



ANEXO DE CÁLCULO.

“APLICACIÓN DEL SOFTWARE”

“SISTEMATIZACIÓN HIDRÁULICA Y ESTRUCTURAL PARA EL DISEÑO DE UNA PRESA DERIVADORA TIPO INDIO O FLOTANTE.”

PROYECTO:

“ESTUDIOS BÁSICOS COMPLEMENTARIOS Y PROYECTO EJECUTIVO PARA LA PRESA DERIVADORA “ARMERÍA”, EN EL MUNICIPIO DE ARMERÍA, ESTADO DE COLIMA.”

Rio Callejones 1, Col

ÍNDICE.

1. INTRODUCCIÓN.	3
2. ANTECEDENTES.	3
3. OBJETIVOS DEL PROYECTO	3
4. OPTENCIÓN, RECOPLIACIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN.	4
4.1.- INGENIERÍA DE PROYECTO.	4
4.2.- PERFIL DE LA BOQUILLA.	5
4.3.- FOTOGRAFÍAS DEL SITIO.	5
5. MÉTODOLÓGIA DE CÁLCULO.	6
CAPÍTULO 1.- CORTINA.	
CAPÍTULO 2.- OBRA DE TOMA.	
CAPÍTULO 3.- DESARENADOR.	
CAPÍTULO 4.- OBRA DE DESVÍO.	
6. CONCLUSIONES.	302

1.- INTRODUCCIÓN.

Consideramos la aplicación de ésta sistematización, la cual comprende **32 Programas** de cálculo en los ambientes **Visual-Basic y Excel**, que son un modelo aplicado a las obras hidráulicas para el desarrollo rural del campo mexicano, con el beneficio de contar con obras de captación y distribución de agua de manera eficiente, rápida y económica. Un gran número de aprovechamientos de Obras hidráulicas con fines de riego, se resolvían utilizando como herramientas tablas, manuales, gráficos, Libros de texto, en fin, y sobre todo en proyectos modelos, es decir la propia experiencia de proyectista era fundamental, aunado que este tipo de obra por sus propias características en su relativo costo bajo y sus beneficios inmediatos en un corto plazo permiten facilitar su construcción y aprovechamiento.

El diseño de las estructuras que corresponden a este tipo de presas en sí, podrían aparentar una sencillez en su diseño propiamente pero en la realidad es de vital importancia comprender las bases de la **Ingeniería Civil, Hidráulica, Hidrología, Geotecnia**, para que la obra cumpla satisfactoriamente la utilización del recurso por las unidades de riego o distritos. La aplicación del proceso de sistematización para el diseño de una presa derivadora tipo indio, facilita el manejo de la información en proceso, agilizando la toma de decisiones y criterios en el desarrollo del proceso de cálculo de todas las estructuras que la componen, principalmente en sus dos partes fundamentales como son, la Ingeniería Hidráulica y Civil, con ello se busca que el personal técnico relacionado pueda obtener un alternativas en la toma de decisiones.

2). - ANTECEDENTES.

Datos de Proyecto, la solicitud del Proyecto de la Presa Derivadora fue realizada por agricultores del Valle de Armería, constituidos en la Unidad de Riego para el Desarrollo Rural Valle de Armería A.C. la problemática a resolver consiste en un mejor aprovechamiento y mayor disponibilidad de volumen de los escurrimientos, principalmente en el estiaje que es donde el suministrar el agua para riego se toma en una situación crítica para los agricultores, así como evitar los altos costos de la construcción de “barrajes” sobre el cauce del río 2 veces por año.

3. – OBJETIVOS DEL PROYECTO.

El objetivo de este trabajo es la elaboración de los estudios de ingeniería básica definitivos y el proyecto ejecutivo para la construcción de la Presa Derivadora, considerando los estudios realizados en el **Estudio de Factibilidad**, con lo que una vez reconstruida, adecuada o rehabilitada la infraestructura de la Presa derivadora, se consolidará una superficie de 2,839.4836 hectáreas en beneficio de 487 familias. Los trabajos a realizar para los estudios de ingeniería básica definitivos y el proyecto ejecutivo motivo del presente contrato, comprenden: Recopilación de información, reconocimiento de la zona de trabajo, complementación del estudio topográfico, estudio de materiales, estudio geológico definitivo y proyecto ejecutivo para la construcción de la Presa derivadora y sus obras complementarias, concluyendo con la documentación técnica y económica correspondiente, para el concurso de las obras.

4. - OBTENCIÓN, RECOPIACIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN.

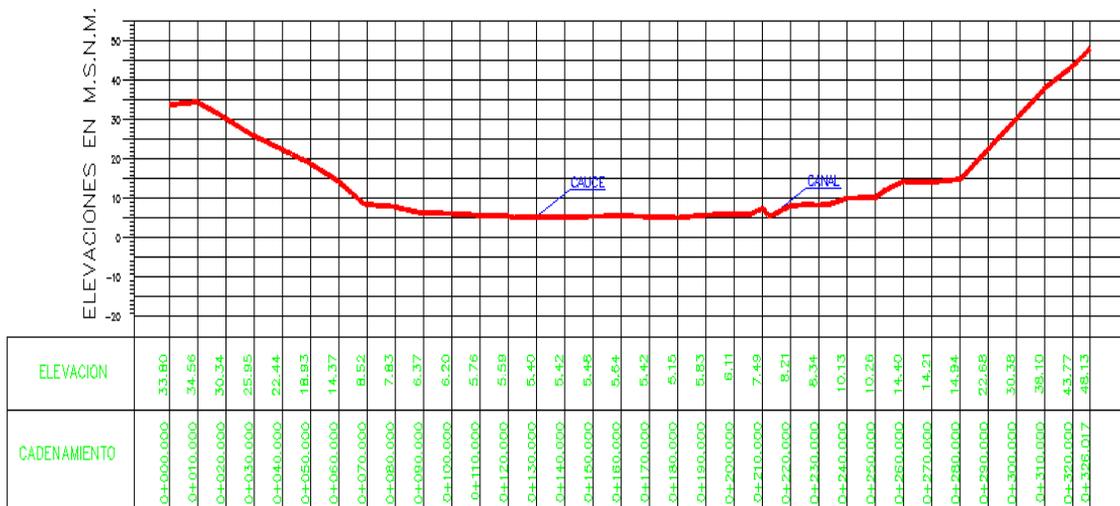
Para llevar a cabo los trabajos relativos a “Estudios Básicos Complementarios y Proyecto Ejecutivo Para la Presa Derivadora “Armería”, en el Municipio de Armería, Estado de Colima”, se realizaron trabajos de campo y gabinete, delo cual se obtuvo toda la información en campo y la información electrónica obtenida tanto en la CONAGUA como en campo.

4.1- INGENIERÍA DEL PROYECTO.

Se analizó la información disponible en la CONAGUA y en función a esta, se le solicito a la CONAGUA se realizara un recorrido técnico para poder visualizar de mejor forma la zona de estudio quedando definida la visita técnica el día 28 de mayo del 2014.

El objetivo de la primera visita es la ubicación de los puntos terrestres de apoyo para los trabajos topográficos los cuales fueron obtenidos de la recopilación de la información existente, así como la ubicación del eje de proyecto.

4.2 PERFIL DE LA BOQUILLA.



PERFIL LONGITUDINAL DEL EJE DE LA CORTINA ANTES DEL URACAN "JOVA"

4.3 FOTOGRAFÍAS DEL SITIO DEL PROYECTO.



Vista panorámica del eje de la cortina

Lo anterior se realizó con el propósito de conocer el sitio de proyecto, así como para fijar de común acuerdo entre la empresa y la supervisión los puntos de inicio de los trabajos, así como la necesidad de realizar los trabajos descritos en el contrato con la finalidad de confirmar los estudios básicos realizados en el 2011 y con esto poder realizar de manera correcta el proyecto ejecutivo de la Presa Derivadora.

5.- PROYECTO EJECUTIVO DE LA PRESA DERIVADORA.

Una vez que se determinó los datos de campo y el sitio para la presa, en el estudio de factibilidad se plantearon tres alternativas de solución en el eje de la cortina utilizándose los siguientes datos de proyecto:

DATOS DE PROYECTO.

Elevación plantilla Obra de toma.	5.88 m.s.n.m
Elevación NAME.	13.30 m.s.n.m.
Elevación Cresta vertedora.	7.30 m.s.n.m
Gasto obra de toma.	2.60 m ³ /seg
Gasto máximo de la avenida con periodo de retorno de 500 años.	5,842.90 m ³ /seg.



DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE
POSGRADO DE LA FACULTAD
DE INGENIERÍA, DEPT. DE
CAMPUS MORELOS.

CAPÍTULO 1

C
O
R
T
I
N
A



M.I. Bernabé Andrés Mata de Elías

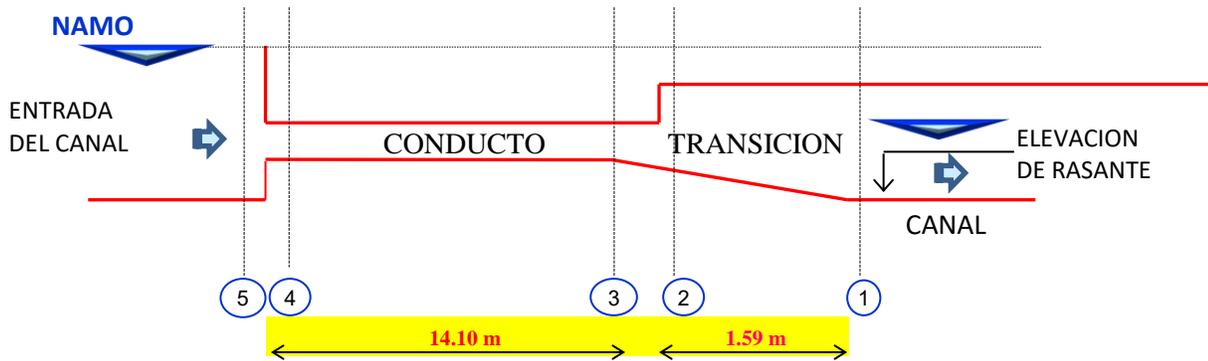
NOMBRE DEL PROYECTO:

PRESA DERIVADORA ARMERÍA, COL.



Programó: M.I. Bernabé A. Mata de Elías.

CALCULO HIDRAULICO DE LA OBRA DE TOMA



PLANO HORIZONTAL DE COMPARACION

DE LA SECCION 1 A LA SECCION 2

$$d_1 + hv_1 + Z_1 + h_{TS} = d_2 + hv_2 + Z_2$$

La pérdida por transición (h_{TS}) se determina con la siguiente expresión:

$$h_{TS} = 0.20 (hv_2 - hv_1)$$

DE LA SECCION 2 A LA SECCION 3

$$d_2 + hv_2 + h_s = d_3 + hv_3 + P_3 / W$$

ya que $Z_3 = Z_2$

$$h_s = \text{pérdida por salida} = 0.40 (hv_2 - hv_1)$$

DE LA SECCION 4 A LA SECCION 5

$$d_5 + Z_5 = d_4 + hv_4 + (P_4 / W) + h_E + Z_4$$

siendo $h_E = \text{pérdidas por entrada} = k hv_5$

DE LA SECCION 3 A LA SECCION 4

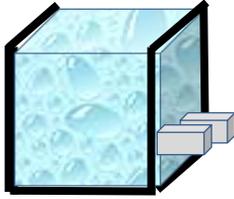
$$d_4 + hv_4 + (P_4 / W) = d_3 + P_3 / W + hf$$

$$hf = \text{pérdida por fricción} = (Vn / R^{2/3})^2 L$$

$$d_4 = d_3 \quad hv_4 = hv_3 \quad Z_3 = Z_4$$

$$P_4 / W = (P_3 / W) + hf$$

PERDIDAS POR CAMBIO DE DIRECCIÓN

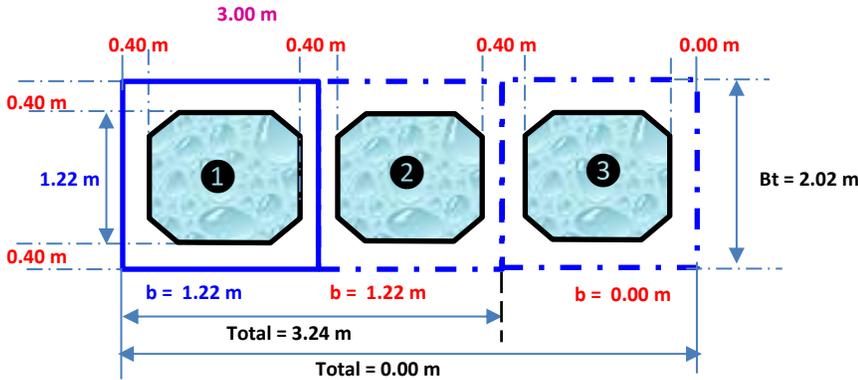


Hay cambio de dirección si/no

si

Ángulo = 90°

hc = 0.0027 m



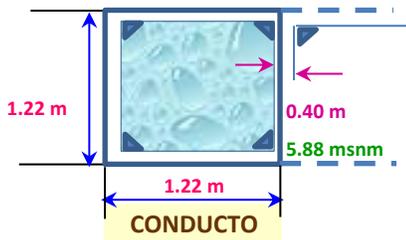
No. Conductos	2 Conductos
Base	1.22 m
Alto	1.22 m
CARTELES	0.20 m
CARTELES	0.20 m

Zona de Riego

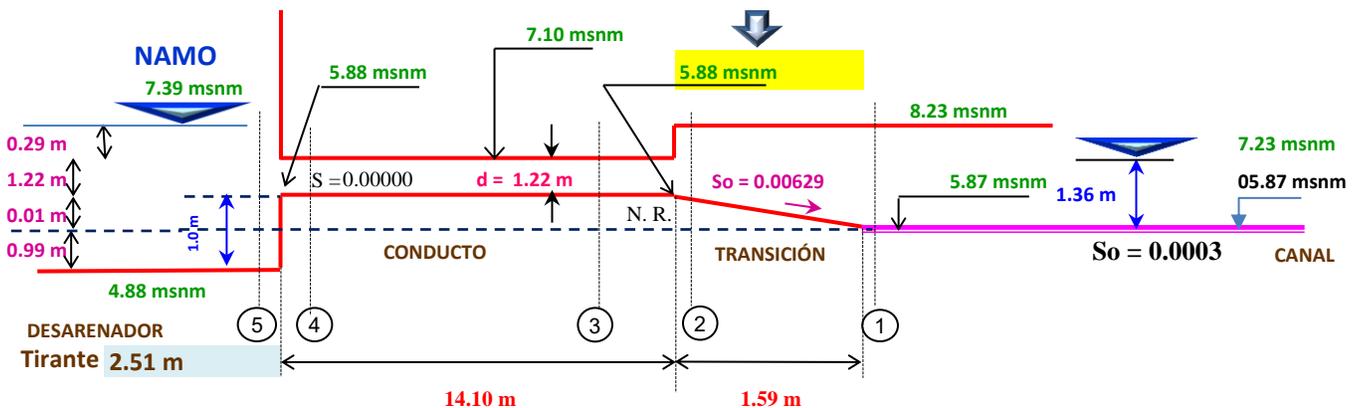
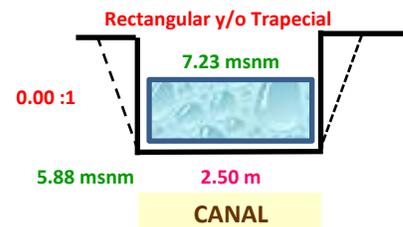
CANAL DESARENADOR	
NAME =	15.46 msnm
GASTO Q =	2.60 m ³ /s
BASE =	3.00 m
RUGOSIDAD n =	0.014

CANAL DE RIEGO	
GASTO Q =	2.60 m ³ /s
TALUD m =	0.00 :1
PENDIENTE So =	0.0003
BASE =	2.50 m
RUGOSIDAD n =	0.017

Rasante Umbral Toma		Rasante Umbral Desarenador	
Elevación	5.88 msnm	Elevación	4.88 msnm
Rasante al inicio del canal		Elevación	5.88 msnm



GASTO por un Conducto Q =	1.30 m ³ /s
RUGOSIDAD n =	0.015
Espesor	0.40 m

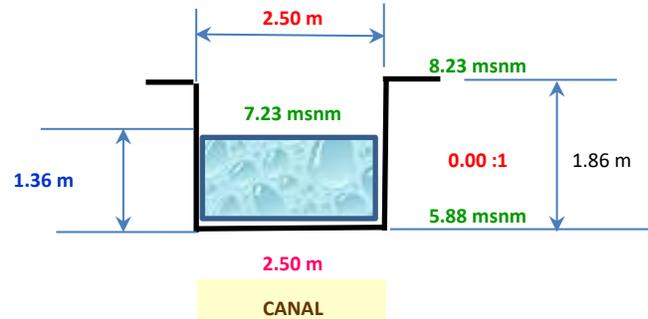


SE CÁLCULA EL TIRANTE NORMAL EN EL CANAL

VARIABLES	CANAL RIEGO
Q en m ³ /s =	2.60 m ³ /s
b en m =	2.50 m
d en m =	d = 1.36 m
p en m =	5.22 m
r en m =	0.65 m
r ^{2/3} =	0.75 m
A en m ² =	3.40 m ²
V en m/s =	0.77 m/s
Q*n/s ^{0.5}	2.552
A*r ^{2/3} =	2.552

$$Q = V A \quad V = \frac{1}{n} Rh^{\frac{2}{3}} \sqrt{S_0}$$

$$A Rh^{\frac{2}{3}} = \frac{Q n}{\sqrt{S}}$$



Trapezoidal o Rectangular



PARAMETROS	5	4	3	2	1
d	1.000 m	1.220 m	1.220 m	0.188 m	1.359 m
b	3.000 m	1.220 m	1.220 m	2.840 m	2.500 m
A	2.61 m ²	1.41 m ²	1.41 m ²	0.53 m ²	3.398 m
p	4.741 m	4.411 m	4.411 m	3.216 m	5.218 m
R ^{2/3}	0.672 m	0.467 m	0.467 m	0.302 m	0.751 m
V	1.00 m/s	0.92 m/s	0.92 m/s	4.87 m/s	0.765 m
h _v	0.051 m	0.043 m	0.043 m	1.209 m	0.030 m
P	-	-0.322 m	-0.333 m	-	-
Z	0.000 m	0.000 m	0.000 m	0.000 m	0.000 m
h _{TS}	-	-	-	-	-
h _S	-	-	-	-0.466 m	-
h _f	-	-	0.011 m	-	-
h _E	-	0.02 m	-	-	-
-ΣP = 0.431 m	1.00	0.941	0.941	1.397	1.390 m
	1.00	1.00	0.931	0.931	

Elev. de la cresta vertedora = 7.39 msnm

Revisión	Correcto
Gasto de Diseño para T.R. de 50 AÑOS	5,842.90 m ³ /s

C = 1.7 Coeficiente de descarga (Azevedo)

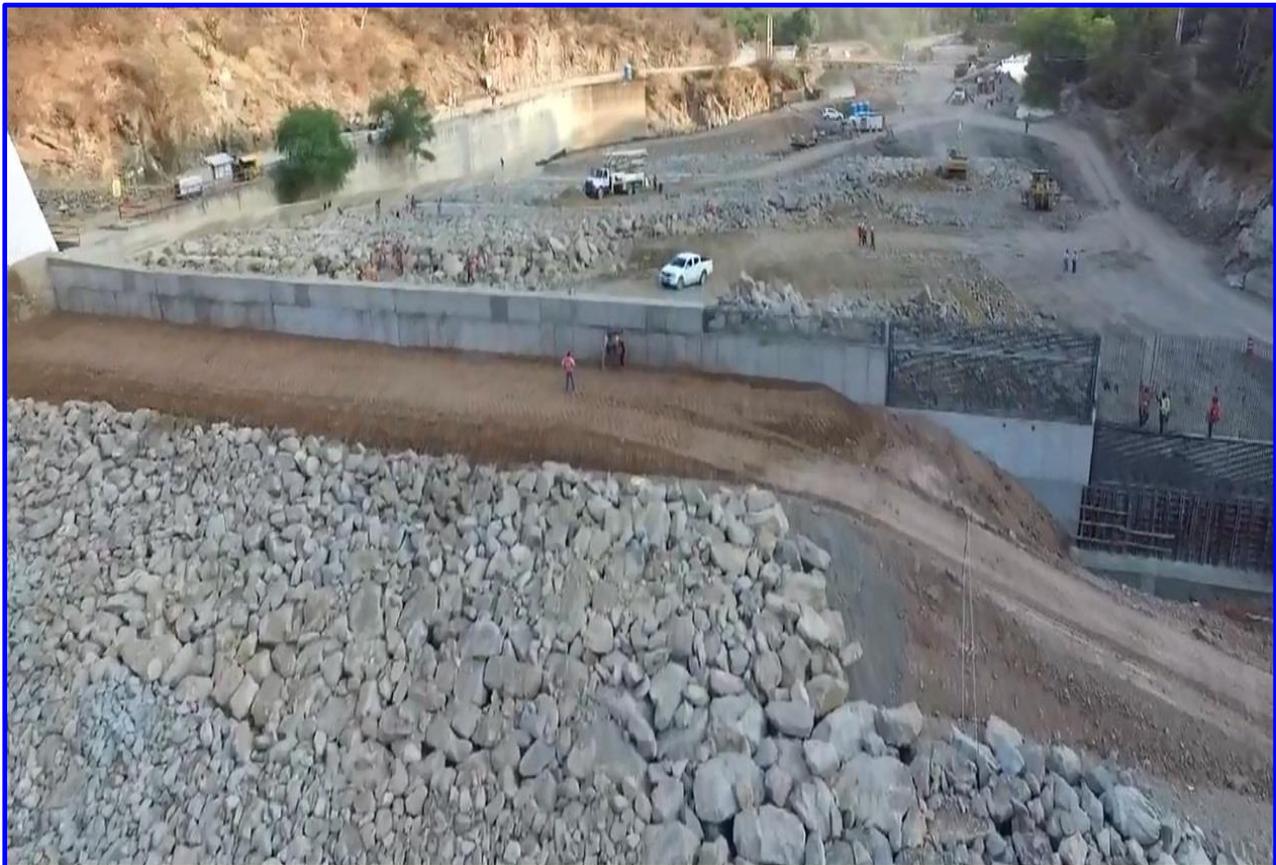
C (Azevedo)	LONGITUD DE CRESTA (m)	H (m)	GASTO DISEÑO m ³ /s
C = 1.7	L = 90 m	H = 11.34 m	5842.90 m ³ /s
C = 1.7	L = 100 m	H = 10.57 m	5842.90 m ³ /s
C = 1.7	L = 110 m	H = 9.92 m	5842.90 m ³ /s
C = 1.7	L = 120 m	H = 9.36 m	5842.90 m ³ /s
C = 1.7	L = 130 m	H = 8.87 m	5842.90 m ³ /s
C = 1.7	L = 140 m	H = 8.45 m	5842.90 m ³ /s
C = 1.7	L = 150 m	H = 8.07 m	5842.90 m ³ /s

Cálculo de elevaciones finales:

Elev. NAMO	7.39 msnm
Carga Hidráulica	8.07 m
Elev. NAME	15.46 msnm

Inicio

Ir al cálculo



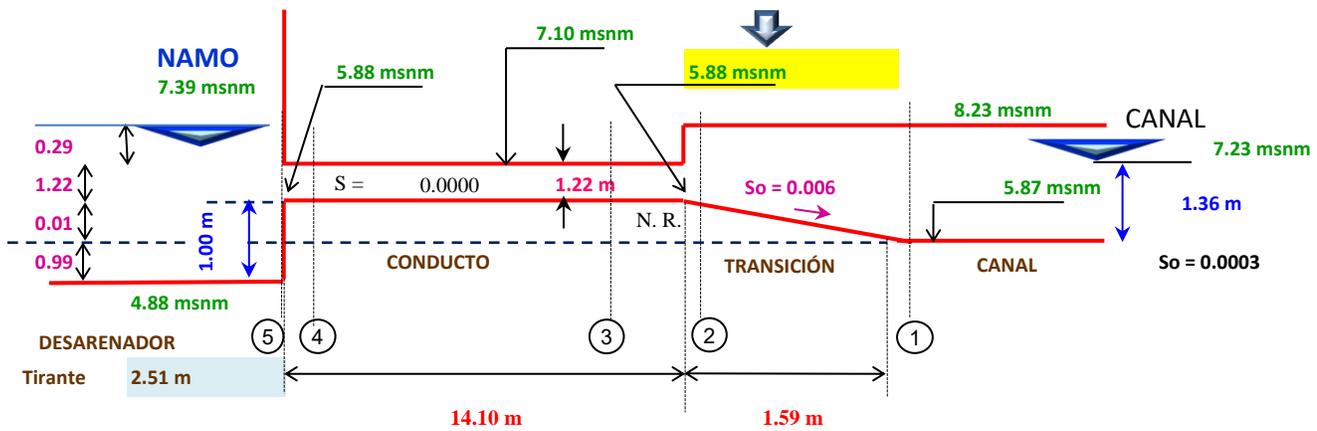
Programó: Ing. Bernabé A Mata de Elías

ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LA SECCIÓN VERTEDORA.

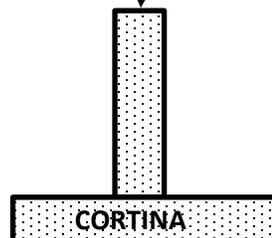
DATOS DE PROYECTO

Sección Rectangular

NAME (E. Hidrológico T.R. 50 años)	15.46 msnm	
LONGITUD DE LA CRESTA	150.00 m	
GASTO DE DISEÑO (m3/s).	5,842.90 m3/s	
PRESA	Elev. Cresta	7.39 msnm
	H =	8.07 m



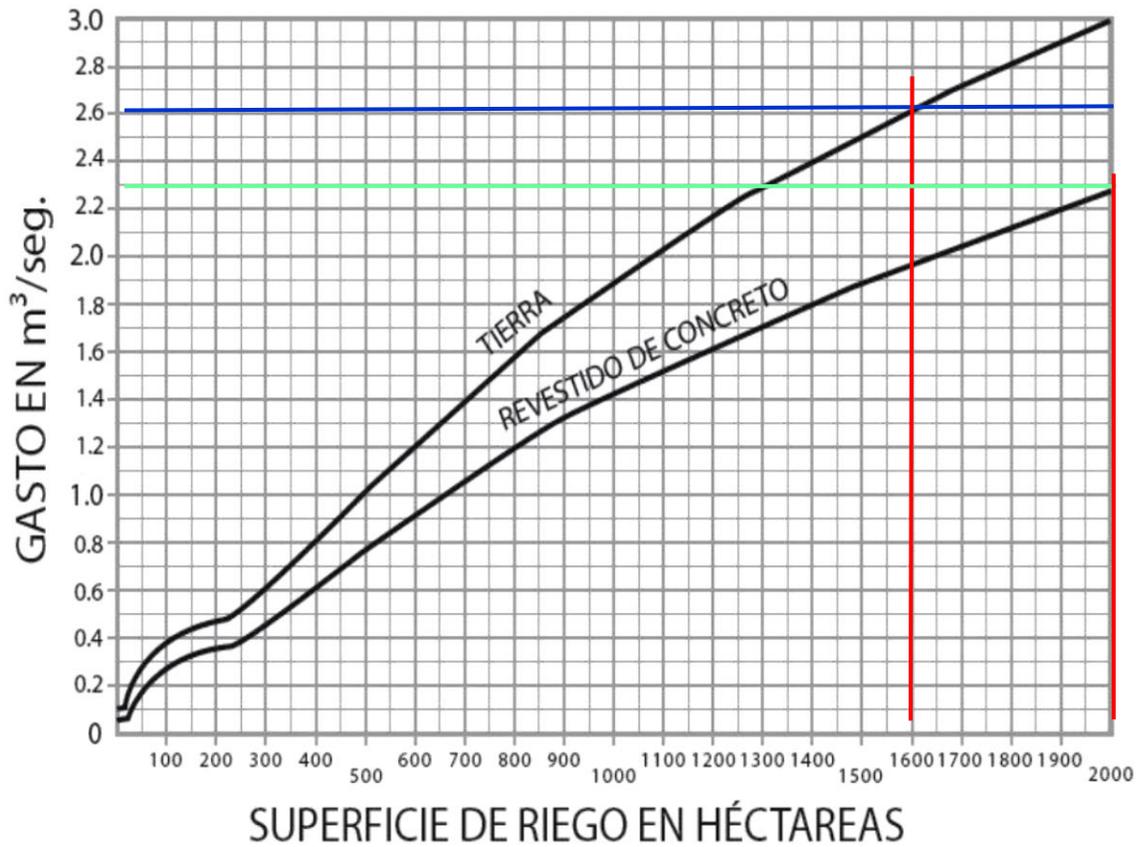
NAME 15.46 msnm
h = 8.07 m
NAMO 7.39 msnm



Programó: M.I. Bernabé A Mata de Elías

Nombre del Proyecto : PRESA DERIVADORA ARMERÍA, COL.

Utilización de gráficas



Gasto Obra de toma Q = 2.600 m3/s

Hectares de la zona de Riego. 3,000 Has

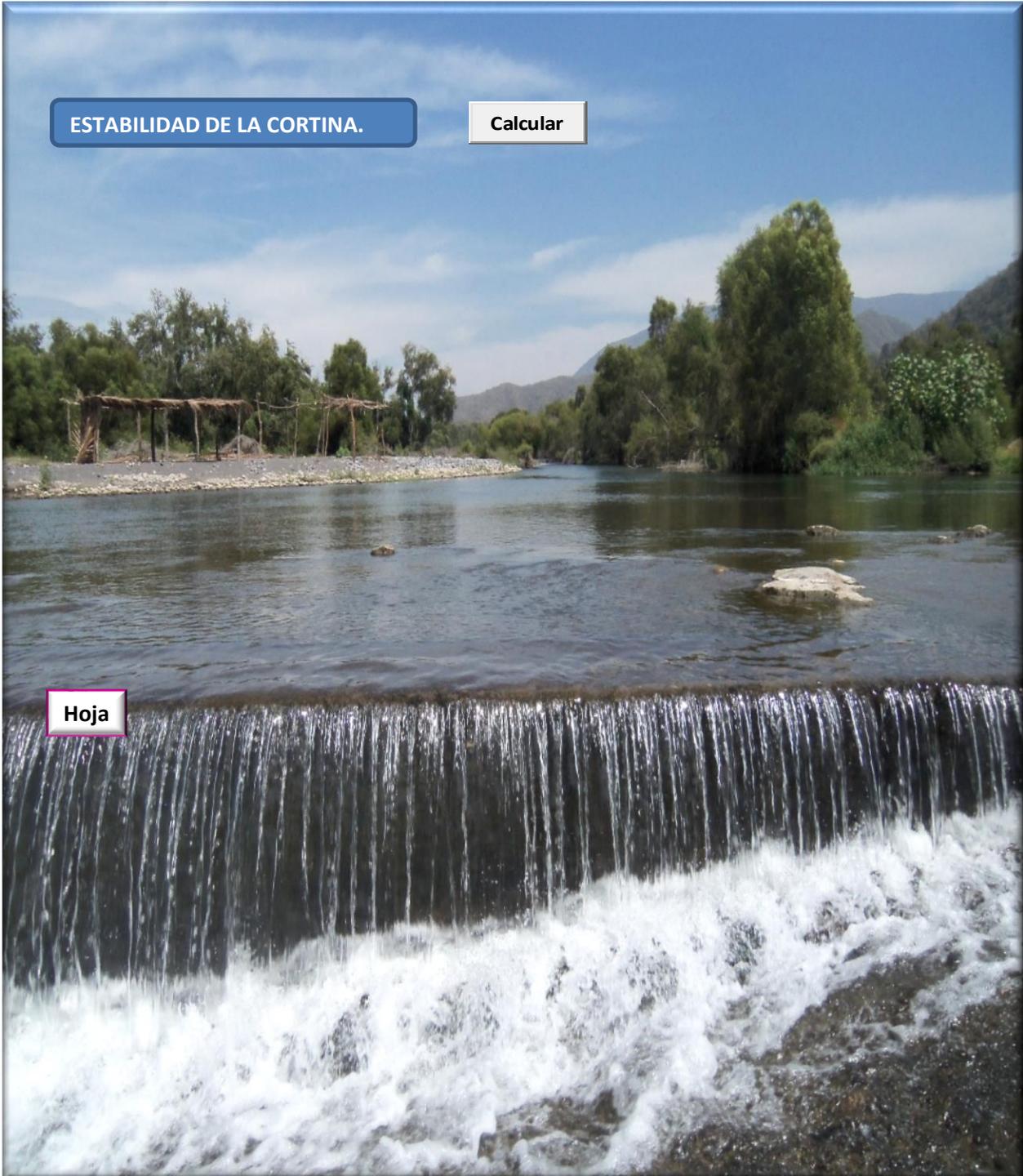
Inicio

PROGRAMÓ: M.I.. BERNABÉ A. MATA DE ELÍAS.

ESTABILIDAD DE LA CORTINA.

Calcular

Hoja



PROGRAMÓ: M.I. BERNABÉ A. MATA DE ELÍAS.

Inicio

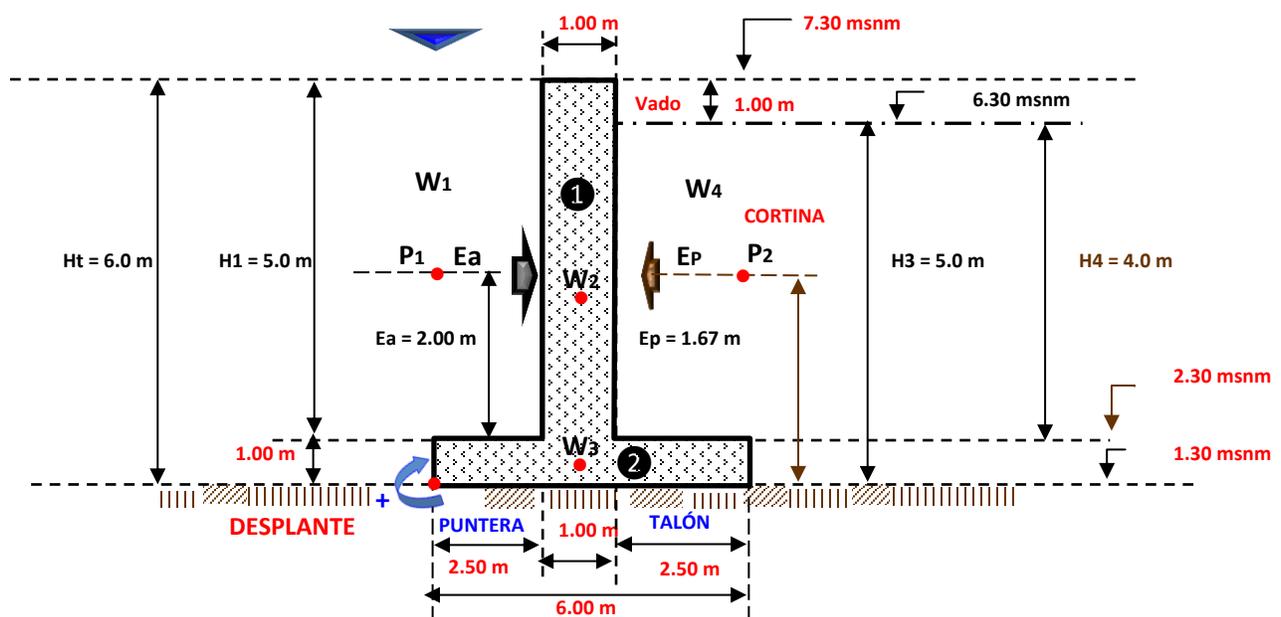
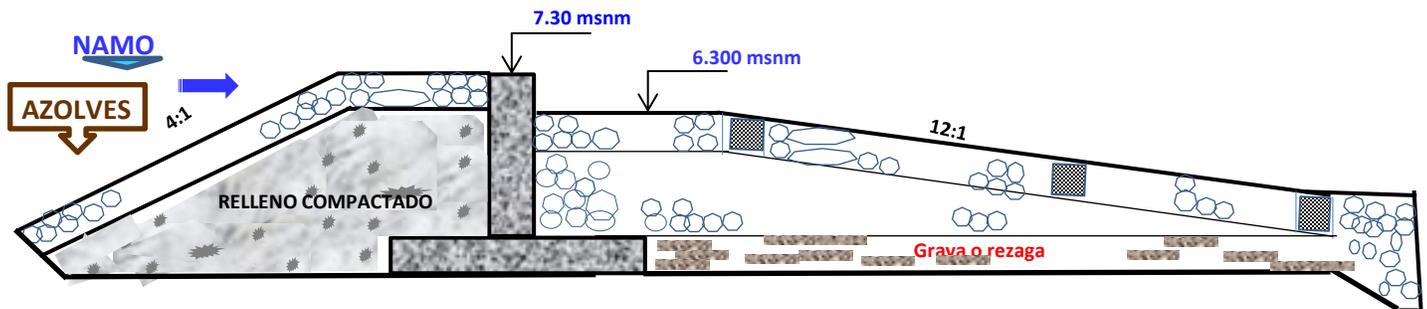
DATOS:

ALTURA DEL MURO:	6.00 m
TALÓN:	2.50 m
PUNTERA (PIE):	2.50 m
BASE DEL MURO:	6.00 m
ANCHO DE CORONA:	1.00 m
ESPESOR PATIN:	1.00 m
ELEV. CORONA :	7.30 msnm
ELEV. PATINES:	2.30 msnm
ELEV. DESPLANTE	1.30 msnm
ESCALÓN	1.00 m

Mampostería	2.00 Ton/m ³
Concreto simple	2.20 Ton/m ³
Concreto ciclópeo	2.00 Ton/m ³
Colcreto	2.00 Ton/m ³
Enrocamiento acomodado	1.80 Ton/m ³
Enrocamiento a volteo	1.80 Ton/m ³
Arcilla compactada	1.80 Ton/m ³
Arena y grava	1.60 Ton/m ³
Azolves	1.90 Ton/m ³
Agua	1.00 Ton/m ³
Ø material	30 °

θ =	30 °
Cof. Fric.	0.8

γ Agua =	1.00 Ton/m ³
γ Concreto =	2.20 Ton/m ³
γ Relleno =	1.80 Ton/m ³



DIMENSIONAMIENTO DEL MURO. !

