 = 9.056$

$\theta = \frac{X_0 - X_1}{z} = 0.000$

Herramientas buscar objetivo

Definir la celda	θ
Con el valor	0
Para cambiar la celda	z

$\Delta z = SL$
 $\Delta z = 8.217 \text{ m}$
 $L_R = (\Delta z^2 + L^2)^{1/2} / (1/2)$
 $L_R = 55.610 \text{ m}$

CÁLCULO DEL CONJUGADO MAYOR (d2)

ECUACIÓN DEL SALTO HIDRÁULICO

$$Q^2 / gA_1 + A_1 \bar{Y}_1 = Q^2 / gA_2 + A_2 \bar{Y}_2$$

A ₁ = bd ₁	A ₂ = bd ₂ = 0.761 m ²	Q ² / gA ₂ = 0.06466
Y ₁ = d ₁ / 2	Y ₂ = d ₂ / 2 = 0.718 m	A ₂ Y ₂ = 0.273519
		0.33818

$0.606 + 0.006 = 0.093 (1/d_2) + 0.265 d_2^2$

$X_0 \rightarrow 0.612 = 0.093 (1/d_2) + 0.265 d_2^2$

$d_2 = 1.437$

$d_2 = 1.437 \text{ m}$

$X_0 = 0.612$
 $X_1 = 0.612$

$\theta = \frac{X_0 - X_1}{z} = 0.000$

Herramientas buscar objetivo

Definir la celda	θ
Con el valor	0
Para cambiar la celda	z

Cálculo de Energías DEL CONJUGADO MAYOR (d2), Y DEL TRAMO III PARA VERIFICAR SI EL SALTO NO SE BARRE

$(P_2 / \gamma) = d_2$	g = 9.81	$(P_3 / \gamma) = d_3$
Energía del conjugado mayor	Z ₂ = 0	Energía del tramo III
		Z ₃ = 0
$E_2 = (V_2^2 / 2g) + (P_2 / \gamma) + Z_2$		$E_{r3} = (V_3^2 / 2g) + (P_3 / \gamma) + Z_2$
$V_2 = Q / d_2 b$		$V_{r3} = Q / (b_3 + Kd_3) d_3$
V ₂ = 0.913 m/s		V _{r3} = 0.875207
$(P_2 / \gamma) = 1.437 \text{ m}$		$(P_3 / \gamma) = 0.567 \text{ m}$
E ₂ = 1.479 mca		E _{r3} = 0.606 mca
		ENERGÍA ESPECÍFICA = 0.606 mca
		5 % E ESP. = 0.0303 mca
		DIFERENCIA C. = 0.873

SE BARRE EL SALTO, DISEÑAR TANQUE AMORTIGUADOR

$E_2 > E_3$
 1.479 mca > 0.606 mca

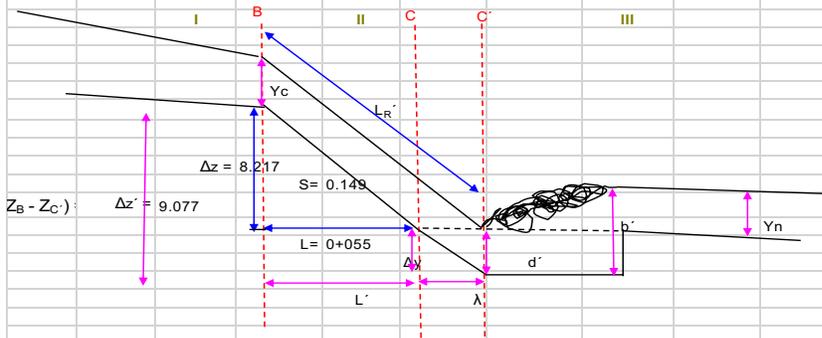
DIFERENCIA = 0.873

COMPLEMENTO DE LOS APUNTES G. B. P. M. Y J. P. M. A.

48

OBRAS HIDRÁULICAS

CÁLCULO DEL TANQUE AMORTIGUADOR



Como $\Delta E = E_2 - E_3 = 0.873$

$L_R' = (L^2 + \Delta z^2)^{1/2} = 61.431 \text{ m}$

Proponiendo $\Delta y = 0.86 \text{ m}$

$\lambda = \Delta y / S = 5.756 \text{ m}$

$L_R' = L + \lambda = 60.756 \text{ m}$

$\Delta z' = \Delta z + \Delta = 9.077 \text{ m}$

AJUSTA d1 Y d2, ESCALÓN

CÁLCULO DEL CONJUGADO MENOR (d1') (SE CALCULA CON EL TIRANTE CRÍTICO)

Q	b _c	d _{1'}	R _{Hc}	V _c	L _{R'}	n
0.695	0.530	0.151	0.180	2.343	61.431	0.015

$A = bd_1' = 0.0799$ $P_m = b + 2d_1' = 0.831508 \text{ m}$

$X_0 = d_1' + \frac{(Q/A)^2}{2g} + \frac{[(V_c + Q/A)/2]^2 n^2 / (R_c + (bd_1' / (b + 2d_1')) / 2)^{2/3}}{2}$ x L_R'

$X_0 = 0.151 + 3.856 + \frac{0.083}{0.267} \times 61.431$

$V_1 = 8.698 \text{ m/s}$ $R_{h1} = 0.096 \text{ m}$ $V_m n = 0.08281$
 $V_m = 5.5207589$ $R_{hm} = 0.138 \text{ m}$ $R_{hm}^{4/3} = 0.267$

$X_0 = 9.916$

$d_1' = 0.151 \text{ m}$

$X_0 = 9.916 = X_1 = 9.916$

$\theta = X_0 - X_1 = 0.000$

Herramientas buscar objetivo

Definir la celda

Con el valor

Para cambiar la celda

CÁLCULO DEL CONJUGADO MAYOR (d2')

ECUACIÓN DEL SALTO HIDRÁULICO
 $Q^2 / gA_1 + A_1 \bar{Y}_1 = Q^2 / gA_2 + A_2 \bar{Y}_2$

$A_1 = bd_1'$
 $\bar{Y}_1 = d_1' / 2$

$A_2 = bd_2'$
 $\bar{Y}_2 = d_2' / 2$

$0.616 + 0.006 = 0.093 (1/d_2') + 0.265 d_2'^{-2}$

$X_0 \rightarrow 0.622 = 0.093 (1/d_2') + 0.265 d_2'^{-2}$

$d_2' = 1.450$

$d_2 = 1.450 \text{ m}$

$X_0 = 0.622 = X_1 = 0.622$

$\theta = X_0 - X_1 = 0.001$

Herramientas buscar objetivo

Definir la celda

Con el valor

Para cambiar la celda

OBRAS HIDRÁULICAS

CÁLCULO DE ENERGÍAS DEL CONJUGADO MAYOR, (d_2'), Y DEL TRAMO III PARA VERIFICAR LAS ENERGÍAS NUEVAMENTE

$(P_2/\gamma) = d_2'$	$g = 9.81$	$(P_3/\gamma) = d_3$	
Energía del conjugado mayor $Z_2 = 0$		Energía del tramo III	$Z_3 = \Delta y = 0.86$
$E_2 = (V_2^2/2g) + (P_2/\gamma) + Z_2$		$E_{n3} = (V_{n3}^2/2g) + (P_3/\gamma) + Z_2$	
$V_2 = Q/db_2'$		$V_{n3} = Q/(b_3 + Kd_3)d_3$	
$V_2 = 0.904 \text{ m/s}$		$V_{n3} = 0.875207$	
$(P_2/\gamma) = 1.450$		$(P_3/\gamma) = 0.567$	ENERGÍA ESPECÍFICA = 0.606 mca
$E_2' = 1.492$		$E_{n3} = 1.465803$	5 % E ESP. = 0.0303 mca
		DIFERENCIA C. = 0.026 mca	

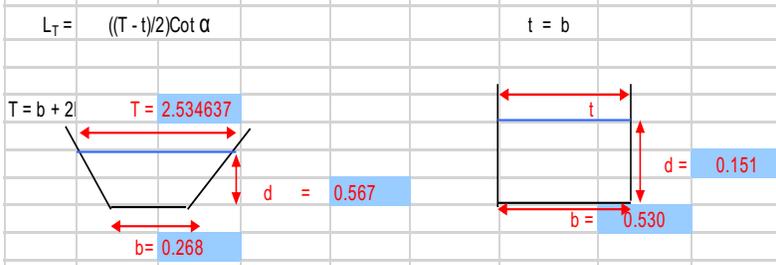
SALTO BIEN DEFINIDO

$E_2' < E_3$	$1.492 < 1.466$
--------------	-----------------

Cálculo de la longitud del salto, (Ls)

$Ls = 5(d_2' - d_1')$	=	6.498 m
-----------------------	---	---------

LONGITUD DE TRANSICIÓN DEL TRAMO II AL TRAMO III



$L_T = ((T - t)/2) \cot \alpha$	=	4.521 m	$3.142 = 180$
$\alpha = 12.5$		$\text{tg } \alpha = 0.2217 \text{ deg}$	$0.2182 \times = 12.5$
$\cot \alpha = (1 / \text{tg } \alpha)$	=	4.5107	
$t = b_c$	=	0.530 m	
$T = b + 2Kd$	=	2.535 m	



DISEÑO DEL TRAMO IV "SIFÓN INVERTIDO"

$D = 1.4(Q) \text{ EC. DE DUPOIT}$	$Q = \text{en lt/s}$	$D = 36.908$	=	34 Pulg.	86.36
------------------------------------	----------------------	--------------	---	----------	-------

Proponiendo tubería de acero C - 40 de resistencia 40 m.c.a. con un $n = 0.011$, siendo tubería nueva

Para unir el tramo III con el tramo IV se tiene que hacer una transición al final del tramo III para dejarlo en sección rectangular y conectar con el tramo IV, el ancho de la sección rectangular tiene que ser igual al diámetro del tubo del tramo IV (SIFÓN INVERTIDO)

OBRAS HIDRÁULICAS

Diseño de transición al final del tramo III para conectar con el tramo IV (SIFÓN INVERTIDO)

T = 2.535 m

1 Pulg. = 2.54 cm

ALOR DIFERENTE =

D_{INT.} = 0.8636 m

L_T = ((T-t)/2)Cot α = 3.769 m

Cot α = (1 / tg α) = 4.5107

SIFÓN INVERTIDO

t = D_{INT.} = 0.8636

α = 12.5

ÁREA A TUBO LLENO = 0.586 m²

ÁREA MEDIO TUBO = 0.293 m²

V = 1.187 m/s

y = 0.432 m

3.142 = 180

0.2182 X = 12.5

tg α = 0.2217 deg

Cálculo de las pérdidas de energía a lo largo del SIFÓN INVERTIDO

1.- Por rejilla 1 pulg.

Proponiendo solera

Proponiendo una separación de 0.1 m

No. De barrotes = (Ø . S) / (S + e)

No. De barrotes = 8.550

VALOR DIFERENTE =

Cálculo de separación de barrotes

D_{int.} = (No.Barr.-2)(e + S) + S

0.864 m = 0.767 m + 0.097 m

0.864 m = 0.864 m

S = 0.097 m

α = (180 - Ø) / 2

A = (Ø . sen Ø * cos Ø) * (D_{INT.}² / 4)

A_{bruta} = 0.348 m²

$(\beta - \text{sen}\beta\text{Cos}\beta) * \left(\frac{d^2}{4}\right)^{3/2}$

Para calcular K se necesita sacar el área bruta y el área con el tirante de agua y el tirante con el que llega a la tubería en el critico

CONDICIÓN CRÍTICA

Q²g = A³/B

A = (Ø . sen Ø * cos Ø) * (D_{INT.}² / 4)

B = (sen Ø) D_{INT.}

D_{INT.} = 0.8636 m

Herramientas buscar objetivo

Definir la celda W

Con el valor 0

Para cambiar la celda z

α = (180 - Ø) / 2

α = 40.73 °

3.1416 = 180

α = 40.73

α = 0.711 rad

Cálculo de "a"

a = yc - D/2

a = 0.064 m

Cálculo de "Yc", Vel., "Pm y Rh."

A_{bruta} = 0.348 m²

Yc = (D/2) * (1 - cos(Ø))

Yc = 0.496 m

VALOR DIFERENTE = 0.000 m

V_{Entrada} = Q / A_{bruta} = 1.997 m/s

P_m = ØD/2 = 0.743 m

R_h = A_{bruta} / P_m = 0.46869 m

Cálculo de la long. A la cual se presenta el tirante normal en el tramo III, a partir del tirante critico en el sifón invertido, tramo IV

Z₁ + V₁²/2g + P₁/γ = Z₂ + V₂²/2g + P₂/γ + hf

d = P/γ

(Z₁ - Z₂) = SL_n = 0.0030 Ln

2g = 19.62

0.0012 Ln + 0.039 + 0.567 = 0.203 + 0.496 + 0.004 Ln

0.0012 Ln + 0.606 = 0.699 + 0.004 Ln

-0.093 = 0.003 Ln

Ln = -29.559 m

Cálculo de longitud de transición de secc. Trapecial a secc. Rectangular Para sección IV

L_T = ((T-t)/2)Cot α = 3.769 m

α = 12.5

tg α = 0.2217 deg

3.142 = 180

0.2182 X = 12.5

Cot α = (1 / tg α) = 4.5107

t = D_{INT.} = 0.864 m

T = b + 2Kd = 2.535 m

OBRAS HIDRÁULICAS

Calculo de área de rejillas

$e = 0.0127 \text{ m}$
 $S = 0.097 \text{ m}$

$a = 0.064 \text{ m}$
 $D/2 = 0.4318 \text{ m}$

Barrote 1 : C.A. = (D / 2) - 1 e - 1 S

$h = ((D/2)^2 - C.A.^2 + \gamma^2)^{1/2}$

$c.A._1 = 0.322 \text{ m}$

$h_1 = 0.287 \text{ m}$

Barrote 2 : C.A. = (D / 2) - 2 e -

$c.A._2 = 0.213 \text{ m}$
 $h_2 = 0.376 \text{ m}$

Barrote 3 : C.A. = (D / 2) - 3 e -

$c.A._3 = 0.103 \text{ m}$
 $h_3 = 0.419 \text{ m}$

Barrote 4 : C.A. = (D / 2) - 4 e - 4 S

$c.A._4 = -0.006 \text{ m}$
 $h_4 = 0.432 \text{ m}$

Barrote 5 : C.A. = (D / 2) - 5 e - 5 S

$c.A._5 = -0.116 \text{ m}$
 $h_5 = 0.416 \text{ m}$

Barrote 6 : C.A. = (D / 2) - 6 e - 6 S

$c.A._6 = -0.225 \text{ m}$
 $h_6 = 0.368 \text{ m}$

Barrote 7 : C.A. = (D / 2) - 7 e - 6.5 S

$h_7 = 0.432 \text{ m}$

Calculo de área de rejillas

$A_{rejillas} = (\Sigma h + \Sigma a)e$

$A_{rejillas} = 0.04 \text{ m}^2$ <= DE LA HOJA "Sifón"

Calculo de área Neta

$A_{Neta} = A_{bruta} - A_{rejillas}$

$A_{Neta} = 0.308 \text{ m}^2$

$\Sigma h = 5.029 \text{ m}$
 $\Sigma a = 0.834 \text{ m}$

DEL ANEXO "E" FORMULA DE CREAGER

PARA ENTRADA PARCIALMENTE LLENA

$k = C_f \left(\frac{s}{b}\right)^{4/3} \text{sen} \theta = 0.159$ **PARA SOLERA RECTANGULAR Cf = 2.42**

PARA ENTRADA SUMERGIDA

$k = 1.45 - 0.45 (A_{neta} / A_{bruta}) - (A_{neta} / A_{bruta})^2$

$k = 0.268$

CÁLCULO DE PÉRDIDAS

PÉRDIDAS POR REJILLA PARCIALMENTE LLENA => 1

$h_{rejilla} = K (V_c^2 / 2g)$

$h_{rejilla} = 0.032 \text{ m.c.a.}$

PÉRDIDAS POR ENTRADA

$K = 0.5$ DE ANEXO " E"

$h_{entrada} = K (V_c^2 / 2g)$

$h_{entrada} = 0.102 \text{ m.c.a.}$

PÉRDIDAS POR FRICCIÓN RAMA DESCENDENTE

ecuación de Manning $K = 10.293n^2 / D_{int}^{16/3}$

$K = 0.006$

$hf = KLQ^2$

$hf = 0.059 \text{ m.c.a.}$

TOMANDO 60°

$Lt = 23.094 \text{ m}$

$hf = 0.065 \text{ m.c.a.}$

$Lt = 20.872 \text{ m}$
 $L = 20.008 \text{ m}$
 20 m
 20.864 m
 0.577345
 0.577345 m
 $D/2 = 0.4318 \text{ m}$
 $X = 0.602$
 $X = 0.577$
 20.864
 20

OBRAS HIDRÁULICAS

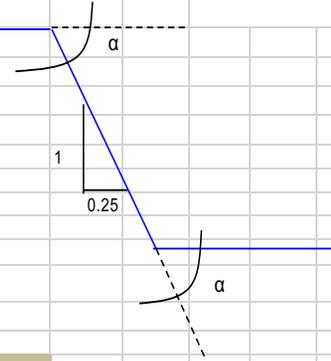
PÉRDIDAS POR CAMBIO DE DIRECCIÓN

$$Tg\alpha = (1/0.25)$$

$$\alpha = Tg^{-1}(1/0.25)$$

$$\alpha = 1.326 \text{ rad} \quad 3.1416 \longrightarrow 180$$

$$\alpha = 75.964 \text{ Deg} \quad 1.326 \longrightarrow \alpha$$



DISEÑAMOS UN CODO MITRADO



Proponiendo 3 de 20° y uno de 15° y sumamos los coeficientes de K

$$3 \text{ de } 20^\circ = 0.108$$

$$1 \text{ de } 15^\circ = 0.042$$

$$\text{SUMA } k_f = 0.150$$

$$A = (3.1416/4)(D_{int.})^2$$

$$A = 0.586 \text{ m}^2$$

VALOR DIFERENTE $k_f =$

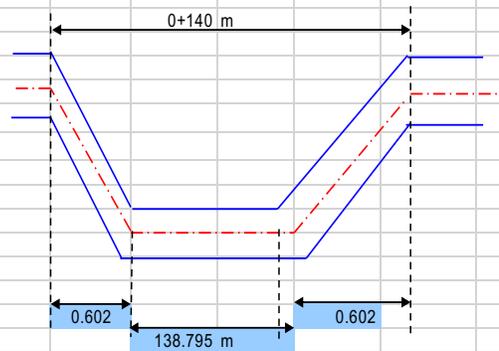
$$V_{tubo} = Q/A$$

$$V_{tubo} = 1.187 \text{ m/s}$$

$$h_{C.D.} = k(V_{tubo}^2/2g)$$

$$h_{C.D.} = 0.011 \text{ m.c.a.}$$

PÉRDIDAS POR FRICCIÓN EN EL TUBO HORIZONTAL



$$K = 0.006$$

$$h_f = KLQ^2$$

$$h_f = 0.393 \text{ m.c.a.}$$

PÉRDIDAS POR CAMBIO DE DIRECCIÓN

Es igual que la perdida anterior por ser el mismo Angulo y material

$$h_{C.D.} = 0.011 \text{ m.c.a.}$$

NOTA: la perdida por fricción en el tramo ascendente se calcula hasta el ultimo, tratando de igualar un desnivel propuesto Δz con la sumatoria de las perdidas totales

PÉRDIDAS POR SALIDA DEL TRAMO IV

$$\text{DE ANEX } K = 1$$

NOTA: Como el tubo no viene lleno la velocidad que se tomara será la del tramo V

$$h_{salida} = K(V_{tram.V}^2/2g)$$

$$h_{salida} = 0.072 \text{ m.c.a.}$$

SUMA DE PÉRDIDAS CALCULADAS A TRAVÉS DEL TRAMO IV "SIFÓN INVERTIDO"

$$\Sigma h = 0.679 \text{ m.c.a}$$

NOTA: En la sumatoria anterior faltara considerar las perdidas por fricción del tramo ascendente del sifón invertido, ya que no se cuenta con la longitud de dicho tramo ya que el desnivel entre la entrada y la salida del sifón deberán ser suficientes para absorber las perdidas totales a lo largo de este, por lo cual se debe solucionar por tanteos. Con Ec. de Bernoulli.