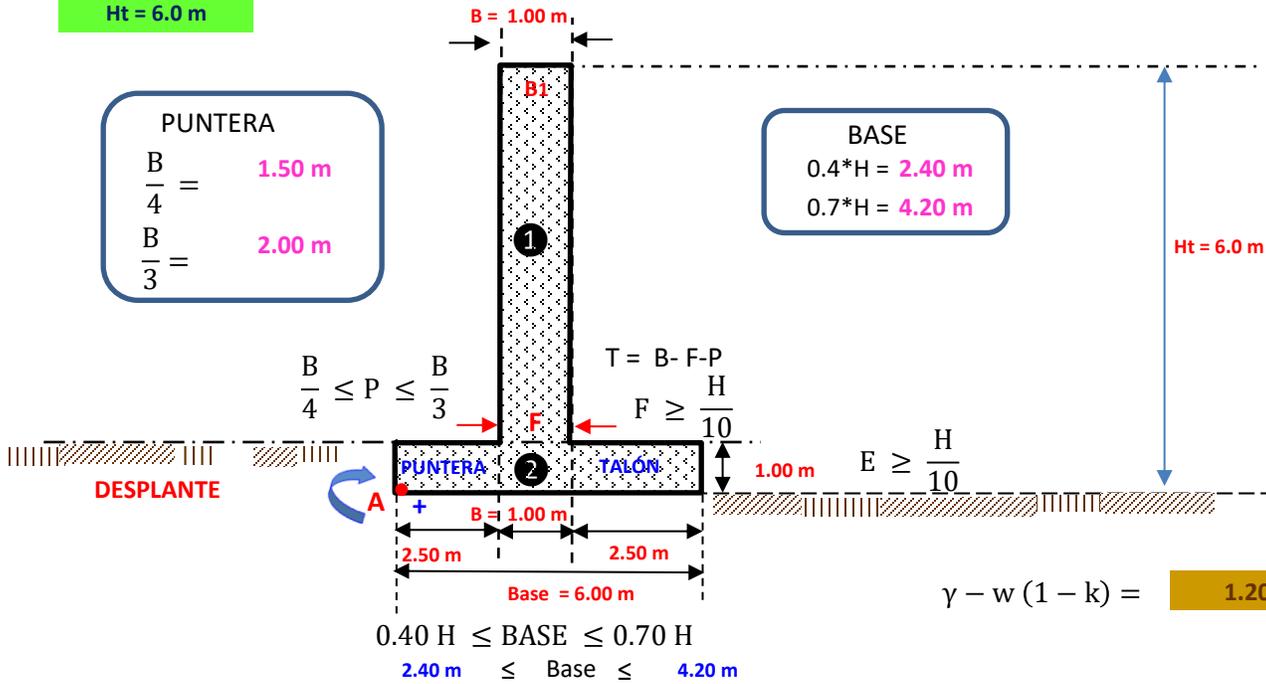
CORONA DEL MURO	B = 1.00 m
BASE CORONA DEL MURO	B = 1.00 m
LONGITUD PUNTERA.	P = 2.50 m
LONGITUD TALÓN.	T = 2.50 m
PERALTE -PATINES DEL MURO.	E = 1.00 m

Relleno :	Si
Cortina :	Si
AGUA:	Si

PUNTERA	E	F	BASE/MURO	TALON
P = 2.50 m	E = 0.60 m	F = 0.60 m	B = 6.00 m	T = B-F-P
! alto !	E = 1.00 m	F = 1.00 m	! alto !	T = 2.50 m

Excentricidad
Estabilidad
Esfuerzos
Esfuerzo-permisible
Exportar
Guardar
Imprimir

Ht = 6.0 m



¡EMPUJES.!

Relleno aguas Arriba.	H1 = 6.0 m	P1 = 7.2 Ton
Relleno aguas abajo	H3 = 5.0 m	P3 = 4.73 Ton
Agua:	H2 = 6.0 m	P2 = 18.0 Ton
$Ea = 0.086Wh^2$		$Ea = \frac{\gamma_w h^2}{2}$

Brazo =	MOMENTOS:
y1 = 2.00 m	14.40 Ton-m
y3 = 1.67 m	-7.88 Ton-m
y3 = 2.00 m	36.00 Ton-m

Et = 10.80 Ton

Mt = 42.52 Ton-m

MURO EN (T):

Sección	Peso sección	Brazo	Momento Estático	Momento volteo	
1 (Muro-Central).	11.00 Ton	3.00 m	33.00 Ton-m	Relleno aguas arriba .-	14.40 Ton-m
2 (Muro-Base).	13.20 Ton	3.00 m	39.60 Ton-m	Relleno aguas abajo .-	-7.88 Ton-m
3 (R. Aguas Abajo).	22.00 Ton	1.25 m	27.50 Ton-m	Agua.-	36.00 Ton-m
4 (R. Aguas Arriba).	22.50 Ton	4.75 m	106.88 Ton-m		

Suma Mo =	206.98 Ton-m	Suma Mo. volteo =	42.52 Ton-m
-----------	--------------	-------------------	-------------

TERRENO:

W = 44.50 Ton

$M_r = M_v - M_h$

Mr = 164.46 Ton-m

Peso total = Peso muro + Peso del relleno

W muro =	24.20 Ton
W relleno =	44.50 Ton
W muro + relleno =	Wt = 68.70 Ton

Inicio

$\frac{C_f W_t}{E_t} \geq 1.5$

5.09

! El Muro-No se desliza !

$\frac{M_{Estático}}{M_{volteo}} \geq 1.5$

4.90

! El Muro-No se voltea. !

EXCENTRICIDAD

$x = \frac{M_{estático} - M_{volteo}}{w \text{ (peso total)}}$

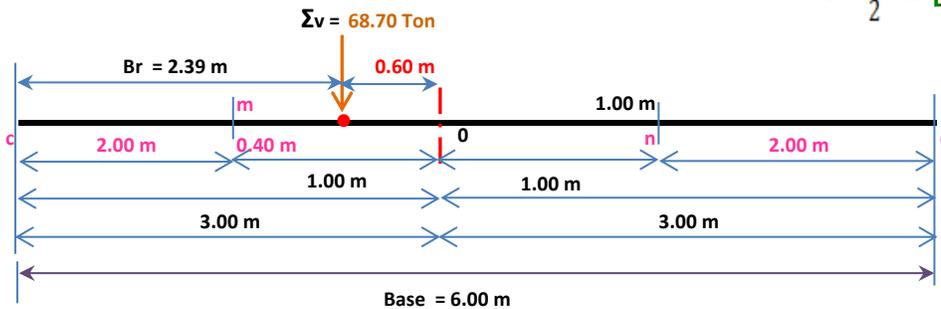
x = 2.394 m

$\frac{B}{3} \leq x \leq \frac{2B}{3}$

- $\frac{B}{3} = 2.00 \text{ m}$
- $\frac{2B}{3} = 4.00 \text{ m}$
- $\frac{B}{6} = 1.00 \text{ m}$

$e = \frac{b}{2} - x$ **0.60 m**

Tercio medio



El Brazo resultante coincide con la excentricidad. Ok. !

Inicio

Cálculo de los esfuerzos

Esfuerzo del terreno =

60 Ton-m2



$$\text{Esfuerzo (f)} = \frac{W_t}{A} \pm \frac{M_{xy}}{I_{xx}}$$

f min = **4.58 Ton/m2**

f max = **18.32 Ton/m2**

Fmáximo = **18.32 Ton/m2**

B =	6.00 m
B/6 =	1.00
B/2 =	3
e =	0.60 m

θ = 30°

Wt =	Peso del muro
A =	Área del muro por 1 m de ancho
Wt =	68.70 Ton
A =	6.00 m2
	Muro
	ÁREA

$$\sigma_{\max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad I_{xx} = \frac{bh^3}{12} \quad \mathbf{18.00 \text{ m}^4}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad \text{Esfuerzo Mínimo} = \mathbf{4.58 \text{ Ton/m}^2}$$

si $e \leq B/6$

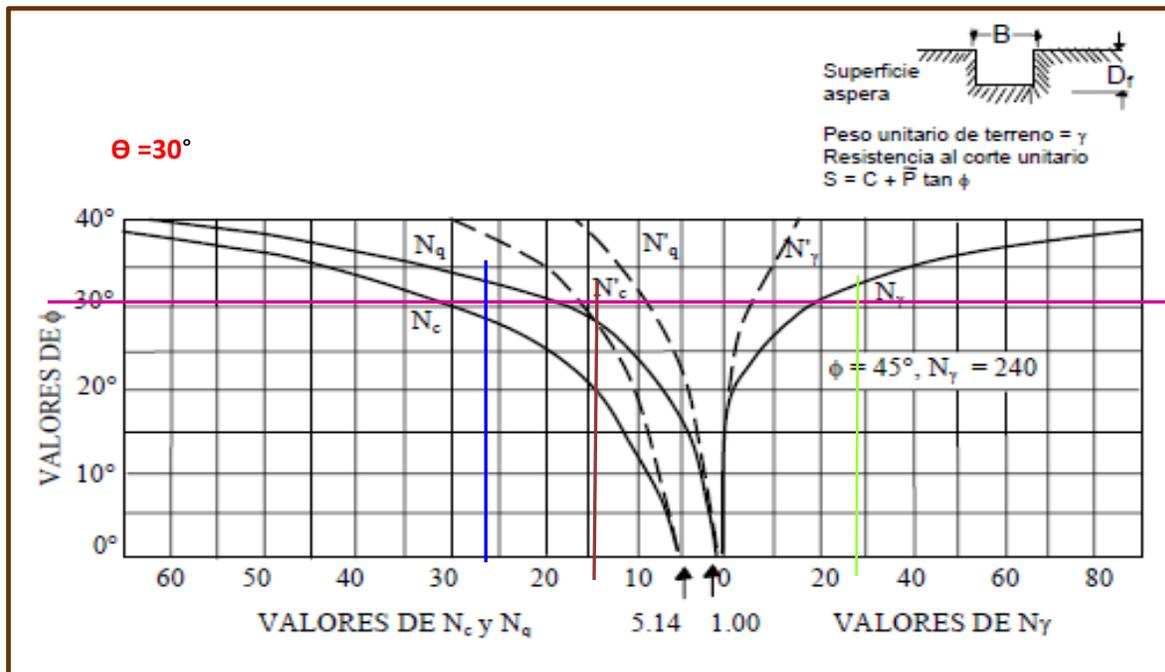
Esfuerzo Máximo = **18.32 Ton/m2**

si $B/6 \leq e \leq B/2$

$$f_{\max} = \frac{2 * \sum F_v}{3 \left(\frac{B}{2} - |e| \right)} \quad \mathbf{0.00 \text{ Ton/m}^2}$$

Inicio

Efuerzo Máximo	18.32 Ton/m2
Efuerzo Mínimo	4.58 Ton/m2



Inicio

DATOS

$\phi =$	30 °
Df =	1.00 m
NAF =	2.00 m
Fseguridad=	1.5
$\gamma_m =$	1.40 Ton/m3
Cohesión =	0 Ton/m2
Base =	6.00 m

$$q_c = C N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

$q_c =$ 112 Ton/m2

$q_{admo} = \frac{q_c}{f_s}$ 74.5 Ton/m2

$N_c =$ 37.16

$N_q =$ 22.46

$N_\gamma =$ 19.13

W muro = 11.45 Ton/m2

Como 74.5 > 11.45, Se acepta. !

GRAVA

CAPACIDADES DE CARGA ADMISIBLES	
TERRENO ALUVIAL	5 Ton/m2
ARCILL SUAVE	10 Ton/m2
ARCILLA FIRME	20 Ton/m2
ARENA HUMEDA	20 Ton/m2
ARENA Y ARCILLA MEZCLADAS	30 Ton/m2
ARENA FINA SECA	40 Ton/m2
ARCILLA GRUESA SECA	40 Ton/m2
GRAVA	60 Ton/m2
GRAVA Y ARENA BIEN CEMENTADAS	80 Ton/m2
TEPETATE O PIZARRA DURA	100 Ton/m2
ROCA MEDIANA	190 Ton/m2
ROCA BAJO CAJONES DE CIMENTACIÓN	250 Ton/m2
ROCA DURA	780 Ton/m2

80 Ton-m2

Inicio

Importar

PROGRAMÓ:

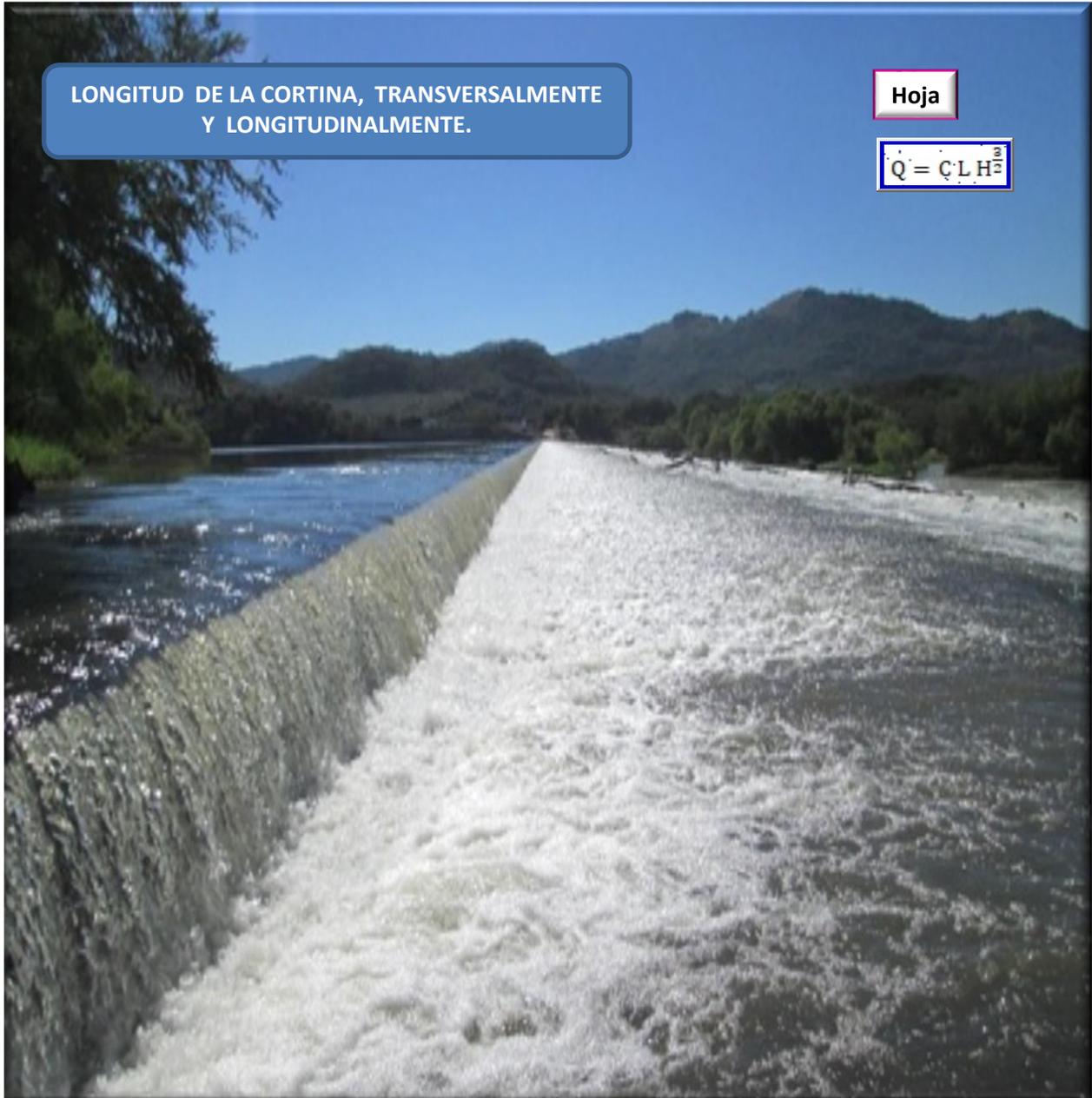
M.I. BERNABÉ A. MATA DE ELÍAS.

Inicio

**LONGITUD DE LA CORTINA, TRANSVERSALMENTE
Y LONGITUDINALMENTE.**

Hoja

$$Q = C L H^{3/2}$$



PROGRAMÓ: M.I. BERNABÉ A. MATA DE ELÍAS.

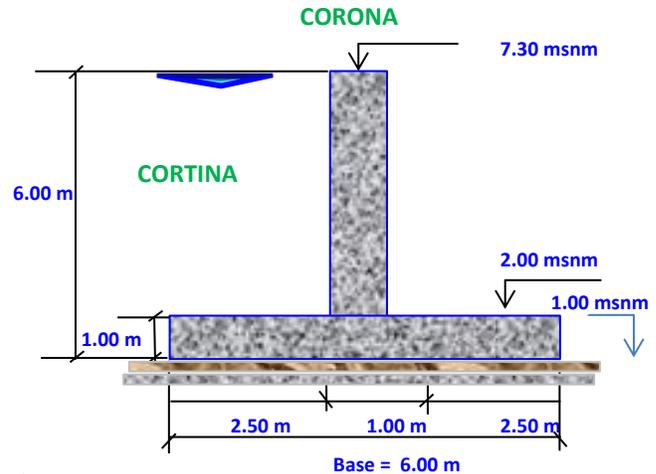
Inicio

DATOS:

ALTURA DEL MURO:	6.00 m
TALÓN:	2.50 m
PUNTERA (PIE):	2.50 m
BASE DEL MURO:	6.00 m
ANCHO DE CORONA:	1.00 m
ANCHO DE CORTINA:	4.00 m
ESPESOR PATIN:	1.00 m

Longitud Propuesta.	90.00 m
---------------------	---------

Resultados:



DATOS DEL MURO PROPUESTO

ELEV. CORONA :	7.30	msnm
ELEV. PATINES:	2.00	msnm
ELEV. T. NATURAL:	1.00	msnm

$$Q = C L H^{\frac{3}{2}} \quad C_o = \frac{2}{3} \mu (2g)^{\frac{1}{2}} \quad Q = 2.953 \mu L H^{\frac{3}{2}}$$

GASTO :	Q = 5,842.90 m3/s	
$\mu =$	0.6	H = 7.85 m

$$\frac{2}{3} \sqrt{2g} = \frac{2.952964612}{H}$$

$$H = \left(\frac{Q}{2.953 * \mu L} \right)^{\frac{2}{3}} \quad H = 7.85 \text{ m}$$

Co = 1.70	L = 150 m	H = 8.07 m
-----------	-----------	------------



Intervalo =	10
Inicio =	90 m

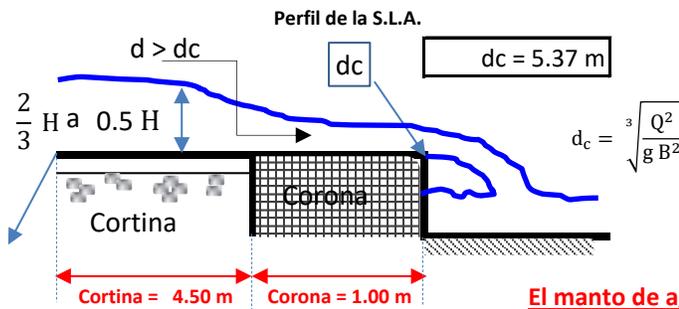
DISEÑO DE LA CORTINA VERTEDEDORA					
C (Adimencional)	L (m)	H (m)	Q (m3/s)	NAMO (msnm)	NAME (msnm)
1.70	L = 100 m	H = 10.57 m	5,842.90	7.30	17.87 msnm
	L = 110 m	H = 9.92 m			17.22 msnm
	L = 120 m	H = 9.36 m			16.66 msnm
	L = 130 m	H = 8.87 m			16.17 msnm
	L = 140 m	H = 8.45 m			15.75 msnm
	L = 150 m	H = 8.07 m			15.37 msnm
	L = 160 m	H = 7.73 m			15.03 msnm
	L = 170 m	H = 7.42 m			14.72 msnm
	L = 180 m	H = 7.14 m			14.44 msnm

Si $a > \frac{2}{3} H$, el manto se adhiere a la cresta, funcionado así hasta $a = 3 H$

H = 8.07 m

Si $a < 0.5 H$, La lámina se despega del umbral.

Si a está comprendido entre 0.5 H y 0.66 H, La adherencia de la lámina es inestable.



Q = 5,842.90 m³/s	
H =	8.07 m
3H =	24.21 m
2/3 H =	5.38 m
0.5 H =	4.04 m
a = (Cortina + Corona)	5.50 m
Cortina =	4.50 m
a =	5.50 m

El manto de agua se Adhiere de la cresta. Correcto!

a = Corona + Cortina

L = 150 m	Co = 1.70 m	μ = 0.60	d = 8.07 m
PRESA TIPO INDIO		Base	6.00 m
		Patin	1.00 m
ELEV. CRESTA VERTEDORA			7.30 msnm
ELEV. PATIN			2.00 msnm
ELEV. TERRENO NATURAL			1.00 msnm

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad d_c = 5.37 \text{ m}$$

$$Q = 2.953 \mu L H^{\frac{3}{2}}$$

Despejando:

$$\mu = \frac{Q}{2.953 L H^{\frac{3}{2}}}$$

Utilizado

0.58 Calculado

μ = 0.60

Inicio

Guardar Exportar Imprimir

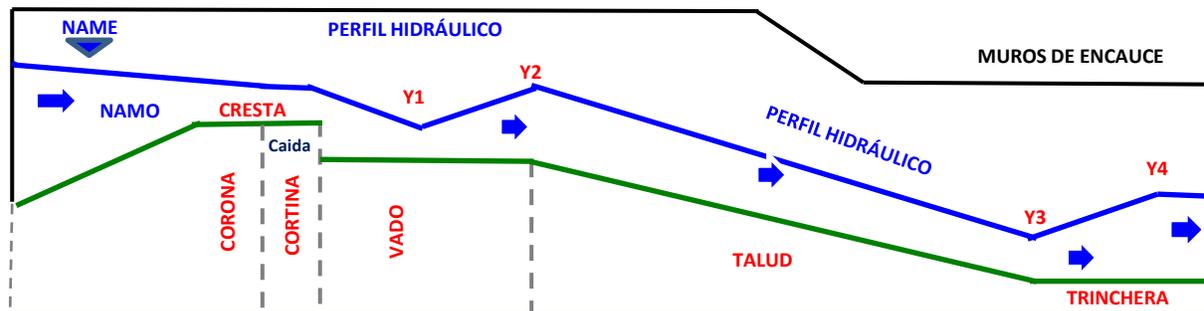
Programó: M.I. Bernabé Andrés Mata de E.

NOMBRE DEL PROYECTO:

PRESA DERIVADORA ARMERÍA, COL.



MUROS DE ENCAUCE



**Calculo de Y_1 y Y_2 (Estructuras Hidráulicas,
P. Novak et al, Mc Graw Hill, 2001)**

inicio

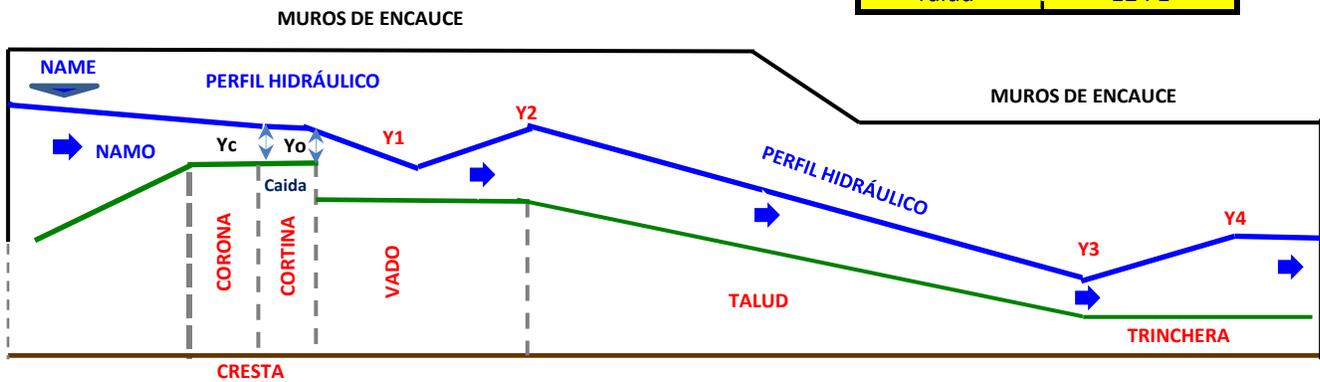
PROGRAMÓ: M.I. Bernabé Andrés Mata de Elías

NOMBRE DEL PROYECTO: PRESA DERIVADORA ARMERÍA, COL.

GASTO DE DISEÑO (m3/s). 100%	5,842.90 m3/s
LONGITUD DE LA CRESTA	150.00 m
ALTURA DE CAIDA	1.00 m
ACELERACIÓN GRAVITATORIA	9.81 m/s ²
COEFICIENTE DE DESCARGA C	1.7

100%	Ho= 8.07 m	5,842.90 m3/s
75%	Ho= 6.66 m	4,382.18 m3/s
50%	Ho= 5.08 m	2,921.45 m3/s
25%	Ho= 3.20 m	1,460.73 m3/s

Talud= 12 : 1



$$L = A (Y_2 - Y_1)$$

TIRANTE CRÍTICO Yc

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

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g}}$$

38.95 m3/s/m

5.37 m

CÁLCULO TIRANTE Y1; Y2

Calculo de Y₁ y Y₂ (Estructuras Hidráulicas, P. Novak et al, Mc Graw Hill, 2001)

No de caída (Dr):

$$D_r = \frac{q^2}{g d^3}$$

Dr = 154.67

q = 38.95 m3/s/m

d = p 1.00 m

LONGITUD DE VADO (Lv)

$$Y_p = 1.0 d D_r^{0.22}$$

Longitud de caída

Yp = 3.03 m

$$L_d = 4.3 d D_r^{0.27}$$

16.77 m

$$\frac{Y_1}{d} = 0.54 D_r^{0.425}$$

4.60



Y1 = 4.60 m

$$\frac{Y_2}{d} = 1.66 D_r^{0.27}$$

6.48



Y2 = 6.48 m

A = FALSO

LONGITUD DEL SALTO

Talud Z	0	0.5	0.75	1	1.25	1.5
A	5	7.9	9.2	10.6	12.6	15

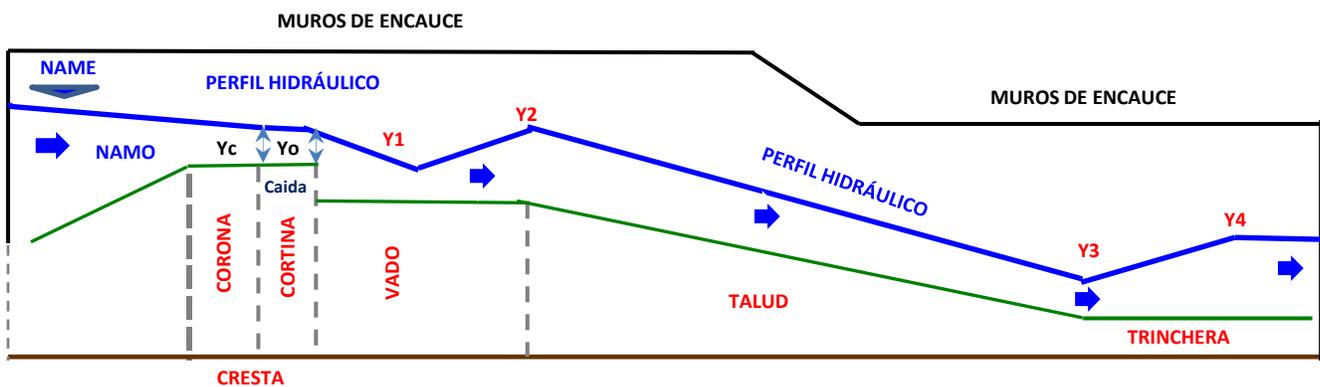
$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{8 Fr_1^2 + 1} - 1 \right)$$

Y2/Y1 = 1.407202163
Froude = 1.4619

$\frac{L}{Y_2} = 3.98$
 $L_s = 25.77 \text{ m}$

GASTO DE DISEÑO (m3/s). 75%	4,382.18 m3/s
LONGITUD DE LA CRESTA	150.00 m
ALTURA DE CAIDA	1.00 m
ACELERACIÓN GRAVITATORIA	9.81 m/s2

75% 4382.18 m3/s



TIRANTE CRÍTICO Yc

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g}}$$

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

29.21 m3/s/m

Yc =

4.43 m

CÁLCULO TIRANTE Y1; Y2

Calculo de Y₁ y Y₂ (Estructuras Hidráulicas, P. Novak et al, Mc Graw Hill, 2001)

No de caída (Dr):

$$D_r = \frac{q^2}{g d^3}$$

Dr = 87.00

q = 38.95 m³/s/m

d = p 1.00 m

LONGITUD DE VADO (Lv)

$$Y_p = 1.0 d D_r^{0.22}$$

Longitud de caída

Yp = 2.67 m

$$L_d = 4.3 d D_r^{0.27} \quad \mathbf{14.36 \text{ m}}$$

$$\frac{Y_1}{d} = 0.54 D_r^{0.425} \quad \mathbf{3.60} \quad \rightarrow$$

Y1 = 3.60 m

$$\frac{Y_2}{d} = 1.66 D_r^{0.27} \quad \mathbf{5.54} \quad \rightarrow$$

Y2 = 5.54 m

A = FALSO

Talud Z	0	0.5	0.75	1	1.25	1.5
A	5	7.9	9.2	10.6	12.6	15

LONGITUD DEL SALTO

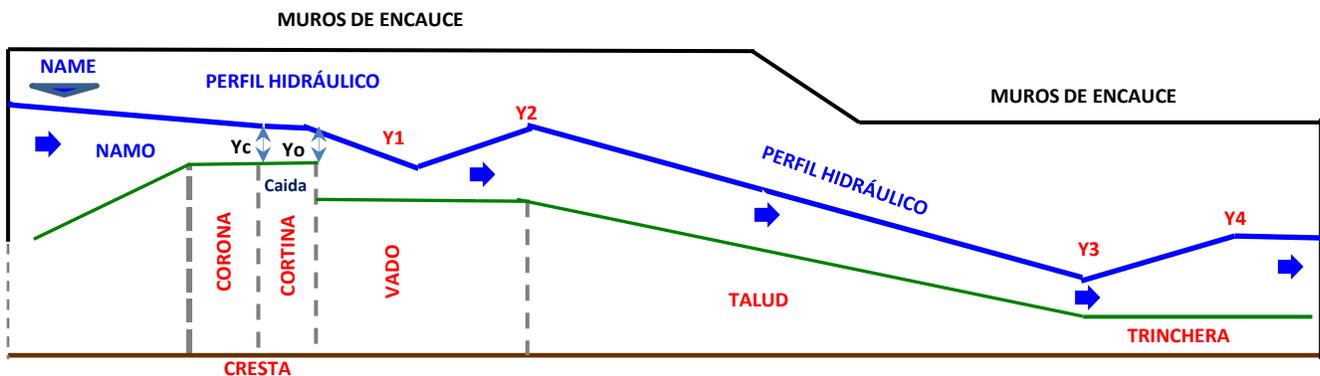
$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{8 Fr_1^2 + 1} - 1 \right)$$

Y2/Y1 =	1.538464582
Froude =	1.5374

$\frac{L}{Y_2} =$	4.00
$L_s =$	22.17 m

GASTO DE DISEÑO (m3/s). 50%	2,921.45 m3/s
LONGITUD DE LA CRESTA	150.00 m
ALTURA DE CAIDA	1.00 m
ACELERACIÓN GRAVITATORIA	9.81 m/s ²

50% 2921.45 m3/s



TIRANTE CRÍTICO Yc

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g}}$$

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

19.48 m³/s/m

Yc =

3.38 m

CÁLCULO TIRANTE Y1; Y2

Calculo de Y₁ y Y₂ (Estructuras Hidráulicas, P. Novak et al, Mc Graw Hill, 2001)

No de caída (Dr):

$$D_r = \frac{q^2}{g d^3}$$

Dr = 38.67

q = 38.95 m³/s/m

d = p 1.00 m

LONGITUD DE VADO (Lv)

$$Y_p = 1.0 d D_r^{0.22}$$

Longitud de caída

Yp = 2.23 m

$$L_d = 4.3 d D_r^{0.27}$$

11.54 m

$$\frac{Y_1}{d} = 0.54 D_r^{0.425}$$

2.55



Y1 = 2.55 m

$$\frac{Y_2}{d} = 1.66 D_r^{0.27}$$

4.45



Y2 = 4.45 m

A = FALSO

Talud Z	0	0.5	0.75	1	1.25	1.5
A	5	7.9	9.2	10.6	12.6	15

LONGITUD DEL SALTO

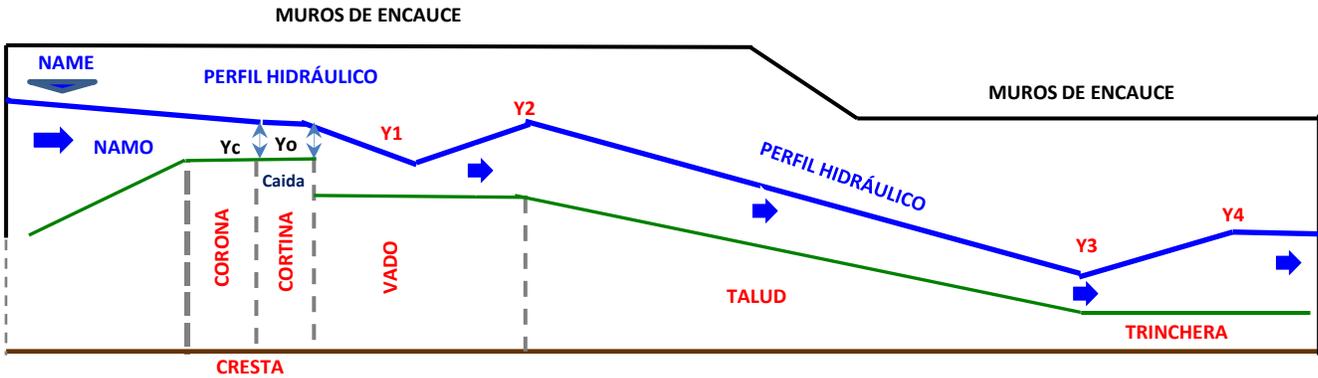
$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{8 Fr_1^2 + 1} \right) - 1$$

Y2/Y1 =	1.744519357
Froude =	1.7434

$\frac{L}{Y_2} =$	4.10
LS =	18.26 m

GASTO DE DISEÑO (m3/s). 25%	1,460.73 m3/s
LONGITUD DE LA CRESTA	150.00 m
ALTURA DE CAIDA	1.00 m
ACELERACIÓN GRAVITATORIA	9.81 m/s ²

25% | 1460.73 m3/s



TIRANTE CRÍTICO Yc

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g}}$$

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

9.74 m3/s/m

Yc =

2.13 m

CÁLCULO TIRANTE Y1; Y2

Calculo de Y₁ y Y₂ (Estructuras Hidráulicas, P. Novak et al, Mc Graw Hill, 2001)

No de caída (Dr):

$$D_r = \frac{q^2}{g d^3}$$

Dr = 9.67

q = 38.95 m3/s/m

d = p 1.00 m

LONGITUD DE VADO (Lv)

$$Y_p = 1.0 d D_r^{0.22}$$

Longitud de caída

Yp = 1.65 m

$$L_d = 4.3 d D_r^{0.27}$$

7.93 m

$$\frac{Y_1}{d} = 0.54 D_r^{0.425}$$

1.42



Y1 = 1.42 m

$$\frac{Y_2}{d} = 1.66 D_r^{0.27}$$

3.06



Y2 = 3.06 m

A = **FALSO**

Talud Z	0	0.5	0.75	1	1.25	1.5
A	5	7.9	9.2	10.6	12.6	15

LONGITUD DEL SALTO

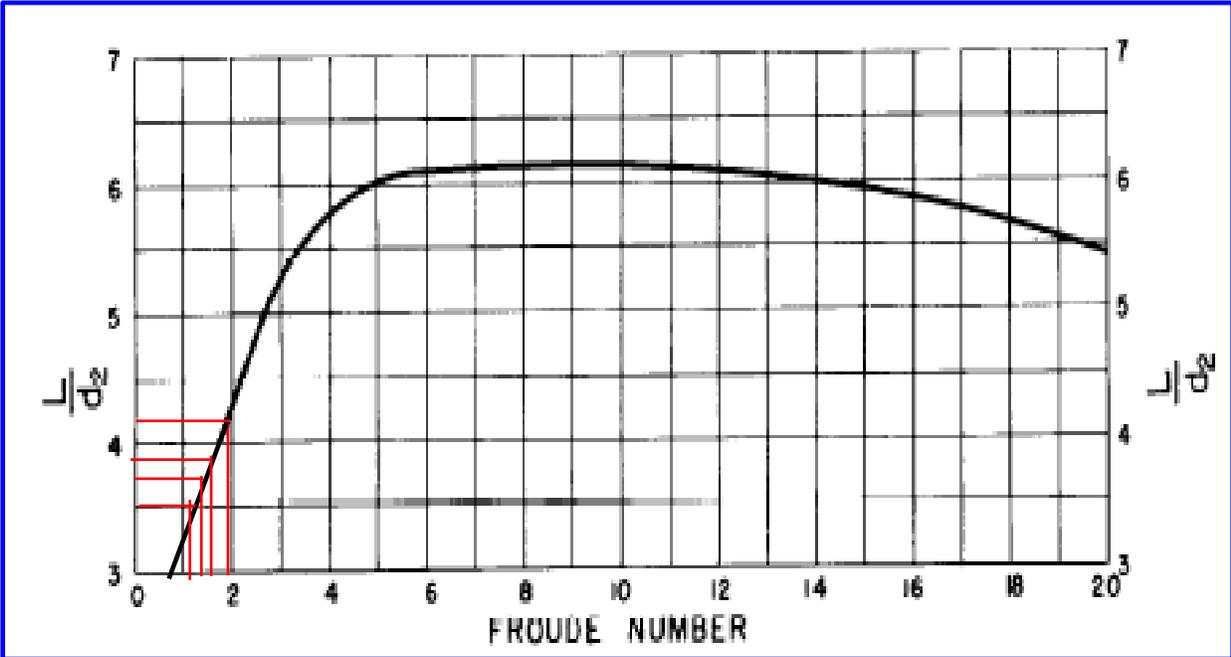
$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{8 Fr_1^2 + 1} \right) - 1$$