OBRAS HIDRÁULICAS

PROPONIENDO UNA hf DEL TRAMO ASCENDENTE IGUAL A 0.014 m.c.a

$hf = 0.014 \text{ m.c.a.}$
 $h_T = \Delta z = 0.693 \text{ m.c.a.}$
 $(Z_D - Z_E) = \Delta z$

$Y_c = 0.496$
 $L_{TA} = \frac{(Y^2 + X^2)^{1/2}}{0.25} = 20.791$

$Y = 10 + D_{int} - \Delta Z = 20.170$
 $\frac{Y}{0.25} \rightarrow \frac{20.170}{0.25} = 80.68$
 $X = 5.043$

$Z_D + V_D^2/2g + P_D/\gamma = Z_E + V_E^2/2g + P_E/\gamma + hf$

0.693	+	0.203	+	0.496	=	0.039	+	0.567	+	0.693
		0.699					1.299			
		M					N			
		1.393					1.299			

Proponiendo

$\Delta z = N - M$

$\Delta z = 0.600$

$Y = 10 + D_{int} - \Delta Z = 20.264$
 $L_{TA} = \frac{(Y^2 + X^2)^{1/2}}{0.25} = 20.887$

$\frac{X}{0.25} \rightarrow \frac{20.264}{0.25} = 81.056$
 $X = 5.066$

Con ecuación de Ma $K = 10.293n^2/D_{int}^{16/3}$

$K = 0.006$

$hf = KLQ^2$
 $hf_{T.A.} = 0.059 \text{ m.c.a.}$

$Z_D + V_D^2/2g + P_D/\gamma = Z_E + V_E^2/2g + P_E/\gamma + hf$

0.600	+	0.203	+	0.496	=	0.039	+	0.567	+	0.693
		1.299					1.299			

CÁLCULO DE LONGITUD DE TRANSICIÓN AL FINAL DEL TRAMO IV PARA ENTRAR AL TRAMO V

$L_T = \frac{(T - t)/2}{\cot \alpha}$
 $D_{INT.} = t$
 $\alpha = 12.5$

$K = 2$
 $T = b + 2Kd = 2.535$

$d = 0.567$
 $b = 0.268$

OBRAS HIDRÁULICAS

CÁLCULO DE LA LONGITUD A LA CUAL SE ENCUENTRA EL TIRANTE NORMAL EN EL TRAMO I

$$Z_1 + V_1^2/2g + P_1/\gamma = Z_2 + V_2^2/2g + P_2/\gamma + hf$$

$d = P/\gamma$

$(Z_1 - Z_2) = SL_n = 0.0030 L_n$

$2g = 19.62$

$$0.0030 L_n + 0.102 + 0.483 = 0.228 + 0.455 + 0.006 L_n$$

$$0.003 L_n + 0.586 = 0.683 + 0.006 L_n$$

$$-0.097 = 0.003 L_n$$

$L_n = -37.664 \text{ m}$

DISEÑO DE LA TRANSICIÓN DEL CANAL TRAPEZIAL A SECC. RECTANG. AL FINAL DEL TRAMO I

$L_T = ((T - t)/2) \cot \alpha = 1.090 \text{ m}$

$\alpha = 12.5$ $\text{tg } \alpha = 0.2217 \text{ RADIANES}$ **ÁNGULO DE TRANSICIÓN 12.50 °**

$\cot \alpha = (1 / \text{tg } \alpha) = 4.5107$

$t = b_c = 0.598 \text{ m}$

$T = b + 2Kd = 1.081 \text{ m}$

CÁLCULO DEL CONJUGADO MENOR (d1) (SE CALCULA CON EL TIRANTE CRÍTICO)

Q (m3/s)	b _c (m)	d _{1(m)}	R _{hC} (m)	V _c (m/s)	L _R (m)	n
0.575	0.598	0.114	0.180	2.113	55.611	0.015

$A = bd_1 = 0.068 \text{ m}^2$ $P_m = b + 2d_1 = 0.826328 \text{ m}$

$$X_0 = d_1 + \frac{(Q/A)^2/2g}{V_1} + \frac{((V_c + Q/A)/2)^2 n / (R_c + (bd_1/b + 2d_1)/2)^{2/3}}{V_m}$$

$V_1 = 8.413 \text{ m/s}$ $R_{h1} = 0.083 \text{ m}$ $V_m n = 0.07895$
 $V_m = 5.263358$ $R_{hm} = 0.132 \text{ m}$ $R_{hm}^{1/3} = 0.25867$

$$X_0 = 0.114 + 3.608 + \left(\frac{0.079}{0.259} \right)^2 \times 55.611$$

$X_0 = 8.903$

$d = 0.114 \text{ m}$ $z = 0.006167$

$X_0 = 8.903$ $X_1 = 8.903$

$\theta = X_0 - X_1 = 0.000$

Herramientas buscar objetivo

Definir la celda: θ
 Con el valor: 0
 Para cambiar la celda: z

CÁLCULO DEL CONJUGADO MAYOR (d2)

ECUACIÓN DEL SALTO HIDRÁULICO

$$Q^2 / gA_1 + A_1 \bar{Y}_1 = Q^2 / gA_2 + A_2 \bar{Y}_2$$

A1 = bd1	A2 = bd2 =	Q2 / gA2 =
Y1 = d1 / 2	0.734 m2	0.0459
	Y2 = d2 / 2 = 0.614 m	A2 Y2 = 0.2256

$$0.493 + 0.004 = 0.056 (1/d_2) + 0.2988 d_2^2$$

$$X_0 \rightarrow 0.497 = 0.056 (1/d_2) + 0.2988 d_2^2$$

$d_2 = 1.229$

$d_2 = 1.229 \text{ m}$ $z = 0.000$

$X_0 = 0.497$ $X_1 = 0.497$

$\theta = X_0 - X_1 = 0.000$

Herramientas buscar objetivo

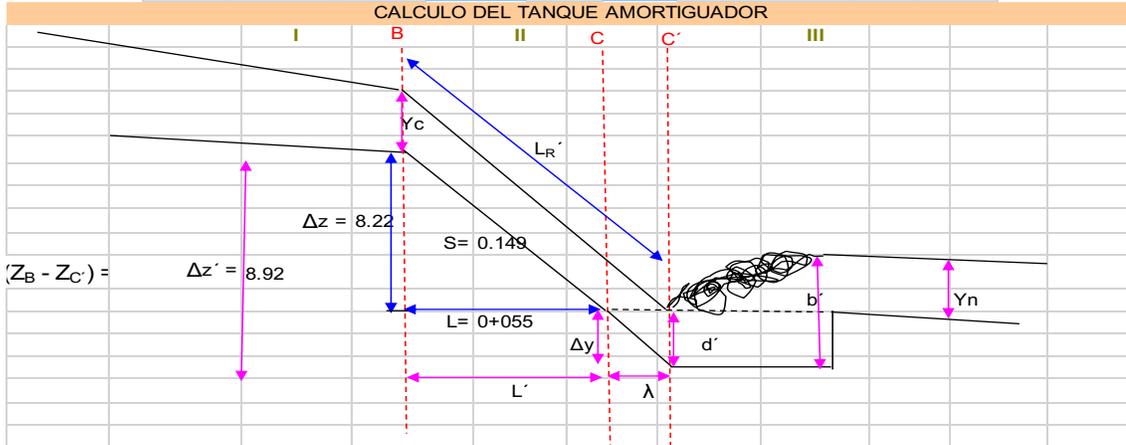
Definir la celda: θ
 Con el valor: 0
 Para cambiar la celda: z

OBRAS HIDRÁULICAS

Cálculo DE Energías DEL CONJUGADO MAYOR, (d₂), Y DEL TRAMO III PARA VERIFICAR SI EL SALTO NO SE BARRE

$(P_2/\gamma) = d_2$	$g = 9.81$	$(P_3/\gamma) = d_3$
Energía del conjugado mayor $Z_2 = 0$		Energía del tramo III $Z_3 = 0$
$E_2 = (V_2^2/2g) + (P_2/\gamma) + Z_2$		$E_{n3} = (V_{n3}^2/2g) + (P_3/\gamma) + Z_2$
$V_2 = Q/d_2b$		$V_{n3} = Q/(b_3 + Kd_3)d_3$
$V_2 = 0.783 \text{ m/s}$		$V_{n3} = 1.417$
$(P_2/\gamma) = 1.229$		$(P_3/\gamma) = 0.483$
$E_2 = 1.260$		$E_{n3} = 0.5858$
Como E ₂ es mayor que E ₃ el salto se barre y por lo tanto es necesario diseñar un tanque amortiguador		
$E_2 = 1.260$	$>$	$E_3 = 0.586$
DIFERENCIA = 0.674		

CALCULO DEL TANQUE AMORTIGUADOR



Como $\Delta E = E_2 - E_{n3} = 0.674$

$L_{R'} = (L^2 + \Delta z^2)^{1/2} = 60.347 \text{ m}$

Proponiendo $\Delta y = 0.7 \text{ m}$

$\lambda = \Delta y / S = 4.684 \text{ m}$

$L_{R'} = L + \lambda = 59.684 \text{ m}$

$\Delta z' = \Delta z + \Delta y = 8.92 \text{ m}$

CALCULO DEL CONJUGADO MENOR (d₁') (SE CALCULA CON EL TIRANTE CRITICO)

Q	b _c	d ₁ '	R _{hc}	V _c	L _{R'}	n
0.575	0.598	0.113	0.180	2.113	60.347	0.015

$A = bd_1'$

$x_0 = d_1' + \frac{(Q/A)^2/2g}{\left[\frac{(V_c + (Q/A)/2) \cdot n}{(R_c + (bd_1' / (b + 2d_1')))/2} \right]^{2/3}} \times L_{R'}$

$x_0 = 0.113 + 3.713 + \left[\frac{0.080}{0.258} \right]^2 \times 60.347$

$x_0 = 9.603$

$d_1' = 0.113 \text{ m}$

$x_0 = 9.603$

$\theta = 0.000$

Herramientas buscar objetivo

Definir la celda	θ
Con el valor	0
Para cambiar la celda	z

OBRAS HIDRÁULICAS

CALCULO DEL CONJUGADO MAYOR (d_2')

ECUACIÓN DEL SALTO HIDRÁULICO

$$Q^2 / gA_1 + A_1 \bar{Y}_1 = Q^2 / gA_2 + A_2 \bar{Y}_2$$

$A_1 = bd_1'$ $Y_1 = d_1' / 2$	$A_2 = bd_2'$ $Y_2 = d_2' / 2$
-----------------------------------	-----------------------------------

0.500	+	0.004	=	0.056 (1 / d_2')	+	0.2988 $d_2'^2$
X_0 →		0.504	=	0.056 (1 / d_2')	+	0.2988 $d_2'^2$

$d_2' = 1.239$

$d_2 = 1.239$ m	Herramientas buscar objetivo
-----------------	------------------------------

$X_0 = 0.504$	=	$X_1 = 0.505$
---------------	---	---------------

$\Theta = 0.000$	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%; border: 1px solid black;">Definir la celda</td> <td style="width: 50%; border: 1px solid black; text-align: center;">0</td> </tr> <tr> <td style="width: 50%; border: 1px solid black;">Con el valor</td> <td style="width: 50%; border: 1px solid black; text-align: center;">0</td> </tr> <tr> <td style="width: 50%; border: 1px solid black;">Para cambiar la celda</td> <td style="width: 50%; border: 1px solid black; text-align: center;">Z</td> </tr> </table>	Definir la celda	0	Con el valor	0	Para cambiar la celda	Z
Definir la celda	0						
Con el valor	0						
Para cambiar la celda	Z						

CALCULO DE ENERGÍAS DEL CONJUGADO MAYOR, (d_2'), Y DEL TRAMO III PARA VERIFICAR LAS ENERGÍAS NUEVAMENTE

$(P_2 / \gamma) = d_2'$	$g = 9.81$	$(P_3 / \gamma) = d_3$
Energía del conjugado mayor	$Z_2 = 0$	Energía del tramo III
$E_2 = (V_2^2 / 2g) + (P_2 / \gamma) + Z_2$		$E_{n3} = (V_{n3}^2 / 2g) + (P_3 / \gamma) + Z_2$
$V_2 = Q / db_2'$		$V_{n3} = Q / (b_3 + Kd_3)$
$V_2 = 0.776$ m/s		$V_{n3} = 1.417$
$(P_2 / \gamma) = 1.239$		$(P_3 / \gamma) = 0.483$
$E_2' = 1.270$		$E_{n3} = 1.2858$
		ENERGÍA ESPECÍFICA = 0.586 mca
		5 % E ESP. = 0.0293 mca
		DIFERENCIA C. = -0.016 mca

SALTO BIEN DEFINIDO

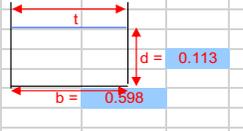
$E_2' = 1.270$	<	$E_3 = 1.286$
----------------	---	---------------

Calculo de la longitud del salto, (Ls)

$L_s = 5(d_2' - d_1')$	= 5.634 m
------------------------	-----------

LONGITUD DE TRANSICIÓN DEL TRAMO II AL TRAMO III

$L_T = ((T - t) / 2) \cot \alpha$	$t = b$
-----------------------------------	---------

$L_T = ((T - t) / 2) \cot \alpha$	= 1.090 m
-----------------------------------	-----------

$\alpha = 12.5$	$\text{tg } \alpha = 0.2217$ deg
-----------------	----------------------------------

$\cot \alpha = (1 / \text{tg } \alpha)$	= 4.5107
---	----------

$t = b_c$	= 0.598 m
-----------	-----------

$T = b + 2Kd$	= 1.081 m
---------------	-----------

3.1416	= 180
$0.2182 \times$	= 12.5

OBRAS HIDRÁULICAS

DISEÑO DEL TRAMO IV "SIFÓN INVERTIDO"

$D = 1.4(Q)^{1/2}$ EC. DE DUPOIT
 $Q = \text{en lt/s}$ $D = 33.571 = 30 \text{ Pulg.}$

Proponiendo tubería de acero C - 40 de resistencia 40 m.c.a. con un $n = 0.011$, siendo tubería nueva

Para unir el tramo III con el tramo IV se tiene que hacer una transición al final del tramo III para dejarlo en sección rectangular y conectar con el tramo IV, el ancho de la sección rectangular tiene que ser igual al diámetro del tubo del tramo IV (SIFÓN INVERTIDO)

Diseño de transición al final del tramo III para conectar con el tramo IV (SIFÓN INVERTIDO)

$T = 1.081 \text{ m}$		SIFÓN INVERTIDO		
1 Pulg. = 2.54 cm		$t = D_{INT} = 0.762$	$\alpha = 12.50^\circ$	
$D_{INT} = 0.762 \text{ m}$		$3.1416 = 180.0^\circ$	$0.21817 \times = 12.50^\circ$	$\text{tg } \alpha = 0.2217 \text{ deg}$
$L_T = ((T - t)/2) \text{Cot } \alpha = 0.720 \text{ m}$				
$\text{Cot } \alpha = (1 / \text{tg } \alpha) = 4.5107$				

Cálculo de las pérdidas de energía a lo largo del SIFÓN INVERTIDO

1.- Por rejilla (DISEÑO DE LA REJILLA)

Proponiendo solera 0.08 m $0.0127\text{m} = 1/2''$

Proponiendo una separación de 0.08 m

No. De barrotes = $(\emptyset \cdot S) / (S + e)$

No. De barrotes = $7.898 = 8$

Cálculo de separación de barrotes

$0.762 = \text{No. Barr.}(e + S) + S$
 $0.762 = 13(0.00635 + S) + S$

$0.762 = 0.0508 + 14 S$

$S = 0.051 \text{ m}$

$\alpha = (180 - \emptyset) / 2$

$A = (\emptyset \cdot \text{sen } \emptyset) D_{INT}^2$
 $A_{bruta} = 0.171 \text{ m}^2$

Para calcular K se necesita sacar el área bruta y el área con el tirante de agua y el tirante con el que llega a la tubería en el crítico

CONDICIÓN CRÍTICA $A = (\emptyset \cdot \text{sen } \emptyset) D_{INT}^2$ $D_{INT} = 0.762 \text{ m}$

$Q^2/g = A^3/B$ $B = (\text{sen } \emptyset / 2) D_{INT}$

z	X_0	$=$	0.005	$/$	0.148	
rad	0.034	$=$	0.034	$=$	0.034	
$\emptyset = 2.743$	X_0	$=$	X_1	3.1416	$=$	180
	0.034	$=$	0.034	2.743	$=$	\emptyset
	$X_0 - X_1$	$=$	0.000	$\emptyset = 157.19^\circ$		

Herramientas buscar objetivo

Definir la celda	W
Con el valor	0
Para cambiar la celda	z

Cálculo de "a" α y \emptyset se mete en radianes

$a = (D \text{ Sen } \alpha) / 2$
 $a = 0.075 \text{ m}$

Cálculo de "Yc", Vel., "Pm y Rh, $A_{bruta} = 0.171 \text{ m}^2$

$Y_c = (D/2) + a$
 $Y_c = 0.456 \text{ m}$

$V_{C_{entrada}} = Q / A_{bruta} = 3.363 \text{ m/s}$

$P_m = \emptyset D / 2 = 1.045 \text{ m}$

$R_h = A_{bruta} / P_m = 0.16358 \text{ m}$

$\alpha = (180 - \emptyset) / 2$
$\alpha = 11.405^\circ$
$3.1416 = 180$
$\alpha = 11.40$
$\alpha = 0.1991 \text{ rad}$

OBRAS HIDRÁULICAS

Calculo de la long. A la cual se presenta el tirante normal en el tramo III, a partir del tirante critico en el sifón invertido, tramo IV

$$Z_1 + V_1^2/2g + P_1/\gamma = Z_2 + V_2^2/2g + P_2/\gamma + hf$$

$$d = P/\gamma$$

$$(Z_1 - Z_2) = SL_n = 0.0030 L_n$$

$$2g = 19.62$$

$$0.0012 L_n + 0.102 + 0.483 = 0.576 + 0.456 + 0.007 L_n$$

$$0.0012 L_n + 0.586 = 1.033 + 0.007 L_n$$

$$-0.447 = 0.006 L_n$$

$$L_n = -75.014 \text{ m}$$

Calculo de longitud de transición de secc. Trapecial a secc. Rectangular Para sección IV

$$L_T = ((T - t)/2) \cot \alpha = 0.720 \text{ m} \quad \text{tg } \alpha = 0.2217 \text{ deg} \quad 3.1416 \times 0.2182 = 180$$