Y2/Y1 =	2.16269408
Froude =	2.1616

$\frac{L}{Y_2} =$	4.12
Longitud del salto	12.62 m



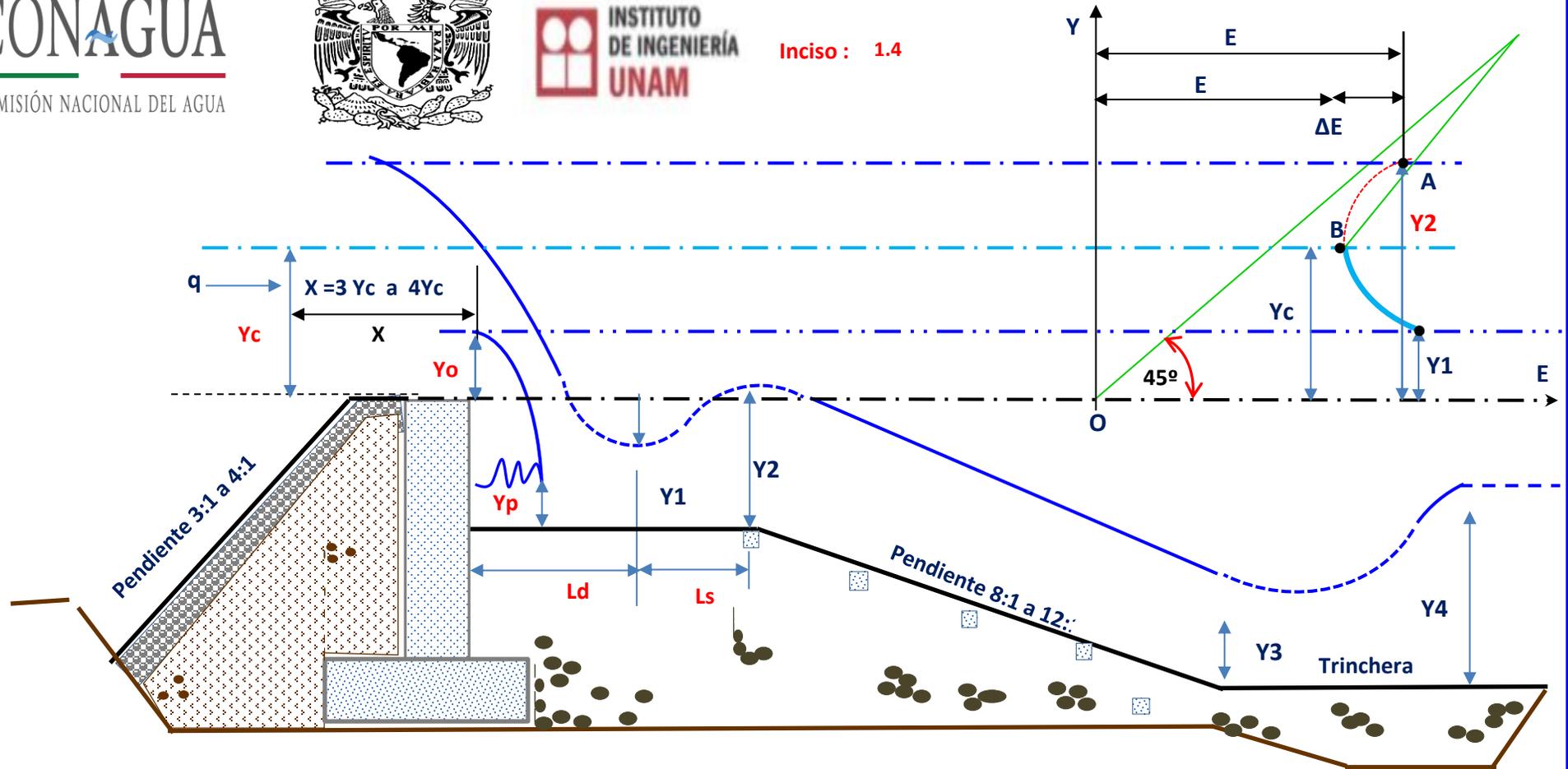
	Gasto	Ld
100%	5,842.90 m3/s	Ld= 16.77 m
75%	4,382.18 m3/s	Ld= 14.36 m
50%	2,921.45 m3/s	Ld= 11.54 m
25%	1,460.73 m3/s	Ld= 7.93 m



inicio

PROGRAMÓ: M.I. Bernabé Andrés Mata de Elías

26/06/2016



	100%	75%	50%	25%
1 Q =	5842.90 m ³ /s	Q = 4382.18 m ³ /s	Q = 2921.45 m ³ /s	Q = 1460.73 m ³ /s
2 q =	38.95 m ³ /s/m	q = 29.21 m ³ /s/m	q = 19.48 m ³ /s/m	q = 9.74 m ³ /s/m
3 Y _c =	5.37 m	Y _c = 4.43 m	Y _c = 3.38 m	Y _c = 2.13 m
4 Y _p =	3.03 m	Y _p = 2.67 m	Y _p = 2.23 m	Y _p = 1.65 m
5 Y ₁ =	4.60 m	Y ₁ = 3.60 m	Y ₁ = 2.55 m	Y ₁ = 1.42 m
6 Y ₂ =	6.48 m	Y ₂ = 5.54 m	Y ₂ = 4.45 m	Y ₂ = 3.06 m
7 L _d =	L _d = 16.77 m	L _d = 14.36 m	L _d = 11.54 m	L _d = 7.93 m
8 L _s =	L _s = 25.77 m	L _s = 22.17 m	L _s = 18.26 m	L _s = 12.62 m
9 L _t = L _d + L _s =	L _t = 42.54 m	L _t = 36.53 m	L _t = 29.79 m	L _t = 20.55 m
10 H _o =	8.07 m	H _o = 6.66 m	H _o = 5.08 m	H _o = 3.20 m

	100%	75%	50%	25%
Foude	Foude	Foude	Foude	Foude
	1.4619	1.5374	1.7434	2.1616

Talud Z	0	0.5	0.75	1	1.25	1.5
A	5	7.9	9.2	10.6	12.6	15

Talud	0 : 1	5
-------	-------	---

$$L = A (Y_2 - Y_1)$$

inicio

AUTOR		LONGITUD
SMETANA (República Checa).		$L = 6 (Y_2 - Y_1)$
Safránez (Alemania).		$L = 5.9 (Y_1 - Fr_1)$
Einwachter (Alemania).		$L = 8.3 Y_1 (Fr_1 - 1)$
Wóycicki (Polonia)		$L = (Y_2 - Y_1) (8 - \frac{0.05 Y_2}{Y_1})$
Chertusov (Rusia)		$L = 10.3 Y_1 (Fr_1 - 1)^{0.81}$
USBR		$L = 6.9 (Y_2 - Y_1)$
CONAGUA	FALSO	$L = 5 \text{ a } 7 (Y_2 - Y_1)$

100%	75%	50%	25%
Lt = 37.01 m	Lt = 33.82 m	Lt = 29.66 m	Lt = 22.50 m
Lt = 44.29 m	Lt = 34.81 m	Lt = 24.70 m	Lt = 12.35 m
Lt = 39.58 m	Lt = 35.99 m	Lt = 28.05 m	Lt = 18.05 m
Lt = 40.63 m	Lt = 37.55 m	Lt = 33.30 m	Lt = 25.61 m
Lt = 51.12 m	Lt = 44.62 m	Lt = 38.94 m	Lt = 29.09 m
Lt = 38.70 m	Lt = 35.56 m	Lt = 31.37 m	Lt = 23.98 m
Lt = 35.14 m	Lt = 31.87 m	Lt = 27.76 m	Lt = 20.85 m

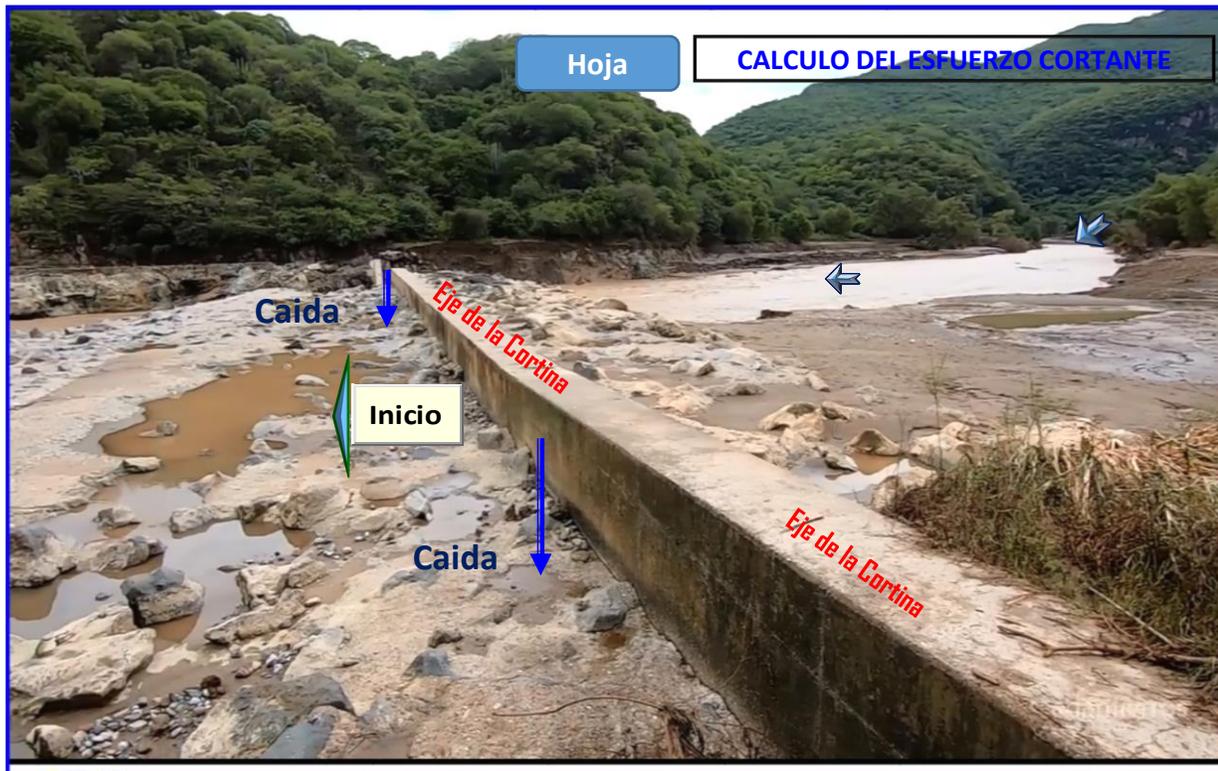
$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g Y_1}} = \frac{L}{Y_2}$$

1.7	2	2.5	3	3.5	4	5	6	8	10
4	4.35	4.85	5.28	5.55	5.8	6	6.1	6.12	6.1

GASTO (%)	Froude	Rango	Valores	Ls	Lt = Ls + Ld
100%	1.4619	No	0	Ls = 0.00 m	Lt = 0.00 m
75%	1.5374	No	0	Ls = 0.00 m	Lt = 0.00 m
50%	1.7434	Si	1.7434	Ls = 18.04 m	Lt = 29.57 m
25%	2.1616	Si	2.1616	Ls = 13.82 m	Lt = 21.75 m

NOMBRE DEL PROYECTO:

PRESA DERIVADORA ARMERÍA, COL.



PROGRAMÓ: M.I.. Bernabé Andrés Mata de Elías

DATOS

Q=	5842.90 m3/s
g=	9.81 m/s ²
So=	0
b=	150.00 m
n=	0.035
C=	1.70 Adis
h=	1.00 m
γ=	1000 Km/m ³
f'c=	100 Km/cm ²

Cte. 365.181

100%

Gasto de diseño

$$L_d = 4.30 h D^{0.27}$$

$$y_1 = 0.54 h D^{0.425}$$

$$y_p = h D^{0.22}$$

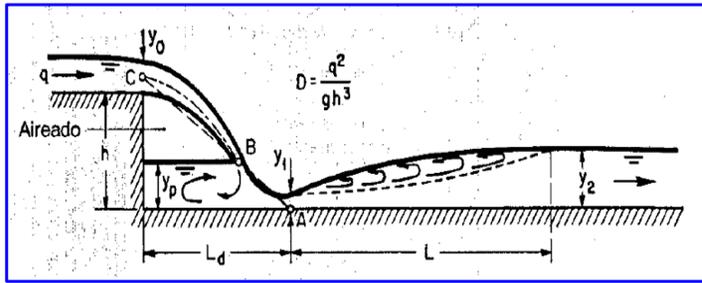
$$y_2 = 1.66 h D^{0.27}$$

$$L_r = 6.9 (Y_2 - Y_1)$$

$$y_0 = \frac{Y_c}{1.4}$$

$$F = \frac{1}{2} \gamma L_d V_c^2$$

$$\tau = \frac{F}{A}$$



Escriba aquí la ecuación.

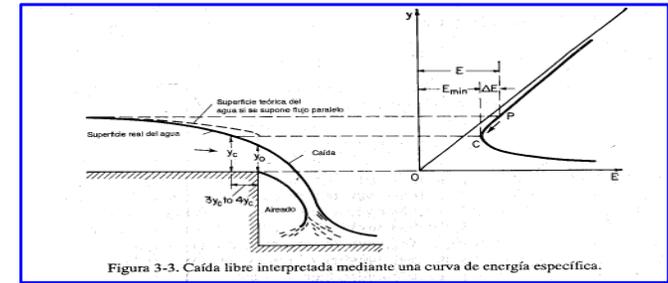


Figura 3-3. Caída libre interpretada mediante una curva de energía específica.

ESFUERZO CORTANTE

$$\frac{d_1}{H} = 0.54 \left(\frac{d_c}{H}\right)^{1.275}$$

$$\tau_c = 0.3 \sqrt{f'_c}$$

3.00 Km/cm²

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}}$$

$$H = \left(\frac{Q}{CL}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D = \frac{q^2}{g h^3}$$

Q	yc	Ac	Vc	H	q	D	Ld	y1	yp	Aireado	y2	Lr	Ld+Lr	yo	A	V	Localizar 3yc	F (Kg m / s ²)	Wa	Area (cm ²)	Cortante (kg/cm ²)	CONDICIÓN
5842.90 m3/s	5.37 m	805.18	7.257	8.07 m	38.95	154.67 m	16.77 m	4.60 m	3.03 m	-2.03	6.48 m	12.93 m	29.70	3.83 m	575.13	10.159	16.10 m	441,619.98	50,848.38	167,728.90	0.30 Km/cm ²	SE ACEPTA
5477.72 m3/s	5.14 m	771.27	7.102	7.73 m	36.52	135.94 m	16.20 m	4.36 m	2.95 m	-1.95	6.25 m	13.09 m	29.29	3.67 m	550.91	9.943	15.43 m	408,533.23	47,731.92	161,984.10	0.29 Km/cm ²	SE ACEPTA
5112.54 m3/s	4.91 m	736.60	6.941	7.38 m	34.08	118.42 m	15.61 m	4.11 m	2.86 m	-1.86	6.02 m	13.23 m	28.83	3.51 m	526.14	9.717	14.73 m	375,899.51	44,611.31	156,060.24	0.29 Km/cm ²	SE ACEPTA
4747.36 m3/s	4.67 m	701.09	6.771	7.02 m	31.65	102.11 m	14.99 m	3.86 m	2.77 m	-1.77	5.79 m	13.33 m	28.32	3.34 m	500.78	9.480	14.02 m	343,744.36	41,486.23	149,938.28	0.28 Km/cm ²	SE ACEPTA
4382.18 m3/s	4.43 m	664.66	6.593	6.66 m	29.21	87.00 m	14.36 m	3.60 m	2.67 m	-1.67	5.54 m	13.39 m	27.75	3.17 m	474.76	9.230	13.29 m	312,096.79	38,356.34	143,595.55	2.44 Km/cm ²	SE ACEPTA
4016.99 m3/s	4.18 m	627.20	6.405	6.28 m	26.78	73.11 m	13.70 m	3.35 m	2.57 m	-1.57	5.29 m	13.40 m	27.10	2.99 m	448.00	8.966	12.54 m	280,990.16	35,221.22	137,004.61	2.31 Km/cm ²	SE ACEPTA
3651.81 m3/s	3.92 m	588.59	6.204	5.90 m	24.35	60.42 m	13.01 m	3.09 m	2.47 m	-1.47	5.02 m	13.37 m	26.38	2.80 m	420.42	8.686	11.77 m	250,463.21	32,080.38	130,131.70	2.17 Km/cm ²	SE ACEPTA
3286.63 m3/s	3.66 m	548.67	5.990	5.50 m	21.91	48.94 m	12.29 m	2.82 m	2.35 m	-1.35	4.75 m	13.28 m	25.57	2.61 m	391.90	8.386	10.97 m	220,561.60	28,933.25	122,934.58	2.03 Km/cm ²	SE ACEPTA
2921.45 m3/s	3.38 m	507.23	5.760	5.08 m	19.48	38.67 m	11.54 m	2.55 m	2.23 m	-1.23	4.45 m	13.11 m	24.65	2.42 m	362.31	8.063	10.14 m	191,340.04	25,779.10	115,359.06	1.88 Km/cm ²	SE ACEPTA
2556.27 m3/s	3.09 m	464.03	5.509	4.65 m	17.04	29.60 m	10.73 m	2.28 m	2.11 m	-1.11	4.14 m	12.87 m	23.60	2.21 m	331.45	7.712	9.28 m	162,865.43	22,617.03	107,333.69	1.73 Km/cm ²	SE ACEPTA
2191.09 m3/s	2.79 m	418.71	5.233	4.20 m	14.61	21.75 m	9.88 m	2.00 m	1.97 m	-0.97	3.81 m	12.51 m	22.39	1.99 m	299.08	7.326	8.37 m	135,221.72	19,445.89	98,760.84	1.57 Km/cm ²	SE ACEPTA
1825.91 m3/s	2.47 m	370.79	4.924	3.72 m	12.17	15.10 m	8.95 m	1.71 m	1.82 m	-0.82	3.46 m	12.03 m	20.98	1.77 m	264.85	6.894	7.42 m	108,517.82	16,264.10	89,500.80	1.39 Km/cm ²	SE ACEPTA
1460.73 m3/s	2.13 m	319.54	4.571	3.20 m	9.74	9.67 m	7.93 m	1.42 m	1.65 m	-0.65	3.06 m	11.36 m	19.30	1.52 m	228.24	6.400	6.39 m	82,901.62	13,069.48	79,340.61	1.21 Km/cm ²	SE ACEPTA
1095.54 m3/s	1.76 m	263.77	4.153	2.64 m	7.30	5.44 m	6.79 m	1.11 m	1.45 m	-0.45	2.62 m	10.44 m	17.23	1.26 m	188.41	5.815	5.28 m	58,587.31	9,858.67	67,924.84	1.01 Km/cm ²	SE ACEPTA
730.36 m3/s	1.34 m	201.30	3.628	2.02 m	4.87	2.42 m	5.46 m	0.79 m	1.21 m	-0.21	2.11 m	9.11 m	14.57	0.96 m	143.78	5.080	4.03 m	35,918.66	6,625.96	54,568.16	0.78 Km/cm ²	SE ACEPTA
365.18 m3/s	0.85 m	126.81	2.880	1.27 m	2.43	0.60 m	3.75 m	0.44 m	0.90 m	0.10	1.45 m	6.99 m	10.74	0.60 m	90.58	4.032	2.54 m	15,562.42	3,359.23	37,530.39	0.50 Km/cm ²	SE ACEPTA
0.00 m3/s	0.00 m	0.00	0.000	0.00 m	0.00	0.00 m	0.00 m	0.00 m	0.00 m	1.00	0.00 m	0.00 m	0.00	0.00 m	0.00	0.000	0.00 m	0.00	0.00	0.00	0.00 Km/cm ²	SE ACEPTA
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23

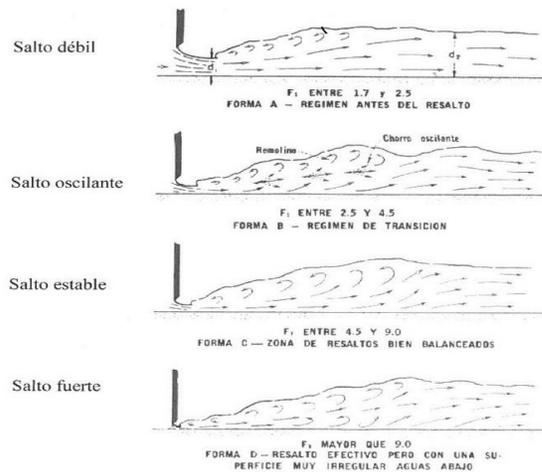
Puse.- Encontré que para pendientes pequeñas la profundidad crítica calculada es aproximadamente 1.4 veces la profundidad en el borde, o sea $Y_c = 1.4 Y_0$ y se localiza aproximadamente a $3Y_c$ o $4Y_c$ aguas arriba del borde en el canal.

GASTO	Velocidad	y1	FROUDE	SALTO
5842.90 m3/s	7.26 m/s	4.60 m	1.08	! Salto Hidráulico Débil !
5477.72 m3/s	7.10 m/s	4.36 m	1.09	! Salto Hidráulico Débil !
5112.54 m3/s	6.94 m/s	4.11 m	1.09	! Salto Hidráulico Débil !
4747.36 m3/s	6.77 m/s	3.86 m	1.10	! Salto Hidráulico Débil !
4382.18 m3/s	6.59 m/s	3.60 m	1.11	! Salto Hidráulico Débil !
4016.99 m3/s	6.40 m/s	3.35 m	1.12	! Salto Hidráulico Débil !
3651.81 m3/s	6.20 m/s	3.09 m	1.13	! Salto Hidráulico Débil !
3286.63 m3/s	5.99 m/s	2.82 m	1.14	! Salto Hidráulico Débil !
2921.45 m3/s	5.76 m/s	2.55 m	1.15	! Salto Hidráulico Débil !
2556.27 m3/s	5.51 m/s	2.28 m	1.17	! Salto Hidráulico Débil !
2191.09 m3/s	5.23 m/s	2.00 m	1.18	! Salto Hidráulico Débil !
1825.91 m3/s	4.92 m/s	1.71 m	1.20	! Salto Hidráulico Débil !
1460.73 m3/s	4.57 m/s	1.42 m	1.23	! Salto Hidráulico Débil !
1095.54 m3/s	4.15 m/s	1.11 m	1.26	! Salto Hidráulico Débil !
730.36 m3/s	3.63 m/s	0.79 m	1.31	! Salto Hidráulico Débil !
365.18 m3/s	2.88 m/s	0.44 m	1.39	! Salto Hidráulico Débil !
0.00 m3/s	0.00 m/s	0.00 m	0.00	! Salto Hidráulico Débil !

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g D_H}}$$

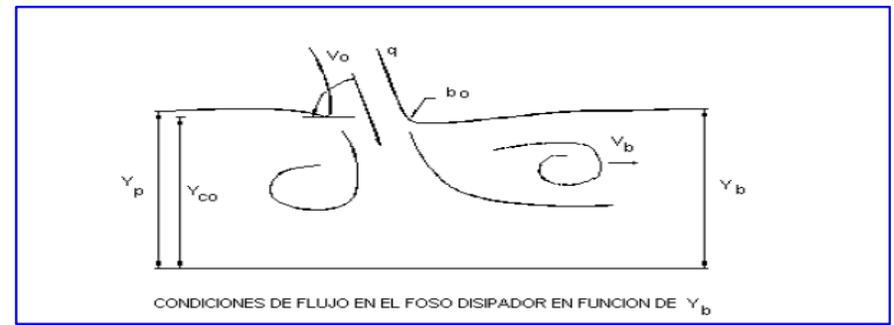
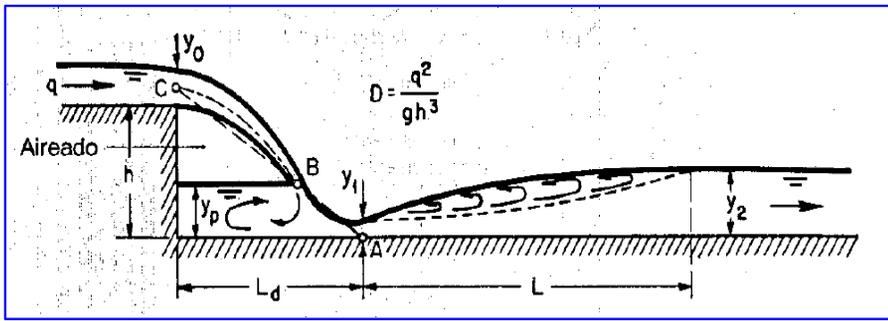
Laboratorio de Hidráulica de Canales

El salto hidráulico se clasifica de acuerdo al número de Froude (**Fr**), como se indica en la figura 28.



TIPO DE SALTO	FROUDE Fr		FORMA
DEBIL	1.7	2.5	A).- REGIMEN ANTES DEL SALTO
OSCILANTE	2.5	4.5	B).- REGIMEN DE TRANSICIÓN
ESTABLE	4.5	9	C).- ZONA DE RESALTOS BIEN BALANCEADOS.
FUERTE	>	9	D).- RESALTO EFECTIVO PERO CON UNA SUPERFICIE IRREGULAR AGUAS ABAJO.

Figura 28. Clasificación del salto hidráulico según el número de Froude.



D= Numero de caída, adim.

q=Caudal por unidad de ancho de la cresta de la caída, m³/s/m.

g=Gravedad, m/s²

h=altura de la caída, m

$$D = \frac{q^2}{g h^3}$$

$$Q = CLH^{3/2}$$

$$L_d = 4.30 h D^{0.27}$$

$$y_p = h D^{0.22}$$

$$y_2 = 1.66 h D^{0.27}$$

$$y_1 = 0.54 h D^{0.425}$$

Q = Gasto (m3/s)

C = Coeficiente de vertedores (adimensional).

L = Longitud de vertedor (m).

H = Carga en la cresta (m).

Q= 5842.90 m3/s

C= 1.70 Adis

L= 150.00 m

Despejando H

$$H_0 = \frac{Q^2}{C L}$$

Ho = 8.07 m

q= 38.95 m3/s/m

g= 9.81 m/s2

h= 1.00 m

D= 154.67 Adis

$$Y_s = \frac{4.75 H_0^{0.2} q^{0.2}}{D_{90}^{0.32}}$$

$$L_r = 6.9 (Y_2 - Y_1)$$

y₂=Profundidad secuente, m

6.48 m

y₁=Inicio del resalto hidráulico, m

4.60 m

L_d=Longitud de caída, m

16.77 m

y_p=Nivel de piscina bajo la napa, m

3.03 m

Y_r = Profundidad del cono de Socavación

Y_s = profundidad del cono de socavación, en m

H_o = distancia entre el nivel de aguas máximas y el nivel del remanso al pie de la estructura.

q = gasto unitario, en m³ /s/m

D_m = Diámetro medio del material del lecho, en mm.

55 ml

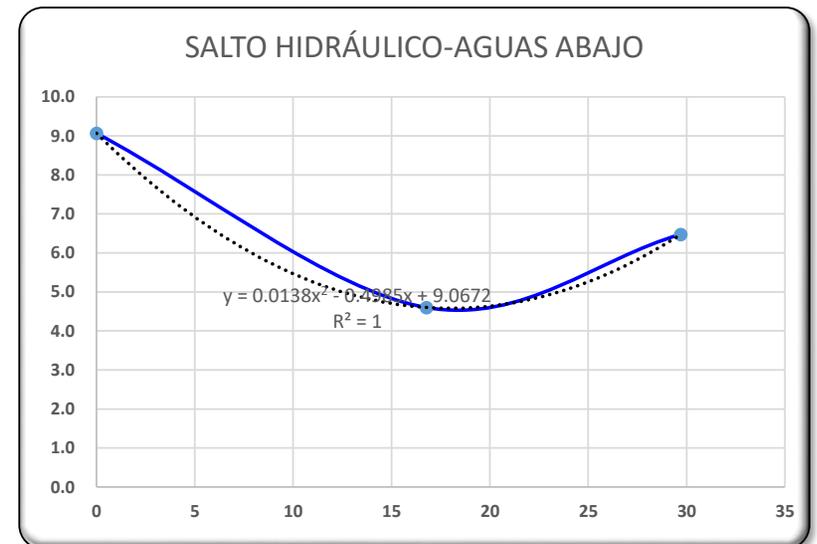
L_r = Longitud del resalto hidráulico libre, en m.

$$H = (H_0 + h) - y_2 = 2.59 \text{ m}$$

$$Y_s = \text{SOCAVACIÓN } Y_s = 4.16 \text{ m}$$

$$L_r = \text{LONG. SALTO } L_r = 12.93 \text{ m}$$

GRÁFICO		
VALORES	X	Y
	0	9.1 m
	16.77 m	4.60 m
	29.70 m	6.48 m



PROGRAMÓ:

M.I. Bernabé Andrés Mata de Elías

Guardar

Exportar

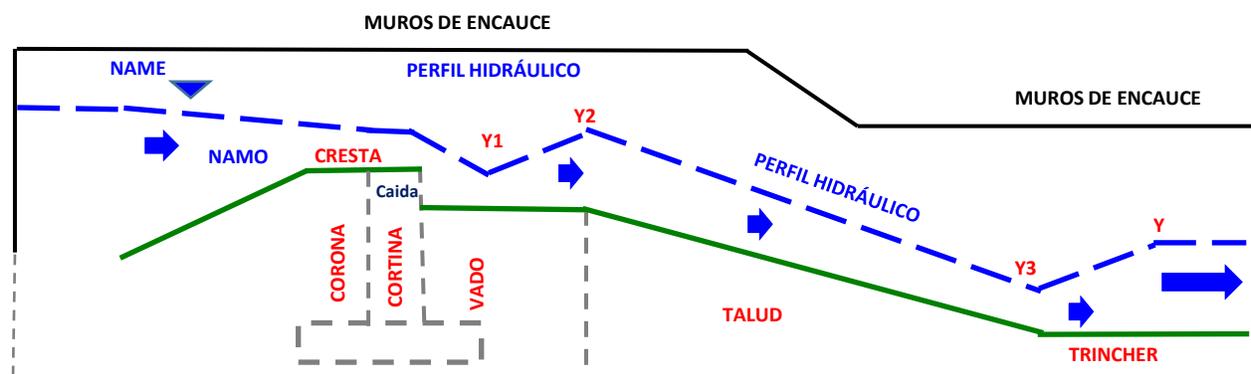
NOMBRE DEL PROYECTO: PRESA DERIVADORA ARMERÍA, COL.

LONGITUD DE TRINCHERA.
CURVA TIRANTES-GASTOS.
ELEVACIÓN DESPLANTE TRINCHERA.

PERFILES M2, H2.



**SE ANALISA PARA LOS GASTOS DE:
100%, 75%, %50, 25% DEL GASTO DE DISEÑO Y SE
DETERMINA LA LONGITUD DE LA TRINCHERA,
AGUAS ABAJO DE LA CORTINA.**



Calculo de Y_1 y Y_2 (Estructuras Hidráulicas,
P. Novak et al, Mc Graw Hill, 2001)

Programó:

M.I. Bernabé A. Mata de Elías.

ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LA SECCIÓN VERTEDORA.

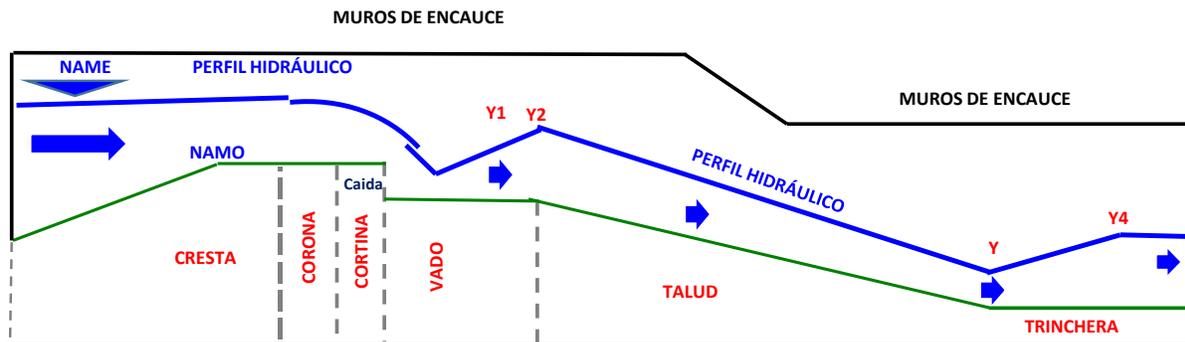
DATOS DE PROYECTO

PROYECTO: **PRESA DERIVADORA ARMERÍA, COL.**

NAME (E. Hidrológico T.R. 50 años)	15.40 msnm
LONGITUD DE LA CRESTA	150.00 m
GASTO DE DISEÑO 100%	5,842.90 m ³ /s
ELEVACIÓN DE LA CRESTA	Elev. Cresta 7.30 msnm
	H = 8.07 m
ALTURA DE CAIDA	1.00 m
ELEV. VADO	6.30 msnm
ELEV. MURO DE ENCAUCE	10.00 msnm
ANCHO DE CORTINA	5.00 m
ANCHO DE CORONA	1.00 m
ELEV. DESPLANTE CORTINA	1.30 msnm

**¡ MODIFICAR
LA SECCIÓN DE
LA CORTINA. !**

RESULTADOS



Escriba aquí la ecuación.

PERFIL LONGITUDINAL DE LA PRESA DERIVADORA

De acuerdo a oficio recibido el Tr es de:	50 AÑOS
Longitud máxima de cresta	150.00 m
Elevación en las margenes.	1350.00 msnm

Por definición en la corona se tiene una sección de control, es decir, se tiene un tirante crítico Y_c .

TIRANTE CRÍTICO Y_c

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g L^2}}$$

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

38.95 m³/s/m

$$Y_c =$$

5.37 m

CÁLCULO TIRANTE Y1; Y2

No de caída (Dr): $D_r = \frac{q^2}{g d^3}$

Calculo de Y₁ y Y₂ (Estructuras Hidráulicas, P. Novak et al, Mc Graw Hill, 2001)

$q = 38.95 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$

$d = p = 1.00 \text{ m}$

LONGITUD DE VADO (Lv)

$$\frac{L_v}{d} = 4.3 (Dr)^{0.27} + \frac{L_j}{d}$$

$4.3 (Dr)^{0.27} =$

16.77

$Dr = 154.67$

$\frac{Y_1}{d} = 0.54 + (Dr)^{0.425}$

4.60

$Y_1 = 4.60 \text{ m}$

$\frac{Y_2}{d} = 1.66 + (Dr)^{0.27}$

6.48

$Y_2 = 6.48 \text{ m}$

LONGITUD DEL SALTO

$L_j = 5 (Y_2 - Y_1)$

9.37 m

LONGITUD DE VADO (Lv)

$L_d = 4.30 d Dr^{0.27}$

16.77 m

$L_v = 16.77 \text{ m}$

SE ADOPTA $L_v = 10.00 \text{ m}$

REVISIÓN DEL SALTO

ESCALON = $Y_2 - Y_c$

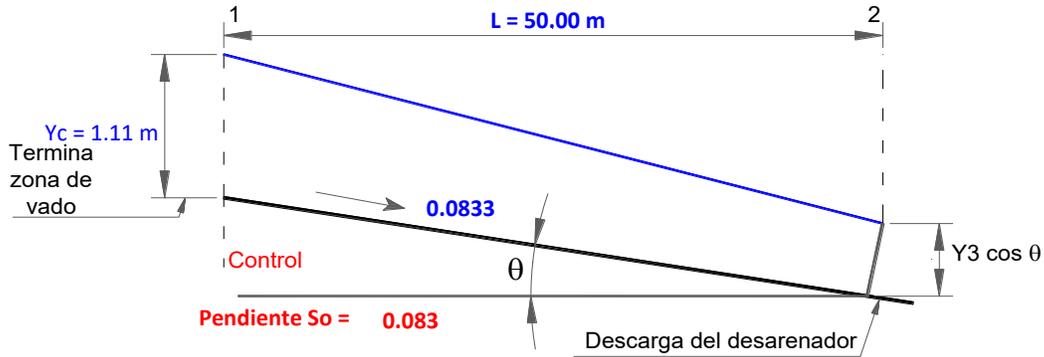
$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{L^2 g}}$

1.11 m

Se adopta una guarnición de **111 cm** del lado de aguas abajo del vado.
A continuación se realizará el cálculo del tirante Y₃ al pie de la rápida cuyo talud es: **12.0:1**

Cálculo de la rápida de la sección vertedora:

Longitud (L) =	50.00 m
Pendiente So =	0.0833



$$h_f = \left(\frac{h_{f1} + h_{f2}}{2} \right) \quad Y_1 \cos\theta + \frac{V_1}{2g} + Z = Y_2 \cos\theta + \frac{V_2}{2g} + h_f \quad h_{f1} = \left(\frac{V_1 * n}{R^{2/3}} \right)^2 * L$$

DATOS

LONGITUD DE LA CRESTA	150.00 m
TALUD DE LA RÁPIDA	12:1
RUGOSIDAD (n)	0.045
TIRANTE CRÍTICO	5.37 m
CARGA DE POSICIÓN	4.17 m
GASTO UNITARIO	38.95 m ³ /s/m

→ Corte en roca, astillado e irregular, valor máximo.

Borrar Calcular

GASTO (m ³ /seg)	TRAMO	L (m)	S	Z (m)	θ	Yc / Yo (m)
5,842.90	1 a 2	0.00	0.0833	4.17	0.00	5.368
		50.00	0.0833	4.17	4.775	3.521

Y COS(θ)	A m ²	V m/s	hv m	P m	R m	Rh(2/3) m	hf m
5.37	805.06	7.26	2.68	160.74	5.01	2.93	0.00
3.52	528.04	11.07	6.24	157.04	3.36	2.24	2.46

ECUACIÓN

- IZQUIERDA
- DERECHA

SUMA
12.22
12.22

VALORES DE TIRANTES.

Y₃ = **3.521 m**

! CORREGIR PENDIENTE Y SU LONG. RÁPIDA!

RESULTADOS	
VELOCIDAD	11.07 m/s
TIRANTE Y3 =	3.52 m

Hacer otro cálculo

LA VELOCIDAD MÁXIMA SOBRE LA CORTINA NO DEBE SOBREPASAR LOS 7.0

ANALISAR TALUD Y LONGITUD.!

ELEV. A LA SALIDA 2.13 msnm

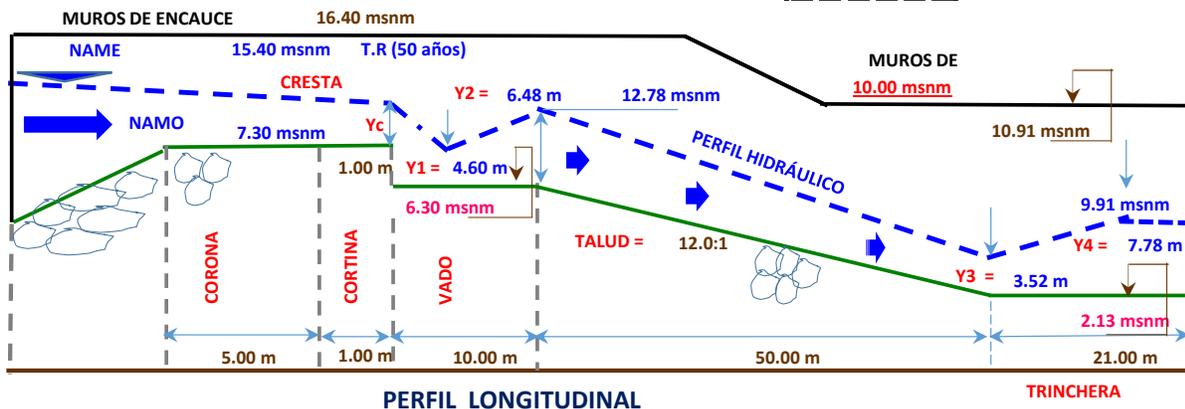
$$Fr^2 = \frac{V_1^2}{gd_1}$$

Fr² = 3.55

$$d_2 = \frac{d_1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1)$$

d₂ = Y4 = 7.78 m

BORDO LIBRE = 1.00 m



RESULTADOS PERFIL DEL AGUA		
TIRANTES	VALOR	ELEVACION
Y1	4.60 m	10.90 msnm
Y2	6.48 m	12.78 msnm
Y3	3.52 m	5.65 msnm
Y4	7.78 m	9.91 msnm

LA ELEVACIÓN DEL AGUA QUE INDICA LA SUMERGENCIA PERMISIBLE DE LA CRESTA VERTEDORA ES DE 2/3 DEL TIRANTE CRITICO

$\frac{2}{3} y_c =$	10.88 msnm
E. SALIDA	9.91 msnm
ANCHO DE TRINCHERA	

! SUMERGENCIA MENOR 2/3 Yc CORRECTO !

Long. de Trinchera **21.285 m**

21.00 m

INICIO

ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LA SECCIÓN VERTEDORA.

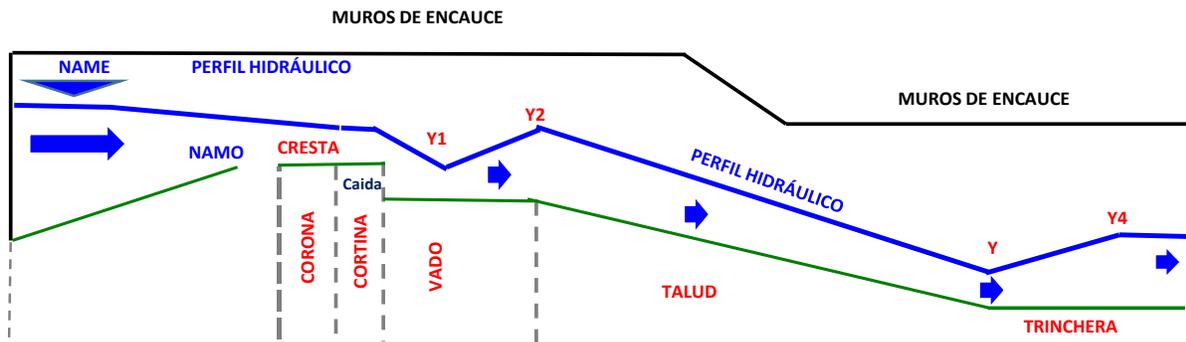
DATOS DE PROYECTO

PROYECTO: **PRESA DERIVADORA ARMERÍA, COL.**

NAME (E. Hidrológico T.R. 50 años)	15.40 msnm
LONGITUD DE LA CRESTA	150.00 m
GASTO DE DISEÑO 75%	4,382.18 m ³ /s
ELEVACIÓN DE LA CRESTA	Elev. Cresta 7.30 msnm
	H = 6.66 m
ALTURA DE CAIDA	1.00 m
ELEV. VADO	6.30 msnm
ELEV. MURO DE ENCAUCE	10.00 msnm
ANCHO DE CORTINA	5.00 m
ANCHO DE CORONA	1.00 m
ELEV. DESPLANTE CORTINA	1.30 msnm

**¡ MODIFICAR
LA SECCIÓN DE
LA CORTINA. !**

RESULTADOS



PERFIL LONGITUDINAL DE LA PRESA DERIVADORA

De acuerdo a oficio recibido el Tr es de:	50 AÑOS
Longitud máxima de cresta	150.00 m
Elevación en las margenes.	1350.00 msnm

Por definición en la corona se tiene una sección de control, es decir, se tiene un tirante crítico Y_c .

TIRANTE CRÍTICO Y_c

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g L^2}}$$

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

29.21 m³/s/m

$$Y_c =$$

4.43 m

CÁLCULO TIRANTE Y1; Y2

No de caída (Dr): $D_r = \frac{q^2}{g d^3}$

Calculo de Y_1 y Y_2 (Estructuras Hidráulicas, P. Novak et al, Mc Graw Hill, 2001)

$q = 29.21 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$

$d = p = 1.00 \text{ m}$

LONGITUD DE VADO (L_v)

$$\frac{L_v}{d} = 4.3 (Dr)^{0.27} + \frac{L_j}{d}$$

$4.3 (Dr)^{0.27} =$

14.36

$Dr = 87.00$

$\frac{Y_1}{d} = 0.54 + (Dr)^{0.425}$

3.60

$Y_1 = 3.60 \text{ m}$

$\frac{Y_2}{d} = 1.66 + (Dr)^{0.27}$

5.54

$Y_2 = 5.54 \text{ m}$

LONGITUD DEL SALTO

$L_j = 5 (Y_2 - Y_1)$

9.70 m

LONGITUD DE VADO (L_v)

$L_d = 4.30 d Dr^{0.27}$

14.36 m

$L_v = 14.36 \text{ m}$

SE ADOPTA $L_v = 10.00 \text{ m}$

REVISIÓN DEL SALTO

ESCALON = $Y_2 - Y_c$

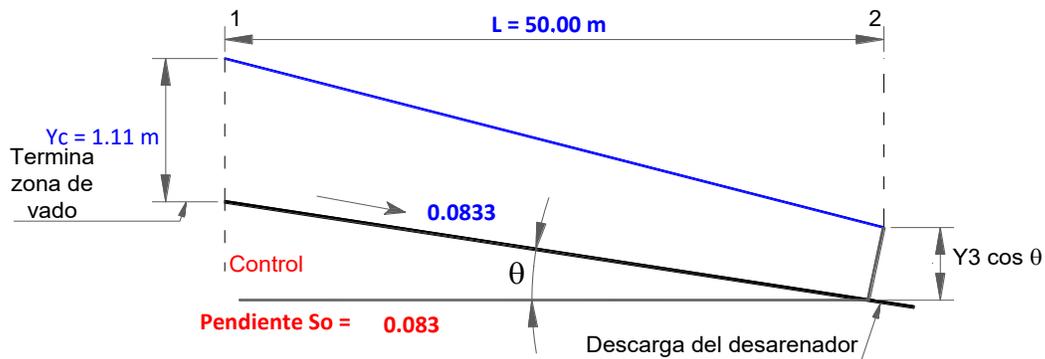
$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{L^2 g}}$

1.11 m

Se adopta una guarnición de **111 cm** del lado de aguas abajo del vado.
A continuación se realizará el cálculo del tirante Y_3 al pie de la rápida cuyo talud es: **12:1**

Cálculo de la rápida de la sección vertedora:

Longitud (L) =	50.00 m
Pendiente So =	0:1



$$h_f = \left(\frac{h_{f1} + h_{f2}}{2} \right) \quad Y_1 \cos\theta + \frac{V_1}{2g} + Z = Y_2 \cos\theta + \frac{V_2}{2g} + h_f \quad h_{f1} = \left(\frac{V_1 * n}{R^{2/3}} \right)^2 * L$$

DATOS

LONGITUD DE LA CRESTA	150.00 m
TALUD DE LA RÁPIDA	12:1
RUGOSIDAD (n)	0.045
TIRANTE CRÍTICO	4.43 m
CARGA DE POSICIÓN	4.17 m
GASTO UNITARIO	29.21 m ³ /s/m

→ Corte en roca, astillado e irregular, valor máximo.

Borrar Calcular

GASTO (m ³ /seg)	TRAMO	L (m)	S	Z (m)	θ	Yc / Yo (m)
4,382.18	1 a 2	0.00	0.0833	4.17	0.00	4.431
		50.00	0.0833	4.17	4.764	2.877

Y COS(θ)	A m ²	V m/s	hv m	P m	R m	Rh(2/3) m	hf m
4.94	839.48	5.25	1.40	179.88	4.67	2.79	0.000
2.61	444.21	9.92	5.011	175.23	2.54	1.86	2.880

ECUACIÓN

IZQUIERDA DERECHA

SUMA
10.508
10.504



VALORES DE TIRANTES.

Y₃ = **2.877 m**

! CORREGIR PENDIENTE Y SU LONG. RÁPIDA!

ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LA SECCIÓN VERTEDORA.

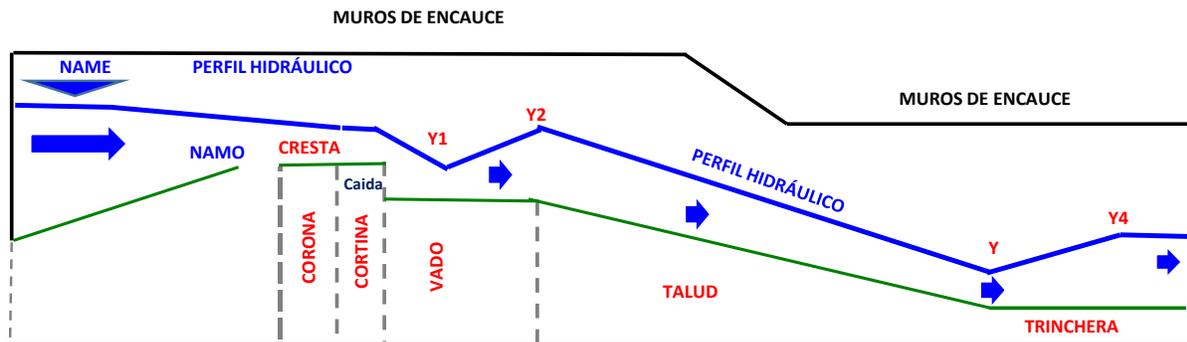
DATOS DE PROYECTO

PROYECTO: **PRESA DERIVADORA ARMERÍA, COL.**

NAME (E. Hidrológico T.R. 50 años)	15.40 msnm
LONGITUD DE LA CRESTA	150.00 m
GASTO DE DISEÑO 50%	2,921.45 m ³ /s
ELEVACIÓN DE LA CRESTA	Elev. Cresta 7.30 msnm
	H = 5.08 m
ALTURA DE CAIDA	1.00 m
ELEV. VADO	6.30 msnm
ELEV. MURO DE ENCAUCE	10.00 msnm
ANCHO DE CORTINA	5.00 m
ANCHO DE CORONA	1.00 m
ELEV. DESPLANTE CORTINA	1.30 msnm

**¡ MODIFICAR
LA SECCIÓN DE
LA CORTINA. !**

RESULTADOS



PERFIL LONGITUDINAL DE LA PRESA DERIVADORA

De acuerdo a oficio recibido el Tr es de:	50 AÑOS
Longitud máxima de cresta	150.00 m
Elevación en las margenes.	1350.00 msnm

Por definición en la corona se tiene una sección de control, es decir, se tiene un tirante crítico Y_c .

TIRANTE CRÍTICO Y_c

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g L^2}}$$

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

19.48 m³/s/m

$$Y_c =$$

3.38 m

CÁLCULO TIRANTE Y1; Y2

No de caída (Dr): $D_r = \frac{q^2}{g d^3}$

Calculo de Y₁ y Y₂ (Estructuras Hidráulicas, P. Novak et al, Mc Graw Hill, 2001)

$q = 19.48 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$

$d = p = 1.00 \text{ m}$

LONGITUD DE VADO (Lv)

$$\frac{L_v}{d} = 4.3 (Dr)^{0.27} + \frac{L_j}{d}$$

$4.3 (Dr)^{0.27} =$

11.54

$Dr = 38.67$

$\frac{Y_1}{d} = 0.54 + (Dr)^{0.425}$

2.55

$Y_1 = 2.55 \text{ m}$

$\frac{Y_2}{d} = 1.66 + (Dr)^{0.27}$

4.45

$Y_2 = 4.45 \text{ m}$

LONGITUD DEL SALTO

$L_j = 5 (Y_2 - Y_1)$

9.50 m

LONGITUD DE VADO (Lv)

$L_d = 4.30 d Dr^{0.27}$

11.54 m

$L_v = 11.54 \text{ m}$

SE ADOPTA $L_v = 10.00 \text{ m}$

REVISIÓN DEL SALTO

ESCALON = $Y_2 - Y_c$

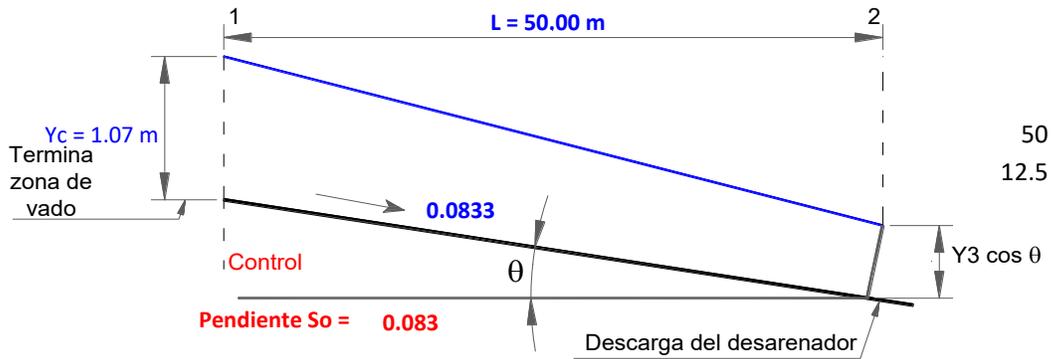
$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{L^2 g}}$

1.07 m

Se adopta una guarnición de **107 cm** del lado de aguas abajo del vado.
A continuación se realizará el cálculo del tirante Y₃ al pie de la rápida cuyo talud es: **12:1**

Cálculo de la rápida de la sección vertedora:

Longitud (L) =	50.00 m
Pendiente So =	0.0833:1



$$h_f = \left(\frac{h_{f1} + h_{f2}}{2} \right) \quad Y_1 \cos \theta + \frac{V_1}{2g} + Z = Y_2 \cos \theta + \frac{V_2}{2g} + h_f \quad h_{f1} = \left(\frac{V_1 * n}{R^{2/3}} \right)^2 * L$$

DATOS

LONGITUD DE LA CRESTA	150.00 m
TALUD DE LA RÁPIDA	12:1
RUGOSIDAD (n)	0.045
TIRANTE CRÍTICO	3.38 m
CARGA DE POSICIÓN	4.17 m
GASTO UNITARIO	19.48 m ³ /s/m

→ Corte en roca, astillado e irregular, valor máximo.

Borrar Calcular

GASTO (m ³ /seg)	TRAMO	L (m)	S	Z (m)	θ	Yc / Yo (m)
2,921.45	1 a 2	0.00	0.0833	4.17	0.00	4.938
		50.00	0.0833	4.17	4.764	2.177

Y COS(θ)	A m ²	V m/s	hv m	P m	R m	Rh(2/3) m	hf m
4.94	839.48	3.48	0.62	179.88	4.67	2.79	0.000
1.90	322.66	9.05	4.178	173.80	1.86	1.51	3.638

ECUACIÓN
IZQUIERDA
DERECHA

SUMA
9.722
9.714

VALORES DE TIRANTES.
Y₃ = 2.177 m

! CORREGIR PENDIENTE Y SU LONG. RÁPIDA!

RESULTADOS	
VELOCIDAD	9.05 m/s
TIRANTE Y3 =	2.18 m

LA VELOCIDAD MÁXIMA SOBRE LA CORTINA NO DEBE SOBREPASAR LOS 7.0

ANALISAR TALUD Y LONGITUD.!

ELEV. A LA SALIDA	2.13 msnm
-------------------	-----------

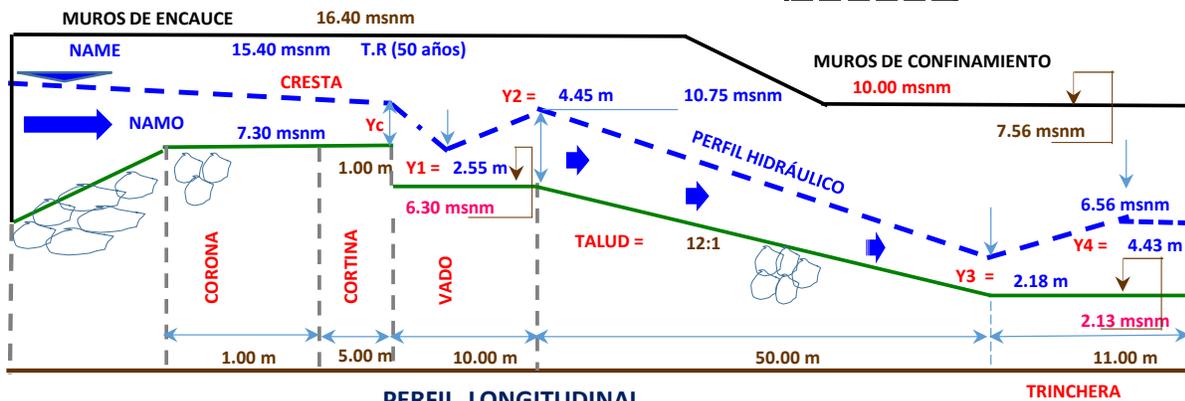
$$Fr^2 = \frac{V_1^2}{gd_1}$$

Fr² = 3.88

$$d_2 = \frac{d_1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1)$$

d₂ = Y4 = 4.43 m

BORDO LIBRE = 1.00 m



PERFIL LONGITUDINAL

RESULTADOS PERFIL DEL AGUA		
TIRANTES	VALOR	ELEVACION
Y1	2.55 m	8.85 msnm
Y2	4.45 m	10.75 msnm
Y3	2.18 m	4.31 msnm
Y4	4.43 m	6.56 msnm

LA ELEVACIÓN DEL AGUA QUE INDICA LA SUMERGENCIA PERMISIBLE DE LA CRESTA VERTEDORA ES DE 2/3 DEL TIRANTE CRITICO

$\frac{2}{3} y_c =$	9.55 msnm
E. SALIDA	6.56 msnm
ANCHO DE TRINCHERA	

! SUMERGENCIA MENOR 2/3 Yc CORRECTO !

Long. de Trinchera **11.245 m**

11.00 m

INICIO

ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LA SECCIÓN VERTEDORA.

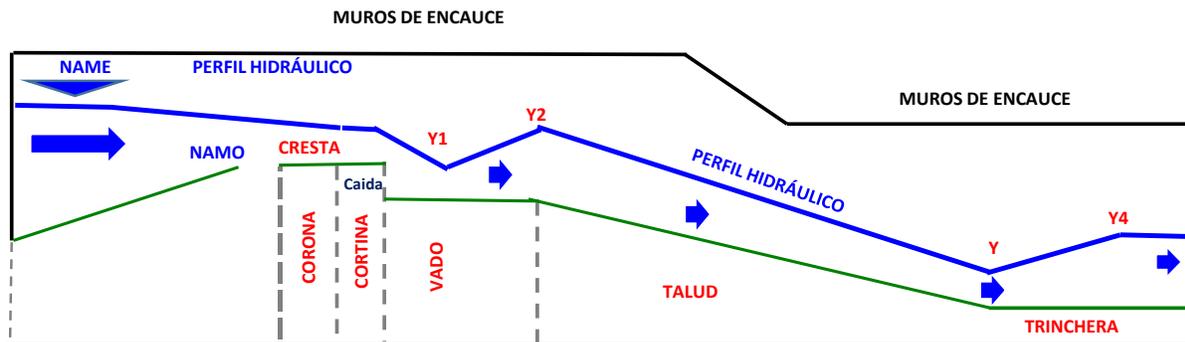
DATOS DE PROYECTO

PROYECTO: **PRESA DERIVADORA ARMERÍA, COL.**

NAME (E. Hidrológico T.R. 50 años)	15.40 msnm
LONGITUD DE LA CRESTA	150.00 m
GASTO DE DISEÑO 25%	1,460.73 m ³ /s
ELEVACIÓN DE LA CRESTA	Elev. Cresta 7.30 msnm
	H = 3.20 m
ALTURA DE CAIDA	1.00 m
ELEV. VADO	6.30 msnm
ELEV. MURO DE ENCAUCE	10.00 msnm
ANCHO DE CORTINA	5.00 m
ANCHO DE CORONA	1.00 m
ELEV. DESPLANTE CORTINA	1.30 msnm

**¡ MODIFICAR
LA SECCIÓN DE
LA CORTINA. !**

RESULTADOS



PERFIL LONGITUDINAL DE LA PRESA DERIVADORA

De acuerdo a oficio recibido el Tr es de:	50 AÑOS
Longitud máxima de cresta	150.00 m
Elevación en las margenes.	1350.00 msnm

Por definición en la corona se tiene una sección de control, es decir, se tiene un tirante crítico Y_c .

TIRANTE CRÍTICO Y_c

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g L^2}}$$

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

9.74 m³/s/m

$$Y_c =$$

2.13 m

CÁLCULO TIRANTE Y1; Y2

No de caída (Dr): $D_r = \frac{q^2}{g d^3}$

Calculo de Y_1 y Y_2 (Estructuras Hidráulicas, P. Novak et al, Mc Graw Hill, 2001)

$q = 9.74 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$

$d = p = 1.00 \text{ m}$

LONGITUD DE VADO (L_v)

$$\frac{L_v}{d} = 4.3 (Dr)^{0.27} + \frac{L_j}{d}$$

$4.3 (Dr)^{0.27} =$

7.93

$Dr = 9.67$

$\frac{Y_1}{d} = 0.54 + (Dr)^{0.425}$

1.42

$Y_1 = 1.42 \text{ m}$

$\frac{Y_2}{d} = 1.66 + (Dr)^{0.27}$

3.06

$Y_2 = 3.06 \text{ m}$

LONGITUD DEL SALTO

$L_j = 5 (Y_2 - Y_1)$

8.23 m

LONGITUD DE VADO (L_v)

$L_d = 4.30 d Dr^{0.27}$

7.93 m

$L_v = 8.23 \text{ m}$

SE ADOPTA $L_v = 10.00 \text{ m}$

REVISIÓN DEL SALTO

ESCALON = $Y_2 - Y_c$

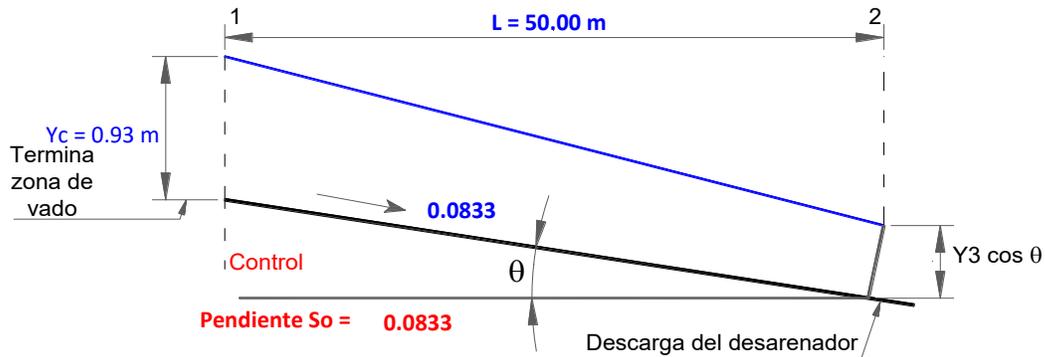
$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{L^2 g}}$

0.93 m

Se adopta una guarnición de **93 cm** del lado de aguas abajo del vado.
A continuación se realizará el cálculo del tirante Y_3 al pie de la rápida cuyo talud es: **12:1**

Cálculo de la rápida de la sección vertedora:

Longitud (L) =	50.00 m
Pendiente So =	0.0833:1



$$h_f = \left(\frac{h_{f1} + h_{f2}}{2} \right) \quad Y_1 \cos \theta + \frac{V_1}{2g} + Z = Y_2 \cos \theta + \frac{V_2}{2g} + h_f \quad h_{f1} = \left(\frac{V_1 * n}{R^{2/3}} \right)^2 * L$$

DATOS

LONGITUD DE LA CRESTA	150.00 m
TALUD DE LA RÁPIDA	12:1
RUGOSIDAD (n)	0.045
TIRANTE CRÍTICO	2.13 m
CARGA DE POSICIÓN	4.17 m
GASTO UNITARIO	9.74 m ³ /s/m

Corte en roca, astillado e irregular, valor máximo.

Borrar Calcular

GASTO (m ³ /seg)	TRAMO	L (m)	S	Z (m)	θ	Y _c /Y _o (m)
1,460.73	1 a 2	0.00	0.0833	4.17	0.00	4.938
		50.00	0.0833	4.17	4.764	1.373

Y COS(θ)	A m ²	V m/s	h _v m	P m	R m	Rh(2/3) m	h _f m
4.94	839.48	1.74	0.15	179.88	4.67	2.79	0.000
1.12	191.08	7.64	2.979	172.25	1.11	1.07	5.153

ECUACIÓN

IZQUIERDA

DERECHA

SUMA

9.259

9.255

VALORES DE TIRANTES.

Y₃ = 1.373 m

! CORREGIR PENDIENTE Y SU LONG. RÁPIDA!

RESULTADOS	
VELOCIDAD	7.64 m/s
TIRANTE Y3 =	1.37 m

Hacer otro cálculo

LA VELOCIDAD MÁXIMA SOBRE LA CORTINA NO DEBE SOBREPASAR LOS 7.0

ANALISAR TALUD Y LONGITUD.!

ELEV. A LA SALIDA 2.13 msnm

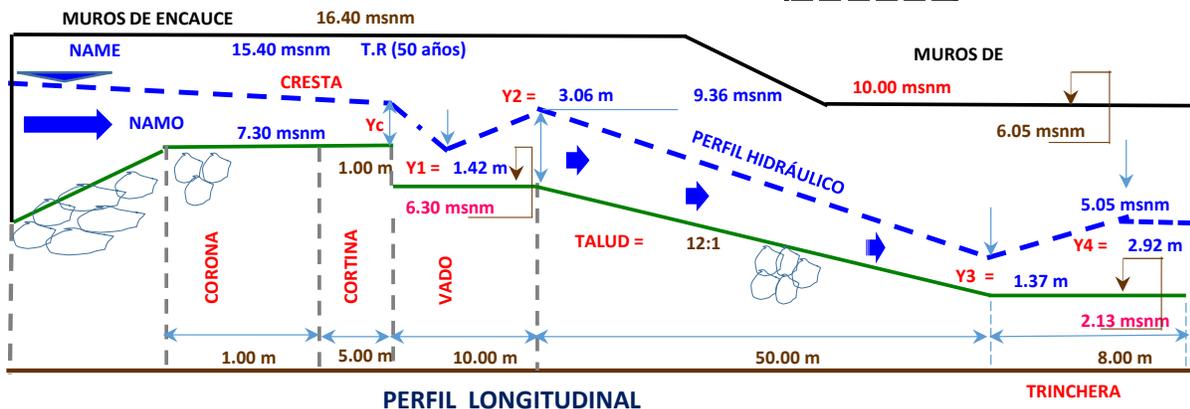
$$Fr^2 = \frac{V_1^2}{gd_1}$$

Fr² = 4.68

$$d_2 = \frac{d_1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1)$$

d₂ = Y4 = 2.92 m

BORDO LIBRE = 1.00 m



PERFIL LONGITUDINAL

RESULTADOS PERFIL DEL AGUA		
TIRANTES	VALOR	ELEVACION
Y1	1.42 m	7.72 msnm
Y2	3.06 m	9.36 msnm
Y3	1.37 m	3.51 msnm
Y4	2.92 m	5.05 msnm

LA ELEVACIÓN DEL AGUA QUE INDICA LA SUMERGENCIA PERMISIBLE DE LA CRESTA VERTEDORA ES DE 2/3 DEL TIRANTE CRITICO

$\frac{2}{3} y_c =$	8.72 msnm
E. SALIDA	5.05 msnm
ANCHO DE TRINCHERA	

! SUMERGENCIA MENOR 2/3 Yc CORRECTO !

Long. de Trinchera **7.743 m**

8.00 m

INICIO

ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LA SECCIÓN VERTEDORA.

Calculo de gastos mediante el método de la sección y la pendiente

De acuerdo a Manning se tiene que:
$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2}$$

En la cual:

v= velocidad media de la corriente

n= coeficiente de rugosidad que depende de la naturaleza del cauce

r= Radio hidráulico de la sección, en metros, que es igual al cociente que resulta de dividir el área de la sección (A), expresada en m² entre el perímetro mojado (p) expresado en metros

S= Pendiente hidráulica, que es aproximadamente, el cociente que resulta de dividir la diferencia de nivel que existe entre los puntos extremos del tramo, entre las distancias que los separan. Rigurosamente debe ser la pendiente del gradiente de la energía, y es un número abstracto que no tiene, por lo tanto, unidades

Una vez obtenida la velocidad media (V) se multiplica por el área (A) a fin de obtener el gasto (Q)

Calculo de la pendiente entre secciones extremas

Los datos de la sección inicial son:

Cadenamiento	0+280
Elevación del fondo	1,254.11 msnm

Los datos de la sección final son:

Cadenamiento	0+700
Elevación del fondo	1,252.77 msnm

Por lo tanto la distancia entre las dos es:

$$L = 420.00 \text{ m}$$

Y la diferencia de elevaciones:

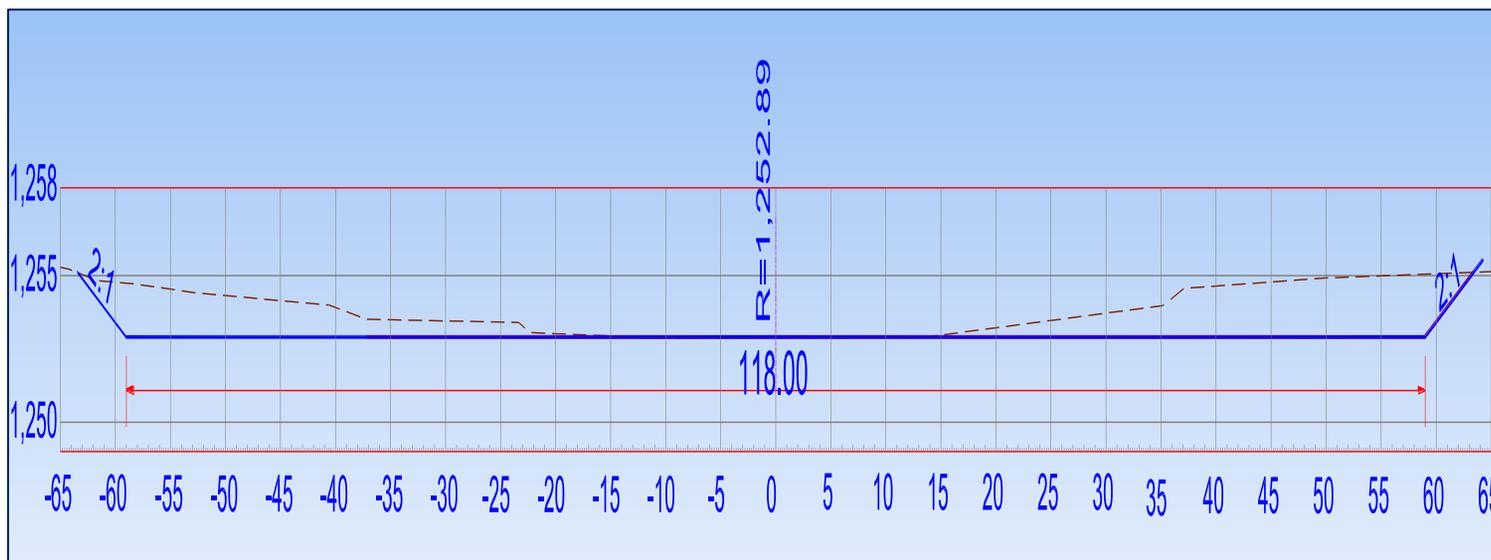
$$\Delta_y = 1.34 \text{ m}$$

Por lo tanto la pendiente en el tramo estudiado es:

$$S = \frac{\Delta_y}{L} = 0.00319048$$



Tirante (d)	Área	Perímetro	Radio hidráulico	Pendiente	Coefficiente de rugosidad	$r^{3/2}$	$S^{1/2}$	Velocidad	Gasto parcial
0.00 m	0.00 m ²	0.00 m	0.00 m	0.003190	0.0350	0.00 m	0.00	0.00 m/s	0.00 m ³ /S
0.50 m	75.50 m ²	151.25 m	0.50 m	0.003190	0.0350	0.63 m	0.0565	1.02 m/s	76.67 m ³ /S
1.00 m	152.00 m ²	152.50 m	1.00 m	0.003190	0.0350	1.00 m	0.0565	1.61 m/s	244.77 m ³ /S
1.50 m	229.50 m ²	153.75 m	1.49 m	0.003190	0.0350	1.31 m	0.0565	2.11 m/s	483.75 m ³ /S
2.00 m	308.00 m ²	155.00 m	1.99 m	0.003190	0.0350	1.58 m	0.0565	2.55 m/s	785.64 m ³ /S
2.50 m	387.50 m ²	156.25 m	2.48 m	0.003190	0.0350	1.83 m	0.0565	2.96 m/s	1,145.77 m ³ /S
3.00 m	468.00 m ²	157.50 m	2.97 m	0.003190	0.0350	2.07 m	0.0565	3.34 m/s	1,561.05 m ³ /S
3.50 m	549.50 m ²	158.75 m	3.46 m	0.003190	0.0350	2.29 m	0.0565	3.69 m/s	2,029.22 m ³ /S
4.00 m	632.00 m ²	160.00 m	3.95 m	0.003190	0.0350	2.50 m	0.0565	4.03 m/s	2,548.64 m ³ /S

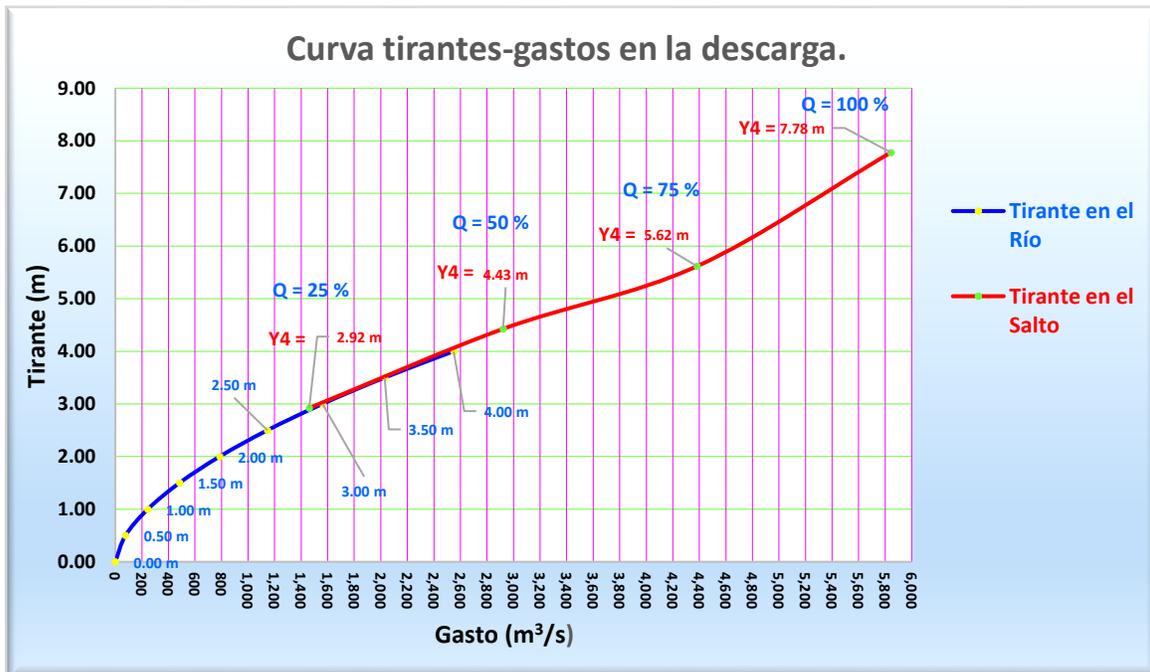


Ancho de cauce = 150.00 m Talud 0.75:1

ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LA SECCIÓN VERTEDORA.

	GASTOS	H	Tirantes		SUMERGENCIA	LONGITUD DE TRINCHERA
			Yc	Y4		
100%	5,842.90 m ³ /s	8.07 m	5.37 m	7.78 m	! SUMERGENCIA MENOR 2/3 Yc CORRECTO !	21.00 m
75%	4,382.18 m ³ /s	6.66 m	4.43 m	5.62 m	! SUMERGENCIA MENOR 2/3 Yc CORRECTO !	14.00 m
50%	2,921.45 m ³ /s	5.08 m	3.38 m	4.43 m	! SUMERGENCIA MENOR 2/3 Yc CORRECTO !	11.00 m
25%	1,460.73 m ³ /s	3.20 m	2.13 m	2.92 m	! SUMERGENCIA MENOR 2/3 Yc CORRECTO !	8.00 m

FROUDE	SALTO
Fr = 3.55	! Salto Suave y uniforme !
Fr = 3.38	! Salto Suave y uniforme !
Fr = 3.88	! Salto Suave y uniforme !
Fr = 4.68	! Salto Suave y uniforme !



Programó: M.I. Bernabé A. Mata de Elías.