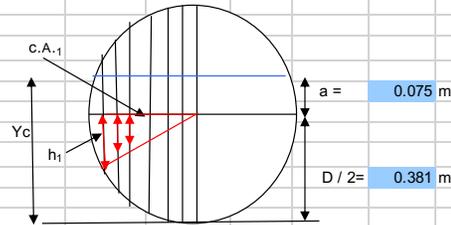
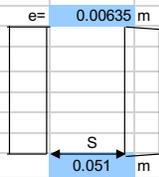
$$\alpha = 12.5$$

$$\cot \alpha = (1 / \text{tg } \alpha) = 4.5107$$

$$t = D_{INT.} = 0.762 \text{ m}$$

$$T = b + 2Kd = 1.081 \text{ m}$$

Calculo de área de rejillas



Barrote 1 : $C.A. = (D/2) - 1e - 1S$

$$h = ((D/2)^2 - c.A.^2 + \gamma^2)^{1/2}$$

$$c.A._1 = 0.324 \text{ m}$$



Barrote 4 : $C.A. = (D/2) - 4e -$

$$c.A._4 = 0.152 \text{ m}$$

$$h_4 = 0.349 \text{ m}$$

Barrote 7 : $C.A. = (D/2) - 7e - 6.5S$

$$h_7 = 0.381 \text{ m}$$

Barrote 2 : $C.A. = (D/2) - 2e - 2S$

$$c.A._2 = 0.267 \text{ m}$$

$$h_2 = 0.272 \text{ m}$$

Barrote 5 : $C.A. = (D/2) - 5e -$

$$c.A._5 = 0.095 \text{ m}$$

$$h_5 = 0.369 \text{ m}$$

Calculo de área de rejillas

$$A_{rejillas} = (\Sigma h + \Sigma a)e$$

$$A_{rejillas} = 0.0326 \text{ m}^2$$

Barrote 3 : $C.A. = (D/2) - 3e - 3S$

$$c.A._3 = 0.210 \text{ m}$$

$$h_3 = 0.318 \text{ m}$$

Barrote 6 : $C.A. = (D/2) - 6e -$

$$c.A._6 = 0.038 \text{ m}$$

$$h_6 = 0.379 \text{ m}$$

Calculo de área Neta

$$A_{Neta} = A_{bruta} - A_{rejillas}$$

$$A_{Neta} = 0.138 \text{ m}^2$$

$$\Sigma h = 4.157 \text{ m}$$

$$\Sigma a = 0.979 \text{ m}$$

DEL ANEXO "E" FORMULA DE CREAGER

$$K = 1.45 - 0.45 (A_{neta} / A_{bruta}) - (A_{neta} / A_{bruta})^2$$

$$K = 0.431$$

OBRAS HIDRÁULICAS

CÁLCULO DE PÉRDIDAS

PÉRDIDAS POR REJILLA

$$h_{\text{rejilla}} = K (V_c^2 / 2g)$$

$$h_{\text{rejilla}} = 0.248 \text{ m.c.a.}$$

PÉRDIDAS POR ENTRADA

$$K = 0.5 \text{ DE ANEXO "E"}$$

$$h_{\text{entrada}} = K (V_c^2 / 2g)$$

$$h_{\text{entrada}} = 0.288 \text{ m.c.a.}$$

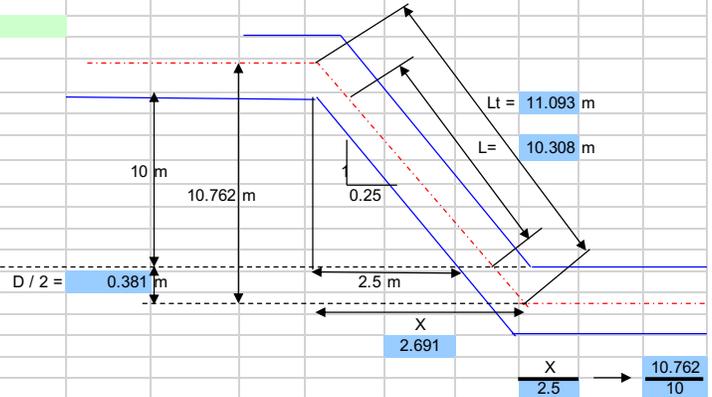
PÉRDIDAS POR FRICCIÓN RAMA DESCENDENTE

Con ecuación de manning $K = 10.293n^2 / D_{\text{int.}}^{16/3}$

$$K = 0.013$$

$$h_f = KLQ^2$$

$$h_f = 0.048 \text{ m.c.a.}$$



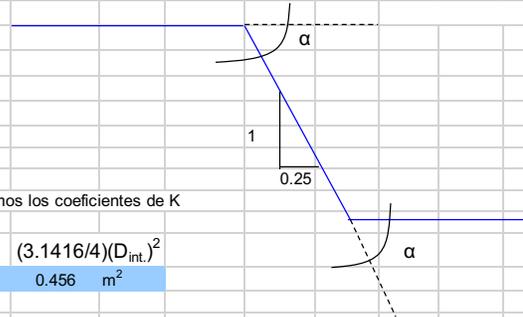
PÉRDIDAS POR CAMBIO DE DIRECCIÓN

$$Tg\alpha = (1/0.25)$$

$$\alpha = Tg^{-1}(1/0.25)$$

$$\alpha = 1.326 \text{ rad} \quad 3.1416 \longrightarrow 180$$

$$\alpha = 75.964 \text{ Deg} \quad 1.326 \longrightarrow \alpha$$



DISEÑAMOS UN CODO MITRADO

Proponiendo 3 de 20° y uno de 15° y sumamos los coeficientes de K

$$3 \text{ de } 20^\circ = 0.108$$

$$1 \text{ de } 15^\circ = 0.042$$

$$K = 0.150$$

$$A = (3.1416/4)(D_{\text{int.}})^2$$

$$A = 0.456 \text{ m}^2$$

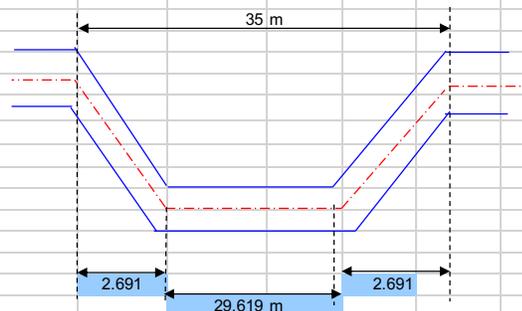
$$V_{\text{tubo}} = Q / A$$

$$V_{\text{tubo}} = 1.261 \text{ m/s}$$

$$h_{\text{C.D.}} = K (V_{\text{tubo}}^2 / 2g)$$

$$h_{\text{C.D.}} = 0.012 \text{ m.c.a.}$$

PÉRDIDAS POR FRICCIÓN EN EL TUBO HORIZONTAL



$$K = 0.013$$

$$h_f = KLQ^2$$

$$h_f = 0.127 \text{ m.c.a.}$$

OBRAS HIDRÁULICAS

PÉRDIDAS POR CAMBIO DE DIRECCIÓN

Es igual que la pérdida anterior por ser el mismo Angulo y material

$$h_{c,d} = 0.012 \text{ m.c.a.}$$

NOTA: la pérdida por fricción en el tramo ascendente se calcula hasta el ultimo, tratando de igualar un desnivel propuesto Δz con la sumatoria de las perdidas totales

PÉRDIDAS POR SALIDA DEL TRAMO IV

DE ANEXC $K = 1$

NOTA: Como el tubo no viene lleno la velocidad que se tomara será la del tramo V

$$h_{salida} = K (V_{tramo}^2 / 2g)$$

$$h_{salida} = 0.102 \text{ m.c.a.}$$

SUMA DE PÉRDIDAS CALCULADAS A TRAVÉS DEL TRAMO IV "SIFÓN INVERTIDO"

$$\Sigma h = 0.838 \text{ m.c.a.}$$

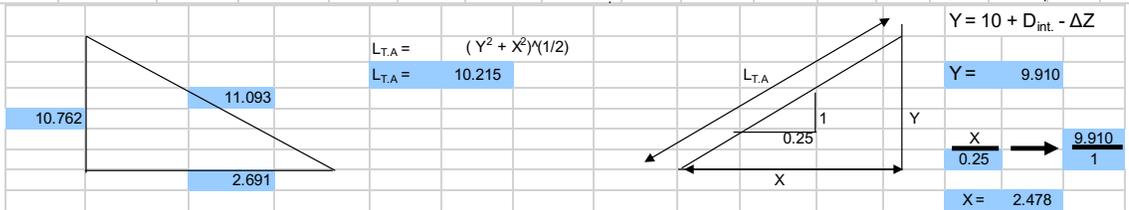
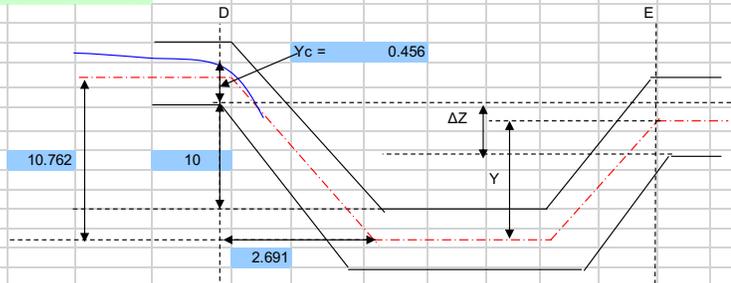
NOTA: En la sumatoria anterior faltara considerar las perdidas por fricción del tramo ascendente del sifón invertido, ya que no se cuenta con la longitud de dicho tramo ya que el desnivel entre la entrada y la salida del sifón deberán ser suficientes para absorber las perdidas totales a lo largo de este, por lo cual se debe solucionar por tanteos. Con Ec. de Bernoulli.

PROPONENDO UNA h_f DEL TRAMO ASCENDENTE IGUAL A 0.014 m.c.a

$$h_f = 0.014 \text{ m.c.a.}$$

$$h_T = \Delta z = 0.852 \text{ m.c.a.}$$

$$(Z_D - Z_E) = \Delta z$$



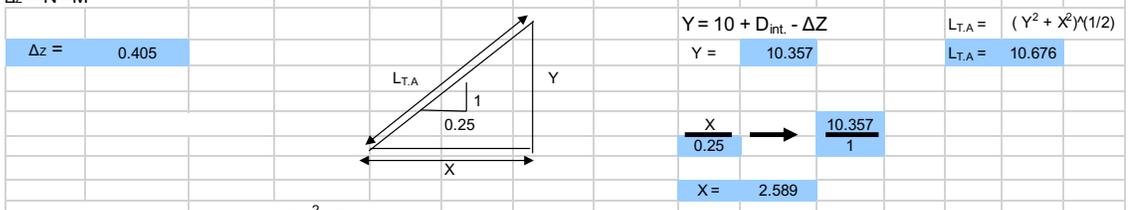
$$Z_D + V_D^2/2g + P_D/\gamma = Z_E + V_E^2/2g + P_E/\gamma + h_f$$

$$0.852 + 0.576 + 0.456 = 0.102 + 0.483 + 0.852$$

$\underbrace{0.576 + 0.456}_{1.033 \text{ M}} = \underbrace{0.102 + 0.483 + 0.852}_{1.437 \text{ N}}$

$$1.884 = 1.437$$

Proponiendo $\Delta z = N - M$



Con ecuación de manning $K = 10.293n^2 / D_{int}^{16/3}$

$$K = 0.013$$

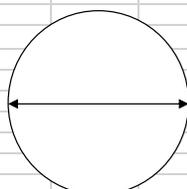
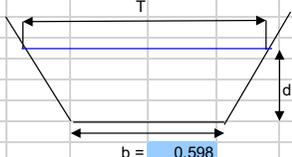
$$h_{f,T,A} = 0.046 \text{ m.c.a.}$$

$$Z_D + V_D^2/2g + P_D/\gamma = Z_E + V_E^2/2g + P_E/\gamma + h_f$$

$$0.405 + 0.576 + 0.456 = 0.102 + 0.483 + 0.852$$

$$1.437 = 1.437$$

OBRAS HIDRÁULICAS

CÁLCULO DE LONGITUD DE TRANSICIÓN AL FINAL DEL TRAMO IV PARA ENTRAR AL TRAMO V											
			$L_T = \frac{(T - t)}{2} \cot \alpha$		K = 0.5						
			$D_{INT.} = t$		T = b + 2Kd						
			$\alpha = 12.5$		T = 1.081						
											
$D_{INT.}$ 0.762											
$L_T = \frac{(T - t)}{2} \cot \alpha$			=		0.720 m						
$\alpha = 12.5$					$\text{tg } \alpha = 0.2217$		0.2182		rad		Deg
$\cot \alpha = \frac{1}{\text{tg } \alpha}$			=		4.5107		3.1416		=		180
$t = D_{INT.}$			=		0.762 m		X		=		12.5
$T = b + 2Kd$			=		1.081 m						

P.R.14 EXAMEN 22-ABR-2009

Diseñar un canal de distribución sin revestir de máxima eficiencia, en un terreno que por cuyas características puede soportar una velocidad máxima de 0.75 m/s y coeficiente de rugosidad de 0.025, donde se pondrán los módulos aforadores en las tomas granjas (T.G.s) conforme a los datos de la tabla siguiente. Seleccionar los tipos de módulo aforador para cada toma granja, ancho de cada módulo, las cotas de sus cimacios, las cotas de instalación de los módulos, cota agua y los sifones de cada una de las tomas granja. También se debe diseñar el vertedor al final del canal de distribución, es decir tipo de vertedor, la longitud y elevación de su cresta, el cual tendrá una carga de 0.12 m, así como determinar si es necesario más vertedores para garantizar el funcionamiento de los módulos aforadores, dentro de un rango de más-menos 5% del gasto nominal. La pendiente del canal es **{filas nones 0.0007; filas pares 0.0006}**; Utilizar el método de control "aguas arriba"; elevación de la plantilla al inicio del canal **1600 m.s.n.m. + las últimas dos cifras de su matrícula.**

Solución para filas "nones" y matrícula terminada en 93.

ESTRUCTURA	KM	CUR	$A_{DOMINADA}$	FILAS	NON		
				DATOS:			
COMPUERTA	0+000	(lt/s/ha)	(ha)			MATRÍCULA	93
TG1	0+220	0.99	52.0	k=	2		
TG2	0+767	1.03	20.9	n=	0.025 v máx = 0.75 m/s		
TG3	0+775	1.15	15.0	S =	0.0007		
TG4	0+912	1.02	21.0	ELEV. INIC. CANAL=	1,693.00 msnm		
FIN CANAL-VERTE	0+932			Hv =	0.120 m		

INCÓGNITAS:

Del canal: b = ancho de plantilla; d = tirante; B.L. = bordo libre; h = Altura de los hombros del canal; y aunque se tiene como datos el talud k = 2 (por ser un canal sin revestimiento) y la pendiente, no se debe de olvidar que se deben consignar en el resumen de resultados.

De los módulos aforadores: Tipo de módulo (XX₂, L₂ o C₂); ancho en "DECÍMETROS" cerrado a entero o medio decímetro; C.C. = cota de cimacio en m.s.n.m.; C.M. = cota de instalación del módulo en m.s.n.m.; C.A. = Cota de la superficie libre del agua en m.s.n.m.; y ϕ_c = diámetro del sifón en m.

Del vertedor o vertedores: Tipo de vertedor (Rectangular con contracciones, sin contracciones o Cipolletti, Tipo Pico de Pato, Triangular, etc.); L_v = longitud de la cresta vertedora; Cota del fondo en m.s.n.m.; H.p. = Altura de la pantalla en m; C.V. = cota del vertedor en m.s.n.m.; Necesidad de más

OBRAS HIDRÁULICAS

vertedores entre el inicio y el vertedor del final del canal. Y aunque es dato la carga sobre la cresta del vertedor (H_v), también se deberá consignar en el resumen de resultados.

FÓRMULAS Y TABLAS:

$$d = \left[\frac{nQ^{2/3}}{S^{1/2}(2\sqrt{k^2 + 1} - k)} \right]^{3/8}$$

$$b = d(2\sqrt{k^2 + 1} - 2k)$$

Gasto lts / seg	Bordo Libre en (cm)		C (cm)
	canal revestido	canal sin revest	
<= 50	7.5	10	40
51 a 250	10	20	60
251 a 500	20	40	80
501 a 1000	25	50	100
>= de 1001	30	60	150

Tabla 4. 17 Características hidráulicas de los módulos XX₂, L₂ y C₂ (literales referidas a la Figura 4.26)

Tipo	Gasto unitario por dm (l/s)	H min Q-10% (cm)	H min Q-5% (cm)	H nom Q (cm)	H max Q+5% (cm)	H max Q+10% (cm)	dH Q-10% (cm)	dH Q-5% (cm)	i min para H nom	i min para H min	p min (cm)	h (cm) *ver nota
XX ₂	20	20	21	28	44	48	28	23	11	8	26	12 (17)
L ₂	50	37	39	51	82	89	52	43	20	15	49	22 (31)
C ₂	100	59	62	81	130	142	83	68	31	24	77	(50)

NOTA: Las dimensiones entre paréntesis pueden utilizarse, siempre que se opere el módulo arriba de su nivel normal.

MÓDULOS AFORADORES				
MÓDULO	GASTO POR MÓDULO	C.A.		C.M.
		COTA DEL AGUA	COTA DEL CIMACIO	COTA DEL MÓDULO
XX ₂	20 lts/dcm	CV + 0.23	CV - 0.21	CV - 0.08
L ₂	50 lts/dcm	CV + 0.43	CV - 0.39	CV - 0.15
C ₂	100 lts/dcm	CV + 0.70	CV - 0.62	CV - 0.24

Q + 5% Q HASTA 20 m DE TG AL VERTEDOR

$$R.O.xx_2 = \frac{dH - H_v}{S} \quad ; \quad H_p = \left(\frac{Q}{CB} \right)^{2/3} \quad (4.30) \quad C = 1.795$$

(4.35).

La tabla 4.18 indica la pérdida de carga en el sifón de acuerdo con el gasto de la toma y el tipo de tubería:

Tabla 4. 18

Gasto Q en l/s	Pérdida de carga total (ΔH), en centímetros			
	$\phi = 610$ mm	$\phi = 910$ mm	100 x 100 cm	200 x 100 cm
<240	5			
>240 y <480		5		
>480 y <1180			12	
>1180 y <2400				12

VERTEDOR RECTANGULAR	
$Q_v = Cd * L_v * H_v^{3/2}$	$Q = \frac{2}{3} \sqrt{19.62} \mu L_v H_v^{3/2}$
SI $\mu = 0.6$	Cd = 1.77
VERTEDOR TIPO CIPOLLETTI	
Cd = 1.86	DEBE CUMPLIR:
$k_v = 0.25$	$L_v / 3 > H_v$

SOLUCIÓN:

Primero se calcula el gasto que circulará por el tramo de canal, que será la suma de todos los gastos de las tomas granja, ya que se deberá considerar que en algún momento uno o todos los usuarios pueden tener cerrada su toma granja y no deberá

OBRAS HIDRÁULICAS

de derramar el canal al paso de dicho gasto y que el vertedor o vertedores, deberán permitir el vertido de dicho gasto sin ningún problema de operación.

ESTRUCTURA	KM	CUR (lt/s/ha)	A _{DOMINADA} (ha)	Q (lt/s)
COMPUERTA	0+000			
TG1	0+220	0.99	52.0	51.480
TG2	0+767	1.03	20.9	21.527
TG3	0+775	1.15	15.0	17.250
TG4	0+912	1.02	21.0	21.420
FIN CANAL-VERTE	0+932		SUMA =	111.677

Con dicho gasto se procede a diseñar el canal, verificando que la velocidad no exceda el valor máximo sin provocar erosión:

DISEÑO DEL TRAMO DE CANAL DONDE SE COLOCARÁN LOS MÓDULOS AFORADORES.															COEFICIENTE PARA Hp C= 1.795			
TRAMO	Qd (m³/s)	S	S ^{1/2}	Qn/S ^{1/2}	b	d	A	P	Rh	d/2	R ^{2/3}	V	Qc	B.L.	Hp	h	SECC	
0+000	0+932	0.112	0.0007	0.026	0.106	0.172	0.364	0.328	1.802	0.182	0.182	0.321	0.340	0.112	0.200	0.113	0.678	I
Ancho de la superficie libre del agua =						Bt =			1.630 m									

Como se puede ver en la tabla anterior, la velocidad de diseño es de 0.340 m/s, inferior a la recomendada por el tipo de material donde se construirá el canal.

DISEÑO DE LOS MÓDULOS AFORADORES, ANCHO Y RANGO DE OPERACIÓN:

ESTRUCTURA	KM	CUR (lt/s/ha)	A _{DOMINADA} (ha)	Q (lt/s)	TIPO DE MÓDULO	ANCHO (m)	DISTANCIA AL VERTEDOR (m)	ELEV. (m)	R.O. (m)	CONDICIÓN
COMPUERTA	0+000							1693.000		
TG1	0+220	0.99	52.0	51.480	L ₂	0.103	712	1692.846	0+489.1	NO CUMPLE
TG2	0+767	1.03	20.9	21.527	XX ₂	0.108	165	1692.463	0+774.9	NO CUMPLE
TG3	0+775	1.15	15.0	17.250	XX ₂	0.086	157	1692.463	0+774.9	CUMPLE
TG4	0+912	1.02	21.0	21.420	XX ₂	0.107	20	1692.362		CUMPLE
FIN CANAL-VERTE	0+932		SUMA =	111.677				1692.348		

Como se puede ver en la tabla anterior para las TGs 2, 3 y 4, se seleccionan módulos XX₂, ya que su gasto está cercano a los 20 lt/s y en el caso de la TG-1, se selecciona un módulo L₂, ya que está más cercano a 50 lt/s y no excede en más de un 5% del gasto nominal (máx. 52.5 lt/s). En lo que respecta a los anchos de cada módulo, se presenta el cálculo exacto, pero se deberá cerrar a valores enteros o medios "DECÍMETROS" que es la forma en que se venden dicho módulos, por lo que se puede apreciar que en todos los casos se requiere "1 decímetro" para cada TG.

DISEÑO DEL VERTEDOR		TENIENDO	Hv = 0.12 m
CRESTA VERT CV =	1692.461 msnm	p/Hv = 0.945	Cd = 1.77178
PROPONRIENDO	Lv = 1.630 m		Lv = 1.516 m
			Hv = 0.11436 m
			B t = 1.51629 A LA PANTALLA
SELECCIONAND LA PROP.	Hv	Hv = 0.120 m	
PARA VERTEDOR TIPO CIPOLLETTI	COMO EL CANAL ES SIN REVESTIMIENTO CON k = 2 Y PARA CUMPLIR CON LA CONDICIÓN DE k = 0.25, SE DEBERÁ REVESTIR EL TRAMO DE CANAL CON CONCRETO, EN LA ZONA DÓNDE SE CONSTRUYA EL VERTEDOR O PANTALLA, LO CUAL ENCARECERÁ LA OBRA.		
	CON EL VALOR DE Hv = 0.120 m EL Q Y EL Cd, SE DESPEJA LA Lv = 1.444 m POR LO TANTO Lv / 3 = 0.481 m > Hv CUMPLE		
	PARA DAR LA LONGITUD CALCULADA, SE REQUIERE MODIFICAR EL ANCHO DE LA PLANTILLA Y DE AHÍ QUE SE MODIFICA LA ALTURA DEL VERTEDOR		
	AL MODIFICARSE EL ANCHO DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA. PROPONRIENDO Hp = 0.120 m ENTONCES b = 1.385 m Y POR LO TANTO B = 1.504 m Y Hp = 0.120 m Y POR LO TANTO LA CRESTA DEL VERTEDOR = 1692.467 msnm		
	CON VERTEDOR TIPO "R" - RECTANGULAR; "C" - CIPOLLETTI		R

Derivado de las complicaciones económicas y técnicas de poner un vertedor tipo "Cipolletti", se selecciona un vertedor rectangular con contracciones en los extremos.