Q = 5,842.90 m³/s 100% So = 3%

DATOS	
Gasto	Q = 5,842.90 m ³ /s
Gravedad	9.81 m/s ²
Pendiente	So = 0.0003
Rugosidad	n = 0.0350
Base	B = 150.00 m

$$\frac{Qn}{\sqrt{S_0}} = A Rh^{\frac{2}{3}} \quad V = \frac{1}{n} Rn^{\frac{2}{3}} \sqrt{S_0} \quad Q = VA$$

$$\frac{Qn}{\sqrt{S_0}} = 11,806.90$$

Borrar Calcular M2 H2



Yn	Área	Perimetro	Rh	A Rh ^{2/3}	Dif. (%)	Balance
14.75 m	2,212.63 m ²	179.50 m	12.33 m	11,806.90 m	0.000	SE ACEPTA

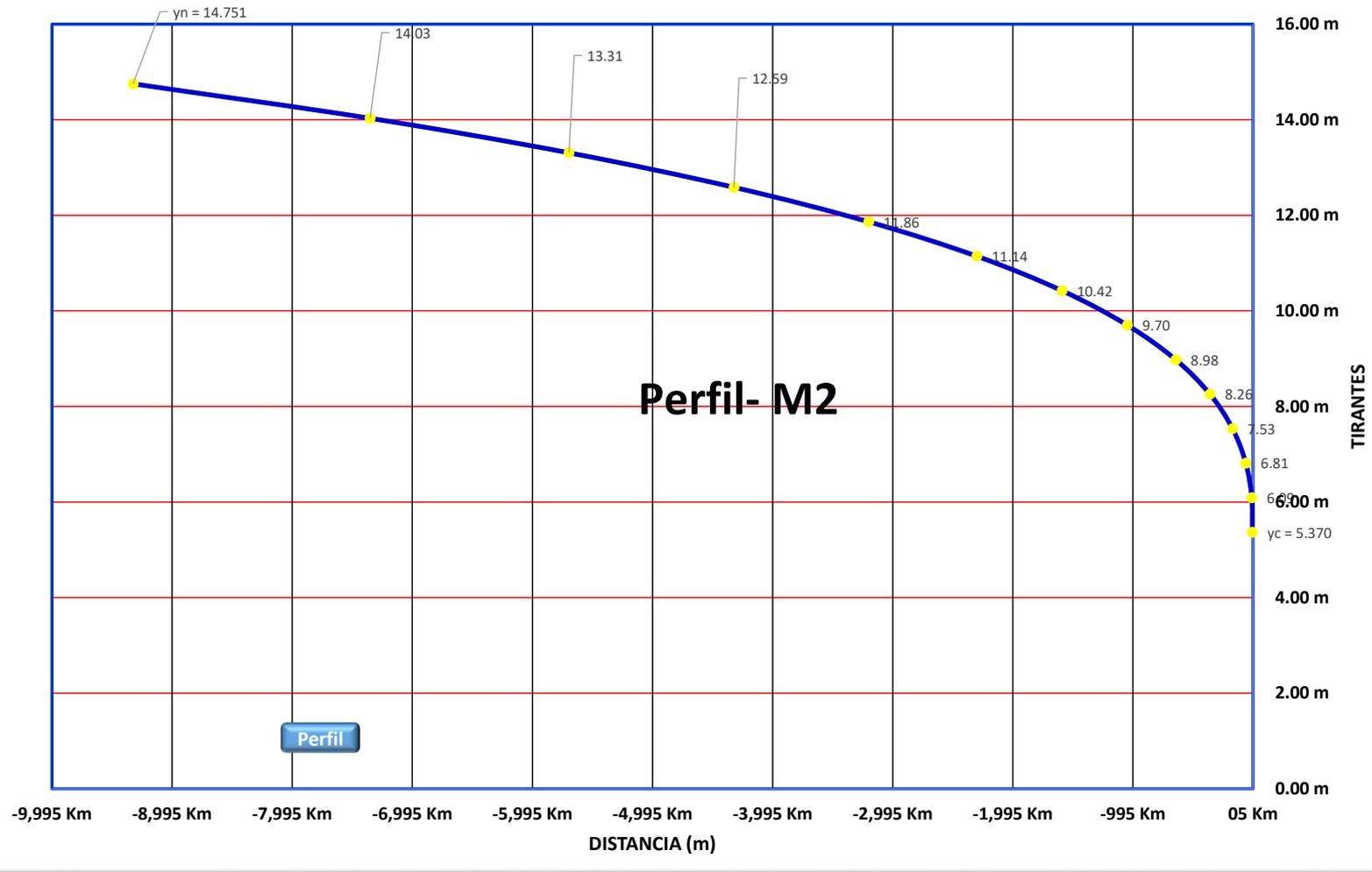
Yn = 14.7509 m

Yc = 5.3700 m

Diferencia: 0.0029

Como 14.75 > 5.37, Regimen Sub-critico. !

PERFIL DEL AGUA



Imprimir

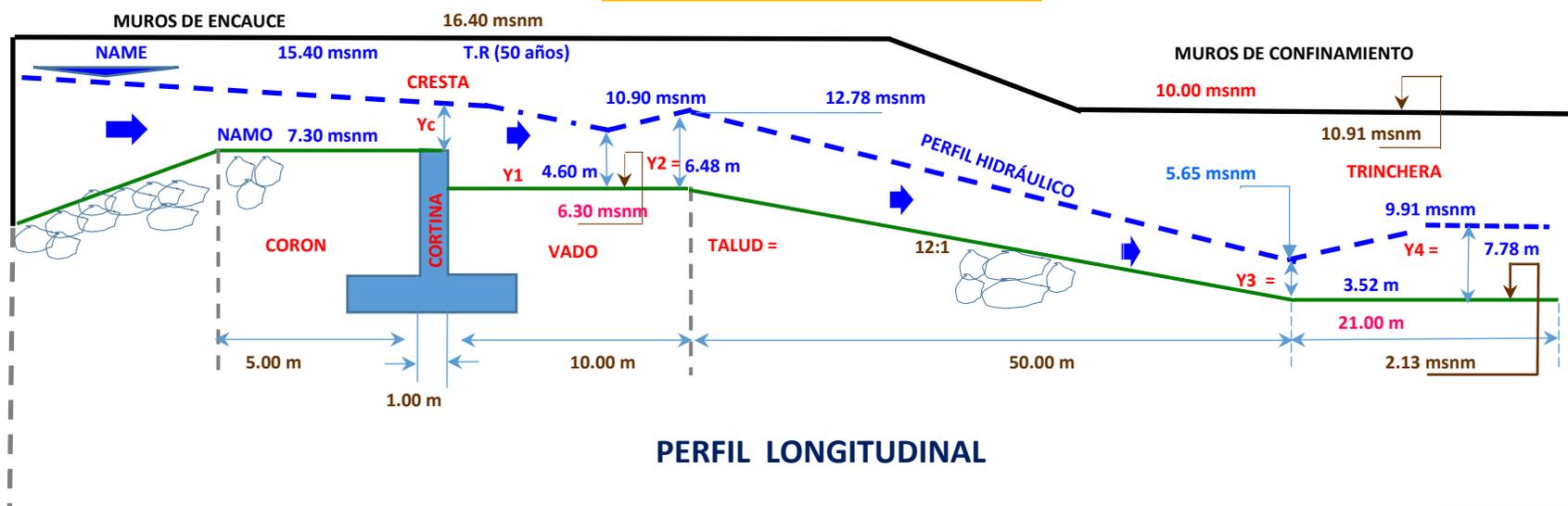
Guardar

Perfil

Programó: M.I. Bernabé A. Mata de Elias.

ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LA SECCIÓN VERTEDORA.

BORDO LIBRE = 1.00 m



PERFIL LONGITUDINAL

RESULTADOS PERFIL DEL AGUA		
TIRANTES	VALOR	ELEVACION
Y1	4.60 m	10.90 msnm
Y2	6.48 m	12.78 msnm
Y3	3.52 m	5.65 msnm
Y4	7.78 m	9.91 msnm

Q = 5,842.90 m³/s

V = 11.07 m/s

INICIO

Programó: M.I. Bernabé A Mata de Elías

DATOS:
1 Qd = 5,842.90 m3/s
2 Hm = 7.78 m
3 Be = 150 m
4 u = 0.99
5 Wm = 1200 mm
6 B = 1.00
7 $\frac{1}{1+X} = X = 0.81$
8 V = 11.07 m/s
9 alpha = 1.29

EROSIÓN

$$H_s = \left(\frac{\alpha Ho^{\frac{5}{3}}}{0.68 \beta Wm^{0.28}} \right)^{\frac{x}{1+x}}$$

Hs = 5.4085 m

$$\alpha = \frac{Q_d}{Hm^{\frac{5}{3}} Be \mu}$$

EROSIÓN

$$H_s = \left(\frac{\alpha Ho^{\frac{5}{3}}}{Vc} \right)^{\frac{x}{1+x}}$$

Hs = 3.5543 m

SUELOS NO COHESIVOS

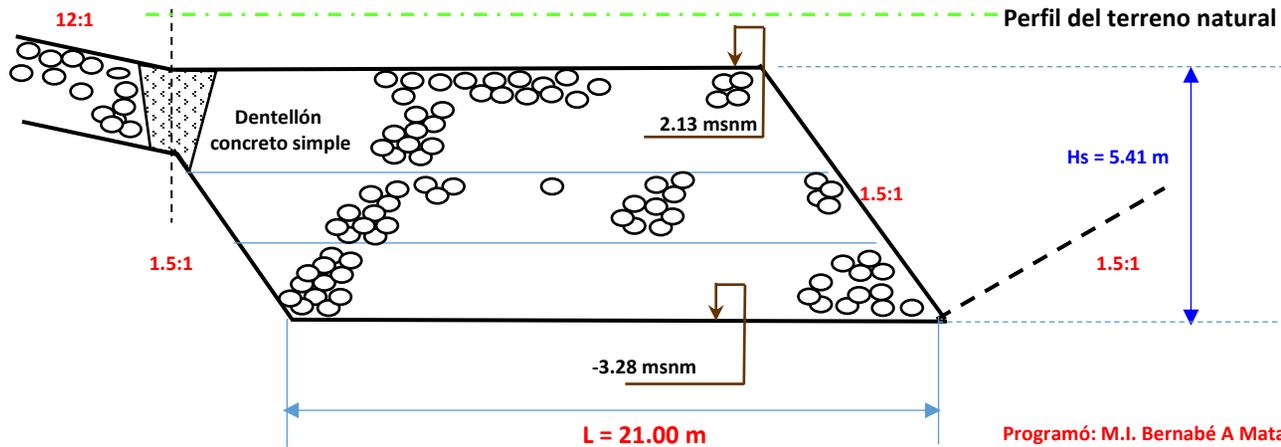
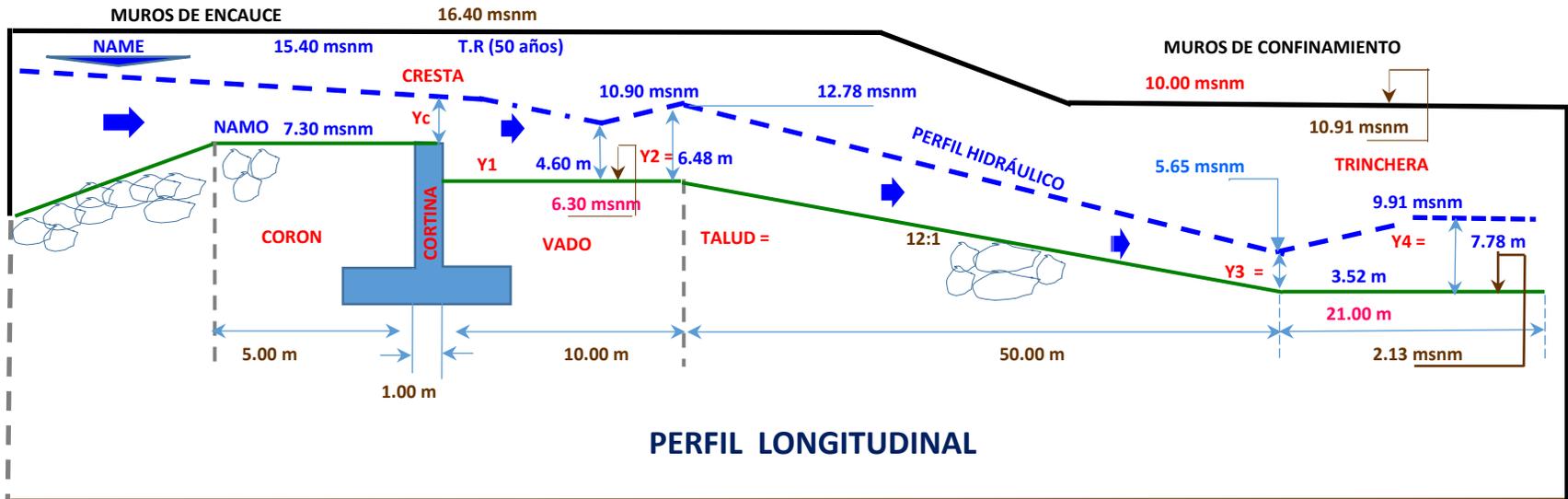
Dm (mm)	X	$\frac{1}{1+X}$
1000	0.190	0.84
1200	0.228	0.81
1400	0.266	0.79
1600	0.304	0.77
1800	0.342	0.75
2000	0.380	0.72

PRBABILIDAD ANUAL EN (%) DE QUE SE PRESENTE EL GASO DE DISEÑO.

100	B = 0.77
50	B = 0.82
20	B = 0.86
10	B = 0.90
5	B = 0.94
2	B = 0.90
1	B = 1.00
3	B = 1.03
0.2	B = 1.05
0.1	B = 1.07

ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LA SECCIÓN VERTEDORA.

BORDO LIBRE = 1.00 m

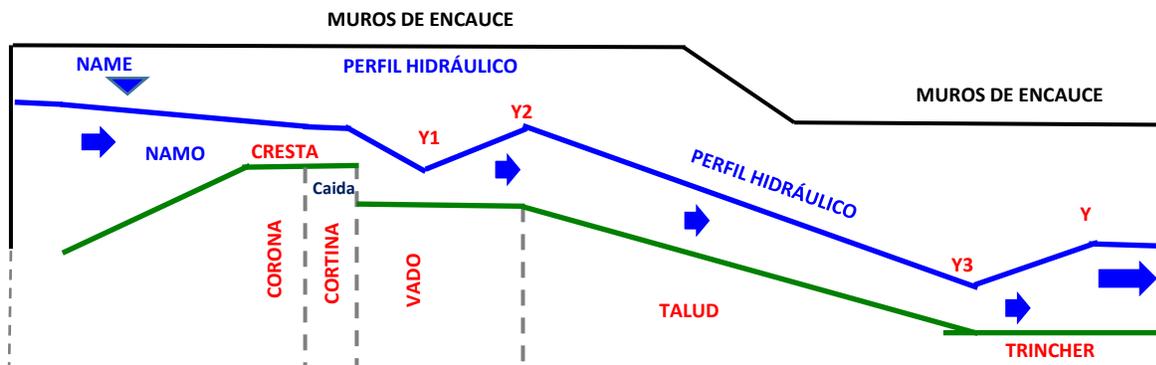


Programó: M.I. Bernabé A Mata de Elías

INICIO

NOMBRE DEL PROYECTO:

PRESA DERIVADORA ARMERIA, COL



Calculo de Y_1 y Y_2 (Estructuras Hidráulicas, P. Novak et al, Mc Graw Hill, 2001)

Programó: Ing. Bernabé A. Mata de Elías.

1.7.- ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LA SECCIÓN VERTEDEDORA.

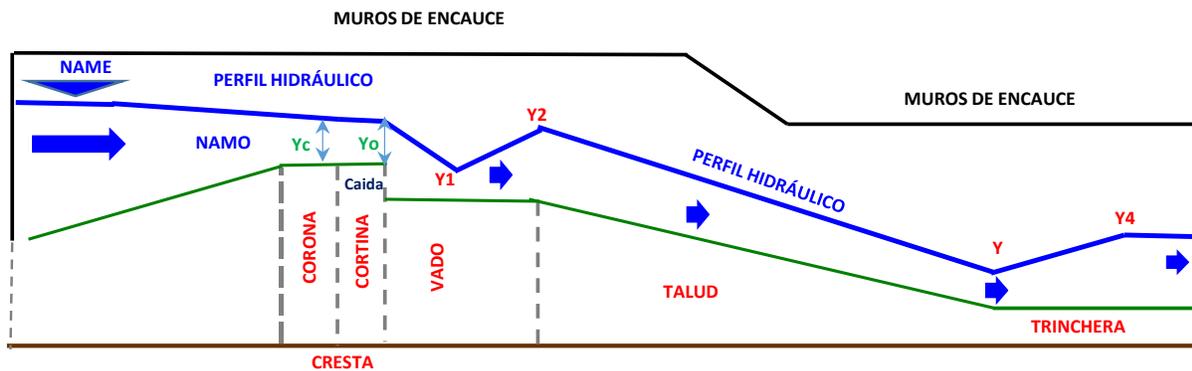
DATOS DE PROYECTO

PROYECTO: **PRESA DERIVADORA ARMERIA, COL**

NAME (E. Hidrológico T.R. 50 años)	15.40 msnm
LONGITUD DE LA CRESTA	150.00 m
GASTO DE DISEÑO 100%	5,842.90 m ³ /s
ELEVACIÓN DE LA CRESTA	7.30 msnm
	H = 8.07 m
ALTURA DE CAIDA	h = 1.00 m
ELEV. VADO	06.30 msnm
ELEV. MURO DE ENCAUCE	11.00 msnm
ANCHO DE CORTINA	1.00 m
ANCHO DE CORONA	5.00 m
ELEV. DESPLANTE CORTINA	1.30 msnm

¡ MODIFICAR LA SECCIÓN DE LA CORTINA. !

RESULTADOS



PERFIL LONGITUDINAL DE LA PRESA DERIVADORA

De acuerdo a oficio recibido el Tr es de:	50 AÑOS
Longitud máxima de cresta	150.00 m

Por definición en la corona se tiene una sección de control, es decir, se tiene un tirante crítico yc.

TIRANTE CRÍTICO Yc

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{L^2 g}}$$

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

38.95 m³/s/m

$$Y_c =$$

5.37 m

CÁLCULO TIRANTE Y1; Y2

No de caída (Dr):

$$D_r = \frac{q^2}{g d^3}$$

Calculo de Y_1 y Y_2 (Estructuras Hidráulicas,
P. Novak et al, Mc Graw Hill, 2001)

$q =$ 38.95 m³/s/m

$d = p$ 1.00 m

LONGITUD DE VADO (Lv)

$$\frac{L_v}{d} = 4.3 (D_r)^{0.27} + \frac{L_j}{d}$$

$4.3 (D_r)^{0.27} =$

16.77

$D_r =$

154.67

$\frac{Y_1}{d} = 0.54 + (D_r)^{0.425}$

4.60



$Y_1 =$

4.60 m

$\frac{Y_2}{d} = 1.66 + (D_r)^{0.27}$

6.48



$Y_2 =$

6.48 m

LONGITUD DEL SALTO

$L_j = 5 (Y_2 - Y_1)$

9.37 m

LONGITUD DE VADO (Lv)

$4.3 (D_r)^{0.27} d =$

16.77 m



$L_v =$

26.14 m

SE ADOPTA $L_v =$

10.00 m

REVISIÓN DEL SALTO

ESCALÓN = $Y_2 - Y_c$

$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{L^2 g}}$

1.11 m

Se adopta una guarnición de **111 cm** del lado de aguas abajo del vado.

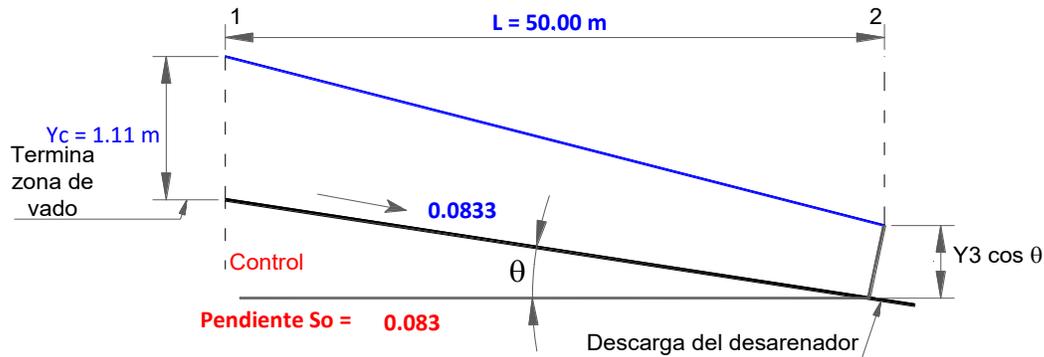
A continuación se realizará el cálculo del tirante Y_3 al pie de la rápida cuyo

talud es:

12:1

Cálculo de la rápida de la sección vertedora:

Longitud (L) =	50.00 m
Pendiente So =	0.08333



$$h_f = \left(\frac{h_{f1} + h_{f2}}{2} \right) \quad Y_1 \cos\theta + \frac{V_1}{2g} + Z = Y_2 \cos\theta + \frac{V_2}{2g} + h_f \quad h_{f1} = \left(\frac{V_1 * n}{R^{2/3}} \right)^2 * L$$

1.7.1.- CARGA HCA. EFECTIVA

LONGITUD DE LA CRESTA	150.00 m
TALUD DE LA RÁPIDA	12:1
RUGOSIDAD (n)	0.045
TIRANTE CRÍTICO	5.37 m
CARGA DE POSICIÓN	4.17 m
GASTO UNITARIO	38.95 m ³ /s/m

➔ Corte en roca, astillado e irregular, valor máximo.

Borrar Calcular

GASTO (m ³ /seg)	TRAMO	L (m)	S	Z (m)	θ	Yc / Yo (m)
5842.9	1 a 2	0.00	0.0833	4.17	0.00	5.368
		50.00	0.0833	4.17	4.775	3.536

Y COS(θ)	A m ²	V m/s	hv m	P m	R m	Rh(2/3) m	hf m
5.37	805.06	7.26	2.68	160.74	5.01	2.93	0.00
3.52	528.52	11.06	6.23	157.05	3.37	2.25	2.45

ECUACIÓN

- IZQUIERDA
- DERECHA

SUMA
12.22
12.22

VALORES DE TIRANTES.

Y₃ = 3.536 m

! CORREGIR PENDIENTE Y SU LONG. RÁPIDA!

RESULTADOS	
VELOCIDAD	11.06 m/s
TIRANTE Y3 =	3.54 m

LA VELOCIDAD MÁXIMA SOBRE LA CORTINA NO DEBE SOBREPASAR LOS 7.0

ANALISAR TALUD Y LONGITUD.!

ELEV. A LA SALIDA 2.13 msnm

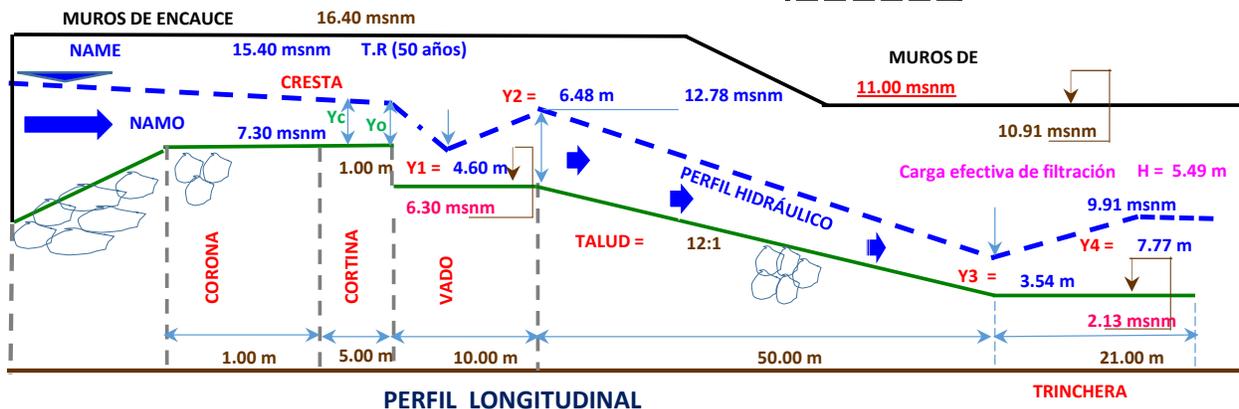
$$d_2 = \frac{d_1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1)$$

Fr² = 3.54

$$Fr^2 = \frac{V_1^2}{gd_1}$$

d₂ = Y4 = 7.77 m

BORDO LIBRE = 1.00 m



RESULTADOS PERFIL DEL AGUA		
TIRANTES	VALOR	ELEVACION
Y1	4.60 m	10.90 msnm
Y2	6.48 m	12.78 msnm
Y3	3.54 m	5.67 msnm
Y4	7.77 m	9.91 msnm

LA ELEVACIÓN DEL AGUA QUE INDICA LA SUMERGENCIA PERMISIBLE DE LA CRESTA VERTEDORA ES DE 2/3 DEL TIRANTE CRITICO

$\frac{2}{3} y_c =$	10.88 msnm
E. SALIDA	9.91 msnm
ANCHO DE TRINCHERA	

! SUMERGENCIA MENOR 2/3 Yc CORRECTO !

21.184 m

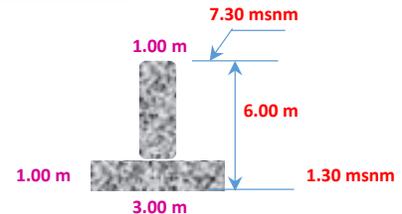
21.00 m

INICIO

1.7.2 CRITERIO E.W. LANE

Base =	3.00 m
Altura =	6.00 m

DATOS	
GASTO =	5,842.90 m ³ /s
LONGITUD DE LA CRESTA	150.00 m
ELEVACIÓN NAME	15.40 msnm
ELEVACIÓN NAMO	7.30 msnm
CARGA H =	8.07 m
ELEV. TN. AGUAS ARRIBA	5.00 msnm
ELEVACIÓN DE LA CRESTA	7.30 msnm
ELEVACIÓN A LA SALIDA	2.13 msnm
TIRANTE Y4	7.77 m



→ Ir al Sección

LONG. VERTICAL
13.35 m

LONG. HORIZONTAL
116.50 m

TOTALES	
L. VERICAL	13.35 m
L. HORIZONTAL	116.50 m
L. Total	Σ =129.85 m

LONGITUD	VERTICAL	HORIZONTAL
1 a 2	4.30 m	9.00 m
2 a 3	0.00 m	10.00 m
3 a 4	0.60 m	4.00 m
4 a 5	0.00 m	7.00 m
5 a 6	0.50 m	2.00 m
6 a 7	0.00 m	5.00 m
7 a 8	4.21 m	50.00 m
8 a 9	0.46 m	2.00 m
9 a 10	0.00 m	27.50 m
10 a 11	3.28 m	0.00 m
11 a 12	0.00 m	0.00 m
12 a 13	0.00 m	0.00 m
13 a 14	0.00 m	0.00 m
14 a 15	0.00 m	0.00 m
	0.00 m	0.00 m
	0.00 m	0.00 m
	0.00 m	0.00 m
SUMA	13.35 m	116.50 m

1.- LONGITUD DE FILTRACIÓN COMPENSADA

$$L(\text{compensada}) = \frac{1}{3} L_{\text{horizontal}} + L_{\text{vertical}} \quad \boxed{52.18 \text{ m}}$$

2.- RELACIÓN DE CARGA COMPENSADA.

C = LONG. DE FILTRACIÓN COMPENSADA/CARGA HCA. EFECTIVA.

$C = 9.50$

CÁLCULO DE LA SUPRESIÓN.

$$L(\text{compensada}) = \frac{1}{3} L_{\text{horizontal}} + L_{\text{vertical}}$$

Donde:

- S_x = Subpresión a una distancia "x" (Kg/m²)
- H_x = Carga Hidráulica, en el punto "x" = H + H'
- L_x = Longitud compensada hasta el punto "x"
- L = Longitud compensada total del paso de filtración.
- H = Carga efectiva que produce la filtración, igual a la diferencia del nivel hidrostático entre aguas arriba y aguas debajo de la cortina.
- H' = Desnivel entre el agua abajo de la cortina y el punto que se esta estudiando.
- W_a = Peso volumétrico del agua

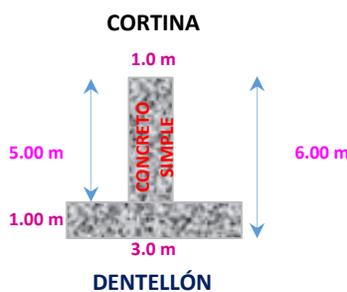
$$S_x = \left[H_x - \left(\frac{H_x}{L} \right) L \right] W_a$$

PUNTO

	H (m)	H' (m)	L (m)	Lx (m)	Wa (Kg/m3)	Sx (KG/m2)
1	5.49	2.30	52.183	4.30	1000	7,152.05
2	5.49	6.60	52.183	4.30	1000	11,097.72
3	5.49	6.60	52.183	10.63	1000	9,629.87
4	5.49	6.00	52.183	12.57	1000	8,726.28
5	5.49	6.00	52.183	14.90	1000	8,212.32
6	5.49	5.50	52.183	16.07	1000	7,609.29
7	5.49	5.50	52.183	17.73	1000	7,258.14
8	5.49	7.99	52.183	38.61	1000	3,506.52
9	5.49	8.45	52.183	39.74	1000	3,325.18
10	5.49	8.45	52.183	48.90	1000	876.26
11	5.49	5.17	52.183	52.18	1000	0.00
12	5.49	0.00				#¡DIV/0!
13	5.49	0.00				#¡DIV/0!
14	5.49	0.00				#¡DIV/0!

MURO VERTEDOR					
5.49 m	6.00 m	52.18 m	3.60 m	1,000 Kg/m3	10,701 Kg/m2

DATOS



MURO VERTEDOR

γconcreto =	2.4 Ton/m3
A concreto =	6.00 m2
Volumen =	6.00 m3

W (UNITARIO) =	14.4 Ton/m2
----------------	-------------

S_x = 10.70 Ton/m2

W (UNITARIO) > Sx	Peso Unitario	Sx
	14.4 Ton/m2	10.70 Ton/m2

INICIO

W unitario > Sx, SE ACEPTA NO HAY SUPRESION

1.7.3.- CRITÉRIO BLIGHT

Se basa en una teoría del recorrido de filtración a través de un medio permeable.

$$\text{LONGITUD} = C H$$

Donde:

- L = Longitud compensada total del peso de filtración
- C = Relación de la carga de filtración
- H = Carga efectiva que produce filtración

MATERIAL	VALOR (C)
LIMO Y ARENA MUY FINA.	18
ARENA FINA.	15
ARENA DE GRANO GRUESO.	12
GRAVA Y ARENA	9
TIERRA O CASCAJO CON ARENA Y GRAVA	4 A 6

$$\text{LONGITUD} = C H$$

$$C = 10.00$$

$$H = 5.49 \text{ m}$$

$$\text{LONGITUD (L)} = L = 54.94 \text{ m}$$

$$\text{LONGITUD/FILTRACIÓN E. W. LANE (COMPENSADA) } L_c = 52.18 \text{ m}$$

¡ CORRECTO (L > L. Filtración Compensada) !

$$H_1 = 12.99 \text{ m} \quad H = 5.49 \text{ m} \quad L_1 = 129.85 \text{ m}$$

$$H_1 > H$$

¡ CORRECTO !

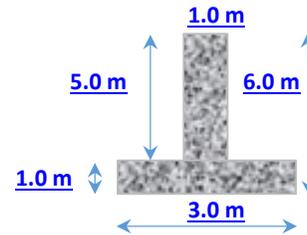
1.7.4.- CRITERIO D' ARCY

$$Q = K i A$$

Donde:

- Q = Gasto de filtración, en cm³/seg.
- K = Coef. de permeabilidad, en cm/seg.
- i = Pendiente hidráulica H/L
- A = Área unitaria de filtración por cimentación

K =	0.020 cm/s
i =	0.100
A =	30,000 cm ²



A = 30000 cm²

C = 9.50
k = 0.19 m/año
k = 19.0 cm/año

INICIO

Q = 0.06 lps/m

Q = 56.99 lps/año

Nota: Se considero una profundidad de 4.30 m medida desde el desplante del dentellón.

ENROCAMIENTO

$$v. crit = K \sqrt{2g \frac{W_p - W_a}{W_a} \sqrt{D}}$$

- K= Coeficiente para piedras esféricas.
Se considera igual a 0.86 y 1.20 para la velocidad crítica mínima y máxima de arrastre, respectivamente.
Aceleración de la gravedad igual a 9.81 m/s²

W = 2,400 Kg/m ³
Wa = 1,000 Kg/m ³
0.86 a 1.20
g = 9.81 m/s ²
W = 2,400 Kg/m ³

g = Peso volumétrico del material que forman las piedras en kg/m³

W_p = El volumen de una esfera vale:

W_a = Peso volumétrico del agua 1 000 kg/m³

D = Diámetro de una esfera equivalente a la piedra.

V = 4/3 π r³ = 1/6 π d³ 2.14

V = w/am 1.00 m/s

Vlim. = 7.01 m/s

d = $\left(\frac{1}{6\pi}\right)^{\frac{1}{3}}$ 1.24 m

1.7.5.- CRITERIO ISBACH.

DATOS	
GASTO DE DISEÑO.	Q = 5,842.90 m ³ /s
LONGITUD DE LA CRESTA	Lc = 150.00 m
CARGA SOBRE EL VERTDOR	H = 8.07 m
ELEVACIÓN NAME	15.40 msnm
ELEVACIÓN NAMO	7.30 msnm

q = 38.95 m³/s/m

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

5.37 m

V agua = V = 11.06 m/s

DETERMINACIÓN DE LAS VELOCIDADES MÁXIMAS Y MÍNIMAS.

$$V_{crit} = K \sqrt{2g \frac{w_p - w_a}{w_a}} \sqrt{D}$$

Roca (D) =

D = 120 cm
D = 1.20 m

K= PARA Vcrit. Mínima k = 0.86 → 4.51 √D

K= PARA Vcrit. Máxima k = 1.20 → 6.29 √D

Vcrit. Máxima V = 6.89 m/s
D = 1.20 m

∅ Máximo V = 6.89 m/s

Vcrit. Mínima V = 4.94 m/s
D = 1.20 m

∅ Mínimo V = 4.94 m/s

De acuerdo con lo anterior, se requieren rocas con un peso de:

Velocidad máxima adoptada. V = 6.89 m/s

$$Vol = \frac{\pi D^3}{6} \gamma_{roca}$$

Vol = 8.88 Kg

¡ Revisar ! Vcrit 6.89 < 11.06 V agua

Las principales partes de la misma son un muro que puede ser de mampostería o concreto simple y un respaldo de material compactado que aumenta la longitud del paso de filtración. La estabilidad de la presa se la proporciona el enrocamiento acomodado aguas abajo con un talud tendido, éste enrocamiento se refuerza con la lechada de concreto.

INICIO

Estas estructuras se diseñan en forma práctica y en base a la experiencia, casi siempre se han construidos con factores de seguridad muy grandes, el rango de altura de las presas construidas hasta la actualidad varía de uno a ocho metros.

De la experiencia y de acuerdo con los materiales que se emplean en su construcción, se recomienda que los taludes aguas abajo de este tipo de presas sean de 10:1 hasta 14:1 y el de aguas arriba de 3:1 a 5:1.

Las cortinas llamadas "Tipo Indio" cuya sección típica es la que se propone, se constituye fundamentalmente de un elemento impermeabilizante formado por un macizo o dentellón, que por lo general es de concreto simple, además de un respaldo de material compactado sirve también para aumentar la longitud del paso de filtración.

El enrocamiento y el material de cimentación se hace mediante un filtro de gravas o rezaga de unos 50 cm de espesor, que descarga en una trinchera de enrocamiento localizada al final del parámetro de aguas abajo de la cortina y cuyo objeto es resguardarla de la socavación que pueda presentarse en este sitio.

El contacto del enrocamiento y el material de cimentación se pueden hacer mediante otros materiales, y termina en una trinchera de enrocamiento localizado al final del paramento aguas abajo de la presa y cuyo objeto es resguardarla de la socavación que puede presentarse en este sitio.

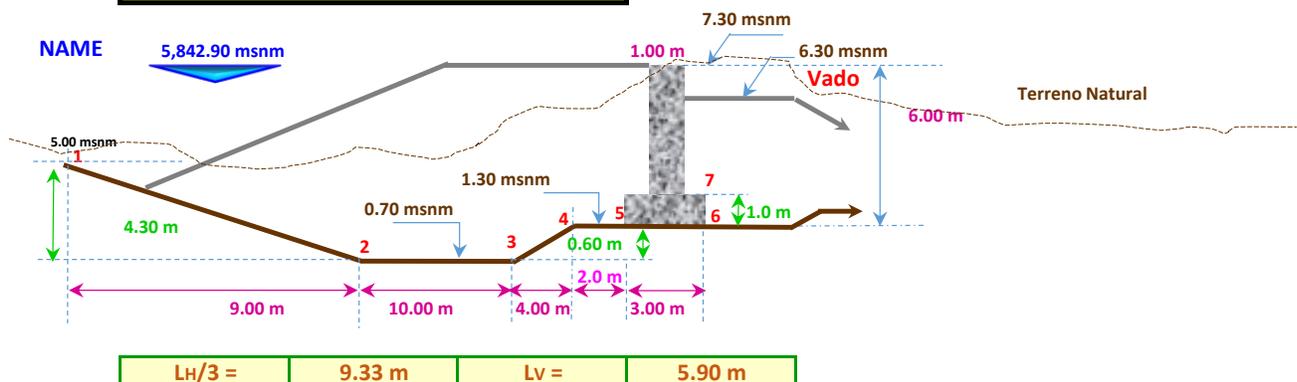
Para el diseño de esta cortina se aplicara el método de la teoría del recorrido de filtración en medios permeables del investigador Blight.

"El coeficiente de permeabilidad del material en el desplante de la cortina, de acuerdo " a los estudios que se hicieron es de $C = 10$

C = 10.00

MATERIAL	VALOR (C)
LIMO Y ARENA MUY FINA.	18
ARENA FINA.	15
ARENA DE GRANO GRUESO.	12
GRAVA Y ARENA	9
TIERRA O CASCAJO CON ARENA Y GRAVA	4 A 6

1.7.6.- SEPARACION DE DENTELLONES



Longitud = $LH+Lv$

Longitud = **15.23 m**



$\Delta h_1 =$ **1.52 m**

Cálculo de la distancia entre dentellones:

Ecuación del Talud:

$Y = -a_1x + b_1$

Ecuación de la pendiente de filtración:

$Y = -a_2x + b_2$

$Y = H_2 =$ Altura del punto de intersección o altura del segundo dentellón

$x =$ Distancia entre dentellones.