Con la finalidad de definir la necesidad de otro u otros vertedores, para que funcionen los módulos aforadores de cada TGs, dentro del + - 5% del gasto

OBRAS HIDRÁULICAS

nominal, se calcula la elevación del fondo del canal, en función de la pendiente y la distancia al verterdor (0+932), para en la siguiente columna calcular el Rango de Operación (R.O.) de dicho vertedor, utilizando la fórmula 4.35 y referirlo al cadenamiento del canal, encontrado que las TG1 y TG2 están dentro del rango para módulos XX2 y en el caso de la TG3 no cumple, ya que su cadenamiento es 0+767 y el Rango de Operación del vertedor en 0+932, es hasta el cadenamiento 0+774.9, sólo para módulos XX2, ya que para módulos L2, es hasta 0+489.1, como se puede ver en el siguiente calculo:

DISTANCIA DE APLICACIÓN PARA MÓDULOS XX ₂ OPERANDO ENTRE UN + - 5%							
(C.A. - Hv) / S = 157.143 m		ES DECIR HASTA EL CADENAMIENTO		0+774.86	ESTA EN RANGO		
ELEV. CIMACIO EN TG4, Y TG3	CC= CV - K.C. =	1692.251 msnm					
ELEVACIÓN DE LOS MÓDULOS	TG4 Y TG3 = CV. - C.M. =	1692.381 msnm					
ELEVACIÓN DEL AGUA	TG4 Y TG3 = CV. + C.A. =	1692.691 msnm					
DISTANCIA DE APLICACIÓN PARA MÓDULOS L ₂ OPERANDO ENTRE UN + - 5%							
(C.A. - Hv) / S = 442.857 m		ES DECIR HASTA EL CADENAMIENTO		0+489.14	TOMANDO VERTEDOR EN	0+000	
				ESTA FUERA DE RANGO			

Por lo tanto se propone colocar otro vertedor, de las mismas características al ya diseñado, cerca de la TG2, pero no a los 20 m aguas abajo, distancia que generalmente se recomienda, ya que afectaría a la TG3, por lo que se propone en el cadenamiento 0+770 y con ellos se cubre perfectamente el rango de operación de la TG2, pero no la TG1, como se ve en el siguiente cálculo:

PARA EL MÓDULO DE LA TG 2, QUE TAMBIÉN ES UN XX ₂ , SE DEBERÁ COLOCAR UN NUEVO VERTEDOR EN EL CADENAMIENTO							
COLOCANDO OTRO VERTEDOR EN EL km= 0+770		CON CRESTA CV2=		1692.574 msnm	<< NO A 20 m POR QUE AFECTA A LA TG 3		
EL CUAL TIENE UN R.O. EN MÓDULOS XX ₂ DE		0+612.86					
ELEV. CIMACIO EN TG2	CC= CV + Hv - K.C. =	1692.364 msnm					
ELEVACIÓN DEL MÓDULO	TG2 = CV2. - C.M. =	1692.494 msnm					
ELEVACIÓN DEL AGUA	TG2 = CV2. + C.A. =	1692.804 msnm					
DISTANCIA DE APLICACIÓN PARA MÓDULOS L ₂ OPERANDO ENTRE UN + - 5%							
(C.A. - Hv) / S = 442.857 m		ES DECIR HASTA EL CADENAMIENTO		0+327.14	TOMANDO VERTEDOR EN	0+770	
				ESTA FUERA DE RANGO			

Por lo anterior, es necesario colocar otro vertedor a 20 m, aguas abajo de la TG1, es decir:

SE DEBE DE COLOCAR OTRO VERTEDOR							
COLOCANDO OTRO VERTEDOR A 20 m; KM= 0+240		CON CRESTA CV3=		1692.945 msnm			
ELEVACIÓN DEL CIMACIO EN LA TG 1 = CV + Hv		1692.555 msnm					
ELEVACIÓN DEL MÓDULO	TG1 = CV3. - C.M. =	1692.795 msnm					
ELEVACIÓN DEL AGUA	TG1 = CV3. + C.A. =	1693.375 msnm					

El cálculo de las elevaciones de los cimacios, módulos y de la superficie libre del agua, ya se presentó en los cálculos anteriores, ya que dependen directamente de las elevaciones de las crestas de los vertedores (CVs) que afectan directamente a cada TG, por lo que sólo falta la definición de los sifones de cada TG, que se hace con base a la tabla 4.18 y que conforme al gasto de las 4 TGs, se determina que el diámetro será de 61 cm.

RESUMEN DE RESULTADOS:

CANAL: b=	0.18 m	d=	0.36 m	B.L.=	0.200 m	h=	0.68 m	k=	2	n=	0.025	S=	7.000E-04
-----------	--------	----	--------	-------	---------	----	--------	----	---	----	-------	----	-----------

OBRAS HIDRÁULICAS

MÓDULOS AFORADORES:											
ESTRUCTURA	km	CUR	A _{DOMINADA}	Q (lt/s)	MÓDULO	ANCHO CALC.	ANCHO SEL.	ELEV. CIMACIO	ELEV. MÓDULO	ELEV. AGUA	DIÁM. SIFÓN
		(lt/s/ha)	(ha)			(m)	(dcm)	(msnm)	(msnm)	(msnm)	(m)
COMPUERTA	0+000										
TG1	0+220	0.99	52.0	51.480	L ₂	0.103	1	1692.555	1692.795	1693.375	0.61
TG2	0+767	1.04	20.9	21.736	XX ₂	0.109	1	1692.364	1692.381	1692.804	0.61
TG3	0+775	1.20	15.0	18.000	XX ₂	0.090	1	1692.251	1692.381	1692.691	0.61
TG4	0+912	1.04	21.5	22.360	XX ₂	0.112	1	1692.251	1692.381	1692.69	0.61
FIN CANAL-VERTE	0+932			113.576	SUMA						

VERTEDORES:			
RECTANGULAR CON CONTRACCIONES			
ALTURA Hp =	0.113 m	Hv =	0.120 m
		Lv =	1.516 m
km	ELEV. FONDO (msnm)	ELEV. CRESTA (msnm)	
0+932	1692.348	1692.461	
0+770	1692.461	1692.574	
0+240	1692.832	1692.945	

P.R.15 EXAMEN 21 DE MAYO DEL 2014

DIMENSIONAR EL LATERAL ENTUBADO, CON TUBERÍAS DE PVC Y CON VÁLVULAS EQUIVAR, QUE ALIMENTARÁ A 6 TOMAS GRANJAS, QUE SE DISTRIBUYEN DE LA SIGUIENTE FORMA: TG 1 Y TG 2 **TOMAS ALTERNAS**, EN EL KM 0+035, QUE ABASTECERÁN A 49 Y 35 ha. RESPECTIVAMENTE; TG 3 Y TG 4 **NO ALTERNAS**, EN EL KM 0+233, QUE ABASTECERÁN A 86 Y 47 ha. RESPECTIVAMENTE; TG 5 Y TG 6 **TOMAS ALTERNAS**, EN EL KM 0+459, QUE ABASTECERÁN A 78 Y 60 ha. RESPECTIVAMENTE. AL FINAL DEL 2º TRAMO HAY UN CODO DE 22.5°, EL TERRENO PRESENTA UNA **[FILA NON PENDIENTE DE 0.0008 Y FILA PAR CONTRAPENDIENTE DE 0.0008]**; EL COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO ES LAS TRES ÚLTIMAS CIFRAS DE SU MATRÍCULA, DIVIDIDA ENTRE 1000 (SI RESULTA MENOR DE 0.500, AGREGAR UNA UNIDAD) v.gr. PARA SIETE FLORES MARIO CON MATRÍCULA 0539038 -J, LAS TRES ÚLTIMAS CIFRAS SON: 038, DIVIDIDAS ENTRE 1000, SERÍA 0.038, MENOR QUE 0.500, SE TOMARÁ UN C.U.R. DE 1.038 lt/s/ha. ¿CUÁL SERÁ LA PRESIÓN MÍNIMA AL INICIO DEL LATERAL ENTUBADO, EN kg/cm², PARA QUE FUNCIONE CORRECTAMENTE EL SISTEMA. **COMO RESULTADO** ADEMÁS DE LA PRESIÓN ANTES MENCIONADA, SE DEBERÁ HACER UNA TABLA RESUMEN CON LOS DIÁMETROS NOMINALES E INTERIOR DE CADA TRAMO DE TUBERÍA; CLASE O RESISTENCIA; Y LONGITUD DEL TRAMO, ESPECIFICANDO PERFECTAMENTE EL FABRICANTE DE LA TUBERÍA Y ANEXANDO UNA IMAGEN DEL CATÁLOGO. PARA LAS TGS, SE DEBERÁ HACER OTRA TABLA RESUMEN, CON LAS CARACTERÍSTICAS DE LAS VÁLVULAS SELECCIONADAS (CON LAS CARGAS MÍNIMAS Y MÁXIMAS RECOMENDADAS POR EL FABRICANTE) PARA CADA TG; Y LAS PRESIONES DE TRABAJO.

DATOS:			INCÓGNITAS:			FÓRMULAS:	
n =	0.009	PVC	a)	PRESIÓN MÍNIMA AL INICIO DEL L.ENT.	PÉRDIDAS POR FRICCIÓN		
VÁLVULA	EQUIVAR		b)	DIÁMETROS Y CLASES DE TUBERÍAS	$h_f = \frac{10.293n^2}{D_i^5} LQ^2$		
MATRÍCULA:	223		c)	FABRICANTE DE LA TUBERÍA			
CUR =	1.223	lt/s/ha	d)	DIÁMETRO DE VÁLVULAS	PÉRDIDAS LOCALES		
FILA	PAR	S =	e)	PRESIÓN DE TRABAJO	$h_L = k \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$		
		-0.0008	f)	TABLA RESUMEN DE VÁLVULAS			
SIMBOLOGÍA:	ALTERNAS ALTERNAS		g)	TABLA RESUMEN DE TUBERÍAS	DUPOIT		
	SIMULTANEAS NO ALTERNAS				$\phi_{teórico} = 1.2 \sqrt{Q_{acumulado}} \Rightarrow \phi_{comercial}$		

Para definir los diámetros y clases de las tuberías se debe contar con catálogos de varios fabricantes de tubería de PVC, que para éste ejemplo se tienen las siguientes opciones y Para definir los diámetros de las válvulas EQUIVAR, se requiere la tabla de características de dichas válvulas, que se muestra a continuación:

OBRAS HIDRÁULICAS

VÁLVULAS

Tipo	q	DN (mm)	Pérdida de	
	(lt/s)		ΔH_m	ΔH_M
1	10	100	0.7	10
	15		1.1	15
	20		1.6	35
	30		3.2	45
2	20	150	0.7	10
	30		1.2	15
	40		1.8	25
	50		2.8	35
	60		4	45
3	40	200	0.7	15
	60		1.1	25
	80		1.6	30
	100		2	35
	120		3.2	45

FABRICANTES DE TUBERÍAS, DIÁM.

ϕ comercial (mm)	DURALÓN	AMANCO	CRESCO	GOF	DURALÓN
	1	2	3	4	5
	ϕ interior (mm)				
24	598.45	618.9	607.80	572.6	605.9
20	598.45	442.1	482.40	572.6	605.9
14	427.4	393	342.60	476.1	433.9
12	294.3	289	304.00	302	342.35
	CLASE 7	CLASE 5	CLASE 5	CLASE 5	CLASE 5

SOLUCIÓN:

Primero se deberán de calcular los gastos nominales de cada TG, en función del área dominada y el C.U.R., para posteriormente definir el gasto adoptado y seleccionar las válvulas y para el cálculo del diámetro de cada tramo del Lateral Entubado:

T-G No.	Área (ha)	CUR (lt/seg/ha)	Qcal (lt/seg)	Qadoptado (lt/seg)	Tipo válvula	Diámetro Nominal	ΔH_m (m)	ΔH_M (m)
DERIVACIÓN			en f(válvula)					
1	49	1.223	59.927	60	DN	150	4	45
2	35	1.223	42.805	50	DN	150	2.8	35
3	86	1.223	105.178	120	DN	200	3.2	45
4	47	1.223	57.481	60	DN	150	4	45
5	78	1.223	95.394	100	DN	200	2	35
6	60	1.223	73.38	80	DN	200	1.6	30

TUBERÍA POR TRAMOS:		OPCIÓN		3		TUBERÍA MARCA:		CRESCO		
TRAMO	Q (lt/seg)	ϕ (in) CALCULADO	ϕ comercial (in)	ϕ interior (mm)	K	Longitud (m)	hf (m)	A (m ²)	V (m/s)	Clase tub
1	340	25.815	24	607.800	0.012	35	0.048	0.290	1.172	C-5
2	280	23.426	20	482.400	0.041	198	0.632	0.183	1.532	C-5
3	100	14.000	12	304.000	0.478	226	1.079	0.073	1.378	C-5
SUMAS=						459	1.759			

Para poder definir la presión mínima al inicio del Lateral Entubado, inciso a, se deberán de calcular, además de las pérdidas por fricción, de la tabla anterior, las pérdidas locales por cambios de diámetro, derivaciones, cambios de dirección, paso a través de válvulas y accesorios de la forma siguiente:

OBRAS HIDRÁULICAS

Cálculo de pérdidas por caudal			
a) Por la TEE en la derivación			
$hf = k \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$			
k =	1.3		hf _(a) = 0.091 m.c.a.
V =	1.172	m/s	
b) Por cambio de diámetro de 24 a 20 (22° 30')			
d ₂₄	1.260		k = 0.072
d ₂₀			
V =	0.360	m/s	hf _(b) = 4.792E-04 m.c.a.
c) Por reducción o cambio de diámetro de 20 a 12 (22° 30')			
d ₂₀	1.587		k = 0.104
d ₁₄			
V =	1.532	m/s	hf _(c) = 0.012 m.c.a.
d) Por cambio de dirección (pza. especial de radio cortocodo 22.5° 12')			
k =	0.25		para cuando se tengan radios largos
	0.3		para cuando se tengan radios cortos
V =	1.378	m/s	hf _(d) = 0.029 m.c.a.

La carga mínima que debe tener al inicio del lateral entubado será: La sumatoria de todas las perdidas, y en CONTRAPENDIENTE											
SUMAR el desnivel topográfico, más la carga necesaria para que trabaje la válvula de caudal constante HYDROSTEC "MÁS CRÍTICA."											
De conformidad con la Selección de válvulas EQUIVAR, se tiene que la "MÁS CRÍTICA" es la TG5, que requiere una ΔHm de = 2.00 m											
A dicha carga se le debe agregar la pérdida que existe en la "T" de la válvula EQUIVAR siendo dicho valor:											
TG 5	DN	200									
		V =	3.183 m/s								
		ht =	0.387 m								
Por lo tanto la presión al inicio del Lateral Entubado será:											
	SUMA PÉRDIDAS (mca)	Hm TG 5	DESNIVEL T.N. (m)								
Presión mínima inicial (Pmin) =	1.892	2.387	0.367								
			= 4.646 mca								
Se empieza con la elevación piezométrica para terreno plano, más (CONTRAPENDIENTE) o menos (PENDIENTE A FAVOR) el desnivel topográfico TOTAL. Para el siguiente renglón, será el renglón anterior MENOS, las pérdidas en el tramo.											
TABLA RESUMEN VÁLVULAS EQUIVAR											
Considerado una elevación de = 100.000 m en el inicio del Lateral Entubado.											
T-G No.	Qadoptado (lt/seg)	Válvula seleccionada: DN	ΔHm (m)	ΔHM (m)	ELEV. PIEZ. Para terreno plano	Presión de Trabajo plano	Desnivel topográfico	ELEV. T.N. (m), con: contra-pendiente	ELEV. PIEZ. (m) Para contra-pendiente	Presión de Trabajo (m) NECESARIO	NO CUMPLE CARGA
DERIVACIÓN					104.279	4.279	0	100	104.646	4.646	
1	60	150	4	45.0	104.140	4.140	0.028	100.028	104.507	4.479	
2	50	150	2.8	35.0							
3	120	200	3.2	45.0	103.508	3.508	0.186	100.186	103.875	3.689	
4	60	150	4	45.0							ERROR
5	100	200	2	35.0	102.387	2.387	0.367	100.367	102.755	2.387	
6	80	200	1.6	30.0							

Como se puede apreciar en la TG-4, no se cumple con que la presión de trabajo sea igual o mayor que la requerida por la DN 150 (ΔHm = 4 mca vs. 3.689 mca), seleccionada, por lo que se deberá colocar una DN 200, cuyo ΔHm = 1.1 mca, por lo que la solución final será:

SOLUCIÓN FINAL:

La carga mínima que debe tener al inicio del lateral entubado será: La sumatoria de todas las perdidas, y en **CONTRAPENDIENTE** **SUMAR** el desnivel topográfico, más la carga necesaria para que trabaje la válvula de caudal constante HYDROSTEC "MÁS CRÍTICA."

De conformidad con la Selección de válvulas EQUIVAR, se tiene que la "MÁS CRÍTICA" es la TG5, que requiere una ΔH_m de = **2.00 m**
 A dicha carga se le debe agregar la pérdida que existe en la "T" de la válvula EQUIVAR siendo dicho valor:

TG 5	DN	200
	V =	3.183 m/s
	ht =	0.387 m

Por lo tanto la presión al inicio del Lateral Entubado será:

	SUMA PÉRDIDAS (mca)	Hm TG 5	DESNIVEL T.N. (m)			
Presión mínima inicial (Pmin) =	1.892	2.387	0.367	=	4.646	mca

Sólo acumulando pérdidas desde la toma más lejana hacia la derivación.

Se empieza con la elevación piezométrica para terreno plano, **más** (CONTRAPENDIENTE) o **menos** (PENDIENTE A FAVOR) el desnivel topográfico TOTAL. Para el siguiente renglón, será el renglón anterior MENOS, las pérdidas en el tramo.

TABLA RESUMEN VÁLVULAS EQUIVAR

Considerado una elevación de = **100.000 m** en el inicio del Lateral Entubado.

T-G No.	Qadoptado (lt/seg)	Válvula seleccionada: DN	ΔH_m (m)	ΔH_M (m)	ELEV. PIEZ. Para terreno plano	Presión de Trabajo plano	Desnivel topográfico	ELEV. T.N. (m), con: contra-pendiente	ELEV. PIEZ. (m) Para contra-pendiente	Presión de Trabajo (m) NECESARIO	NO CUMPLE CARGA
DERIVACIÓN					104.279	4.279	0	100	104.646	4.646	
1	60	150	4	45.0	104.140	4.140	0.028	100.028	104.507	4.479	
2	50	150	2.8	35.0							
3	120	200	3.2	45.0	103.508	3.508	0.186	100.186	103.875	3.689	
4	60	200	1.1	25.0							
5	100	200	2	35.0	102.387	2.387	0.367	100.367	102.755	2.387	
6	80	200	1.6	30.0							

TABLA RESUMEN TUBERÍAS PVC C-5

FABRICANTE:		CRESCO		
TRAMO	Q (lt/seg)	ϕ comercial (in)	ϕ interior (mm)	Longitud (m)
1	340	24	607.8	35
2	280	20	482.4	198
3	100	12	304	226

CON ÉSTOS VALORES SE VERIFICA

QUE ESTÉN DENTRO DE: ΔH_m Y ΔH_M
TODAS Y CADA UNA DE LAS TG.

P.S.8 EXAMEN 21-MAYO-2014, FILAS NONES

En éste caso las Válvulas seleccionadas para las TG-1 y TG-4, no cumplen con las DN 150, como se puede ver en la siguiente imagen:

Considerado una elevación de = **100.000 m** en el inicio del Lateral Entubado.

T-G No.	Qadoptado (lt/seg)	Válvula seleccionada: DN	ΔH_m (m)	ΔH_M (m)	ELEV. PIEZ. Para terreno plano	Presión de Trabajo plano	Desnivel topográfico	ELEV. T.N. (m), con: pendiente	ELEV. PIEZ. (m) Para pendiente	Presión de Trabajo (m) NECESARIO	NO CUMPLE CARGA
DERIVACIÓN					104.279	4.279	0	100	103.912	3.912	
1	60	150	4	45.0	104.140	4.140	-0.028	99.972	103.773	3.801	ERROR
2	50	150	2.8	35.0							
3	120	200	3.2	45.0	103.508	3.508	-0.186	99.814	103.141	3.327	
4	60	150	4	45.0							ERROR
5	100	200	2	35.0	102.387	2.387	-0.367	99.633	102.020	2.387	
6	80	200	1.6	30.0							

Por lo anterior se deberán cambiar ambas a DN 200 y la solución será:

SOLUCIÓN FINAL:

La carga mínima que debe tener al inicio del lateral entubado será: La sumatoria de todas las pérdidas, y en **PENDIENTE A FAVOR** **RESTAR** el desnivel topográfico, más la carga necesaria para que trabaje la válvula de caudal constante HYDROSTEC "MÁS CRÍTICA."