$a_1 = M =$ Pendiente de enrocamiento

$a_2 = m =$ Pendiente del coeficiente de filtración

$b_1 = H_1 =$ Altura del primer dentellón

$b_2 = H_1 - h_1$ Altura del primer dentellón menos la pérdida de carga

$x = h_1 / (M - m) =$ Distancia entre dentellones

Datos:

Elev. Razante del canal (río) **5.00 msnm**

Elev. Vado **6.30 msnm**

Elev. Plantilla de salida **2.13 msnm**

Longitud de la rápida **50.00 m**

Sustituyendo valores en la ecuación de talud se tiene:

5.00 = -0.0833 x + 6.30

-0.0833 x = -1.30

x = 15.60 m

1.7.7.- DISEÑO DEL TALUD AGUAS ABAJO

En la ecuación de pendiente de filtración, encontraremos b_2

5.00 = -0.0976 x + b_2

5.00 = -1.52 + b_2

$b_2 = 6.52$

$b_2 = H_1 - h_1$

$h_1 = -0.22$

De acuerdo a la ecuación: $x = h_1 / (M - m)$

x = 15.60 m



x = 5.00 m

La distancia entre dentellones se proponen a 5 m por lo tanto el talud sería de:

Distancia entre dentellones es: 5.00 m

Talud = **10:1**

» » » »

Tomamos

12:1

INICIO

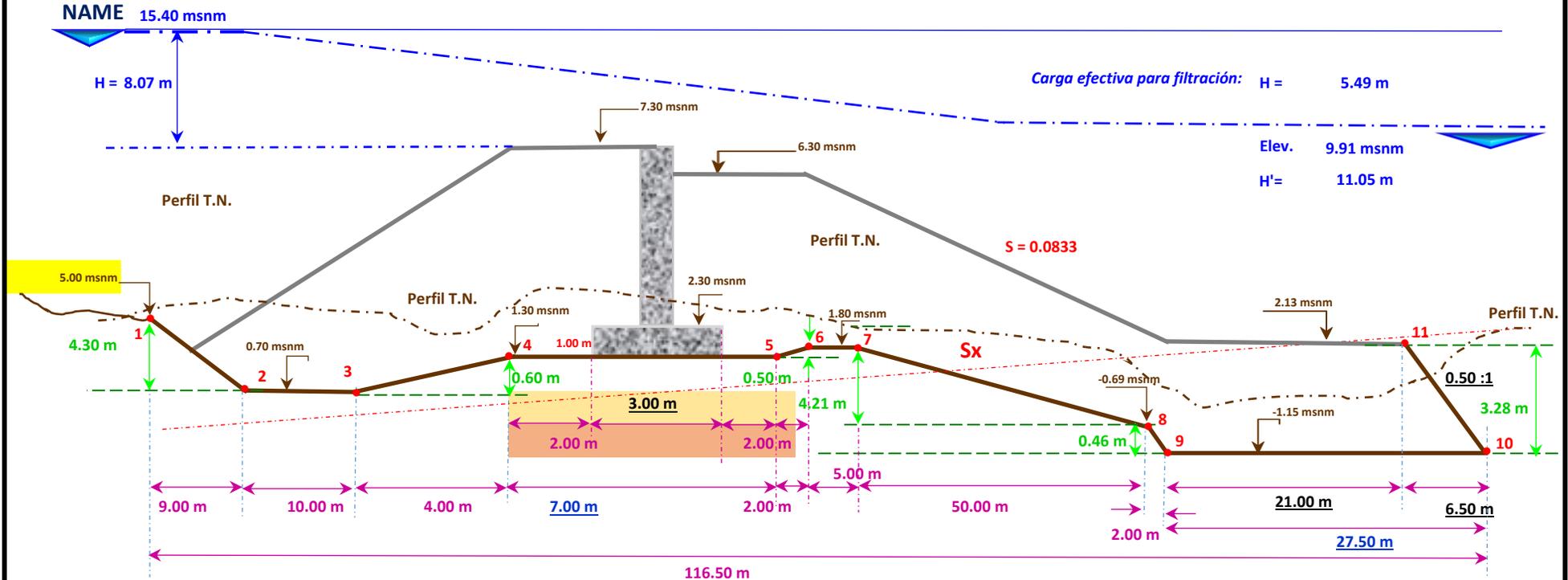
05 de mayo-2015

Programó: M.I. Bernabé A Mata de Elías

PERFIL DE LA PRESA

PRESA DERIVADORA ARMERIA, COL

Cálculo



DATOS:

NAME	15.40 msnm
NAMO	7.30 msnm
ELEVACIÓN T.N. AGUAS ARRIBA (río)	5.00 msnm
ELEVACIÓN DEL AGUA	7.77 msnm
ELEVACIÓN A LA SALIDA	2.13 msnm
TIRANTE CALCULADO Y ₄	7.77 m
CARGA HIDRÁULICA H	8.07 m

PUNTOS	ELEVACIONES	7.30 msnm			
Punto = 1	5.00 msnm	Carga = 2.30 m	Punto = 7	1.80 msnm	Carga = 5.50 m
Punto = 2	0.70 msnm	Carga = 6.60 m	Punto = 8	-0.69 msnm	Carga = 7.99 m
Punto = 3	0.70 msnm	Carga = 6.60 m	Punto = 9	-1.15 msnm	Carga = 8.45 m
Punto = 4	1.30 msnm	Carga = 6.00 m	Punto = 10	-1.15 msnm	Carga = 8.45 m
Punto = 5	1.30 msnm	Carga = 6.00 m	Punto = 11	2.13 msnm	Carga = 5.17 m
Punto = 6	1.80 msnm	Carga = 5.50 m			

Cálculo Inicio

LONGITUD VERTICAL		LONGITUD HORIZONTAL	
1 a 2	4.30 m	1 a 2	9.00 m
2 a 3	0.00 m	2 a 3	10.00 m
3 a 4	0.60 m	3 a 4	4.00 m
4 a 5	0.00 m	4 a 5	7.00 m
5 a 6	0.50 m	5 a 6	2.00 m
6 a 7	0.00 m	6 a 7	5.00 m
7 a 8	4.21 m	7 a 8	50.00 m
8 a 9	0.46 m	8 a 9	2.00 m
9 a 10	0.00 m	9 a 10	27.50 m
10 a 11	3.28 m	10 a 11	0.00 m
11 a 12	0.00 m	11 a 12	0.00 m
12 a 13	0.00 m	12 a 13	0.00 m
13 a 14	0.00 m	13 a 14	0.00 m
14 a 15	0.00 m	14 a 15	0.00 m
SUMA	13.35 m	SUMA	116.50 m

COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD

K en cm/seg (escala logarítmica)

	10^2	10^1	10^0	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}
PROPIEDAD DE DRENAJE	B U E N O						M A L O		PRACTICAMENTE IMPERMEABLE			
APLICACION EN PRESAS DE TIERRA Y DIQUES	Secciones permeables de presas y diques						Secciones impermeables de presas y diques					
TIPOS DE SUELOS	Grava limpia	Arenas limpias Arenas limpias y mezclas de gravas				Arenas muy finas limos orgánicos e inorgánicos mezclas de arena, limo y arcilla morena* glacial, depósitos estratificados de arcilla, etc.			Suelos impermeables Arcillas homogéneas a la intemperie			
DETERMINACION DIRECTA DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD	Prueba directa del suelo en su estado natural (Prueba de bombeo) Segura si se hace correctamente Se requiere bastante experiencia					Suelos impermeables modificados por los efectos de la vegetación e intemperie						
	Permeámetro de carga constante Se requiere poca experiencia											
DETERMINACION INDIRECTA DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD	PERMEAMETRO DE CARGA VARIABLE SEGURO No se requiere mucha experiencia			INSEGURO Se requiere mucha experiencia			RELATIVAMENTE SEGURO Se requiere mucha experiencia					
	Cálculo por medio de la distribución del tamaño del grano (vg. fórmula de Hazen) Aplicable solamente en arenas y gravas limpias y sin cohesión						Cálculo por medio de pruebas de consolidación Se requiere equipo de laboratorio costoso Requiere mucha experiencia					
	PRUEBA DE CAPILARIDAD HORIZONTAL Se requiere poca experiencia Util para pruebas rápidas en el campo											
	10^6	10^5	10^4	10^3	10^2	10^1	10^0	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}
	K en m/año (escala logarítmica)											

112

* Terreno de acarreo por ventisqueros

Fig. No.2.6- Coeficiente de permeabilidad — Cuadro de A Casagrande y R.E. Fadum

K = 0.02

Calculo

Programó: M.I. Bernabé A Mata de Elías

Inicio

Piedras para enrocamiento - Cálculos

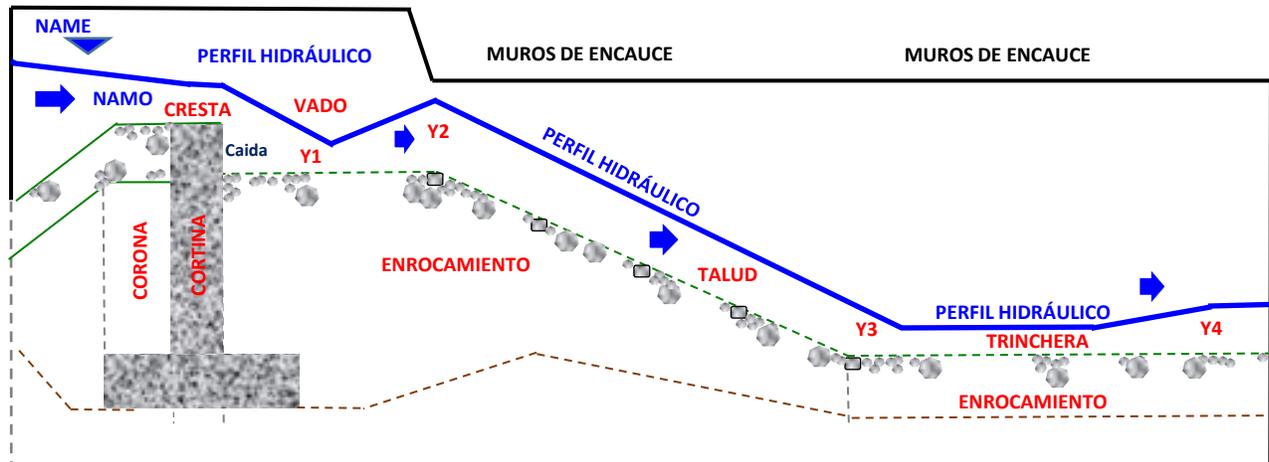
Coefficiente K para la velocidad crítica mínima	0.86
Coefficiente K para la velocidad crítica máxima	1.20

De la fórmula:

$$v. crit = K \sqrt{2g \frac{W_p - W_a}{W_a} \sqrt{D}}$$

Nombre del Proyecto: PRESA DERIVADORA ARMERÍA, COL.

Inicio



Piedras para enrocamiento

Para verificar el tamaño mínimo aproximado de las piedras que deberán formar el enrocamiento de una cortina tipo indio puede hacerse un estudio en base a la fórmula del investigador S.B. Isbach, quien efectuó un análisis sobre el cierre de cauces con enrocamientos. Esta fórmula también puede utilizarse en el cálculo de los zampeados secos de roca al final de otras estructuras, por ejemplo, en el canal desarenador.

La fórmula de Isbach determina la velocidad crítica, máxima y mínima de una corriente sobre un cuerpo y cuyas definiciones se dan enseguida.

Velocidad crítica mínima es aquella que es capaz de empezar a modificar la trayectoria vertical de un cuerpo que se deja caer para atravesar una corriente de agua, pero sin que sea capaz de modificar el sitio de caída de dicho cuerpo. La velocidad crítica máxima es aquella que después de modificar la trayectoria vertical del cuerpo es capaz de empezar a rodarlo, por el fondo del cauce.

Fórmulas:

$$v. \text{crit} = K \sqrt{2g \frac{W_p - W_a}{W_a} \sqrt{D}}$$

Siendo:

K= Coeficiente para piedras esféricas. Se considera igual a 0.86 y 1.20 para la velocidad crítica mínima y máxima de arrastre, respectivamente.

g= Aceleración de la gravedad igual a 9.81 m/s²

W_p= Peso volumétrico del material que forman las piedras en kg/m³

W_a= Peso volumétrico del agua 1 000 kg/m³

D= Diámetro de una esfera equivalente a la piedra.

Por otro lado, el volumen (V) de la esfera vale:

$$V = \frac{\pi D^3}{6}$$

y su peso W_p valdrá:

$$W_p = VW_p = \frac{\pi D^3}{6} W_p$$

Datos del proyecto

Elevación del NAME	=	15.40	msnm
Elevación de la Cresta Vertedora	=	7.30	msnm
Gastos de Diseño (Tr=50 años)	=	5842.90	m3/s
Longitud de Cresta Vertedora	=	150.00	m
Altura del muro	=	6.00	m
Pendiente propuesta (1:8 hasta 1:14)	=	12 :1	Adis.
Carga sobre el vertedor	=	8.10	m
Tirante al inicio de la rápida (Y2).	=	6.48	m
Coefficiente de Rugosidad (0.045) aristas, astillado irregular	=	0.045	adis.
Elevación del Vado	=	6.30	msnm

Estableciendo el teorema de Bernoulli entre la sección del inicio y el segundo dentellón, se tiene:

$$y_1 \cos \theta + \frac{v_1^2}{2g} + Z = y_2 \cos \theta + \frac{v_2^2}{2g} + h_f \quad \theta = \operatorname{tg}^{-1} \frac{Z}{L}$$

Q	Y2	A2	P2	r2	v2	h _{v2}
m3/s	m	m ²	m	m	m/s	m
5842.90	6.48	972.00	162.96	5.96	6.01	1.842

Sección 1-2

Z= 0.42 m

θ= 4.76 °

Por lo tanto la ecuación se convierte en:

$$d_c + h_{vc} + Z = d_1 + h_{v1} + \sum h_p$$

$$\mathbf{8.74} = d_1 + h_{v1} + \sum h_p$$

Para resolver el segundo miembro de la ecuación:

Σ_{hp} en este caso será únicamente calculado como la pérdida por fricción, por lo que:

$$\sum h_p = h_f = L \left[\frac{v_m n}{r_m^{2/3}} \right]^2$$

No. de dentellones en la rápida 11.0 Pzas

La distancia entre las dos secciones analizadas es L=

5.00 m

El valor del coeficiente de rugosidad adoptado sera n=

0.045

corte en roca astillado irregular

Se propone un valor de d_1 y se calculan los terminos restantes

d_1 m	A_1 m^2	P_1 m	r_1 m	v_1 m/s	r_m m	v_m m/s	h_{v1} m	Σh_p m
4.15	622.21	158.30	3.93	9.39	4.95	7.70	4.49	0.10

Por lo tanto el teorema de Bernoulli resulta:

Borrar Calcular

8.740 > 8.739

SI CUMPLE

Por lo anterior el valor del tirante d_1 buscado es:

$d_1 = 4.15$ m

Para el tercer dentellón 2 - 3

$Z = 0.42$ m

Por lo tanto la ecuación se convierte en:

9.06 = $d_2 + h_{v2} + \sum h_p$

La distancia entre las dos secciones analizadas es $L = 5.00$ m

Se propone un valor de d_1 y se calculan los terminos restantes

d_2 m	A_2 m^2	P_2 m	r_2 m	v_2 m/s	r_m m	v_m m/s	h_{v2} m	Σh_p m
3.92	588.48	157.85	3.73	9.93	4.85	7.97	5.02	0.11

Por lo tanto el teorema de Bernoulli resulta:

Borrar Calcular

9.060 > 9.059

SI CUMPLE

Por lo anterior el valor del tirante d_2 buscado es:

$d_2 = 3.92$ m

Para el cuarto dentellón 3 - 4

$Z = 0.42$ m

Por lo tanto la ecuación se convierte en:

$$9.36 = d_2 + h_{v2} + \sum h_p$$

La distancia entre las dos secciones analizadas es $L = 5.00$ m

Se propone un valor de d_1 y se calculan los terminos restantes

d_3 m	A_3 m^2	P_3 m	r_3 m	v_3 m/s	r_m m	v_m m/s	h_{v3} m	Σh_p m
3.62	563.27	157.51	3.58	10.37	4.77	8.19	5.48	0.12

Por lo tanto el teorema de Bernoulli resulta:

Borrar Calcular

$$9.360 < 9.364$$

SI CUMPLE

Por lo anterior el valor del tirante d_3 buscado es:

$$d_3 = 3.62 \text{ m}$$

Para el quinto dentellón 4 - 5

$$Z = 0.42 \text{ m}$$

Por lo tanto la ecuación se convierte en:

$$9.52 = d_2 + h_{v2} + \sum h_p$$

La distancia entre las dos secciones analizadas es $L = 5.00$ m

Se propone un valor de d_1 y se calculan los terminos restantes

d_4 m	A_4 m^2	P_4 m	r_4 m	v_4 m/s	r_m m	v_m m/s	h_{v4} m	Σh_p m
3.62	543.05	157.24	3.45	10.76	4.71	8.39	5.90	0.14

Por lo tanto el teorema de Bernoulli resulta:

Borrar Calcular

$$9.520 < 9.657$$

NO CUMPLE

$$d_4 = 3.62 \text{ m}$$

Para el sexto dentellón 5 - 6

$$Z = 0.42 \text{ m}$$

Por lo tanto la ecuación se convierte en:

$$9.94 = d_2 + h_{v2} + \sum h_p$$

La distancia entre las dos secciones analizadas es $L = 5.00 \text{ m}$

Se propone un valor de d_1 y se calculan los terminos restantes

d_5 m	A_5 m^2	P_5 m	r_5 m	v_5 m/s	r_m m	v_m m/s	h_{v5} m	Σh_p m
3.51	526.35	157.02	3.35	11.10	4.66	8.56	6.28	0.15

Por lo tanto el teorema de Bernoulli resulta:



$$9.940 > 9.937$$

SI CUMPLE

Por lo anterior el valor del tirante d_3 buscado es:

$$d_5 = 3.51 \text{ m}$$

Para el sexto dentellón 6 - 7

$$Z = 0.42 \text{ m}$$

Por lo tanto la ecuación se convierte en:

$$10.21 = d_2 + h_{v2} + \sum h_p$$

La distancia entre las dos secciones analizadas es $L = 5.00 \text{ m}$

Se propone un valor de d_1 y se calculan los terminos restantes

d_5 m	A_5 m^2	P_5 m	r_5 m	v_5 m/s	r_m m	v_m m/s	h_{v5} m	Σh_p m
3.15	512.13	156.83	3.27	11.41	4.62	8.71	6.63	0.16

Por lo tanto el teorema de Bernoulli resulta:

10.210 > 10.207

SI CUMPLE

Por lo anterior el valor del tirante d_3 buscado es:

$d_5 = 3.15$ m

Para el sexto dentellón 7 - 8

$Z = 0.42$ m

Por lo tanto la ecuación se convierte en:

10.20 = $d_2 + h_{v2} + \sum h_p$

La distancia entre las dos secciones analizadas es $L = 5.00$ m

Se propone un valor de d_1 y se calculan los terminos restantes

d_5 m	A_5 m^2	P_5 m	r_5 m	v_5 m/s	r_m m	v_m m/s	h_{v5} m	Σh_p m
3.33	499.84	156.66	3.19	11.69	4.58	8.85	6.96	0.17

Por lo tanto el teorema de Bernoulli resulta:

10.200 < 10.466

NO CUMPLE

Por lo anterior el valor del tirante d_3 buscado es:

$d_5 = 3.33$ m

Para el sexto dentellón 8 - 9

$Z = 0.42$ m

Por lo tanto la ecuación se convierte en:

10.71 = $d_2 + h_{v2} + \sum h_p$

La distancia entre las dos secciones analizadas es $L = 5.00$ m

Se propone un valor de d_1 y se calculan los terminos restantes

d_5 m	A_5 m^2	P_5 m	r_5 m	v_5 m/s	r_m m	v_m m/s	h_{v5} m	Σh_p m
3.33	499.84	156.66	3.19	11.69	4.58	8.85	6.96	0.17

Por lo tanto el teorema de Bernoulli resulta:



$$10.710 > 10.466$$

NO CUMPLE

Por lo anterior el valor del tirante d_3 buscado es:

$$d_5 = 3.33 \text{ m}$$

Para el sexto dentellón 9 - 10

$$Z = 0.42 \text{ m}$$

Por lo tanto la ecuación se convierte en:

$$10.71 = d_2 + h_{v2} + \sum h_p$$

La distancia entre las dos secciones analizadas es $L = 5.00$ m

Se propone un valor de d_1 y se calculan los terminos restantes

d_5 m	A_5 m^2	P_5 m	r_5 m	v_5 m/s	r_m m	v_m m/s	h_{v5} m	Σh_p m
3.26	489.05	156.52	3.12	11.95	4.54	8.98	7.28	0.18

Por lo tanto el teorema de Bernoulli resulta:



$$10.710 < 10.714$$

SI CUMPLE

Por lo anterior el valor del tirante d_3 buscado es:

$$d_5 = 3.26 \text{ m}$$

Para el sexto dentellón 10 - 11

$$Z = 0.42 \text{ m}$$

Por lo tanto la ecuación se convierte en:

$$10.95 = d_2 + h_{v2} + \sum h_p$$

La distancia entre las dos secciones analizadas es $L = 5.00 \text{ m}$

Se propone un valor de d_1 y se calculan los terminos restantes

d_5 m	A_5 m^2	P_5 m	r_5 m	v_5 m/s	r_m m	v_m m/s	h_{v5} m	Σh_p m
3.10	472.21	156.30	3.02	12.37	4.49	9.19	7.80	0.00

Por lo tanto el teorema de Bernoulli resulta:



$$10.950 < 10.952$$

SI CUMPLE

Por lo anterior el valor del tirante d_3 buscado es:

$$d_5 = 3.10 \text{ m}$$

Para el sexto dentellón 11 - 12

$$Z = 0.42 \text{ m}$$

Por lo tanto la ecuación se convierte en:

$$11.32 = d_2 + h_{v2} + \sum h_p$$

La distancia entre las dos secciones analizadas es $L = 5.00 \text{ m}$

Se propone un valor de d_1 y se calculan los terminos restantes

d_5 m	A_5 m^2	P_5 m	r_5 m	v_5 m/s	r_m m	v_m m/s	h_{v5} m	Σh_p m
3.10	464.42	156.19	2.97	12.58	4.47	9.30	8.07	0.20

Por lo tanto el teorema de Bernoulli resulta:



$$11.320 < 11.368$$

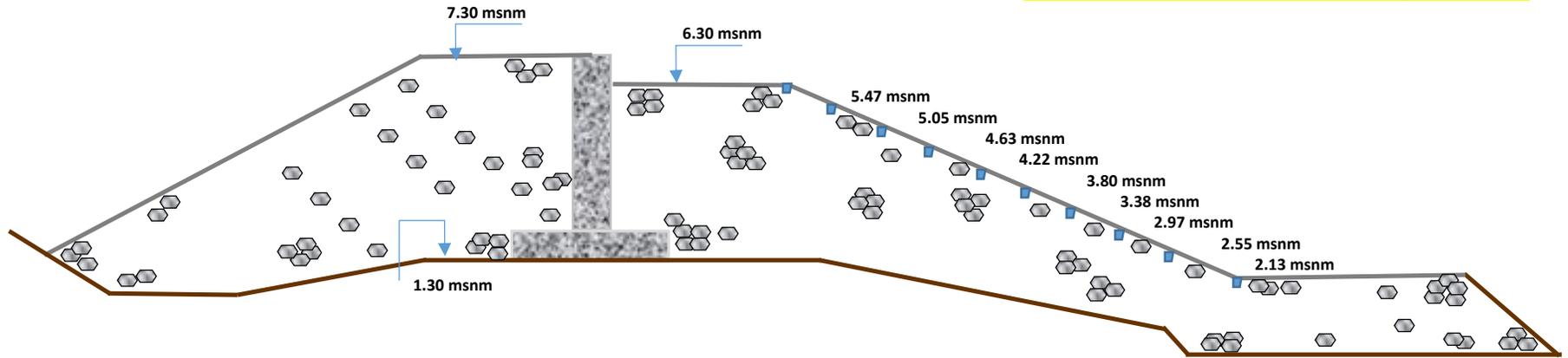
SI CUMPLE

Por lo anterior el valor del tirante d_3 buscado es:

$$d_5 = 3.10 \text{ m}$$

Inicio

PRESA DERIVADORA ARMERÍA, COL.



Talud= 12 :1

Dentellón	X-distancia	Elevación	Desnivel (Z)
		6.30 msnm	
1 - 2	5.00 m	5.88 msnm	0.00 m
2 - 3	5.00 m	5.47 msnm	0.42 m
3 - 4	5.00 m	5.05 msnm	0.42 m
4 - 5	5.00 m	4.63 msnm	0.42 m
5 - 6	5.00 m	4.22 msnm	0.42 m
6 - 7	5.00 m	3.80 msnm	0.42 m
7 - 8	5.00 m	3.38 msnm	0.42 m
8 - 9	5.00 m	2.97 msnm	0.42 m
9 - 10	5.00 m	2.55 msnm	0.42 m
10 - 11	5.00 m	2.13 msnm	0.42 m
11 - 12	5.00 m	1.72 msnm	0.42 m

No. de dentellones en la rápida 11.0 Pzas

Elevación del NAME	15.40 msnm
Elevación de la Cresta Vertedora	7.30 msnm
Gastos de Diseño (Tr=50 años)	5,842.90 m ³ /s
Longitud de Cresta Vertedora	150.00 m
Altura del muro	6.00 m
Pendiente propuesta (1:8 hasta 1:14)	12 :1
Carga sobre el vertedor	8.10 m
Tirante al inicio de la rápida (Y2).	6.48 m
Coefficiente de Rugosidad (0.045) aristas, astillado irregular	0.05
Elevación del Vado	6.30 msnm

Programó: M.I. Bernabé Andrés Mata de E.

Piedras para enrocamiento - Cálculos

Coeficiente K para la velocidad crítica mínima	0.86
Coeficiente K para la velocidad crítica máxima	1.20

De la fórmula:

$$v_{crit} = K \sqrt{2g \frac{W_p - W_a}{W_a} \sqrt{D}}$$

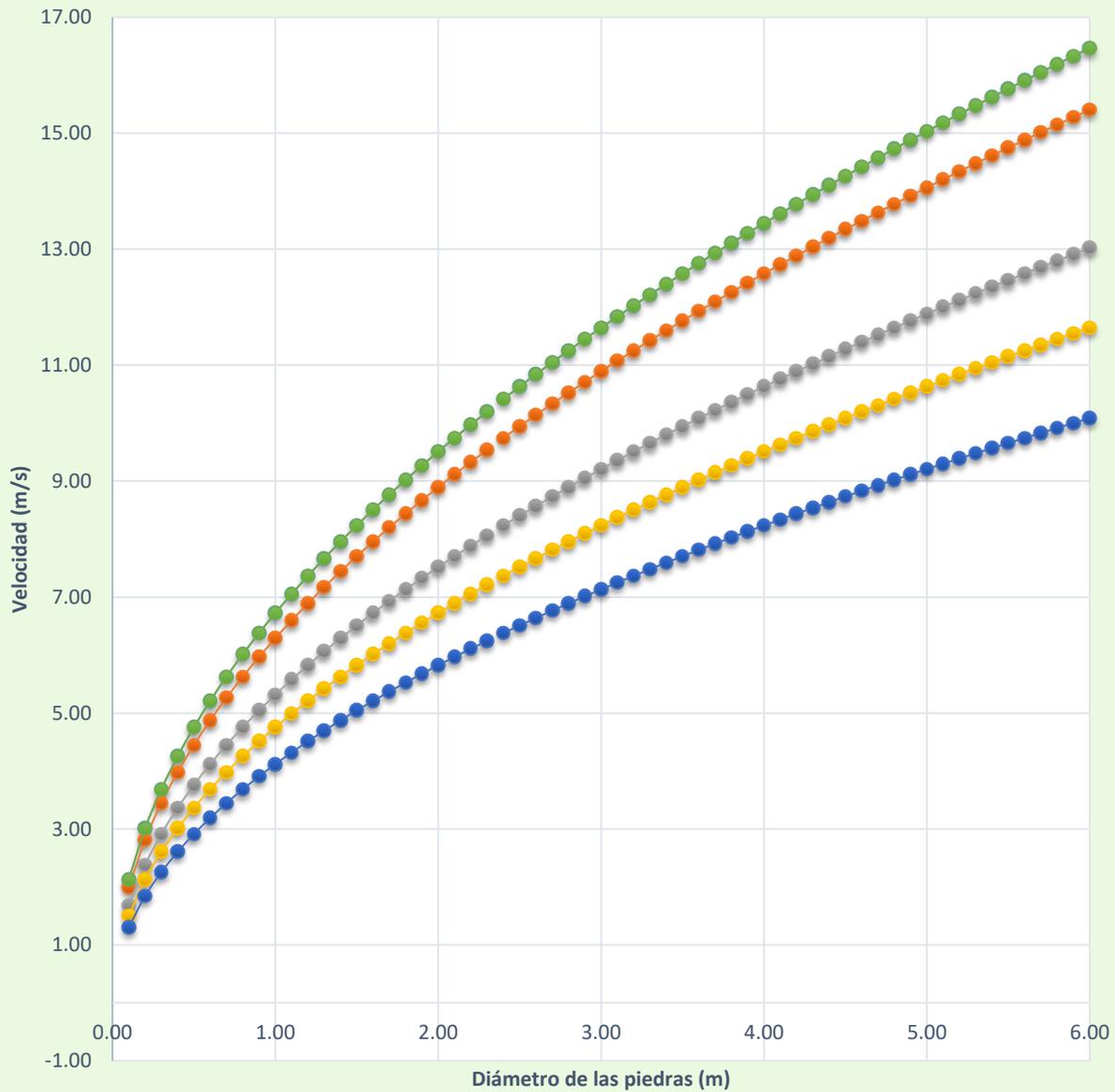
Intervalos	0.1
-------------------	------------

Proponiendo diámetros de las piedras y resolviendo la ecuación:

Peso volumétrico del material (kg/m³)											
		2600	2400	2000	1800	1600					
D	Velocidad crítica (m/s)										D
(m)	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	(m)
0.10	1.52	2.13	1.43	1.99	1.20	1.68	1.08	1.50	0.93	1.30	0.10
0.20	2.15	3.01	2.02	2.81	1.70	2.38	1.52	2.13	1.32	1.84	0.20
0.30	2.64	3.68	2.47	3.44	2.09	2.91	1.87	2.60	1.62	2.26	0.30
0.40	3.05	4.25	2.85	3.98	2.41	3.36	2.15	3.01	1.87	2.60	0.40
0.50	3.41	4.75	3.19	4.45	2.69	3.76	2.41	3.36	2.09	2.91	0.50
0.60	3.73	5.21	3.49	4.87	2.95	4.12	2.64	3.68	2.29	3.19	0.60
0.70	4.03	5.63	3.77	5.26	3.19	4.45	2.85	3.98	2.47	3.44	0.70
0.80	4.31	6.01	4.03	5.63	3.41	4.75	3.05	4.25	2.64	3.68	0.80
0.90	4.57	6.38	4.28	5.97	3.61	5.04	3.23	4.51	2.80	3.91	0.90
1.00	4.82	6.72	4.51	6.29	3.81	5.32	3.41	4.75	2.95	4.12	1.00
1.10	5.05	7.05	4.73	6.60	4.00	5.57	3.57	4.99	3.09	4.32	1.10
1.20	5.28	7.37	4.94	6.89	4.17	5.82	3.73	5.21	3.23	4.51	1.20
1.30	5.49	7.67	5.14	7.17	4.34	6.06	3.88	5.42	3.36	4.69	1.30
1.40	5.70	7.96	5.33	7.44	4.51	6.29	4.03	5.63	3.49	4.87	1.40
1.50	5.90	8.23	5.52	7.70	4.67	6.51	4.17	5.82	3.61	5.04	1.50
1.60	6.09	8.50	5.70	7.96	4.82	6.72	4.31	6.01	3.73	5.21	1.60
1.70	6.28	8.77	5.88	8.20	4.97	6.93	4.44	6.20	3.85	5.37	1.70
1.80	6.46	9.02	6.05	8.44	5.11	7.13	4.57	6.38	3.96	5.52	1.80
1.90	6.64	9.27	6.21	8.67	5.25	7.33	4.70	6.55	4.07	5.68	1.90
2.00	6.81	9.51	6.37	8.89	5.39	7.52	4.82	6.72	4.17	5.82	2.00
2.10	6.98	9.74	6.53	9.11	5.52	7.70	4.94	6.89	4.28	5.97	2.10
2.20	7.15	9.97	6.69	9.33	5.65	7.88	5.05	7.05	4.38	6.11	2.20
2.30	7.31	10.20	6.84	9.54	5.78	8.06	5.17	7.21	4.47	6.24	2.30

2.40	7.46	10.42	6.98	9.74	5.90	8.23	5.28	7.37	4.57	6.38	2.40
2.50	7.62	10.63	7.13	9.94	6.02	8.40	5.39	7.52	4.67	6.51	2.50
2.60	7.77	10.84	7.27	10.14	6.14	8.57	5.49	7.67	4.76	6.64	2.60
2.70	7.92	11.05	7.41	10.33	6.26	8.73	5.60	7.81	4.85	6.77	2.70
2.80	8.06	11.25	7.54	10.52	6.37	8.89	5.70	7.96	4.94	6.89	2.80
2.90	8.21	11.45	7.68	10.71	6.49	9.05	5.80	8.10	5.02	7.01	2.90
3.00	8.35	11.65	7.81	10.89	6.60	9.21	5.90	8.23	5.11	7.13	3.00
3.10	8.48	11.84	7.94	11.07	6.71	9.36	6.00	8.37	5.20	7.25	3.10
3.20	8.62	12.03	8.06	11.25	6.81	9.51	6.09	8.50	5.28	7.37	3.20
3.30	8.75	12.21	8.19	11.42	6.92	9.66	6.19	8.64	5.36	7.48	3.30
3.40	8.88	12.40	8.31	11.60	7.02	9.80	6.28	8.77	5.44	7.59	3.40
3.50	9.01	12.58	8.43	11.77	7.13	9.94	6.37	8.89	5.52	7.70	3.50
3.60	9.14	12.76	8.55	11.93	7.23	10.09	6.46	9.02	5.60	7.81	3.60
3.70	9.27	12.93	8.67	12.10	7.33	10.22	6.55	9.14	5.68	7.92	3.70
3.80	9.39	13.11	8.79	12.26	7.43	10.36	6.64	9.27	5.75	8.03	3.80
3.90	9.52	13.28	8.90	12.42	7.52	10.50	6.73	9.39	5.83	8.13	3.90
4.00	9.64	13.45	9.01	12.58	7.62	10.63	6.81	9.51	5.90	8.23	4.00
4.10	9.76	13.61	9.13	12.73	7.71	10.76	6.90	9.63	5.97	8.34	4.10
4.20	9.87	13.78	9.24	12.89	7.81	10.89	6.98	9.74	6.05	8.44	4.20
4.30	9.99	13.94	9.35	13.04	7.90	11.02	7.07	9.86	6.12	8.54	4.30
4.40	10.11	14.10	9.45	13.19	7.99	11.15	7.15	9.97	6.19	8.64	4.40
4.50	10.22	14.26	9.56	13.34	8.08	11.28	7.23	10.09	6.26	8.73	4.50
4.60	10.33	14.42	9.67	13.49	8.17	11.40	7.31	10.20	6.33	8.83	4.60
4.70	10.45	14.58	9.77	13.63	8.26	11.52	7.39	10.31	6.40	8.93	4.70
4.80	10.56	14.73	9.87	13.78	8.35	11.65	7.46	10.42	6.46	9.02	4.80
4.90	10.67	14.88	9.98	13.92	8.43	11.77	7.54	10.52	6.53	9.11	4.90
5.00	10.77	15.03	10.08	14.06	8.52	11.89	7.62	10.63	6.60	9.21	5.00
5.10	10.88	15.18	10.18	14.20	8.60	12.00	7.69	10.74	6.66	9.30	5.10
5.20	10.99	15.33	10.28	14.34	8.69	12.12	7.77	10.84	6.73	9.39	5.20
5.30	11.09	15.48	10.38	14.48	8.77	12.24	7.84	10.94	6.79	9.48	5.30
5.40	11.20	15.62	10.47	14.61	8.85	12.35	7.92	11.05	6.86	9.57	5.40
5.50	11.30	15.77	10.57	14.75	8.93	12.47	7.99	11.15	6.92	9.66	5.50
5.60	11.40	15.91	10.67	14.88	9.01	12.58	8.06	11.25	6.98	9.74	5.60
5.70	11.50	16.05	10.76	15.02	9.09	12.69	8.13	11.35	7.04	9.83	5.70
5.80	11.60	16.19	10.85	15.15	9.17	12.80	8.21	11.45	7.11	9.92	5.80
5.90	11.70	16.33	10.95	15.28	9.25	12.91	8.28	11.55	7.17	10.00	5.90
6.00	11.80	16.47	11.04	15.41	9.33	13.02	8.35	11.65	7.23	10.09	6.00

Velocidades críticas máximas para diferentes pesos volumétricos de roca.



Programó: M.I. Bernabé Andrés Mata de E.

Piedras para enrocamiento - Cálculos

De acuerdo con las velocidades calculadas hasta cada dentellón para el gasto máximo en la rápida del

Dentellón	TIRANTES	Velocidad	Peso volumétrico de la roca (m ³)				
			2600	2400	2000	1800	1600
			Tamaño de piedra requerido (m). Para Velocidad máxima.				
No. = 1	4.15 m	9.39 m/s	2.00 m	2.30 m	3.20 m	4.00 m	5.30 m
No. = 2	3.92 m	9.93 m/s	2.20 m	2.50 m	3.50 m	4.40 m	5.90 m
No. = 3	3.62 m	10.37 m/s	2.40 m	2.80 m	3.90 m	4.80 m	6.10 m
No. = 4	3.62 m	10.76 m/s	2.60 m	3.00 m	4.10 m	5.20 m	6.10 m
No. = 5	3.51 m	11.10 m/s	2.80 m	3.20 m	4.40 m	5.50 m	6.10 m
No. = 6	3.15 m	11.41 m/s	2.90 m	3.30 m	4.70 m	5.80 m	6.10 m
No. = 7	3.33 m	11.69 m/s	3.10 m	3.50 m	4.90 m	6.10 m	6.10 m
No. = 8	3.33 m	11.69 m/s	3.10 m	3.50 m	4.90 m	6.10 m	6.10 m
No. = 9	3.26 m	11.95 m/s	3.20 m	3.70 m	5.10 m	6.10 m	6.10 m
No. = 10	3.10 m	12.37 m/s	3.40 m	3.90 m	5.50 m	6.10 m	6.10 m
No. = 11	3.10 m	12.58 m/s	3.60 m	4.10 m	5.70 m	6.10 m	6.10 m

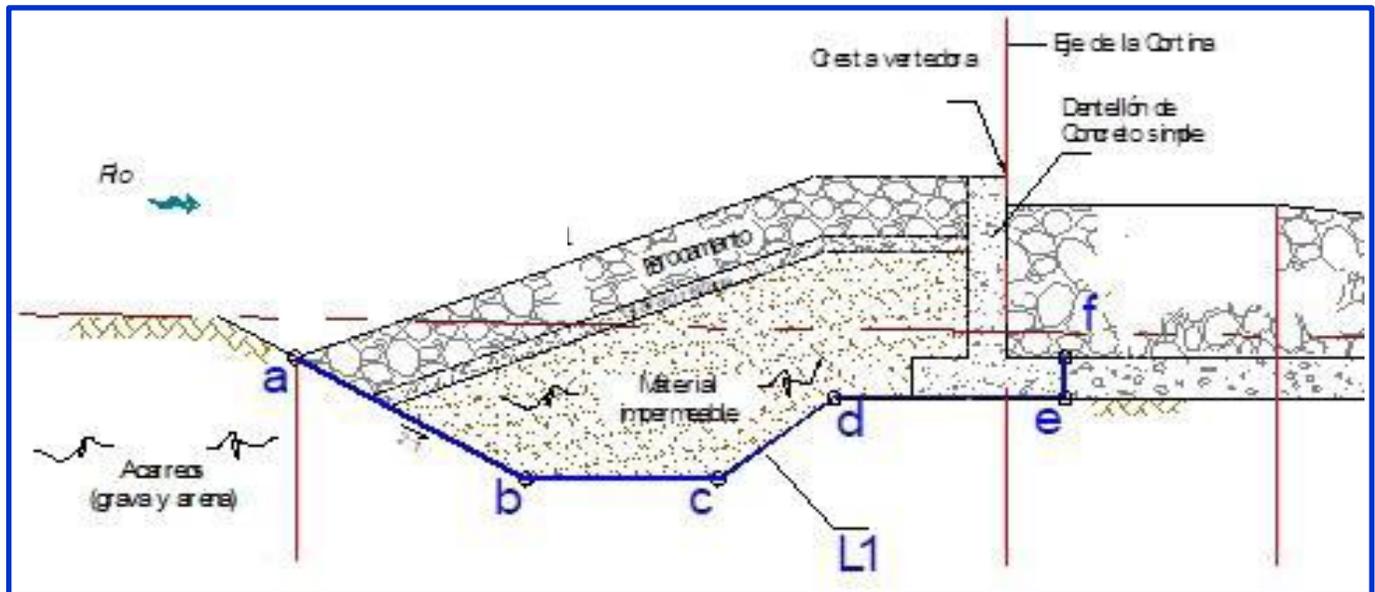


DISEÑO DEL TALUD AGUAS ARRIBA

Las cortinas llamadas de "Tipo Indio", se constituyen fundamentalmente de un elemento impermeabilizante formado por un macizo o dentellón, que puede ser de mampostería o concreto simple (de preferencia de este último material), además de un respaldo de material compactado sirve también para aumentar la longitud del paso de filtración de estas cortinas.

La estabilidad de la cortina se consigue principalmente con el enrocamiento acomodado o semi-acomodado de aguas abajo del dentellón (con talud exterior muy tendido), este enrocamiento se refuerza con una capa superficial de concreto simple. Se pueden diseñar estas cortinas con el método ideado por el investigador Blight, el cual se basa en la teoría del recorrido de filtración en medios permeables.

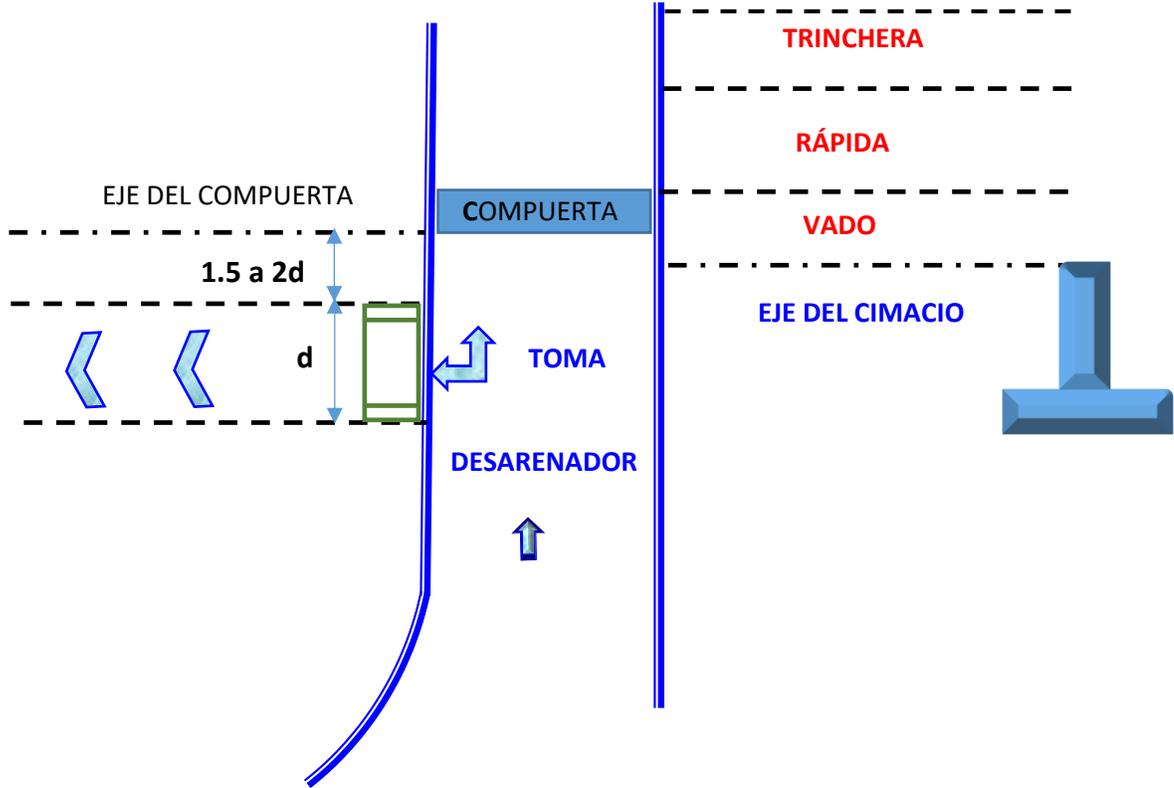
En este tipo de cortina se aconsejan taludes muy tendidos, para el caso del talud aguas arriba de la cortina es aconsejable optar dentro de los parámetros de 3:1 a 8:1, desentendiendo principalmente de las características del material que se emplearan y del criterio del proyectista de acuerdo con lo observado en otras presas ya construidas, así como de la bondad notoria de los materiales que se emplearan en la construcción.



TALUD DE DISEÑO:

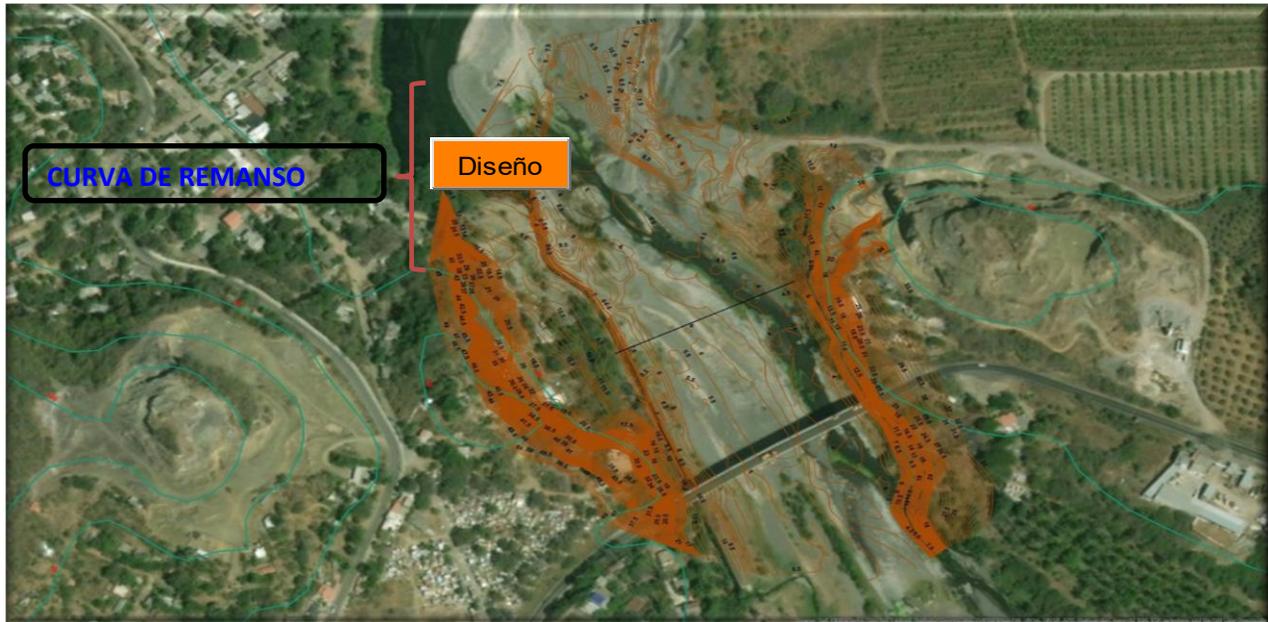
4 : 1

LOCALIZACIÓN DEL EJE DE LA CORTINA.



d.- ANCHO DE COMPUERTA DE LA OBRA DE TOMA.

Programó: M.I. Bernabé Andrés Mata de E.



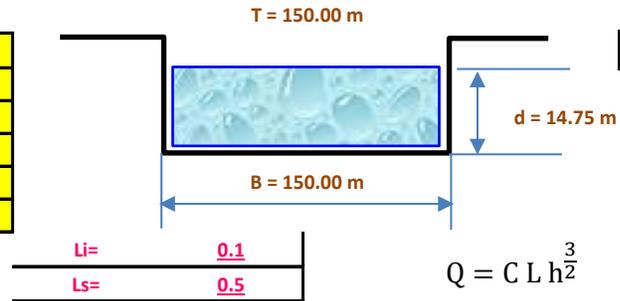
PROGRAMÓ: Ing. BERNABÉ ANDRÉS MATA DE ELÍAS.

INICIO

DATOS

Gasto	Q = 5,843 m³/s
Talud (m)	t = 0.00 :1
Pendiente	So = 0.0003
Rugosidad (Canal, Río)	n = 0.035
Tolerancia	Tol = 0.0010
Base	B = 150.00 m

Perido de retorno	10,000 Años
-------------------	--------------------



q = 38.95 m³/s/m

$$Q = C L h^{\frac{3}{2}} \quad V = \frac{1}{n} R h^{\frac{2}{3}} \sqrt{S} \quad \frac{Q n}{\sqrt{S}} = A r^{\frac{2}{3}}$$

Plantilla.	Tirante.	Talud.	Area.	Perímetro Hidráulico.	Radio Hidráulico.	AR ^(2/3)	Gasto.	Coficiente rugosidad.	Pendiente	(Qn/S ^(1/2))
b	d	z	A	P	R		Q	n	s	
(m)	(m)	(adis)	(m ²)	(m)	(m)		(m ³ /s)	(adim.)	(adim.)	
150	Yn = 14.75 m	0.00 :1	2,212.631	179.502	12.327	11,806.90	5,842.900	0.035	0.0003	11,806.90

Ok

 Ok

α (Coriolis) 1.0

Gasto	g	$\frac{Q^2}{g \alpha}$	Plantilla	Tirante crítico	Talud	Area Crítica	Velocidad Crítica	Perimetro Crítico	Radio Crítico	Pendiente Crítica	Ancho de SLA (T)	A ³ /T
(m ³ /s)	(m/s ²)		(m)	(m)	(adim.)	(m ²)	(m/s)	m	m		(m)	
5842.90	9.81	3,480,069.36	150.0 m	Yc = 5.37 m	0.00 :1	805.18 m ²	7.26 m/s	160.74 m	5.01 m	Sc = 0.02963	150.0 m	3,480,069.36

Ok

TIRANTES. !	
Tirante Yn	Yn = 14.75 m
Pendiente	So = 0.00030
Tirante Yc	Yc = 5.37 m
Pendiente	Sc = 0.02963

Perfil

CALCULO DEL TIRANTE NORMAL

$$\frac{Q n}{\sqrt{s}} = A r^{\frac{2}{3}}$$

Q en m ³ /s =	5,842.90 m3/s
B en m =	150.00 m
d en m =	d = 14.75 m
p en m =	179.50 m
r en m =	12.33 m
r ^{2/3} =	5.34 m
A en m ² =	2212.63 m2
V en m/s =	2.64 m/s
Q*n/s ^{0.5}	11,806.900
A*r ^{2/3} =	11,806.901

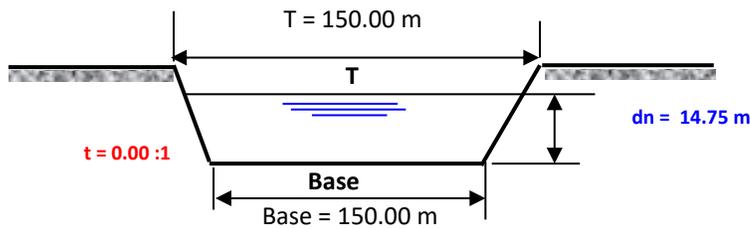
DATOS

t =	0.00 : 1	Li =	0.5
n =	0.035	Ls =	1.50
So =	0.00030	Tolerancia =	0.001

Froude = 0.219520992

CONDICIONES NORMALES

yn = 14.75 m	So = 0.0003	n = 0.035
--------------	-------------	-----------



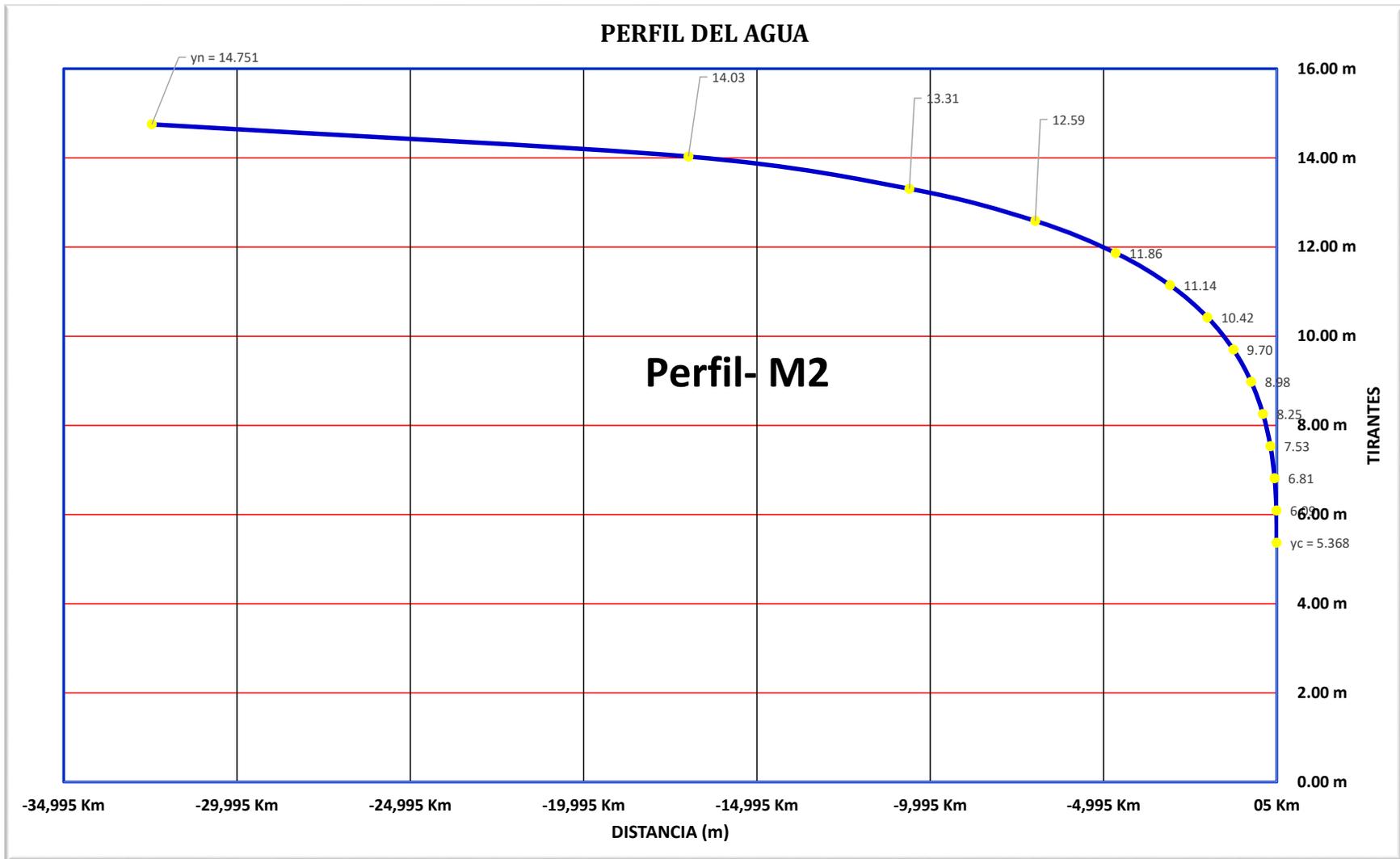
Regimén: **! Régimen Sub-Crítico So < Sc !**

Regimén: **! Régimen Sub-Crítico Yo > Yc !**

PROGRAMÓ: Ing. BERNABÉ ANDRÉS MATA DE ELÍAS.
FECHA 31 DE DICIEMBRE DE 2014

INICIO

PERFIL DEL AGUA



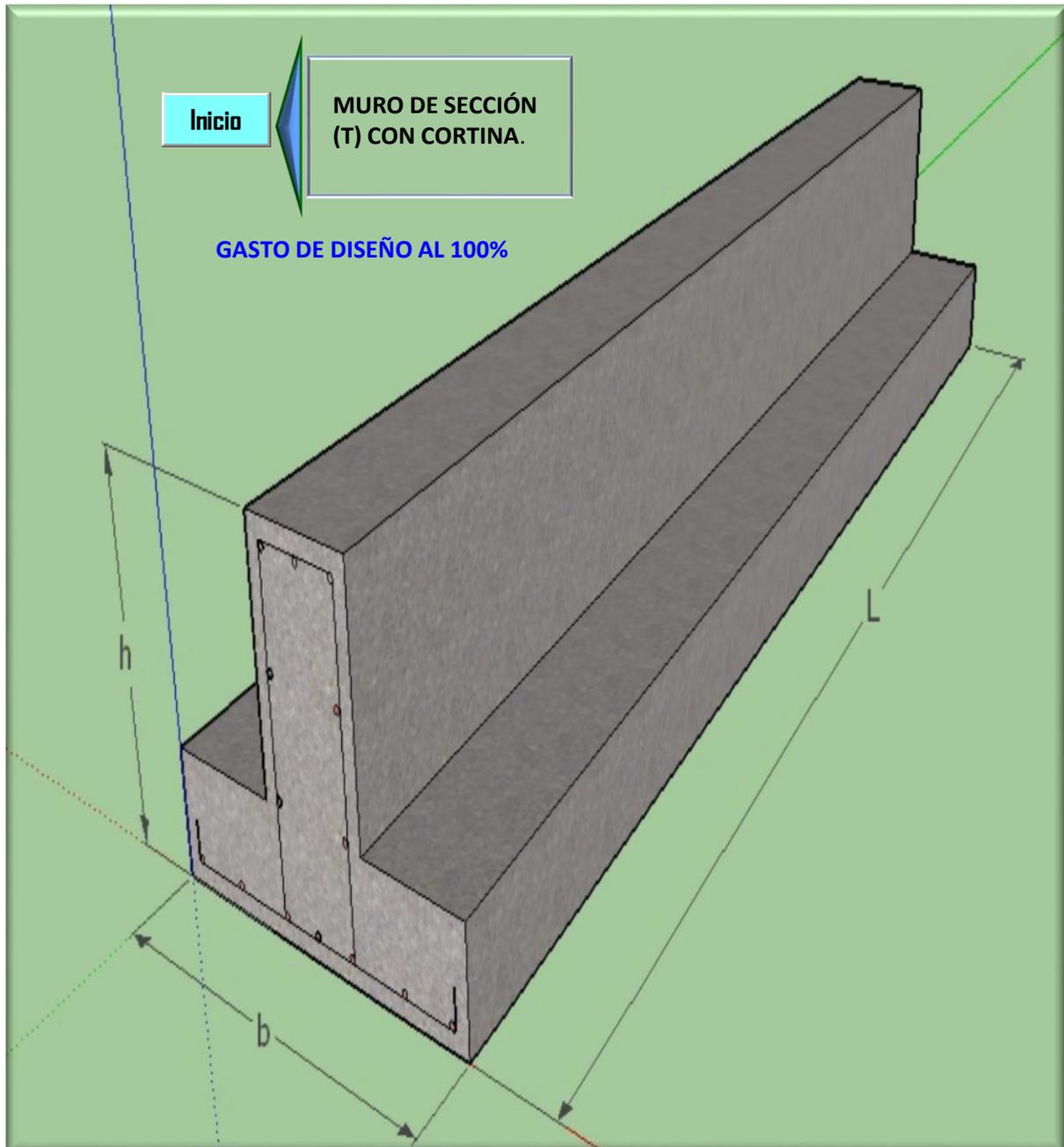
Imprimir Guardar Exportar

Programó: Ing. Bernabé Andrés Mata de Elías
25/02/2010

Pendiente del Lecho	Designació			Relación Y, Y_n, Y_c			dy/dx	Tipo de Flujo
	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 1	Zona 2	Zona 3		
Horizontal $S_0 = 0$	-			$Y > Y_n >$			-	No hay
		H2		$Y_n > Y >$			<0	Subcrítico
			H3	$Y_n > Y_c >$			>0	Supercrítico
Suave $0 < S_0 < S_c$	M1			$Y > Y_n >$			>0	Subcrítico
		M2		$Y_n > Y >$			<0	Subcrítico
			M3	$Y_n > Y_c >$			>0	Supercrítico
Crítica $S_0 = S_c > 0$	C1			$Y > Y_c =$			>0	Subcrítico
		C2		$Y_c = Y =$ Y_n			0	Uniforme Crítico
			C3	$Y_c = Y_n >$			>0	Supercrítico
Fuerte $S_0 > S_c > 0$	S1			$Y > Y_c >$			>0	Subcrítico
		S2		$Y_c > Y >$			<0	Supercrítico
			S3	$Y_c > Y_n >$			>0	Supercrítico
Adversa $S_0 < 0$	-			$Y > (Y_n)^*$			-	No hay
		A2		$(Y_n)^* > Y$			<0	Subcrítico
			A3	$(Y_n)^* > Y_c$			>0	Supercrítico

NOMBRE DEL PROYECTO:

Presas derivadora Armeria, Col.



Ing. Bernabé A. Mata de Elías.

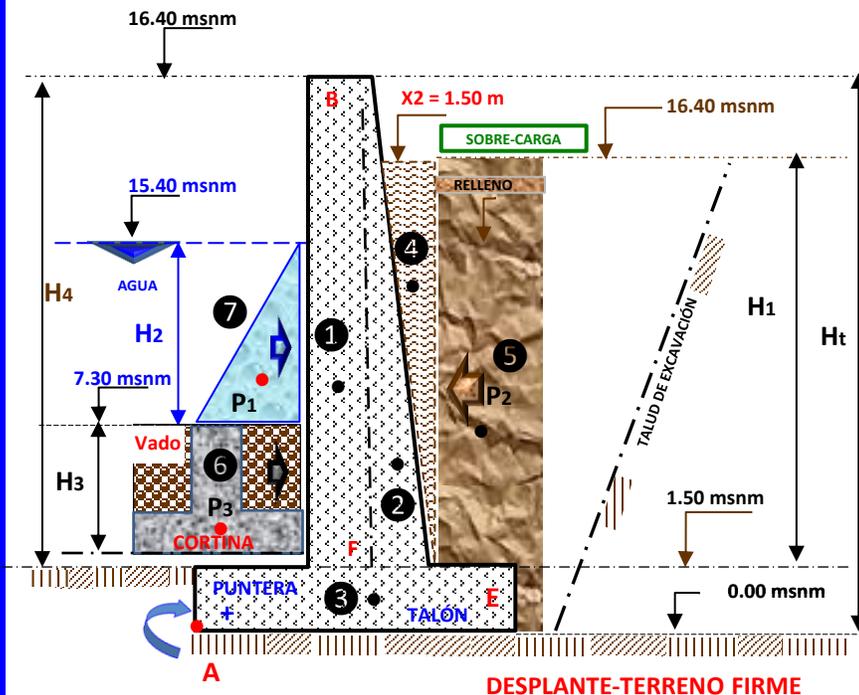
D A T O S !

ELEV. DESPLANTE MURO.	0.00 msnm
ELEV. CORONA-MURO.	16.40 msnm
ELEV. RELLENO.	16.40 msnm
ELEV. DEL NIVEL DEL AGUA.	15.40 msnm
ELEV. CORTINA.	7.30 msnm
ELEV. DESPLANTE DE CORTINA.	1.30 msnm

CARGAS !

H1 = 14.90 m	Altura-relleno/Patin.
H2 = 8.10 m	Carga Hidráulica.
H3 = 6.00 m	Altura de la Cortina.
H4 = 14.90 m	Altura del Muro.
Ht = 16.40 m	Altura total.

MURO T/CORTINA



$\theta =$	0.80
Cof. Fric.	30 °

MURO EN (T) C/CORTINA

-

Cortina	Concreto armado	2.2 Ton/m ³
Relleno	Arena y grava	1.8 Ton/m ³
	Agua	1.0 Ton/m ³
Muro	Concreto armado	2.4 Ton/m ³

Material	
Mampostería	2.2 Ton/m ³
Concreto simple	2.2 Ton/m ³
Concreto ciclópeo	2.0 Ton/m ³
Concreto armado	2.4 Ton/m ³
Colcreto	1.8 Ton/m ³
Enrocamiento acomodado	1.8 Ton/m ³
Enrocamiento a volteo	1.8 Ton/m ³
Arcilla compactada	1.6 Ton/m ³
Arena y grava	1.9 Ton/m ³
Tierra compacta	1.8 Ton/m ³
Azolves	1.0 Ton/m ³

ϕ = ángulo de reposo del material

C = 0.286 Talud 1.5:1

C = 0.172 Talud 1:1

C = 0.382 Talud 2:1

C = 0.057 Talud 0.5:1

C = 0.382 Talud 2:1

Talud (Muro) = 0.10 :1

H1.- Empuje relleno

H2.- Empuje de agua

H3.- Empuje de cortina

Ht.- Altura total.

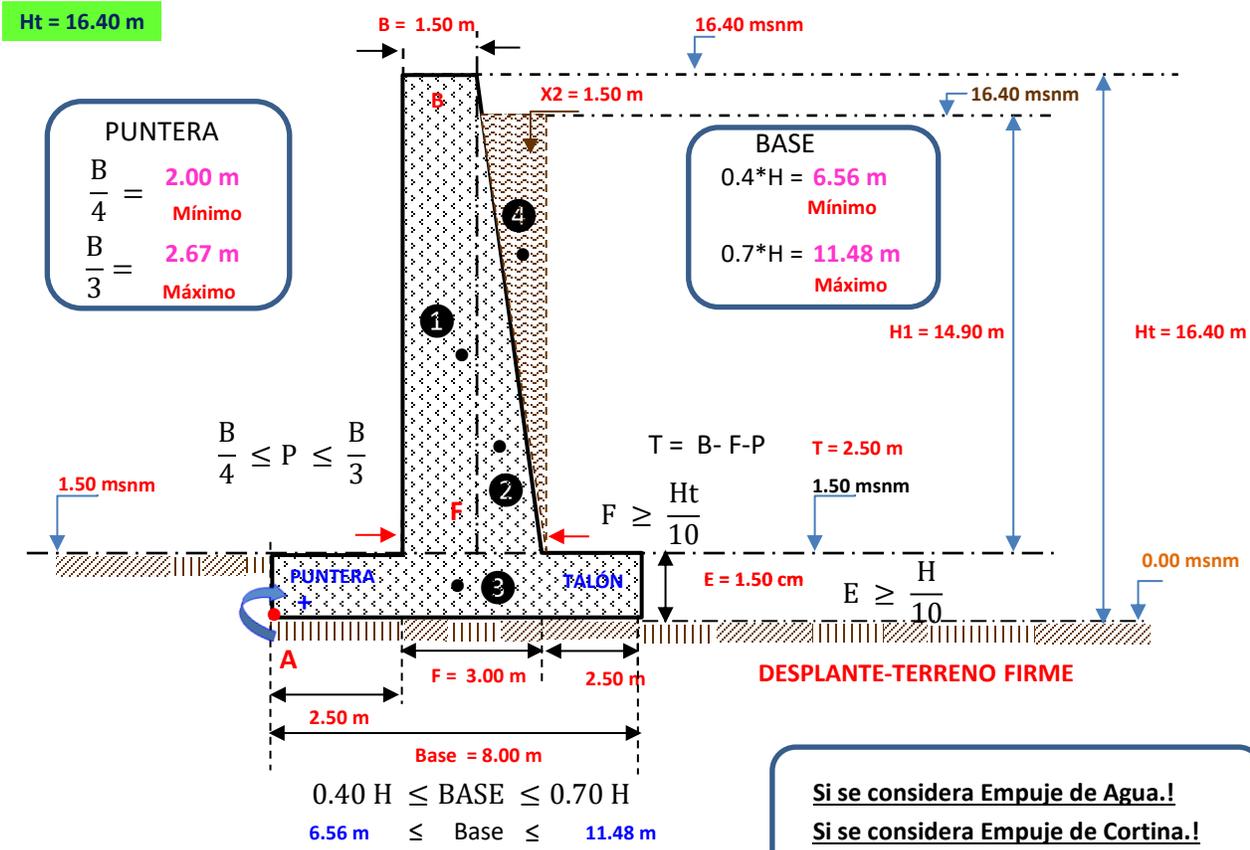
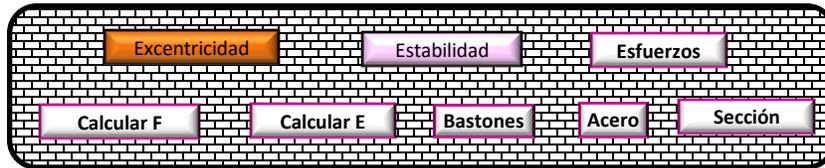
DIMENSIONAMIENTO DEL MURO. !

CORONA DEL MURO	B = 1.50 m
BASE CORONA DEL MURO	F = 3.00 m
LONGITUD PUNTERA.	P = 2.50 m
LONGITUD TALÓN.	T = 2.50 m
PERALTE -PATINES DEL MURO.	E = 1.50 m

Agua :	Si
Relleno :	Si
Cortina :	Si
Sobrecarga :	Si
Considerar bastones:	Si

Gráfico

PUNTERA	E	F	BASE/MURO	TALON
P = 2.50 m	E = 1.64 m	F = 1.64 m	B = 8.00 m	T = B-F-P
!Puntera- correcto.!	E = 1.50 m	F = 3.00 m	! Base-correcto.!	T = 2.50 m



¡ EMPUJES. !

Relleno: H1 = 14.90 m

$$E_T = 0.5 K_a \gamma_m H (H + 2h)$$

P1 = 82.47 Ton

Cortina-vertedora:

$$E_a = 0.086 W h^2$$

H3 = 6.00 m

P3 = 6.81 Ton

Agua: $E_a = \frac{\gamma_w h^2}{2}$ H2 = 8.10 m

P2 = 32.81 Ton

Et = 42.86 Ton

$$Y (TN) = \frac{H^2 + 3 H \Delta s}{3 (H + 2 \Delta s)}$$

Sobrecarga = 0.60 m

MOMENTOS:

Brazo =	y1 = 5.15 m	424.89 Ton-m
Brazo =	y3 = 2.00 m	13.62 Ton-m
Brazo =	y3 = 2.70 m	88.57 Ton-m

Mt = 322.69 Ton-m

MURO EN (T):

Sección	Peso sección	Brazo	Momento Estático	Momento volteo	
1 (Muro).	53.64 Ton	3.25 m	174.33 Ton-m	Relleno .-	424.89 Ton-m
2 (Muro).	26.82 Ton	4.50 m	120.69 Ton-m	Cortina.-	13.62 Ton-m
3 (Muro).	28.80 Ton	4.00 m	115.20 Ton-m	Agua.-	88.57 Ton-m
4 (Relleno).	20.12 Ton	6.50 m	130.75 Ton-m		
5 (Relleno).	69.75 Ton	6.75 m	470.81 Ton-m		
6 (Cortina).	33.00 Ton	1.25 m	41.25 Ton-m		
7 (Agua).	20.25 Ton	0.83 m	16.88 Ton-m		

Suma Mo =	1,069.91 Ton-m	Suma Mo. volteo =	322.69 Ton-m
-----------	----------------	-------------------	--------------

TERRENO:

W = 123.00 Ton $M_r = M_v - M_h$ **Mr = 747.21 Ton-m**

Peso total = Peso muro + Peso del relleno + Peso del agua

W muro =	129.38 Ton
W relleno =	123.00 Ton
W muro + Relleno + Agua =	Wt = 252.38 Ton

Inicio

$$\frac{C_f W_t}{E_t} \geq 1.5$$

176.66

! El Muro-no se desliza. !

$$\frac{M_{\text{Estático}}}{M_{\text{volteo}}} \geq 1.5$$

3.30

! El Muro-No se voltea. !

EXCENTRICIDAD

$$x = \frac{M_{\text{estático}} - M_{\text{volteo}}}{w (\text{peso total})}$$

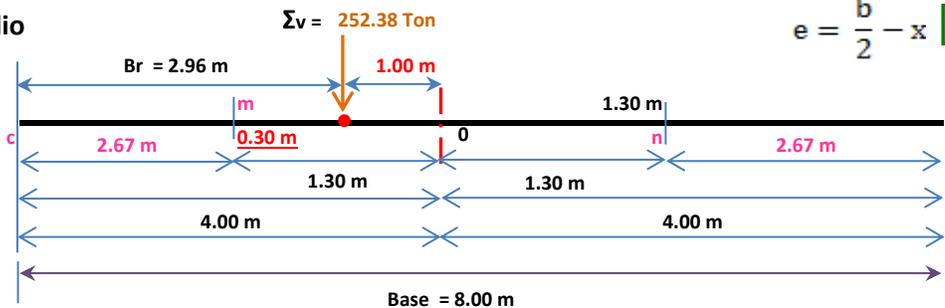
x = 2.961 m

$$\frac{B}{3} \leq x \leq \frac{2B}{3}$$

$$e = \frac{b}{2} - x$$

$\frac{B}{3} = 2.67 \text{ m}$
 $\frac{2B}{3} = 5.33 \text{ m}$
 $\frac{B}{6} = 1.30 \text{ m}$
 $e = 1.00 \text{ m}$

Tercio medio



El Brazo resultante coincide con la excentricidad. Ok !

Inicio

Cálculo de los esfuerzos

$$\text{Esfuerzo (f)} = \frac{W_t}{A} \pm \frac{M_{xy}}{I_{xx}}$$

f min = 7.89 Ton/m²

f max = 55.21 Ton/m²

Fmáximo = 55.21 Ton/m²

B =	8.00 m
B/6 =	1.30 m
B/2 =	4.00 m
e =	1.00 m

Wt = Peso del muro

A = Área del muro por 1 m de ancho

Wt = 252.38 Ton Muro

A = 8.00 m² ÁREA

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$$

42.67 m⁴

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

Esfuerzo Mínimo = 7.89 Ton/m²

si e ≤ B/6

Esfuerzo Máximo = 55.21 Ton/m²

si B/6 ≤ e ≤ B/2

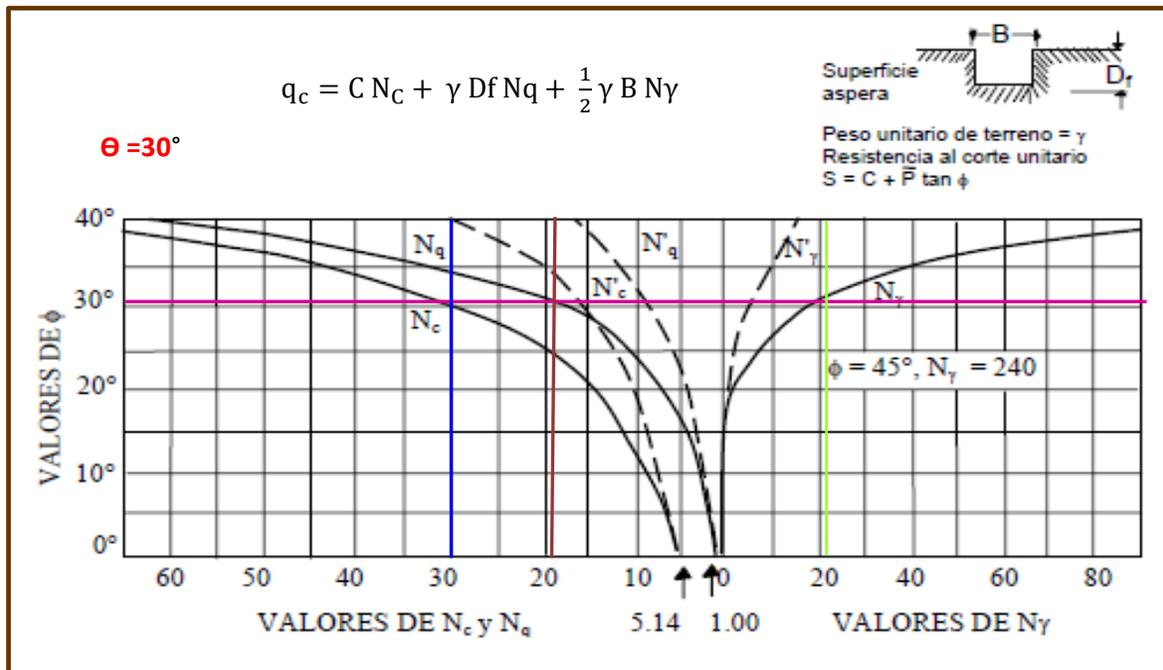
$$f_{\text{max}} = \frac{2 * \sum F_v}{3 \left(\frac{B}{2} - |e| \right)}$$

0.00 Ton/m²

Inicio

Coef. Fric.= 0.80

Efuerzo Máximo	55.21 Ton/m ²
Efuerzo Mínimo	7.89 Ton/m ²



Inicio

DATOS

$\phi =$	30 °
$D_f =$	1.50 m
NAF =	1.50 m
Fseguridad=	1.5
$\gamma_m =$	1.40 Ton/m ³
Cohesión =	1 Ton/m ²
Esf. Terreno	100 Ton-m ²
Base = 8.00 m	

Df. Profundidad de fundacion $D_f \leq B$

Interpolación

$q_c =$ 191 Ton/m²

$q_{admo} = \frac{q_c}{f_s}$ 127.6 Ton/m²

$N_c =$	37.16
$N_q =$	22.46
$N_\gamma =$	19.13

W muro = 31.55 Ton/m²

Como 127.6 > 31.55, Se acepta. !
TEPETATE O PIZARRA DURA

Inicio

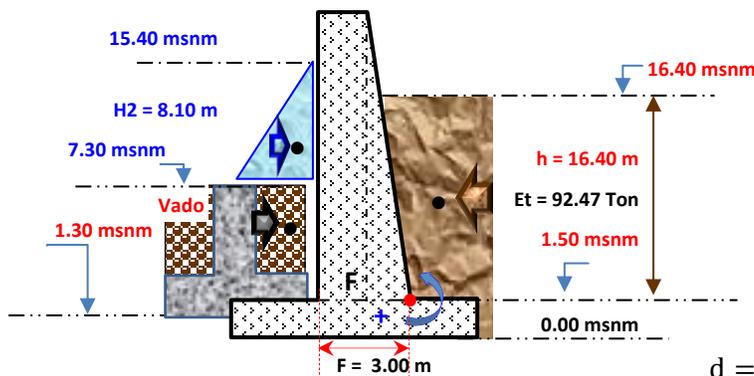
CAPACIDADES DE CARGA ADMISIBLES	
TERRENO ALUVIAL	5 Ton/m ²
ARCILL SUAVE	10 Ton/m ²
ARCILLA FIRME	20 Ton/m ²
ARENA HUMEDA	20 Ton/m ²
ARENA Y ARCILLA MEZCLADAS	30 Ton/m ²
ARENA FINA SECA	40 Ton/m ²
ARCILLA GRUESA SECA	40 Ton/m ²
GRAVA	60 Ton/m ²
GRAVA Y ARENA BIEN CEMENTADAS	80 Ton/m ²
TEPETATE O PIZARRA DURA	100 Ton/m ²
ROCA MEDIANA	190 Ton/m ²
ROCA BAJO CAJONES DE CIMENTACIÓN	250 Ton/m ²
ROCA DURA	780 Ton/m ²

DISEÑO DEL MURO (PERALTE).

$$k = \frac{1}{1 + \frac{fs}{nfc}} \quad j = 1 - \frac{k}{3} =$$

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{2 \times 10^6}{15000 \sqrt{f'c}} = \quad R = 0.5 k j f_c =$$

DATOS	
f'c =	250 Kg/cm ²
fy =	4,200 Kg/cm ²
fs =	2,100 Kg/cm ²
n =	8.43
fc = 0.45f'c	112.5
j =	0.90
R =	15.69
k =	0.31



Mr = 747.21 Ton-m

d = 218.24 cm

Peralte propuesto F:
F = 300 cm

Calculando d = 295 cm

Peralte F = 300 cm

$M_c = \frac{1}{2} f_c * k j b d^2$

b = 100 cm
Mc = 1,365 Ton-m

Como 1365 > 747.21; Se acepta.. Mc > Mr, Ok.!