De conformidad con la Selección de válvulas EQIVAR, se tiene que la "MÁS CRÍTICA" es la TG5, que requiere una ΔHm de = **2.00 m**
 A dicha carga se le debe agregar la pérdida que existe en la "T" de la válvula EQIVAR siendo dicho valor:

TG 5	DN	200
	V =	3.183 m/s
	ht =	0.387 m

Por lo tanto la presión al inicio del Lateral Entubado será:

	SUMA PÉRDIDAS (mca)	Hm TG 5	DESNIVEL T.N. (m)				
Presión mínima inicial (Pmin) =	1.892	2.387	-0.367	=	3.912	mca	

Sólo acumulando pérdidas desde la toma más lejana hacia la derivación.

Se empieza con la elevación piezométrica para terreno plano, **más** (CONTRAPENDIENTE) o **menos** (PENDIENTE A FAVOR) el desnivel topográfico TOTAL. Para el siguiente renglón, será el renglón anterior MENOS, las pérdidas en el tramo.

TABLA RESUMEN VÁLVULAS EQIVAR

Considerado una elevación de = **100.000 m** en el inicio del Lateral Entubado.

T-G No.	Qadoptado (lt/seg)	Válvula seleccionada: DN	ΔHm (m)	ΔHM (m)	ELEV. PIEZ. Para terreno plano	Presión de Trabajo plano	Desnivel topográfico	ELEV. T.N. (m), con: pendiente	ELEV. PIEZ. (m) Para Para pendiente	Presión de Trabajo (m) NECESARIO	NO CUMPLE CARGA
DERIVACIÓN					104.279	4.279	0	100	103.912	3.912	
1	60	200	1.1	25.0	104.140	4.140	-0.028	99.972	103.773	3.801	
2	50	150	2.8	35.0							
3	120	200	3.2	45.0	103.508	3.508	-0.186	99.814	103.141	3.327	
4	60	200	1.1	25.0							
5	100	200	2	35.0	102.387	2.387	-0.367	99.633	102.020	2.387	
6	80	200	1.6	30.0							

TABLA RESUMEN TUBERÍAS PVC C-5

FABRICANTE: CRESCO				
TRAMO	Q (lt/seg)	φ comercial (in)	φ interior (mm)	Longitud (m)
1	340	24	607.8	35
2	280	20	482.4	198
3	100	12	304	226

CON ÉSTOS VALORES SE VERIFICA

QUE ESTÉN DENTRO DE: ΔHm Y ΔHM
TODAS Y CADA UNA DE LAS TG.

TEMA 5. BOMBAS.

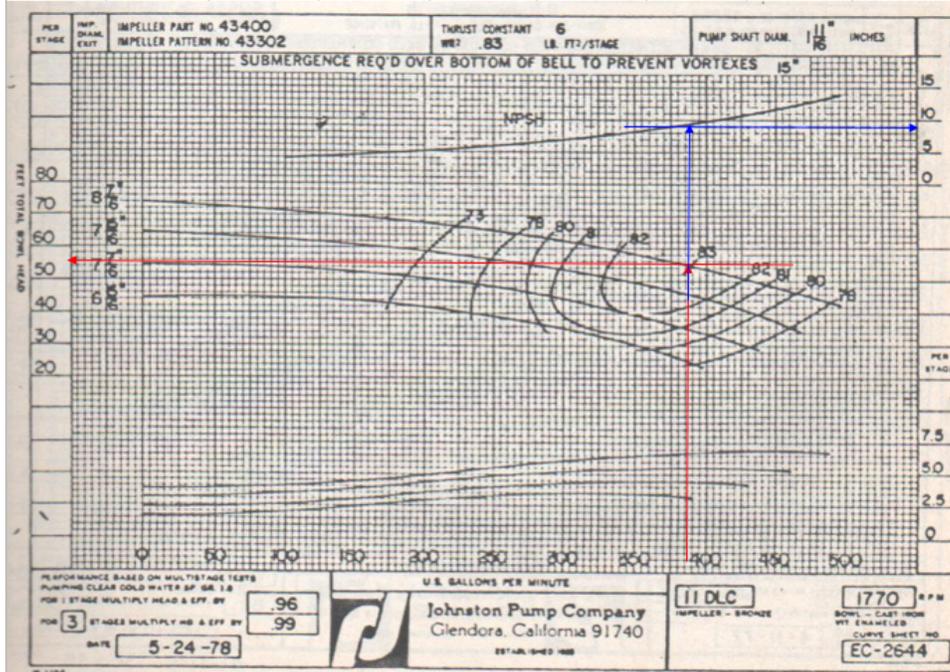
P.R.16 EXAMEN 21 DE MAYO DEL 2014

UN AGRICULTOR QUIERE INTRODUCIR UN SISTEMA DE RIEGO POR GOTEO EN UN INVERNADERO PARA REGAR UNA SUPERFICIE DE 250 m², QUE TIENE UN C.U.R. DE 0.975 lts/s/ha. EL CÁLCULO DE LAS PÉRDIDAS EN EL LATERAL ENTUBADO ES DE 15.324 mca Y LOS GOTEROS REQUIEREN UNA PRESIÓN DE 10 mca, Y LAS PÉRDIDAS LOCALIZADAS DEL 10% DE LAS DE FRICCIÓN. EL TERRENO ES SENSIBLEMENTE PLANO. LA BOMBA SERÁ INSTALADA SOBRE UN CÁRCAMO Y EL NIVEL DEL AGUA SE ENCUENTRA A 32.5 cm DEBAJO DE LA LOSA.

DATOS:	INCÓGNITAS:	FÓRMULAS:
Ac = 0.025 ha	a) MARCA DE LA BOMBA	C.D.T. = D.T. + N.A. + hf + hl + ho
CUR = 0.975 lt/s/ha	b) TIPO DE BOMBA	$H.P. = \frac{\gamma QH}{76\eta}$
hf = 15.324 m	c) MODELO	
ho = 10.000 m	d) r.p.m.	Nº imp = C.D.T. / H imp
hl = 1.532 m 10% hf	e) DIÁMETRO IMPULSOR (Dimp)	
D.T. = 0.000 m	f) N° DE IMPULSORES (Nimp)	
N.A. = 0.325 m	g) EFICIENCIA (η)	a, b, c, d, e, g, h >> CURVAS CARACTERÍSTICAS,
cárcamo	h) NPSH	MINIMO DE 3 FABRICANTES
	i) H.P. MOTOR (HP m)	
	j) H.P. CONSUMIDA (HP c)	

OBRAS HIDRÁULICAS

SOLUCIÓN:				
Q =	0.024 m ³ /s =	87.750 m ³ /h =	24.375 lt/s	
C.D.T. =	27.181 m =	89.178 pies		



EFICIENCIA =	83%			
H impulsor =	56.000 pies			
TIPO:	CENTRÍFUGA VERTICAL.			
N imp =	1.5924611 >> 2			
HP c =	10.503 CV			
NPSH =	9.000 pies			
NPSH =	2.743 m			

OBRAS HIDRÁULICAS

RESPUESTA:

CONFORME A LOS CONSUMOS DE ENERGÍA, SE TIENE QUE LAS MEJORES BOMBAS SON LA JOHNSTON PUMP Y BERKELEY, LA VENTAJA DE LA PRIMERA ES QUE REQUIERE MENOS SUMERGENCIA Y LA SEGUNDA TIENE LA VENTAJA DE QUE SÓLO REQUIERE UN IMPULSOR. POR LO QUE LO QUE HARÁ QUE LA DECISIÓN FINAL SEA POR EL PRECIO DE CADA UNA DE ELLAS.

SUPONIENDO QUE LA MÁS ECONÓMICA ES LA JOHSTON PUMP, LA RESPUESTA A LAS INCÓGNITAS SERÍAN:

MARCA DE LA BOMBA	JOHNSTON PUM COMPANY
TIPO:	CENTRÍFUGA VERTICAL.
MODELO	EC-2644
r.p.m.	1770
DIÁMETRO IMPULSOR (Dimp)	8 7/16 "
N° DE IMPULSORES (Nimp)	2
EFICIENCIA (η)	81%
NPSH	2.743 m
H.P. MOTOR (HP m)	15 CV
H.P. CONSUMIDA (HP c)	10.503 CV

P.R.17 EXAMEN 21 DE MAYO DEL 2014 (2ª PARTE)

DISEÑAR EL CÁRCAMO DE BOMBEO PARA BOMBLEAR EL GASTO DEL EJEMPLO ANTERIOR, CONSIDERANDO QUE SE QUIERE ELEVAR EL AGUA DE TAL FORMA QUE SE TENGA UNA PRESIÓN A LA SALIDA DEL MÚLTIPLE DE DESCARGA DE 2.25 kg/cm².

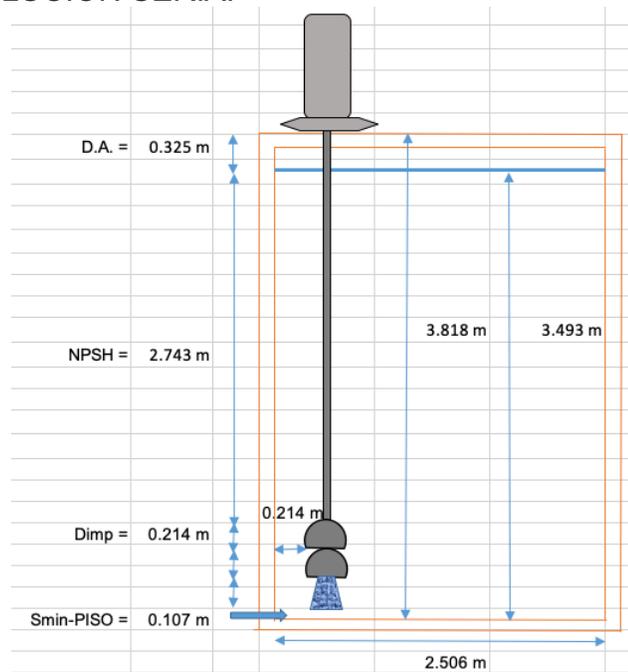
DATOS:		INCÓGNITAS:	
Q =	0.024375 m ³ /s	DIMENSIONES CÁRCAMO	
	386.344 gpm	SEPARACIÓN BOMBA	
C.D.T. =	27.1814 mca	LF = LONGITUD DE LA FLECHA	
	89.178 pies		
H imp =	56.000 pies		
N° DE EQUIPOS =		1	
q =	386.34375 gpm/EQUIPO		
q =	0.024375 m ³ /s/EQUIPO		
DISTANCIA DEL AGUA DEBAJO DE LA LOSA			
D.A. =	0.325 m		

FÓRMULAS:	
H cárcamo = D.A. + NPSH + (Nimp + 1) * Dimp + Smin-PISO	
H = H cárcamo - D.A.	
$V_t = \frac{q * T}{4}$	
LF = NPSH + D.A. + Nimp * Dimp	

OBRAS HIDRÁULICAS

SOLUCIÓN:				
Vt =	21.938	m ³		
q =	0.024375	m ³ /s		
T =	3600	seg		
Vt =	21.938	m³		
Separación entre bombas				
sep min =	0.643	m		
altura del impulsor al piso	0.107	m		
separacion min de mamparas al equipo de bombeo	0.161	m		
profundidad la CNSP al primer impulsor =	2.743	m		
NÚMERO DE IMPULSORES :	1.592	=	2	IMPULSORES
Se proponen bombas separadas 70 cm, con mamparas de 15 cm de espesor PERO AL SER UNA SÓLA BOMBA NO SE PONDRÁN MAMPARAS.				
Volumen del CÁRCAMO DE BOMBEO =	21.9375	m ³		
H cárcamo =	3.818	m		
Profundidad =	3.493	m	POR LO TANTO EL ÁREA EN PLANTA SERÍA	6.280 m²
EL LARGO DEPENDE DEL NÚMERO DE BOMBAS Y SU SEPARACIÓN, L =				2.536
POR LO QUE EL ANCHO DEL CÁRCAMO SERÍA IGUAL A =			2.477	m
PERO AL SER UNA SOLA BOMB SE PODRÍA HACER EL CÁRCAMO CUADRA			2.506	m
PERO SI NO SE QUISIERA HACER UNA EXCAVACIÓN EXCESIVA, SE PODRÍA HACER UNA CÁMARA DE BOMBEO DE:				
ANCHO B =	0.536	m		

EL ESQUEMA DE SOLUCIÓN SERÍA:



P.R.18 EXAMEN 15 DE AGOSTO DEL 2008 (SELECCIÓN DE EQUIPO DE BOMBEO POZO)

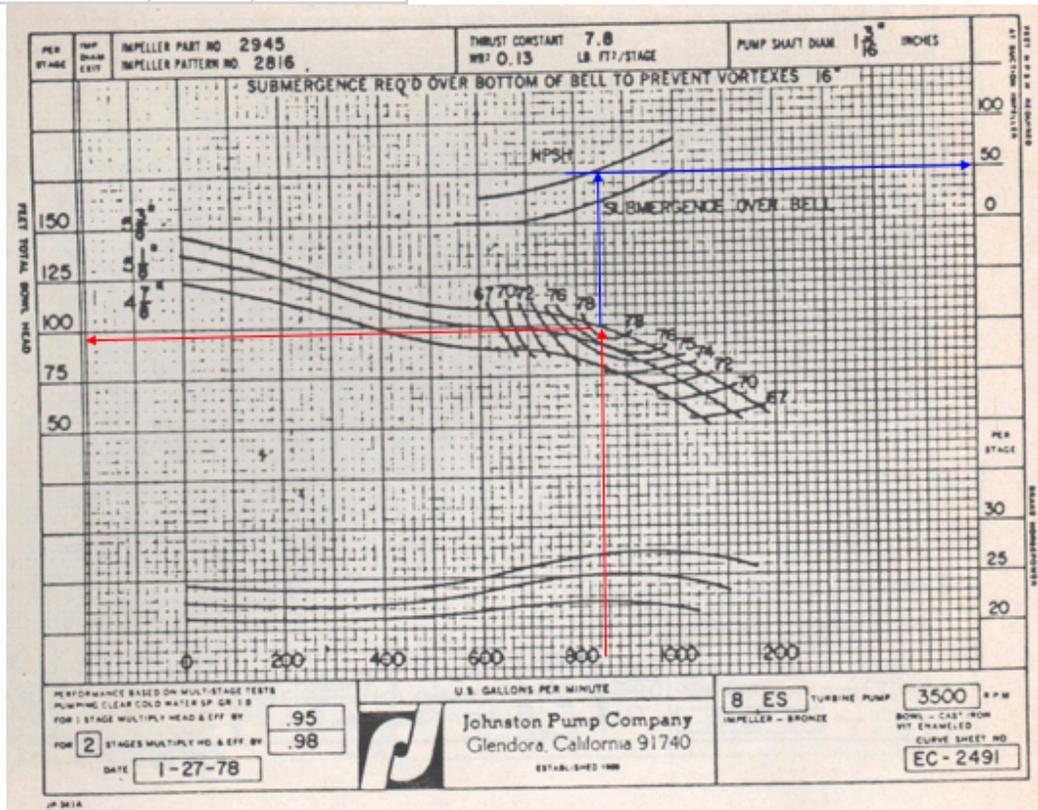
Un agricultor va a transformar su parcela de secano a riego por Pivote Central. Cuenta con un pozo profundo que al ser aforado para el gasto de diseño del sistema de 52 lt/s, resultó un nivel dinámico de 43.75 m, y se encuentra a un desnivel topográfico de 29.28 m de su parcela. El diseño agronómico determinó que se

OBRAS HIDRÁULICAS

requiere una presión de 37.5 m, y se tienen pérdidas por fricción en el sistema de 22.2 m. El diámetro de ademe del pozo es de 12".

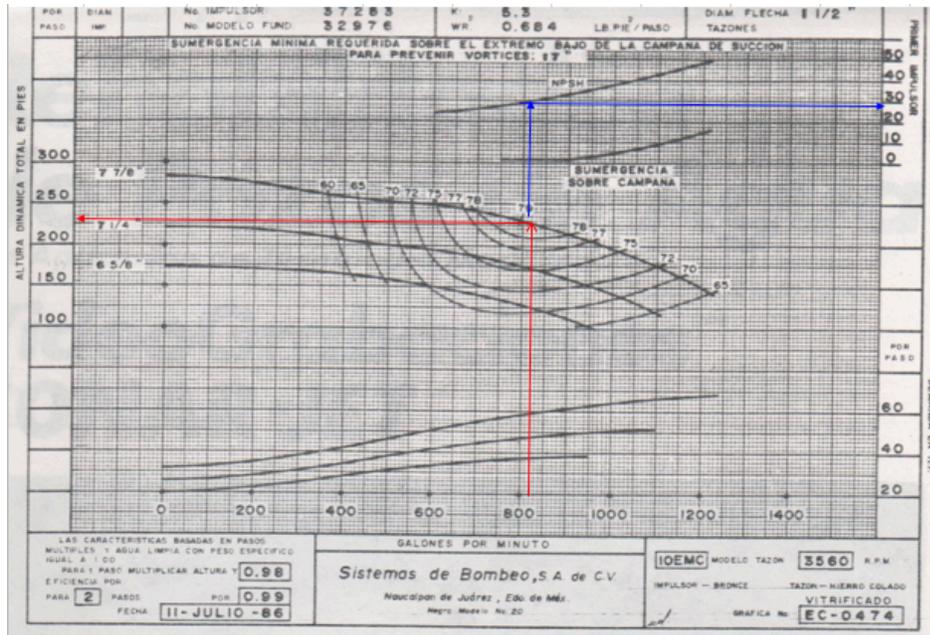
DATOS:	INCÓGNITAS:	FÓRMULAS:
Q = 0.052 m ³ /s	a) MARCA DE LA BOMBA	C.D.T. = D.T. + N.A. + hf + hl + ho
N.D. = 43.750 m = N.A.	b) TIPO DE BOMBA	$H.P. = \frac{\gamma Q H}{76 \eta}$
D.T. = 29.280 m	c) MODELO	Nimp = C.D.T. / H imp
ho = 37.500 m	d) r.p.m.	
hf = 22.200 m	e) DIÁMETRO IMPULSOR (Dimp)	
hl = 2.220 m	f) N° DE IMPULSORES (Nimp)	
D pozo = 12" = 0.305 m	g) EFICIENCIA (η)	a, b, c, d, e, g, h >> CURVAS CARACTERÍSTICAS, MINIMO DE 3 FABRICANTES
	h) NPSH	
	i) H.P. MOTOR (HP m)	
	j) H.P. CONSUMIDA (HP c)	

SOLUCIÓN:		
C.D.T. =	134.950 m	= 442.749 pies
Q =	824.219 G.P.M.	

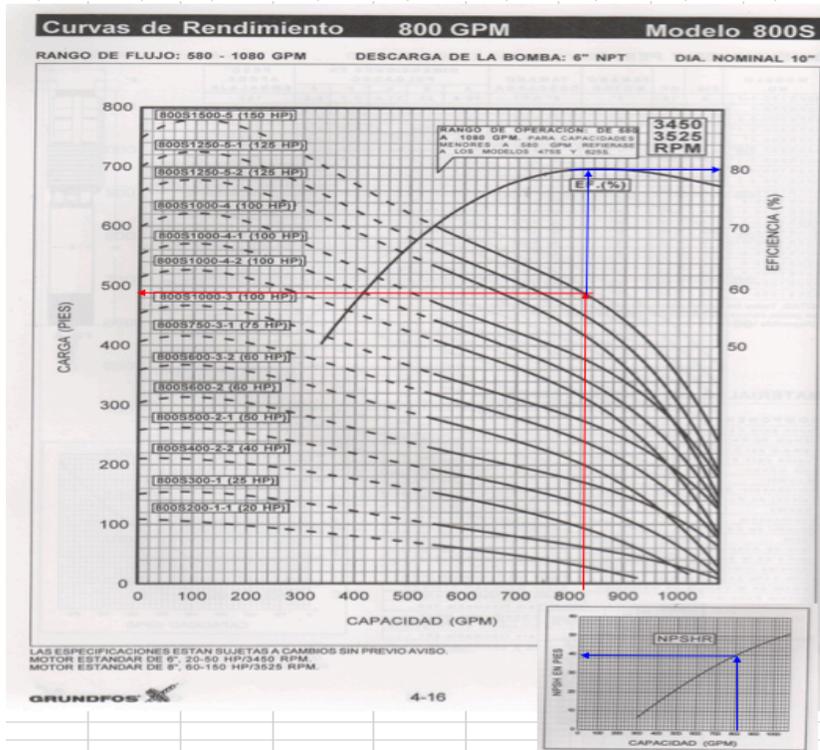


EFICIENCIA = 79%
 H impulsor = 90.00 pies
 TIPO: CENTRÍFUGA VERTICAL.
 N imp = 4.9194372 >> 5
 HP c = 117.623 CV
 NPSH = 50.0 pies
 NPSH = 15.240 m

OBRAS HIDRÁULICAS

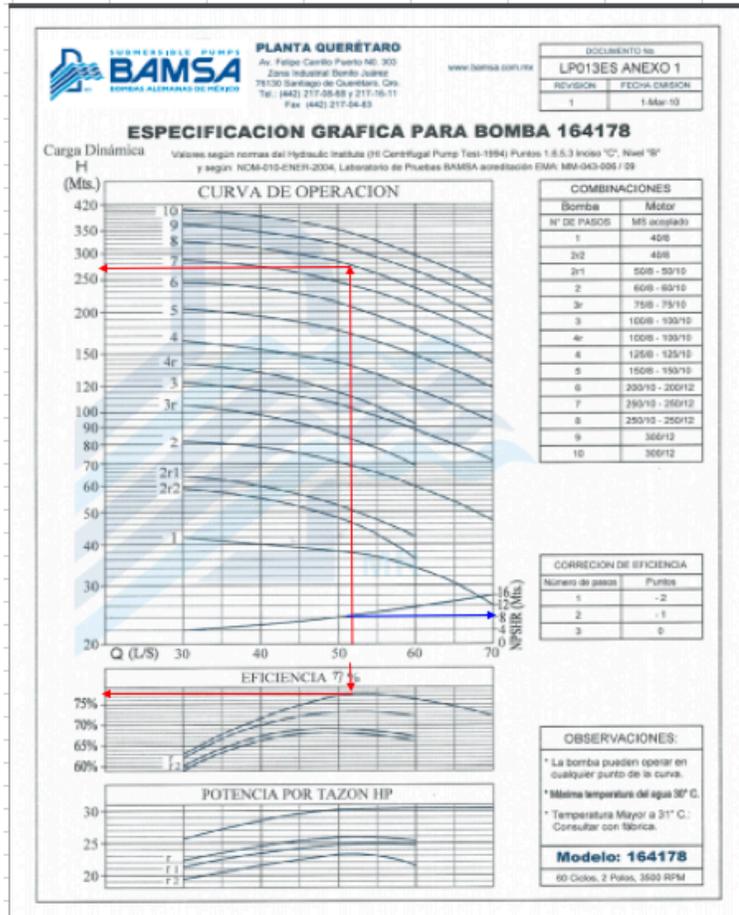


EFICIENCIA = 79%
 H impulsor 230.000 pies
 TIPO: CENTRÍFUGA VERTICAL.
 N imp = 1.92499715 >> 2
 HP c = 116.879 CV
 NPSH = 29.0 pies
 NPSH = 8.839 m



EFICIENCIA = 80.0%
 H impulsor = 490.00 pies
 TIPO: SUMERGIBLE
 N imp = 0.9035701 >> 1
 HP c = 115.418 CV
 NPSH = 40.0 pies
 NPSH = 12.192 m

OBRAS HIDRÁULICAS



EFICIENCIA = 75.0%
 H impulsor = 260.000 m
 TIPO: SUMERGIBLE
 N imp = 0.51903846 >> 1
 HP c = 123.112 CV
 NPSH = 8.000 m

RESPUESTA:

CONFORME A LOS CONSUMOS DE ENERGÍA, NÚMERO DE IMPULSORES Y NPSH, SE PUEDE VER QUE LA MEJOR BOMBA ES LA DE GRUNDFOS, POR LO QUE SE TIENE EL SIGUIENTE RESUMEN DE SUS CARACTERÍSTICAS:

MARCA DE LA BOMBA	GRUNDFOS
TIPO:	SUMERGIBLE.
MODELO	800S 1500-5
r.p.m.	3525
DIÁMETRO IMPULSOR (Dimp)	6"
Nº DE IMPULSORES (Nimp)	2
EFICIENCIA (η)	79.5%
NPSH	12.192 m
H.P. MOTOR (HP m)	150 H.P.
H.P. CONSUMIDA (HP c)	115.418 CV
DIÁMETRO MÁXIMO DE LA BOMBA	8.6" < 12" DEL ADEME

Modelo 800S		800 GPM		Datos Técnicos		
DIMENSIONES Y PESOS						
MODELO NO.	FIG.	HP	TAMARO MOTOR	TAMARO DESCARGA	DIMENSIONES EN PULGADAS	PESO APROX. EMBALAJE
800S200-1-1	A	20	6"	6" NPT	51.1 30.6 30.6 5.4 8.3	190
800S300-1	A	30	6"	6" NPT	56.2 35.7 30.6 5.4 8.3	225
800S400-2-2	A	40	6"	6" NPT	67.6 40.8 26.7 5.4 8.3	286
800S500-2-1*	A	50	6"	6" NPT	82.0 55.3 26.7 5.4 8.3	384
800S600-2*	A	60	6"	6" NPT	88.0 61.3 26.7 5.4 8.3	414
800S800-3-3*	A	80	6"	6" NPT	84.1 61.3 32.8 5.4 8.6	427
800S400-3-2	A	40	6"	6" NPT	66.3 39.8 26.7 7.5 8.6	450
800S750-3-1	A	75	6"	6" NPT	83.6 50.8 32.8 7.5 8.6	580
800S1000-3	A	100	6"	6" NPT	91.6 56.8 32.8 7.5 8.6	741
800S1000-4-2	A	100	6"	6" NPT	97.8 56.8 39.0 7.5 8.6	754
800S1000-4-1	A	100	6"	6" NPT	97.8 56.8 39.0 7.5 8.6	754
800S1000-4	A	100	6"	6" NPT	97.8 56.8 39.0 7.5 8.6	754
800S1250-4-2	A	125	6"	6" NPT	113.9 66.6 45.1 7.5 8.6	842
800S1250-5-1	A	125	6"	6" NPT	113.9 66.6 45.1 7.5 8.6	842
800S1500-5	A	150	6"	6" NPT	132.9 77.9 45.1 7.7 8.6	938

NOTAS: Todos los modelos son adecuados para su uso en pozos de 10".
 Los pesos incluyen la bomba con motor en libras.
 * Disponible también en otros tamaños de motor.

P.R.19 EXAMEN 12 DE JUNIO DEL 2013

FILAS PARES

DISEÑAR TODOS LOS ELEMENTOS NECESARIOS PARA EL CORRECTO FUNCIONAMIENTO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN, EL CÁRCAMO DE BOMBEO Y SELECCIONAR EL EQUIPAMIENTO DE BOMBEO, PARA CONDUCIR UN GASTO QUE PERMITA REGAR 85 ha, QUE TIENEN UN COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO DE LAS TRES ÚLTIMAS CIFRAS DE SU MATRÍCULA, DIVIDIDA ENTRE 1000 (SI RESULTA MENOR DE 0.500, AGREGAR UNA UNIDAD) v.gr. PARA ARCIGA CON MATRÍCULA 0539269-X, LAS TRES ÚLTIMAS CIFRAS SON: 269, DIVIDIDAS ENTRE 1000, SERÍA 0.269, MENOR QUE 0.500, SE TOMARÁ UN C.U.R. DE 1.269 lt/s/ha. EL AGUA EN EL CÁRCAMO ESTARÁ 0.25 m BAJO LA LOSA DONDE SE INSTALARÁ EL EQUIPAMIENTO DE BOMBEO Y LA LÍNEA DESCARGARÁ A UN TANQUE ELEVADO SOBRE EL SUELO 15 m Y CON UN TIRANTE DE AGUA EN EL TANQUE DE 2.75 m. LA TOPOGRAFÍA ES:

DISTANCIA (m)	0	150	165	350	557	600	800
ELEV. (msnm)	1450	1435	1459	1469	1488	1485	1500

COMO RESULTADO SE DEBERÁ HACER UN PERFIL HIDRÁULICO, CON: HORIZONTE DE ENERGÍA, PIEZOMÉTRICA, ENVOLVENTES DEL FENÓMENO TRANSITORIO, VÁLVULAS Y DESAGÜES; UN ESQUEMA DE LAS DIMENSIONES DEL CÁRCAMO; RESUMEN DEL EQUIPAMIENTO DE BOMBEO, ANEXANDO LAS GRÁFICAS DE LAS BOMBAS ANALIZADAS (SI NO SON LAS QUE SE PROPORCIONARON PARA LA MATERIA EN LOS APUNTES); DIÁMETRO NOMINAL E INTERIOR DE LA TUBERÍA, CLASE O RESISTENCIA Y FABRICANTE. DIÁMETROS DE VÁLVULAS DE ADMISIÓN Y EXPULSIÓN DE AIRE Y DESAGÜES.

>>> RESOLVIENDO PARA UNA MATRÍCULA TERMINADA EN 964:

Datos del proyecto de la línea de conducción.		INCÓGNITAS:
Área de cultivo a regar en (ha).	Ar =	Tubería: Material, diámetro, Clase, VAEA, válv. de desagüe. Dimensiones del cárcamo. Equipo: Marca, modelo, vel., CNSP, HP motor.
CUR (lts/seg/ha).	CUR=	
Altura del tanque de regularización.(m.)		
Diámetro del ademe en pulgadas.		
Longitud de la línea de conducción.(m.)		
Desnivel topográfico.	Hz (m.) =	

NOTA: LAS FÓRMULAS SE CONSIGNARÁN EN CADA CASO PARA LAS INCÓGNITAS.

SOLUCIÓN:

A) LÍNEA DE CONDUCCIÓN

Cálculo del gasto de diseño. Y tipo de tubería.	
Aplicando la formula de Dupoit. Para encontrar el diámetro tentativo.	$\varnothing = 1.4 \sqrt[3]{Q}$ (en pulgadas)
Gasto de diseño = CUR X Área de riego.	
Q (lts/seg)	Q = 81.940
Gasto de diseño.	Q (g.p.m.) = 1298.7
Diámetro tentativo expresado en pulgadas	$\varnothing = 10.862$
Clase y tipo de tubería empleada para el análisis hidráulico	Para el análisis utilizar tubería de PVC. Clase 14.
Coeficiente de rugosidad n = 0.009	Realizar el análisis hidráulico para 4 diámetros.

OBRAS HIDRÁULICAS

PROPONIENDO PVC, C-14 DE:		1	1	DURALÓN	2	DURMAN	3	VTI	4	OTRO					
FABRICANTE SELEC:		DURALÓN hf = Q ² * K * L; K = 10.293 n ² / Dint ^{16/3}				CONSIDERANDO UNA EFICIENCIA EN LOS EQUIPOS DE BOMBEO DE:				80%					
Análisis hidráulico.															
Tipo de tubería.	Longitud. (m)	Diámetro de la tubería. En (mm).			Q (m ³ /seg)	Área hidráulica.			K	hf (m.).	10% hf (m.).	Hf total. (m.).	HDT. (m.).	Eficiencia	Potencia (Hp).
		Nominal (mm)	Interior (mm)	(n)		Área (m ²)	V (m/seg)								
6" PVC C-14	800	254	144.05	0.009	0.08194	0.016	5.028	25.642	137.733	13.773	151.506	219.506	0.800	295.828	
8" PVC C-14	800	200	180.10	0.009	0.08194	0.025	3.216	7.791	41.851	4.185	46.036	114.036	0.800	163.931	
10" PVC C-14	800	250	225.20	0.009	0.08194	0.040	2.057	2.366	12.708	1.271	13.979	81.979	0.800	117.848	
12" PVC C-14	800	315	283.65	0.009	0.08194	0.063	1.297	0.691	3.712	0.371	4.083	72.083	0.800	103.623	
Peso específico agua (Kg/m ³)=													1000		

Análisis de costo por cargo de bombeo anual.				
Costo del Kw - Hr. (\$) =	0.64	(kw - hr.) = HP * 0.7457	kw-hr anual = kw-hr * 8760	
Tipo de tubería.	HP.	kw - hr.	kw-hr (anual)	Costo Anual de Operación (\$)
6" PVC C-14	295.828	220.6	1932448	\$ 1,236,766.47
8" PVC C-14	163.931	122.24	1070854	\$ 685,346.67
10" PVC C-14	117.848	87.879	769823	\$ 492,686.81
12" PVC C-14	103.623	77.271	676898	\$ 433,214.49

Análisis de costo por cargo de inversión por la construcción de la línea.												
Números generadores.	Longitud de la conducción:			800 m								
CONCEPTO.	Diámetro de 6" de PVC C-14			Diámetro de 8" de PVC C-14			Diámetro de 10" de PVC C-14			Diámetro de 12" de PVC C-14		
	Ancho	Alto	Total	Ancho	Alto	Total	Ancho	Alto	Total	Ancho	Alto	Total
Volumen total de Exc.	0.70 m	1.152 m	645.12	0.75 m	1.181 m	708.6	0.80 m	1.226 m	784.64	0.85 m	1.285 m	873.80
Volumen de plantilla.	0.70 m	0.100 m	56.00	0.75 m	0.100 m	60.00	0.80 m	0.100 m	64.00	0.85 m	0.100 m	68.00
Volumen de relleno a volteo.	0.70 m	0.700 m	392.00	0.75 m	0.700 m	420.00	0.80 m	0.700 m	448.00	0.85 m	0.700 m	476.00
Volumen de relleno compactado.						Volumen de atraques						F'c = 150 kg / cm ²
Tipo de tubería.	Ø nominal (mm)	Ø n. (m.).	Área Nt. (m ²).	Área Exc (m ²)	Área Total (m ²)	Vol (m ³).	V. Unitario	N. de piezas.	Vol total (m ³)			
6" PVC C-14	160	0.16	0.020	0.317	0.297	237.515	0.036	5	0.18			
8" PVC C-14	200	0.2	0.031	0.361	0.330	263.667	0.055	5	0.275			
10" PVC C-14	250	0.25	0.049	0.421	0.372	297.530	0.07	5	0.35			
12" PVC C-14	315	0.315	0.078	0.500	0.422	337.655	0.087	5	0.435			

NOTAS .		Para el material excavado considerar el 80% de material tipo B Y el 20% de material tipo C	
Procedimiento Constructivo	Coefficiente de Abundamiento para el relleno compactado con material de banco	CA =	1.3
	Coefficiente de Abundamiento para la plantilla apisonada con material de banco	CA =	1.15

COSTO DE INVERSIÓN POR CONDUCCIÓN																
CONCEPTO	Diámetro de tubería. 6"				Diámetro de tubería. 8"				Diámetro de tubería. 10"				Diámetro de tubería. 12"			
	Cantidad	Unidad	P.U. (\$).	Importe (\$)	Cantidad	Unidad	P.U. (\$).	Importe (\$)	Cantidad	Unidad	P.U. (\$).	Importe (\$)	Cantidad	Unidad	P.U. (\$).	Importe (\$)
Exc. Mat clase A.		M ²				M ²				M ²				M ²		
Exc. Mat clase B.	516.096	M ²	18.72	9,661.32	566.88	M ²	18.72	10,611.99	627.712	M ²	18.72	11,750.77	699.040	M ²	18.72	13,086.03
Exc. Mat clase C.	129.024	M ²	166.08	21,428.31	141.72	M ²	166.08	23,536.86	156.928	M ²	166.08	26,062.60	174.760	M ²	166.08	29,024.14
Plantilla apisonada.	64.4	M ²	79.68	5,131.39	69	M ²	79.68	5,497.92	73.600	M ²	79.68	5,864.45	78.200	M ²	79.68	6,230.98
Sum.Inst.Junteo, y prueba de	800	ML.	205.75	164,600.00	800	ML.	298.79	239,032.00	800.000	ML.	395.32	316,256.00	800.000	ML.	597.54	478,032.00
Relleno compactado	308.770	M ³	66.33	20,480.68	342.767	M ³	66.33	22,735.76	386.789	M ³	66.33	25,655.72	438.952	M ³	66.33	29,115.66
Relleno a volteo.	392	M ³	5.69	2,230.48	420	M ³	5.69	2,389.80	448.000	M ³	5.69	2,549.12	476.000	M ³	5.69	2,708.44
Atraques de concreto.	0.18	M ³	135.41	24.37	0.275	M ³	135.41	37.24	0.350	M ³	135.41	47.39	0.435	M ³	135.41	58.90
Acabeo de material de banco.	308.770	M ²	7.5	2,315.77	342.767	M ²	7.5	2,570.76	386.789	M ²	7.5	2,900.92	438.952	M ²	7.5	3,292.14
Costo total de conducción (\$).	Total (\$) 225,872.33				Total (\$) 306,412.33				Total (\$) 391,086.97				Total (\$) 561,548.29			

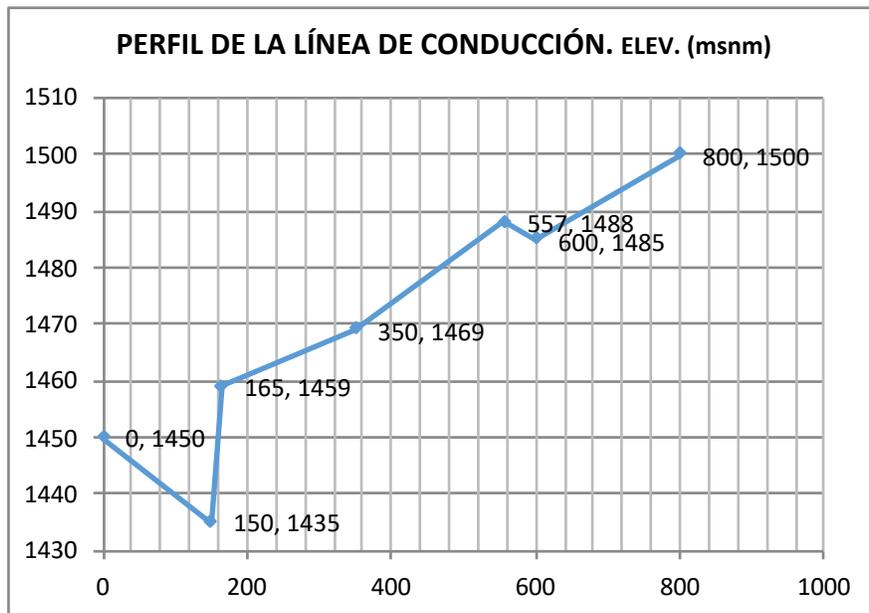
COSTO DE OPERACIÓN E INVERSIÓN ANUALIZADO						F.A. = ((1+i) ⁿ * i) / ((1+i) ⁿ - 1)
Diámetro nominal (in).	Dn=6"	Dn=8"	Dn=10"	Dn=12"	Factor de amortización.	
Costo de inversión. (\$).	\$ 225,872.33	\$ 306,412.33	\$ 391,086.97	\$ 561,548.29	Tasa de interés (i) =	0.4
Costo anualizado. (\$).	\$ 90,457.04	\$ 122,711.60	\$ 156,621.98	\$ 224,888.10	Periodo de años (n) =	20
Costo de operación. (\$).	\$ 1,236,766.47	\$ 685,346.67	\$ 492,686.81	\$ 433,214.49	Factor de anualización	0.400
Costo anual de operación (\$).	\$ 1,327,223.51	\$ 808,058.27	\$ 649,308.79	\$ 658,102.59		

NOTA: Los precios unitarios son de fecha muy antigua y sólo sirven de referencia.

OBRAS HIDRÁULICAS

Cálculo de los fenómenos transitorios en la línea de conducción.										
TIPO DE TUBERÍA	Longitud. (m.)	Diámetros de tubería en (mm)			Q (m ³ /seg.)	K	hf (m.)	Área (m ²)	V (m/seg)	Celeridad de onda (m./seg)
		Nominal (mm)	Interior (mm)	Espesor (mm)						
10" PVC C-14	800	250	225.20	13.30	0.082	2.366	12.708	0.040	2.057	406.067
D.T. Desnivel topográfico (m.)	Datos.									
A.T. Altura del tanque (m.)	Longitud=	800	Temperatura del agua T °C=		20°	Celeridad de onda (m./seg)		406.067		
	Øn (mm)=	250	Celeridad del agua a 12°C=		1461	Tiempo de cese (seg)		4.714		
	Øint (mm)=	225.2	Tipo de tubería		PVC	Celeridad del agua para 8°C vale (1425 m./seg.)		Aumentado (3 m./seg) por cada grado de temperatura que aumente O DISMINUYA.		
	Espesor (mm)=	13.3	Modulo elasticidad tubo E = (kg/cm ²)		29300	Condiciones para el calculo de golpe de ariete.		CONDUCCIÓN LARGA SI Lt > CT / 2		
	Gasto Q=	0.082	Modulo elasticidad agua £ = (kg/cm ²)		20670	CONDUCCIÓN CORTA SI Lt < CT / 2		CT / 2 = 957.1507 m		
	Área (m ²)=	0.040	Altura manométrica (m.) HM =		67.75	Tipo de conducción		CONDUCCIÓN CORTA		
	K=	2.366	Aceleración de la gravedad (m/s ²) g =		9.81	Velocidad inicial (m./seg) =		0		
	D.T. (m)=	50	Co Coeficiente que varia con la longitud LT.			Velocidad media (m./seg) =		2.057		
	AT (m) =	17.75	Lt (m.) =		800	Densidad del agua a 12 °C =		101.790		
			Co = 2 si Lt < 500 m..		Co = 1.5	Densidad del agua a 12 °C (Kg seg ² / m ⁴)		Hg golpe de ariete = 71.172 m.c.a.		
			Co = 1.5 si 500 < Lt < 1500 m..			Hg golpe de ariete (m.c.a) =		71.172		
			Co = 1.0 Lt > 1500 m..							
	DIÁMETRO	10 "								

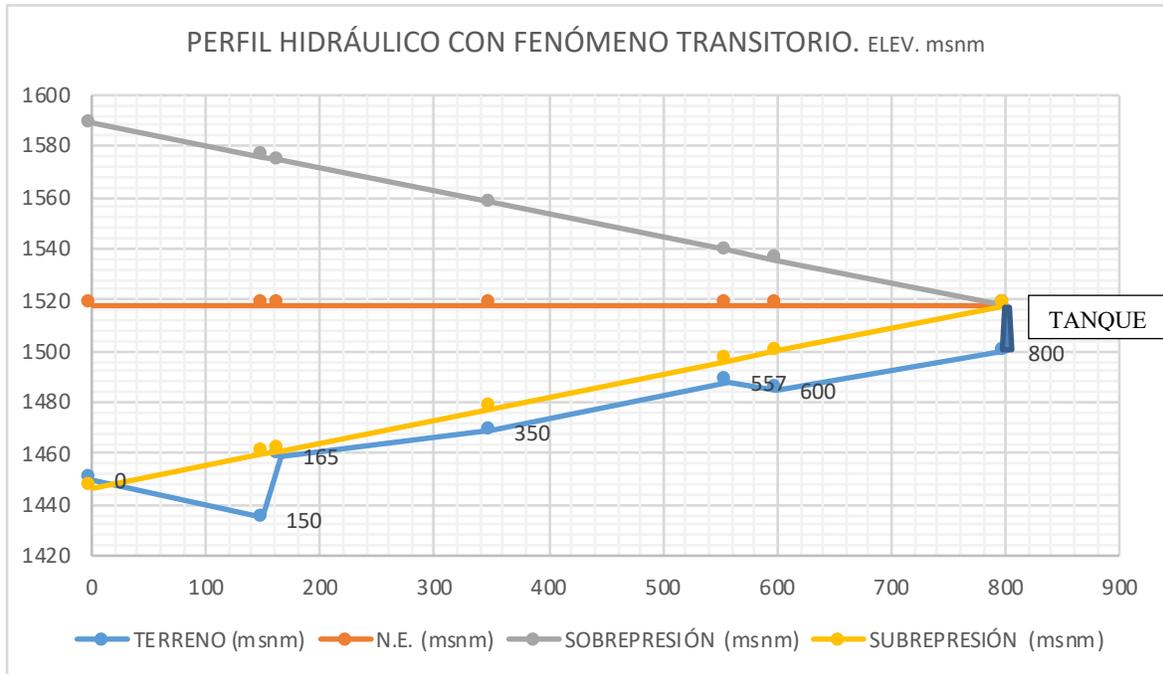
Para definir las válvulas de admisión y expulsión de aire se necesita el perfil del terreno, cuyas distancias y elevaciones son datos, por lo que graficando sus valores se tiene la siguiente imagen:



Nota: En la imagen anterior, para cada punto, primero se tiene el kilometraje y después la elevación (msnm).

Para definir si serán válvulas convinadas (VAEA) o sólo de expulsión de aire (VEA), se requiere dibujar en el perfil anterior las líneas de sobrepresión y subpresión, como se muestra a continuación, que de acuerdo con el cálculo, se tiene una conducción corta y las envolventes de sobrepresión y subpresión formarán un triángulo.

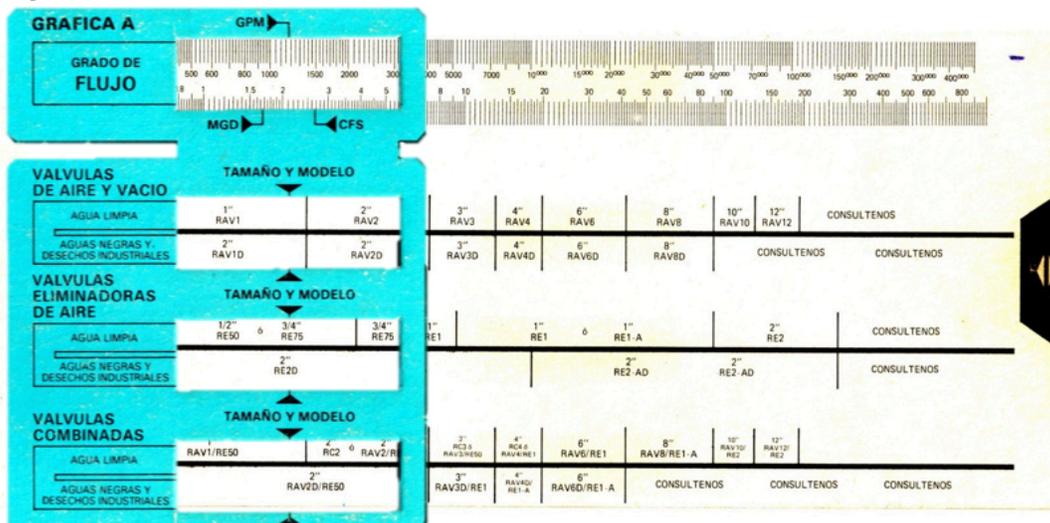
OBRAS HIDRÁULICAS



NOTA: En el perfil el dato de cada punto es el kilometraje.

Como se puede apreciar en la figura anterior la línea de subpresión sólo corta con el terreno en el km 0+10 (aproximadamente), por lo que en dicho cadenamiento se deberá colocar una VAEV y en los kilometrajes 0+165 y 0+557, se colocarán dos VEA.

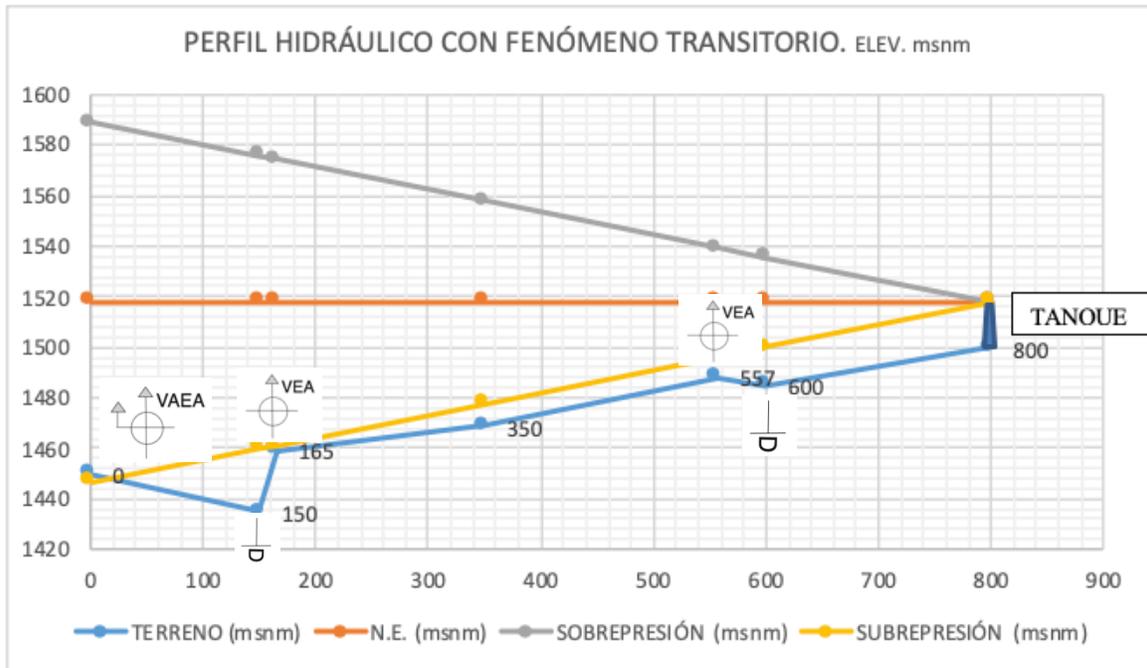
Para definir el diámetro de venteo de dichas válvulas se utilizará el nomograma de RENTAL, cuya imagen se presenta a continuación, se puede ver que las VAEA será "RAV" de 1" y las VEA serán "RE 50" de ó "RE 75" de ¾".



En los kilometrajes 0+150 y 0+600 se deberá colocar una válvula de desfogue o mejor aún un desague de limpieza y mantenimiento de la línea de conducción, que se puede formar con una "TE" y una tapa ciega, que será de ¼ de diámetro de la línea de conducción, para que al abrirla no se genere un transitorio por vaciado repentino de la tubería y como la tubería estará conformada con un diámetro de 10", entonces la "TE" será de 10 x 2.5" de PVC.

OBRAS HIDRÁULICAS

El arreglo final de la Línea de conducción será entonces:

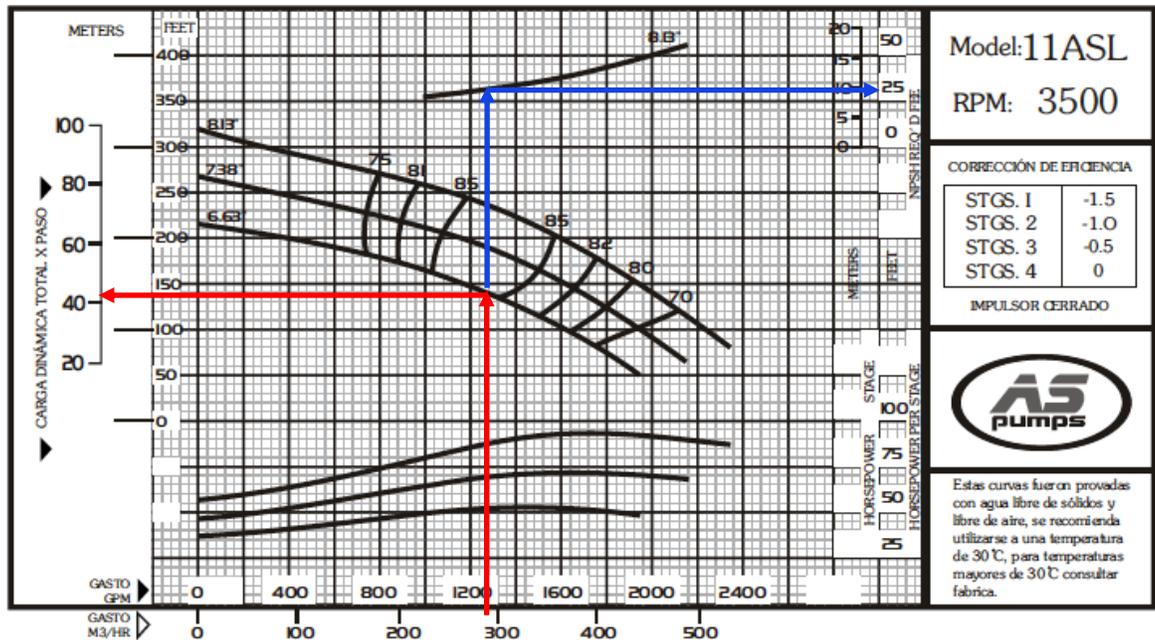


NOTA: En el perfil el dato de cada punto es el kilometraje.

SIMBOLOGÍA:

- VAEA VÁLVULA DE ADMISIÓN Y EXPULSIÓN DE AIRE.
- VEA VÁLVULA DE EXPULSIÓN DE AIRE.
- DESAGÜE.

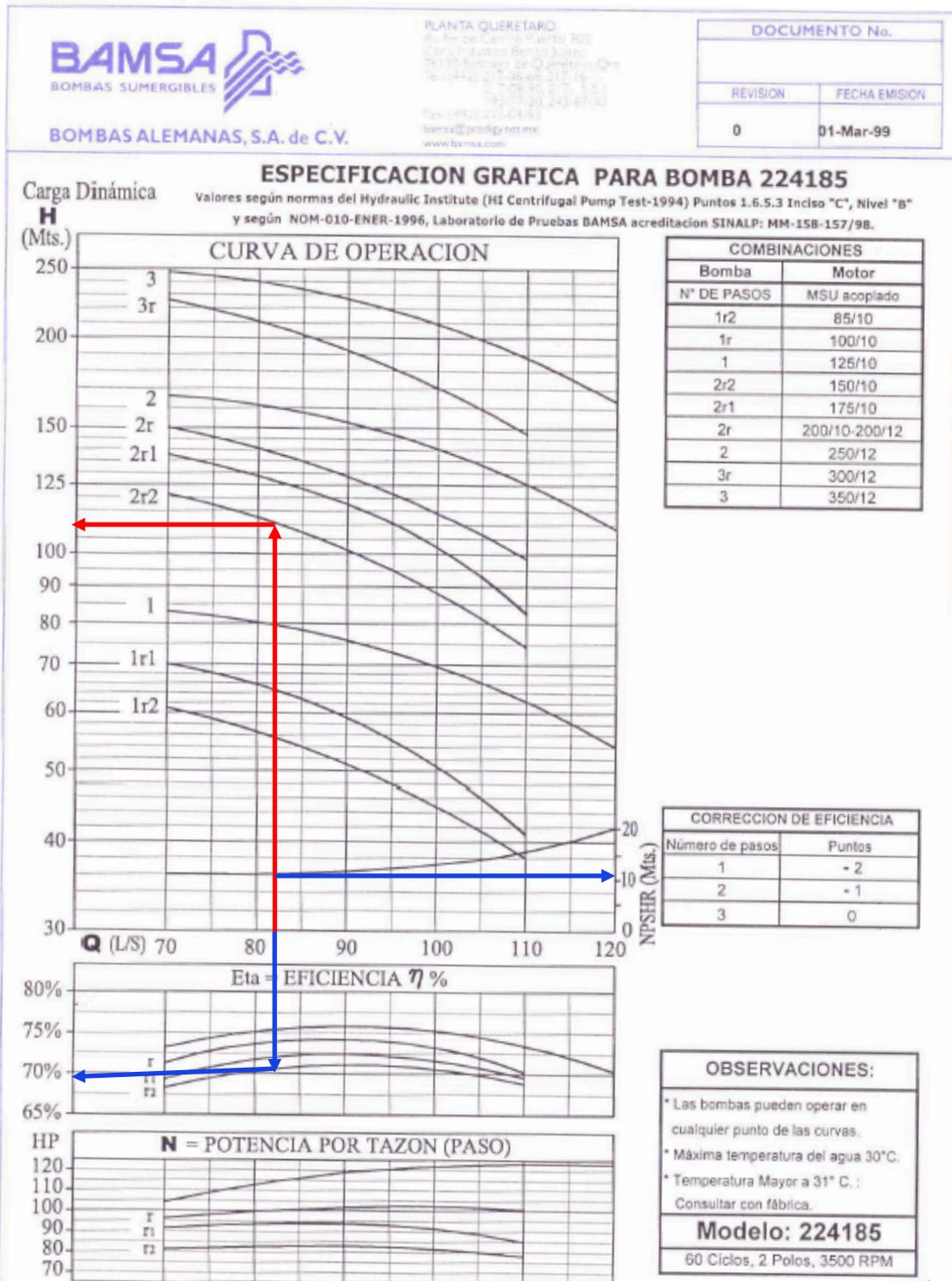
B) SELECCIÓN DEL EQUIPO DE BOMBEO:



OBRAS HIDRÁULICAS

Equipos de bombeo propuestos.

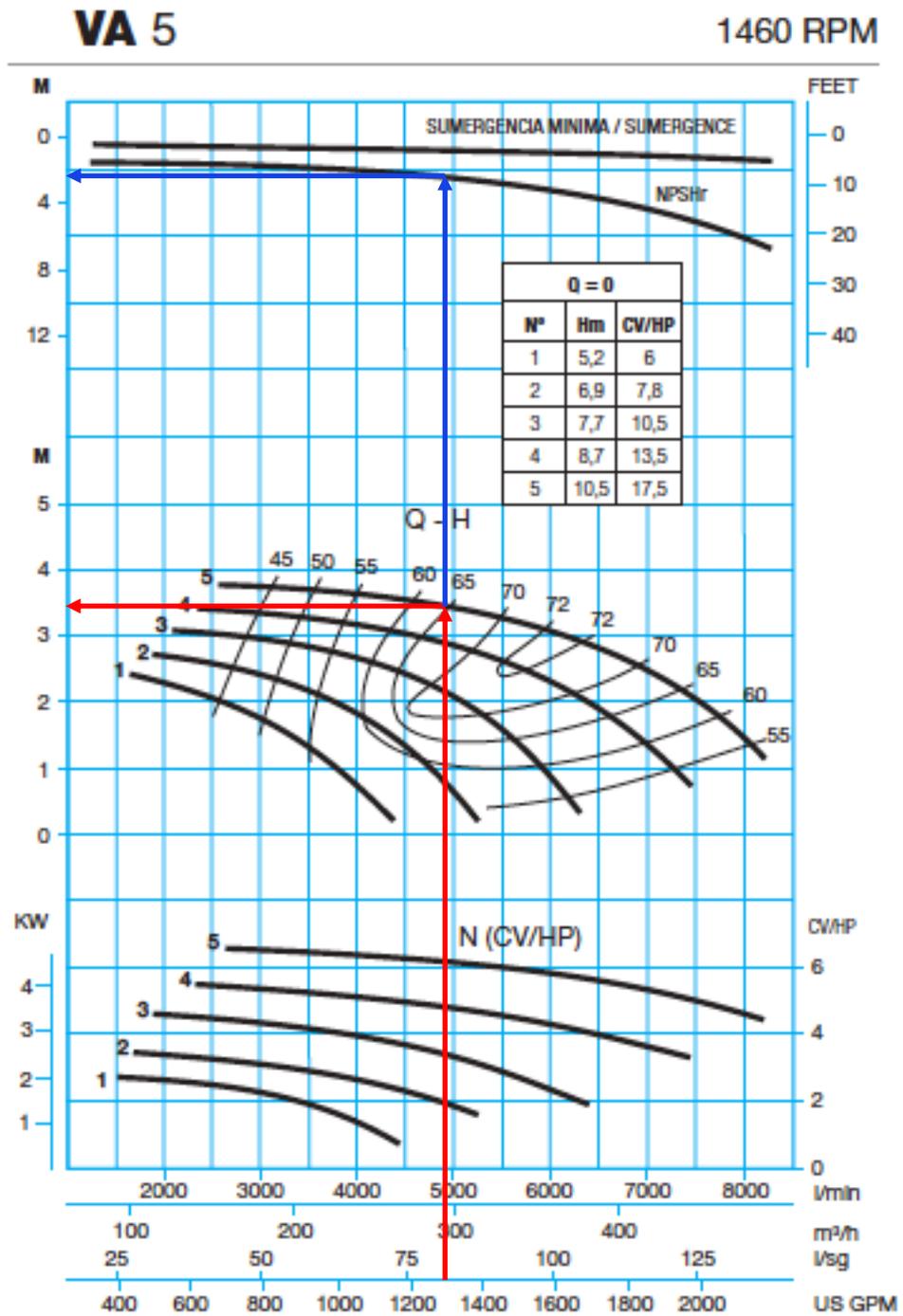
MARCA	MODELO	V (rpm)	Ø IMP (IN)	Ø IMP (m)	H.IMP (m)	Nº. IMP. Calculado	Nº. IMP. Selecc.	CNSP (m)	Eficiencia (%)	HP. Consumidos	Lf (m)	HP motor
AS PUMPS	11ASL	3500	6.63	0.168	43	1.906	2	10	84	105.222	10.587	100



OBRAS HIDRÁULICAS

MARCA	MODELO	V (rpm)	Ø IMP (IN)	Ø IMP (m)	H.IMP (m)	Nº. IMP. Calculado	Nº. IMP. Selecc.	CNSP (m)	Eficiencia (%)	HP. Consumidos	Lf (m)	HP motor
BAMSA	224185	3500	8.86	0.225	60	1.366	2	11	71	124.487	11.450	150

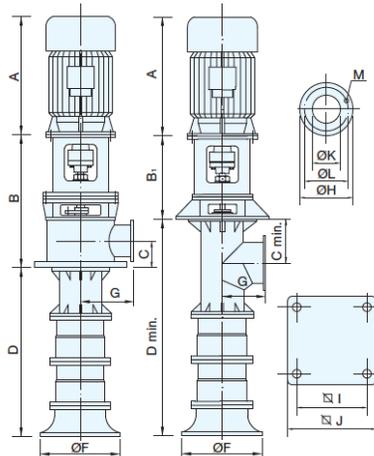
Algunos fabricantes nos proporcionan más información que otros, un ejemplo de ello es el siguiente:



OBRAS HIDRÁULICAS

1460 RPM - T/MIN

Ref.	Bomba Pump Pompe	M. eléctrico Electric M. M. électrique		Caudal / Capacity / Debit								Dimensiones / Dimensions											Motor		Peso Weight Poids				
				M/min								M/min											Type	KW					
				m/h								m/h																	
				USgpm								USgpm																	
		CV/HP	KW	0	2000	3000	4000	5000	6000	7000	8000	A	B	B ₁	C	D	Cmin	Dmin	F	G	H	I	J	K	L	M			
7001	VA 5/1-R1 /205-25/E-3	4	3	H mts P cv/hp	5,2 6	2,3 2,6	1,8 2,5	0,7 1,3				435	885	535	225	585	275	860	320	220	340	440	500	200	295	12xØ23	100	3	195 kg
7002	VA 5/1-R2 /205-25/E-4	5,5	4	H mts P cv/hp	6,2 7,8	2,7 3,4	2,4 3,3	1,8 2,7				435	885	535	225	585	275	860	320	220	340	440	500	200	295	12xØ23	112	4	195 kg
7003	VA 5/1-R3 /205-25/E-4	5,5	4	H mts P cv/hp	7,7 10,5	3,2 4,5	2,9 4	2,7 3,9	2,1 3,3	0,9 2,2		435	885	535	225	585	275	860	320	220	340	440	500	200	295	12xØ23	112	4	195 kg
7004	VA 5/1-R4 /255-30/E-5,5	7,5	5,5	H mts P cv/hp	8,7 13,5	3,3 5,5	3,2 5,2	2,8 4,4	2,3 4,3	1,3 3,7		510	960	535	275	645	325	970	320	270	405	540	600	250	355	12xØ27	132	5,5	195 kg
7005	VA 5/1-R5 /255-30/E-7,5	10	7,5	H mts P cv/hp	10,6 17,5	3,7 6,5	3,6 6,4	3,4 5,9	3,1 5,8	2,6 5,8	1,4 4,5	510	960	535	275	645	325	970	320	270	405	540	600	250	355	12xØ27	132	7,5	195 kg
7006	VA 5/2-R1 /205-25/E-5,5	7,5	5,5	H mts P cv/hp	10,4 12	4,6 5,2	3,6 5	1,4 2,6				510	885	535	225	775	275	1050	320	220	340	440	500	200	295	12xØ23	132	5,5	220 kg
7007	VA 5/2-R2 /205-25/E-7,5	10	7,5	H mts P cv/hp	12,4 15,6	5,4 6,8	4,8 6,6	3,6 5,4				510	885	535	225	775	275	1050	320	220	340	440	500	200	295	12xØ23	132	7,5	220 kg
7008	VA 5/2-R3 /205-25/E-11	15	11	H mts P cv/hp	15,4 21	6,4 9	5,8 8	5,4 7,8	4,2 6,6	1,8 4,4		520	885	535	225	775	275	1050	320	220	340	440	500	200	295	12xØ23	160	11	220 kg
7009	VA 5/2-R4 /255-30/E-11	15	11	H mts P cv/hp	17,4 27	6,6 11	6,4 10,4	5,6 8,8	4,6 8,6	2,6 7,4		520	960	535	275	835	325	1160	320	270	405	540	600	250	355	12xØ27	160	11	220 kg
7010	VA 5/2-R5 /255-30/E-15	20	15	H mts P cv/hp	21 35	7,4 13	6,8 12,8	6,2 11,6	5 11,8	2,8 11,2	9	520	960	535	275	835	325	1160	320	270	405	540	600	250	355	12xØ27	160	11	220 kg
				NPSHr m	0	1,8	1,9	2,1	2,7	3,5	4,6																		
				Altura de velocidad Velocity head / Hauteur de vitesse	v ² /2g 205	0	0,1	0,1	0,2	0,4	0,5	0,7																	
				v ² /2g 255	0	0	0	0,1	0,1	0,2	0,3																		



Por lo que conforme a su información y el gasto de diseño se tiene:

Equipos de bombeo propuestos.											IMPULSOR = 5	
MARCA	MODELO	V (rpm)	Ø IMP (IN)	Ø IMP (m)	H.IMP (m)	Nº. IMP. Calculado	Nº. IMP. Selecc.	CNSP (m)	Eficiencia (%)	HP. Consumidos	Lf (m)	HP motor
IDEAL	VA5	1460	10	0,254	3,5	23.423	24	4,9	65	135.979	10.996	150

DEFINICIÓN DEL EQUIPO DE BOMBEO: Tanto por eficiencia, como por el número de impulsores, se selecciona la bomba AS PUMPS, Modelo 11ASL, con un impulsor de diámetro 0.168 m, acoplado a un motor de 125 HP y RESUMEN de datos siguientes:

Marca:	AS PUMPS		
Modelo:	11ASL		
R.P.M.:	3500		
Ø impulsor:	6.630 pulg.	=	0.168 m
# impulsores	2		
C.N.S.P.:	10.000	m	
η:	84%		
H impulsor:	43	mca	
long flecha=	10.587	m	

OBRAS HIDRÁULICAS

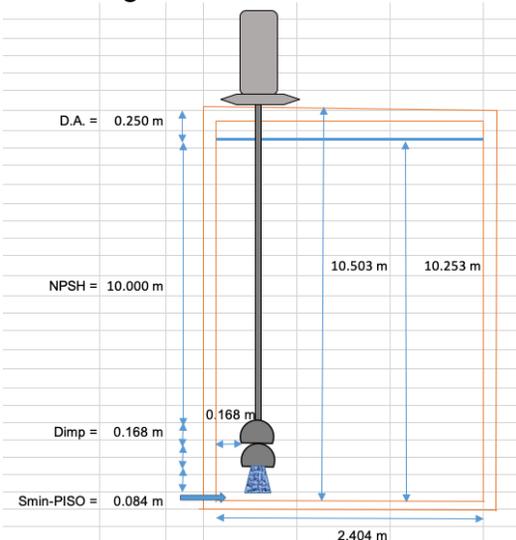
C) DISEÑO DEL CÁRCAMO DE BOMBEO:

Conforme a la bomba seleccionada se tienen los siguientes datos, incógnitas y fórmulas para el diseño del cárcamo:

DATOS:			INCÓGNITAS:		FÓRMULAS:	
Q =	0.082	m ³ /s	DIMENSIONES CÁRCAMO			
H.D.T. =	81.979	mca	SEPARACIÓN BOMBA		H cárcamo = D.A. + NPSH + (Nimp +1) * Dimp + Smin-PISO	
H imp =	43.000	mca	LF = LONGITUD DE LA FLECHA		H = H cárcamo - D.A.	
Nº DE Equi. =	2				$V_t = \frac{q * T}{4}$	
(1 en operación y otro en reserva)						
q =	0.082	m ³ /s/EQUIPO				
DISTANCIA DEL AGUA ABAJO DE LA LOSA					LF = NPSH + D.A. + Nimp * Dimp	
D.A. =	0.250 m					

SOLUCIÓN:			
q =	0.082	m ³ /s	
T =	3600	seg	
Vt =	73.746	m ³	
Separación entre bombas			
sep min =	0.505 m		
altura del impulsor al piso =	0.084 m		
separacion min de mamparas al equipo de bombeo =	0.126 m		
profundidad la CNSP al primer impulsor =	10.000 m		
NÚMERO DE IMPULSORES :	2.000		
Se proponen bombas con una separación = 2.000 m c/mamparas de espesor 0.150 m			
H cárcamo =	10.503 m		
Profundidad =	10.253 m	m POR LO TANTO EL ÁREA EN PLANTA SERÍA	7.193 m²
EL LARGO DEPENDE DEL NÚMERO DE BOMBAS Y SU SEPARACIÓN, L =			2.992 m
POR LO QUE EL ANCHO DEL CÁRCAMO SERÍA IGUAL A =			2.404 m
PERO SI NO SE QUISIERA HACER UNA EXCAVACIÓN EXCESIVA, SE PODRÍA HACER UNA CÁMARA DE BOMBEO DE:			
ANCHO B =	0.421 m		

Una imagen en corte del cárcamo sería:



DIMENSIONES INTERIORES FINALES	
LARGO =	3.00 m
ANCHO =	2.50 m
PROFUND. =	10.26 m

E.B.3 Tomado del Folleto nº 3 “RIEGO POR ASPERCIÓN Y LOCALIZADO” de la SAGARPA.

folleto 3 RiegoAspersion-SAGARPA.pdf - Adobe Acrobat Reader DC

Archivo Edición Ver Ventana Ayuda

Inicio Herramientas UGP-0840-2R.pdf folleto 3 RiegoAspe... x

73%

Diseño de un sistema de riego por aspersion portátil

1) Diseño agronómico Información

Área: A=6.37 ha
 Gasto disponible: Qt = 32 l/s
 CC: 0.275 cm³/cm³
 PMP: 0.11 cm³/cm³
 Infiltración básica: 11.4 mm/h
 Eficiencia de aplicación: 75%
 Cultivo: Maíz
 Profundidad de raíz: 90 cm
 Espesor del suelo por saturar: E=0.75 Pr=67.5 cm
 Factor de abatimiento: 50%
 Fracción de lavado: FL=0.0 cm
 Tiempo propuesto de Operación del aspersor: To_{prop} = 10 h/día
 Tiempo de riego propuesto: Tr = 24 h/día

1.1) Cálculo de requerimiento de riego diario

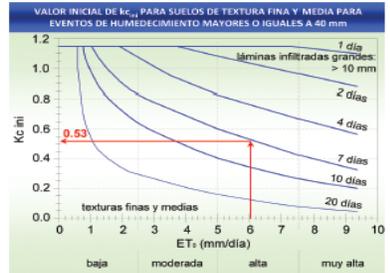
RRdd = E Tomáx Kc max
 RRdd = 6.1 x 0.53 = 3.23 mm/día
 RR = 5.1 x 1.15 = 5.86 mm/día

1.2) Láminas de riego

Ln = f(θ_{cc} - θ_{av}) E
 Ln = 0.5(0.27 - 0.11) 67.5 = 5.4 cm

Lb = $\frac{Ln}{Ea}$
 Lb = $\frac{5.4}{0.75} = 7.2$ cm

116

VALOR INICIAL DE Kc PARA SUELOS DE TEXTURA FINA Y MEDIA PARA EVENTOS DE HUMEDECIMIENTO MAYORES O IGUALES A 40 mm

117

IR_c = $\frac{Ln}{RR_{dd}}$
 IR_c = $\frac{5.4}{0.586} = 9.2$ días

1.4) Capacidad del sistema

$$Q_s = \frac{LbA}{IR_c HPD} = \frac{LnA}{Ea(1-FL)HPDIR_c}$$

$$Q_s = \frac{0.054 (63700)}{0.75(9.2)(10)} = 49.85 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_s = \frac{0.054 (63700)}{0.75(9.2)(10)} = 13.84 \text{ l/s}$$

1.5) Disposición y espaciamento entre aspersores

Separación entre aspersores: Sa = 12 m
 Separación entre laterales: Sl = 12 m
 Marco de colocación: 12x12 m

1.6) Selección de aspersor y cálculo del tiempo de riego
 Velocidad de aplicación

$$v_a = \frac{Lb}{To_{aspp}} = \frac{7.2}{10} = 7.2 \text{ mm/h}$$

$$v_a = 7.2 \text{ mm/día} < lb = 11.4 \text{ mm/día}$$

Gasto en el aspersor

$$Qa = Va Sa Sl = 0.0072 (12)(12) = 1.03 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Qa = 0.288 \text{ l/s}$$

Tiempo de riego

$$To_{aspp} = \frac{Sa Sl Lb}{Qa}$$

$$To_{aspp} = \frac{(12)(12)(0.072)}{1.03} = 10.0 \text{ h}$$

Se propone:

$$Qa = 1.29 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$To_{aspc} = \frac{(12)(12)(0.072)}{1.29} = 8.0 \text{ h}$$

SELECCIÓN DEL ASPERSOR
WADE RAIN CATÁLOGO DE PRODUCTOS 2010
 SISTEMAS DE RIEGO

WR-36



Boquilla (pulg / mm)	Presión		Radio		Descarga	
	kg/cm ²	PSI	Metros	Pies	LPM	m ³ /hr
11/64 x 3/32 4.37 x 2.39	1	14.2	11.3	37.1	15.5	0.93
	2	28.4	12.2	40.0	21.5	1.29
	3	42.7	13.9	45.6	25.7	1.54
	4	56.9	14.7	48.2	30.4	1.82
3/16 x 3/32 4.76 x 2.39	1	14.2	11.9	39.0	18.6	1.12
	2	28.4	13.4	44.0	26.3	1.58
	3	42.7	14.6	47.9	32.4	1.94
	4	56.9	15.2	49.9	36.7	2.20
3/16 x 1/8 4.76 x 3.18	1	14.2	11.9	39.0	23.8	1.43
	2	28.4	13.4	44.0	29.4	1.76
	3	42.7	15.6	51.2	36.0	2.16
	4	56.9	15.2	49.9	42.6	2.56
13/64 x 1/8 5.16 x 3.18	1	14.2	11.9	39.0	27.4	1.64
	2	28.4	14.6	47.9	36.3	2.18
	3	42.7	15.2	49.9	44.5	2.67
	4	56.9	16.2	53.1	49.3	2.96

120

$$N_{al} = N = 16$$

$$F_{sm} = \frac{1}{2.852} + \frac{1}{2N} + \frac{\sqrt{0.852}}{6N^2}$$

$$F_{sm} = 0.382$$

2.6) Diámetro del lateral
 Si la ecuación que se utiliza es la de Hazen-Williams, $n=1.852$, $\beta=-1.852$ y $m=4.871$:

$$L = L_o - S_a = 188 - 12 = 176.0 \text{ m}$$

$$Q_l = 5.7 \text{ l/s} = 0.0057 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$D = \left[\frac{10.62 L \left[\frac{Q_l}{C} \right]^{1.852}}{0.2h_o} \right]^{\frac{1}{4.871}}$$

$$D = 61.3 \text{ mm} = 2.4 \text{ pulg}$$

WADE RAIN CATÁLOGO DE PRODUCTOS 2010
 SISTEMAS DE RIEGO

Tubería de Aluminio

No. de Parte	Tamaño	Descripción	Peso	Cantidad per Cent.
T330W	3" x 30'	Soldado Aldaba Wade Rain	8.2 kg	100
T430W	4" x 30'	Soldado Aldaba Wade Rain	11.1 kg	100
T320W	3" x 20'	Soldado Aldaba Wade Rain	5.7 kg	100
T420W	4" x 20'	Soldado Aldaba Wade Rain	7.8 kg	100
T530W	5" x 30'	Soldado Aldaba o Ringlock	14.8 kg	100
T520W	5" x 20'	Soldado Aldaba o Ringlock	10.5 kg	100
T630W	6" x 30'	Soldado Aldaba o Ringlock	18.9 kg	100
T620W	6" x 20'	Soldado Aldaba o Ringlock	13.2 kg	100

D = 3 pulg
 122

2) Diseño hidráulico

2.1) Número de aspersores por lateral

$$N_{al} = \frac{L_{al} + S_a}{S_a}$$

$$N_{al} = \frac{188 + \frac{12}{2}}{12} = 16.1 \approx 16$$

2.2) Gasto por lateral

$$Q_l = N_a q_a$$

$$Q_l = 16(1.29) = 20.64 \text{ m}^3 / \text{h}$$

$$Q_l = 5.7 \text{ lps}$$

2.3) Número de laterales

$$N_l = \frac{Q}{Q_l}$$

$$N_l = \frac{32}{5.7} = 5.6 \approx 5$$

$$N_l = 5$$

2.4) Pérdida de carga permisible en el lateral

$$hf_p = 0.2h_o$$

$$h_o = 2 \text{ kg/cm}^2 = 20 \text{ m}$$

$$hf_p = 0.2(20) = 4.0 \text{ m}$$

2.5) Factor de salidas múltiples en el lateral

$$F_{sm} = \frac{1}{2.852} + \frac{1}{2N} + \frac{\sqrt{0.852}}{6N^2}$$

121

2.7) La carga de presión a la entrada del lateral
 Alturadelevadorha = 1.5m

$$hf_{sm} = 0.2 h_e = 4 \text{ m}$$

$$h_o = h_e + \frac{3}{4} hf_{sm} + h_a$$

$$h_o = 20 + \frac{3}{4}(4) + 1.5$$

$$h_o = 24.5 \text{ m}$$

2.8) Tubería de distribución
 Gasto en la tubería de distribución

$$Q = Q_l N_l$$

$$Q = 5.7(5) = 28.5 \text{ l/s}$$

Diámetro de la tubería de distribución

$$D_{max} = 1.19 Q^{1/2} = 1.19(0.0285^{0.5}) = 0.200 \text{ m}$$

$$D_{min} = 0.80 Q^{1/2} = 0.80(0.0285^{0.5}) = 0.135 \text{ m}$$

$$D_d = 152.4 \text{ mm} = 6 \text{ pulg}$$

2.9) Pérdidas de carga en la tubería de distribución

$$L = 308 \text{ m}$$

$$hf = \frac{10.62 L \left(\frac{Q}{C} \right)^{1.852}}{D^{4.871}}$$

$$hf = \frac{10.62 (308) \left(\frac{0.0079}{145} \right)^{1.852}}{0.0762^{4.871}} = 4.26 \text{ m}$$

123

OBRAS HIDRÁULICAS

2.10) Pérdidas localizadas en la tubería de distribución

$$h_l = 0.10 hf$$

$$h_l = 0.1(4.26) = 0.426 \text{ m}$$

2.11) Carga total requerida por el sistema

$$h_s = h_o + hf + h_l$$

$$h_s = 24.5 + 4.26 + 0.426 = 29.186 \text{ m}$$



124

1) Diseño agronómico

Información general

Gasto disponible:	Qt = 44 l/s
CC:	0.275 cm ³ /cm ³
PMP:	0.11 cm ³ /cm ³
Infiltración básica:	11.4 mm/h
Eficiencia de aplicación:	95%
Eficiencia de conducción:	99%
Cultivo:	Tomate
Profundidad de raíz:	85 cm
Espesor del suelo por saturar:	E=0.75 Pr=63.7 cm
Tiempo de operación del sistema de riego:	22 h/día
Tiempo de operación del emisor:	8 h/día

Información del emisor

Marca:	T-Tape
Gasto nominal:	Qe=1.00 l/h
Carga nominal de operación del emisor:	He=7.02 m
Diámetro:	De=16 mm
Espaciamento entre emisores:	Se=0.4 m
Espaciamento entre regantes:	Sr=1.8 m
Coefficiente de variación:	0.04 adm.

1.1) Cálculo de requerimiento de riego diario

$$RR_{dd} = ETo_{\max} Kc_{\max}$$

$$RR_{dd} = 4.1 \times 0.80 = 3.28 \text{ mm / día}$$

$$RR_{dd} = 3.1 \times 1.15 = 3.57 \text{ mm / día}$$

1.2) Área de influencia del emisor (A_{inf})

$$A_{inf} = S_e S_r$$

$$A_{inf} = 0.4(1.8) = 0.72 \text{ m}^2$$

125

Finalmente en ésta versión del 2019, se presenta la liga y una imagen de un programa para el cálculo de sistemas de riego, que podría ser de utilidad al alumno.

EN: <http://tierradehidro.com/producto/licencia-software-dehidro/>

T: 983999456 - 996837035 - 947275207 - 964284598 | Ubanicos: Av. La Paz 1455 San Miguel Lima - Perú

DEHIDRO
DISEÑO DE ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS

INICIO PRODUCTOS SOFTWARE

LICENCIA SOFTWARE DEHIDRO

122 Noviembre, 2018

LICENCIA SOFTWARE DEHIDRO

\$1,449.00

DEHIDRO es el software de Diseño de Estructuras Hidráulicas para Sistemas de Irrigación y Drenaje.

Consultar inversión al e-mail:
ventas@dehidro.com

1 AÑADIR AL CARRITO

Categoría: SOFTWARE

CONSULTADA EL DÍA 29 DE ABRIL DEL 2019.

Atentamente G.B.P.M.