Inicio

ACERO

PROPONEMOS:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

134.57 cm²

$$\text{Separación} = \frac{B \Phi \text{ Varilla}}{A_s}$$

Varillas

No. 12

@

8 cm
13 Varillas/m



8 cm

ACERO POR TEMPERATURA

b =	100 cm
d =	295 cm

Inicio

As = 0.002 b d/2

As = 29.50 cm²

Varillas

No. 8

@

15 cm
7 Varillas/m

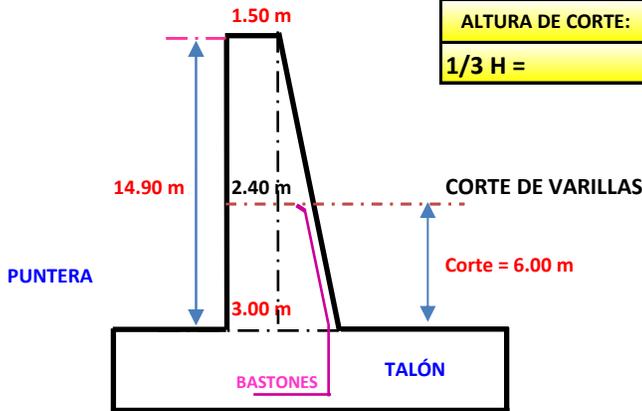


15 cm

Si considerar bastones!

Si

ALTURA DE CORTE:	6.00 m
1/3 H =	h = 4.97 m



Empuje=	42.8580 Ton-m
y = 1/3 H	2.00 m
M (actuante) =	85.7 Ton-m

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

19.01 cm²

Varillas

No. 8

@

21 cm
5 Varillas/m



21 cm

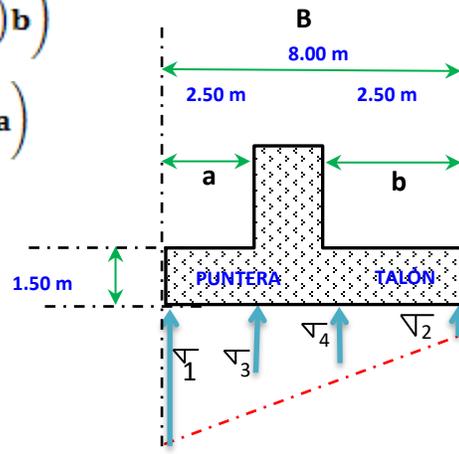
Inicio

ESFUERZOS

∇1	55.21 Ton/m ²
∇2	7.89 Ton/m ²
∇3	22.67 Ton/m ²
∇4	22.67 Ton/m ²

$$\tau_4 = \tau_2 + \left(\left(\frac{\tau_1 - \tau_2}{B} \right) b \right)$$

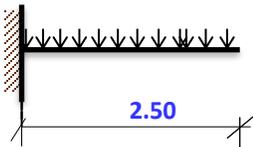
$$\tau_3 = \tau_1 + \left(\left(\frac{\tau_2 - \tau_1}{B} \right) a \right)$$



DISEÑO DEL TALÓN

CARGAS:

RELLENO	26.82 Ton-m
LOSA	3.60 Ton-m
Sobre/Carga. !	1.08 Ton-m
Suma:	31.50 Ton-m

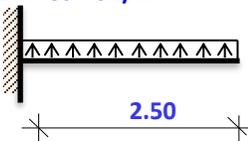


$$M = \frac{W l^2}{2}$$

M = 98.44 Ton-m

MOMENTOS PRODUCIDOS POR EL TERRENO

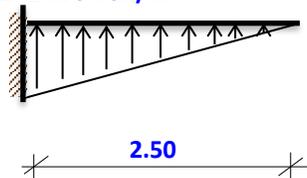
w = 7.89 Ton/m



$$M = \frac{W l^2}{2}$$

M = 24.65 Ton-m

w = 14.79 Ton/m



$$M = \frac{W L L}{2 \cdot 3}$$

M = 15.40 Ton-m

M R = 58.39 Ton-m

Peralte propuesto E:
H = 150.00 cm

$$d = \sqrt{\frac{M}{k b}}$$

d = 61.01 cm

d = 145 cm

+ 5 recubrimiento

H = 150 cm

Inicio

Como 150 > 61.01, . Se acepta, peralte correcto. !

ACERO

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

21.39 cm²

Varillas

No. 10

@

3 Varillas/m
27 cm



27 cm

$$\text{Separación} = \frac{B \phi \text{ Varilla}}{A_s}$$

ACERO POR TEMPERATURA

b =	100 cm
d =	145 cm

As = 0.002 b d/2

As = 14.50 cm²

$$\text{Separación} = \frac{B \phi \text{ Varilla}}{A_s}$$

Varillas

No. 6

@

3 Varillas/m
32 cm



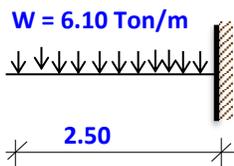
32 cm

Inicio

DISEÑO DEL PUNTERA

CARGAS:

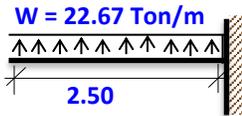
LOSA	3.60	Ton/m
AGUA	2.50	Ton/m



$$M = \frac{W l^2}{2}$$

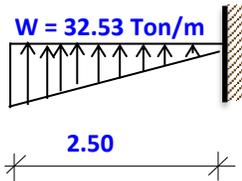
M = 19.06 Ton-m

MOMENTOS PRODUCIDOS POR EL TERRENO



$$M = \frac{W l^2}{2}$$

M = 70.9 Ton-m



$$M = \frac{W L}{2} \frac{L}{3}$$

M = 67.8 Ton-m

$$d = \sqrt{\frac{M}{k b}}$$

M R = 119.6 Ton-m

d = 87.3 cm

Peralte/TALÓN/PUNTERA :

H = 150.00 cm

Como 150 > 87.3, . Se acepta, peralte correcto. !

d = 145 cm

+ 5 recubrimiento

H = 150 cm

ACERO

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

43.81 cm²

Inicio

Varillas

No. 12

@

21 cm

5 Varillas/m

21 cm

ACERO POR TEMPERATURA

As = 0.002 b d/2

As = 14.50 cm²

b = 100 cm

d = 145 cm

$$\text{Separación} = \frac{B \Phi \text{ Varilla}}{A_s}$$

Varillas

No. 6

@

16 cm

6 Varillas/m

16 cm

PERALTES CALCULADOS	TALÓN	150 cm
	PUNTERA	150 cm

Inicio

TOMAMOS 150 cm

$$V_{\text{permisible}} = 0.29 \sqrt{f'c} \quad \mathbf{4.6 \text{ Kg/cm}^2}$$

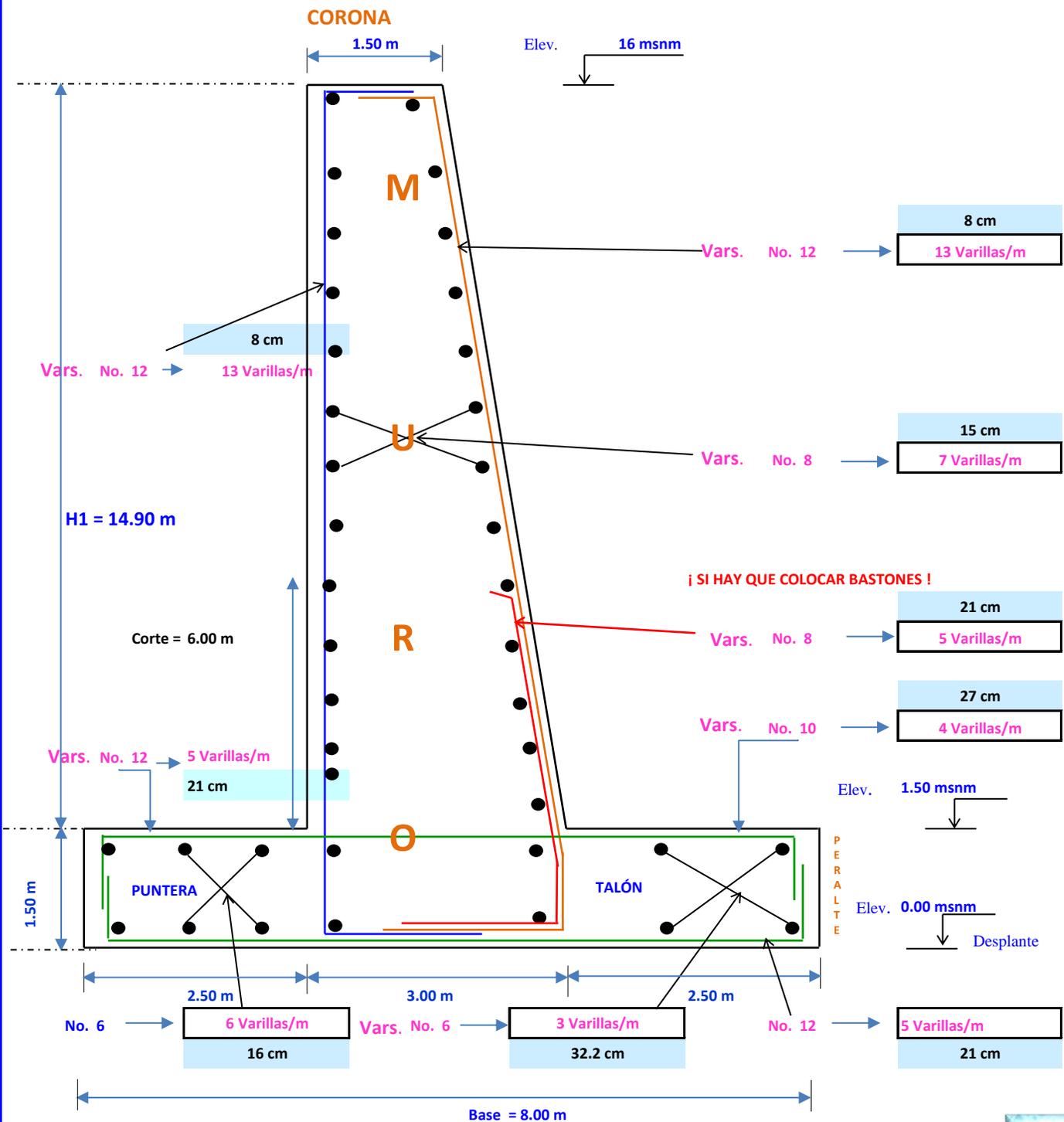
$$\text{Adherencia} \quad \mu_p = \frac{2.3\sqrt{f'c}}{D} \quad \mathbf{0.95 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\mu = \frac{V_{\text{MAX}} \odot}{\Sigma \phi j d} \quad \mathbf{25.05 \text{ kg/cm}^2}$$

SUMA DE PERIMETROS	144 cm
φ VARILLA	38.10 cm
CORTANTE MÁXIMO C =	252,375 Kg

∅	Una varilla
3/8	3
1/2	4
5/8	5
3/4	6
1	8
1 1/4	10
1 2/4	12

¡ CORRECTO (u = 0.95 < up = 25.05) !



Programó: Ing. BERNABÉ ANDRÉS MATA DE ELÍAS

Inicio

$\phi =$	30 °	Posicion =	31
----------	------	------------	----

Xo=	30	X1 =	37.16	X1 =	22.46	X1 =	19.13
X1=	31	Y1=	40.41	Y1=	22.65	Y1=	22.65

Nc =	37.16
Nq =	22.46
Ny =	19.13

Calculo

ϕ	N_c	N_q	N_γ^a	ϕ	N_c	N_q	N_γ^a
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

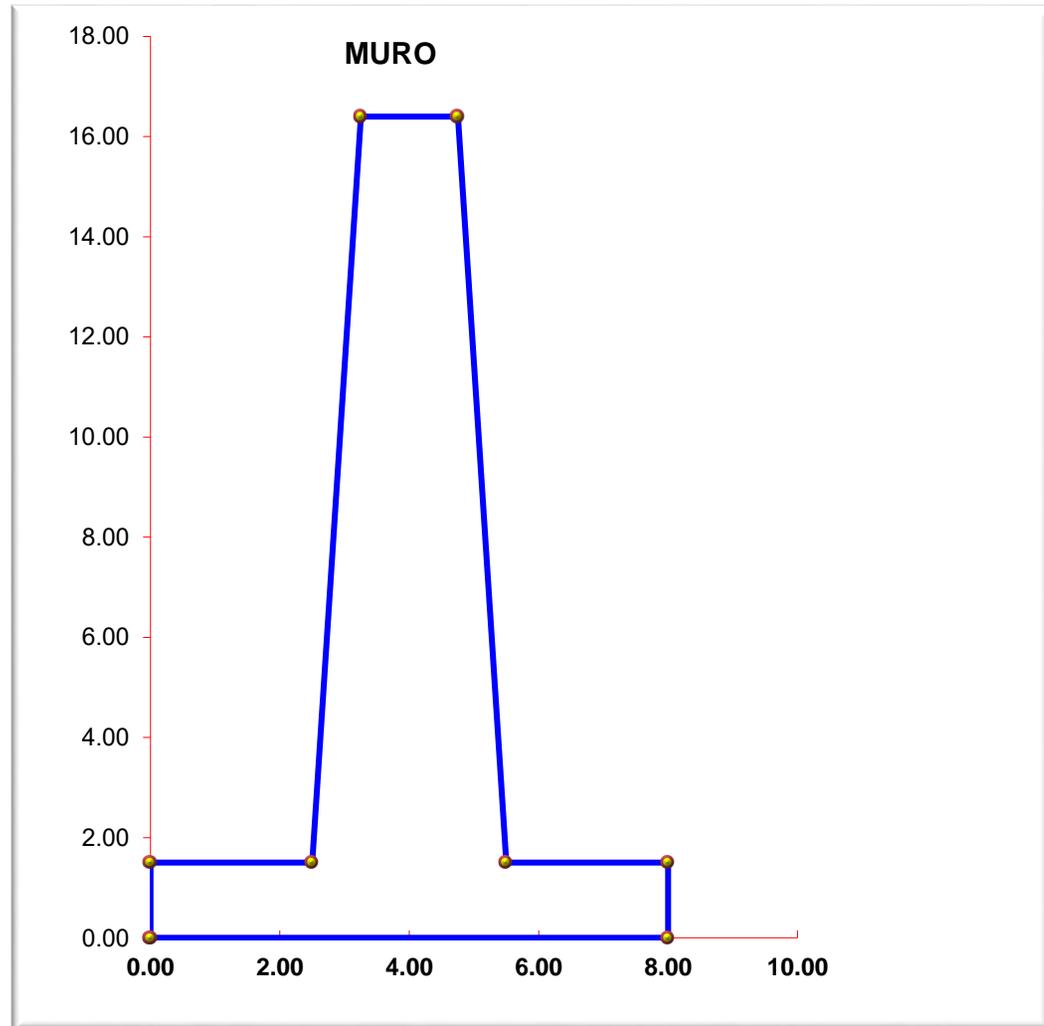
INTERPOLACIÓN LINEAL			
ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1	0.00
1	6.00	1.10	0.01
2	6.30	1.22	0.04
3	6.62	1.35	0.06
4	6.97	1.49	0.10
5	7.34	1.64	0.14
6	7.73	1.81	0.20
7	8.15	2.00	0.27
8	8.60	2.21	0.35
9	9.09	2.44	0.44
10	9.61	2.69	0.56
11	10.16	2.98	0.69
12	10.76	3.29	0.85
13	11.41	3.63	1.04
14	12.11	4.02	1.26
15	12.86	4.45	1.52
16	13.68	4.92	1.82
17	14.60	5.45	2.18
18	15.12	6.04	2.59
19	16.56	6.70	3.07
20	17.69	7.44	3.64
21	18.92	8.26	4.31
22	20.27	9.19	5.09
23	21.75	10.23	6.00
24	23.36	11.40	7.08
25	25.13	12.72	8.34
26	27.09	14.21	9.84
27	29.24	15.9	11.60
28	31.61	17.81	13.70
29	34.24	19.98	16.18
30	37.16	22.46	19.13
31	40.41	25.28	22.65
32	44.04	28.52	26.87
33	48.09	32.23	31.94
34	52.64	36.5	38.04
35	57.75	41.44	45.41
36	63.53	47.16	54.36
37	70.01	53.8	65.27
38	77.50	61.55	78.61
39	85.97	70.61	95.03
40	95.66	81.27	115.31
41	106.81	93.85	140.51
42	119.67	108.75	171.99
43	134.58	126.5	211.56
44	151.95	147.74	261.60
45	172.28	173.28	325.34
46	196.22	204.19	407.11
47	224.55	241.8	512.84
48	258.28	287.85	650.67
49	298.71	344.63	831.99
50	347.50	415.14	1072.80

CORONA	X = 1.50 m
BASE-CORONA	X = 3.00 m
PUNTERA	X = 2.50 m
TALON	X = 2.50 m

ALTURA	Y = 14.90 m
A-PATIN	Y = 1.50 m
H total	H = 16.40 m
	0.75

X	Y
0.00	0.00
8.0	0.00
8.0	1.50
5.50	1.50
4.75	16.40
3.25	16.40
2.50	1.50
0.00	1.50
0.00	0.00

Regresar





DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE
POSGRADO DE LA FACULTAD
DE INGENIERÍA, DEPI.
CAMPUS MORELOS.

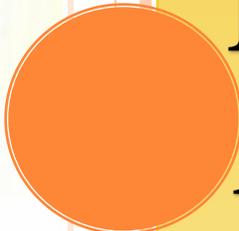
CAPÍTULO 2



O
B
R
A

D
E

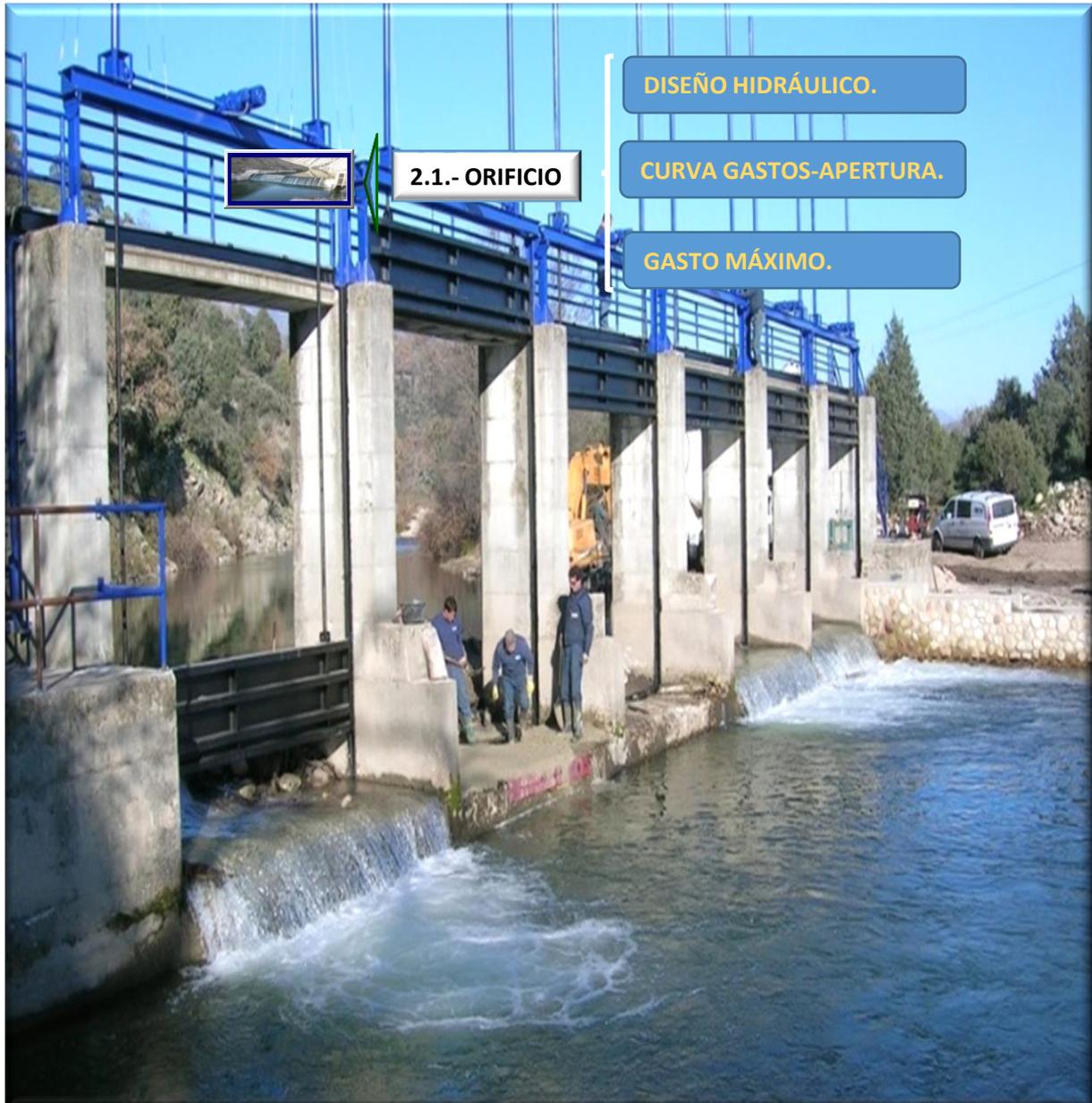
T
O
M
A



COMPUERTAS PLANAS DE HIERRO FUNDIDO

Nombre del Proyecto :

PRESA DERIVADORA ARMERÍA, COL.



Programó:

M.I. Bernabé Andrés Mata de Elías.

El cálculo hidráulico de la toma comprende:

- b) Determinación del gasto máximo que puede pasar por las compuertas
- c) Determinación de la capacidad del mecanismo elevador
- d) Diseño de la transición que une la salida de la toma con el canal de riego

a) Dimensionamiento del orificio y conducto

Generalmente en este tipo de proyectos el conducto de la obra de toma atraviesa únicamente el muro donde se alojan las compuertas y por ello desde el punto de vista hidráulico este cálculo se reduce a considerar un orificio con tubo corto sumergido. Cuando por las condiciones especiales del aprovechamiento, la obra de toma sea una tubería forzada propiamente dicha o un conducto trabajando como canal su cálculo deberá considerar todas las pérdidas que se puedan tener en el flujo, y si es un canal se deberán determinar las características del régimen del escurrimiento para proporcionar el conducto. Para un mejor funcionamiento hidráulico de la bocatoma conviene que el orificio trabaje ahogado y es recomendable que como mínimo se tenga un ahogamiento de 10 cm. En esas condiciones la fórmula que liga la carga, gasto y área de un orificio es:

$$Q = CA\sqrt{2gh}$$

Siendo:

Q= Gasto de derivación o gasto normal en la toma, en m³/s

g= Aceleración de la gravedad= 9.81 m/s/s

C= Coeficiente de descarga para el orificio correspondiente (para este tipo de diseños en los que se tienen orificios ahogados se puede considerar 0.80 en el cálculo preliminar)

h= Carga del orificio en m.

En las siguientes tablas se presentan valores del coeficiente para varios tipos de orificio

Dependiendo de la magnitud del gasto, el área necesaria podrá dividirse en uno o más orificios y así también será el número de compuertas que se tengan en la toma.

CARACTERÍSTICAS DE LA ENTRADA	SERIE 1	SERIE 2	SERIE 3	SERIE 4	SERIE 5	SERIE 6	SERIE 7
	 $K_e=1.60$ $C=0.62$	 $K_e=1.44$ $C=0.64$	 $K_e=1.37$ $C=0.65$	 $K_e=0.93$ $C=0.72$	 $K_e=0.69$ $C=0.77$	 $K_e=0.56$ $C=0.80$	 $K_e=0.52$ $C=0.81$
	 $K_e=1.44$ $C=0.64$	Entrada elíptica		 $K_e=1.04$ $C=0.70$	 $K_e=0.64$ $C=0.78$		 $K_e=0.49$ $C=0.82$
NOTAS							
Todos los tubos son de 4'-0" x 4'-0".							
Cuando no se indica entrada elíptica las aristas son en ángulo recto, cortadas en madera.							
Los valores dados para C son promedios para la fórmula $V=C\sqrt{2gh}$							
Coeficiente de pérdida $K_e=(\frac{1}{C^2}-1)$							
	 $K_e=1.16$ $C=0.68$		 $K_e=0.93$ $C=0.72$	 $K_e=0.52$ $C=0.81$		 $K_e=0.45$ $C=0.83$	
	 $K_e=0.64$ $C=0.78$		 $K_e=0.88$ $C=0.73$	 $K_e=0.38$ $C=0.85$		 $K_e=0.38$ $C=0.85$	
						 $K_e=0.35$ $C=0.86$	Muro
	 $K_e=0.08$ $C=0.96$		 $K_e=0.18$ $C=0.92$	 $K_e=0.16$ $C=0.93$	 $K_e=0.23$ $C=0.90$	 $K_e=0.29$ $C=0.88$	

Tabla. 2.7. - Coeficiente de descarga a través de tubos cortos sumergidos

$\frac{L}{P}$	Condición de los bordes o aristas en la entrada				
	Todos los bordes a escuadra	Contracciones suprimidas en el fondo solamente	Contracciones suprimidas en el fondo y en un costado	Contracciones suprimidas en el fondo y en los dos costados	Contracciones suprimidas en el fondo, los costados y la parte superior
0.02	0.61	0.63	0.68	0.77	0.95
0.04	0.62	0.64	0.68	0.77	0.94
0.06	0.63	0.65	0.69	0.76	0.94
0.08	0.65	0.66	0.69	0.74	0.93
0.10	0.66	0.67	0.69	0.73	0.93
0.12	0.67	0.68	0.70	0.72	0.93
0.14	0.69	0.69	0.71	0.72	0.92
0.16	0.71	0.70	0.72	0.72	0.92
0.18	0.72	0.71	0.73	0.72	0.92
0.20	0.74	0.73	0.74	0.73	0.92
0.22	0.75	0.74	0.75	0.75	0.91
0.24	0.77	0.75	0.76	0.78	0.91
0.26	0.78	0.76	0.77	0.81	0.91
0.28	0.78	0.76	0.78	0.82	0.91
0.30	0.79	0.77	0.79	0.83	0.91
0.35	0.79	0.78	0.80	0.84	0.90
0.40	0.80	0.79	0.80	0.84	0.90
0.60	0.80	0.80	0.81	0.84	0.90
0.80	0.80	0.80	0.81	0.85	0.90
1.00	0.80	0.81	0.82	0.85	0.90

Tabla. 2.8. - Coeficiente de derrame o gasto, C, para tubos sumergidos
Recopilados de los experimentos efectuados por Stewart, Rogers y Smith
L = Longitud del tubo, P = perímetro de la sección transversal de los tubos

Carga sobre el orificio, en m

La carga sobre el orificio generalmente es relativamente pequeña (de 10 a 20 cm) a fin de tener velocidades bajas del agua al pasar por las compuertas. Esta velocidad se aconseja que en lo posible sea más o menos igual a la del desarenador cuando opere la toma para evitar achiflonamientos que remuevan y arrastran materiales.

Así pues, una forma de determinar la dimensión de la compuerta o compuertas será; considerar un valor de 0.10 m a la carga h del orificio y calcular el área para tener una idea de su valor, es decir:

$$A = \frac{Q}{C\sqrt{2gh}}$$

De acuerdo con este valor se podrá saber si conviene más de una compuerta y además seleccionar sus dimensiones usuales o comerciales, consultando los planos tipo que ya existen.

Hecho esto se determinará la carga del orificio con la fórmula general, es decir:

$$h = \frac{Q^2}{2C^2A^2g}$$

Otra manera sería suponer una velocidad en el orificio (0.50 a 1.00 m/s) y calcular el área correspondiente, con la fórmula de continuidad

$$Q = vA \quad \therefore A = \frac{Q}{v}$$

Elegir las compuertas convenientes y calcular el valor de h sobre el orificio.

En algunos casos para lograr el ahogamiento del orificio las compuertas se fijan con su dimensión mayor en el sentido horizontal, para tener menor dimensión vertical. Esto sucede cuando el tirante en el canal de riego es pequeño y dadas las condiciones de la ladera no convenga reducir plantilla del canal o disminuir el talud de sus paredes para aumentar el tirante.

a) Determinación del gasto máximo que puede pasar por la compuerta.

El gasto máximo se determina de la siguiente forma:

$$k = d + h \quad \therefore h = k - d$$

Ahora bien, el gasto que pasa por el orificio, se calcula con la siguiente fórmula:

$$Q_0 = C A_0 \sqrt{2gh}$$

El gasto en el canal se debe verificar con la ecuación de la continuidad:

$$Q_c = v A_c$$

Si se adopta para el cálculo del valor de v la fórmula de Manning, se tiene que el gasto en el canal es:

$$Q_c = v A_c = \frac{1}{n} S^{1/2} r^{2/3} A_c$$

En cualquier momento y de acuerdo con la ley de continuidad el gasto en el orificio y en el canal será el mismo y por lo tanto, el gasto máximo es aquel que verifique la siguiente igualdad:

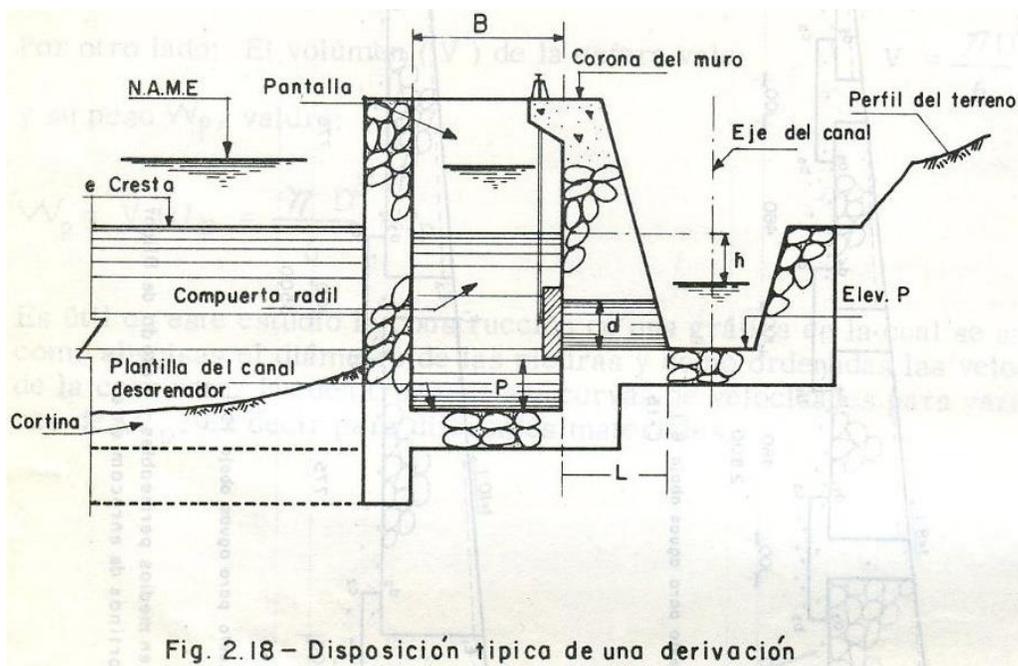
En donde:
$$Q_0 = Q_c \quad C A_0 \sqrt{2 g h} = \frac{1}{n} S^{1/2} r^{2/3} A_c$$

Donde:

$C =$	Coeficiente de descarga para el orificio correspondiente.
$A_0 =$	Área del orificio en m^2 .
$g =$	Aceleración de la gravedad = 9.81 m/s^2 .
$h =$	Carga del orificio en m.
$n =$	Coeficiente de Manning.
$S =$	Pendiente del canal.
$r =$	Radio hidráulico del canal, en m.
$A_c =$	Área del canal, en m^2 .
$Q_0 =$	Gasto de en el orificio, en m^3/s
$Q_c =$	Gasto de en el canal de conducción, en m^3/s
	$k =$ N.A.M.E – Plantilla del canal.
	$d =$ Tirante en el canal, en m.

Puesto que la presa derivadora sirve para aumentar el tirante de agua de la fuente de aprovechamiento para derivar un determinado gasto, la elevación de la cresta vertedora dependerá de las necesidades de carga hidráulica que se requieren para operar la bocatoma.

En la figura 2.18 se observa el caso típico de la disposición de la cortina, bocatoma y canal principal de conducción.



Como puede observarse, la elevación "C" de la cresta vertedora es igual a la elevación correspondiente a la plantilla del canal en su inicio (elevación P) más el tirante (d) del mismo canal, más la carga hidráulica (h) del orificio de la toma, es decir:

$$Elev. C = Elev. P + d + h$$

La elevación de la plantilla del canal principal es un dato que de antemano se cuenta con él al iniciar el diseño.

a).- Obtención de las dimensiones del Orificio

La carga hidráulica fue obtenida del calculo de la elevacion NAMO

Gasto de derivación	Q = 2.600 m3/s
Carga propuesta sobre el orificio	0.10 m
Coefficiente de descarga	0.8
Número de compuertas	2.0

El área requerida del orificio es:

$$A = \frac{Q}{C\sqrt{2gh}}$$

$$122 \text{ A} = B = \sqrt{A} = 122$$

$$\text{Área} = 2.32 \text{ m}^2$$

Aprox: 152 Cm
Compuertas

Si se propone una compuerta de dimensiones compuerta resulta:

122 Cm	X	122 Cm	X	2 Compuertas
$A_c =$	2.98 m ²	Velocidad=	0.87 m/s	

¡ ÁREA MAYOR QUE LA REQUERIDA, POR LO TANTO CUMPLE !

VELOCIDAD PERMISIBLE DE DISEÑO (0.5 a 1.0 m/s).

Determinando la carga del orificio con la fórmula general.

$$h = \frac{Q^2}{2C^2 A^2 g}$$

$$h = 0.06 \text{ m} \quad 6.08 \text{ cm}$$

b).- Determinación del gasto máximo que puede pasar por las compuertas

$$Q = V A \quad V = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} S_0^{\frac{1}{2}}$$

$$A = \frac{Q^2}{C\sqrt{2gh}}$$

$$Q = Q_c$$

$$R_h = \frac{A_h}{p_m}$$

$$A_h = b d + t d^2$$

$$P_m = b + 2 d \sqrt{1 + t^2}$$

$$C A_0 \sqrt{2 g h} = \frac{1}{n} S_0^{\frac{1}{2}} R_h^{\frac{2}{3}} A_c$$

C.- Coeficiente de descarga para el orificio correspondiente

A₀.- Área del orificio en m²

h.- Carga del orificio en m, h= K-y

K.- NAME, plantilla del canal

y.- Tirante del canal.

g.- Aceleración de la gravedad = 9.81 m/s²

n.- Coeficiente de Manning

S₀.- Pendiente del canal

R_h.- Radio hidráulico del canal

A_c.- Área hidráulica del canal.

Talud del canal.

Base del canal.

9.81
0.017
0.0003

0.0 :1
2.50 m

Constante 1.- 2.60 m³/s

Área = 3.40 m²

Pm = 5.22 m

Constante 2.- 2.60 m³/s

Q_{max}= 2.603 m³/s

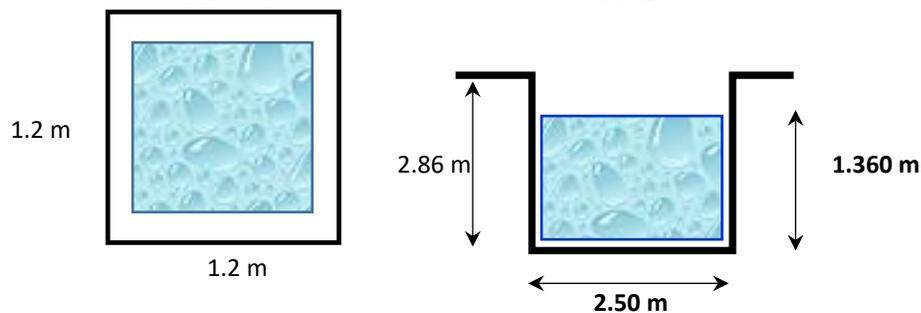
GASTO MÁXIMO

Se proponen tirantes. d = 1.36 m

Bordo libre 1.50 m 2.86 m

CONDUCTO

CANAL



Aun cuando se deba tener un control y vigilancia en la operación de la derivadora, no se descarta la posibilidad de que estando abierta la compuerta de la obra de toma se presente una o varias avenidas en el río. Esto ocasiona que por la compuerta entre un gasto mayor que el gasto normal de derivación, esto debido a que la carga hidráulica sobre el orificio aumenta, al aumentar el tirante de agua en

COMPUERTAS PLANAS DE HIERRO FUNDIDO

Mensula de operación de la obra de toma

1.- Datos del proyecto.	
Elevación del NAME.	15.40 msnm
Elevación de la cresta vertedora	7.30 msnm
Longitud de la cresta vertedora	150 m
Coeficiente de descarga	0.80
Carga hidráulica	8.07 m
Gasto de descarga del vertedor	5842.90 m3/s
Gasto de descarga de la Obra de toma	2.60 m3/s
Area	2 Compuertas A = 1.22 m B = 1.22 m 2.98 m2
Velocidad de operación	0.9 m/s
Elevación del umbral de la obra de toma	5.88 msnm
Elevación del umbral del Desarenador.	4.88 msnm

2.- Diseño de Obra de Toma.

Gasto =	2.60 m3/s	Carga =	0.10 m
Compuerta.	Rectangular	A =	1.22 m
Coeficiente =	Cc = 0.80	B =	1.22 m

2.1.- Dimensiones de la Obra de Toma

Para un mejor funcionamiento de la Obra de Toma, Conviene que el orificio trabaje ahogado y se recomienda que como mínimo se tenga un ahogamiento de 10 cm; para estas condiciones la formula que liga la carga, gasto y área en un orificio es:

$$Q = C A \sqrt{2gh}$$

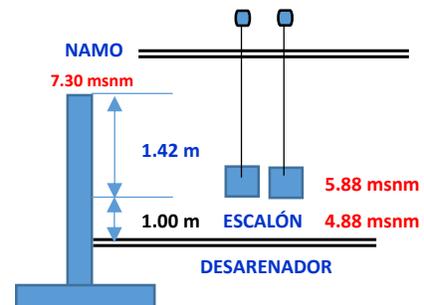
Para la determinar la (s) dimensión de la compuerta o compuertas será; considerar un valor de 0.15 m a la carga h del orificio y calcular el área para tener una idea de su valor; es decir:

$$A = \frac{Q}{C \sqrt{2gh}} = 2.32 \text{ m}^2$$

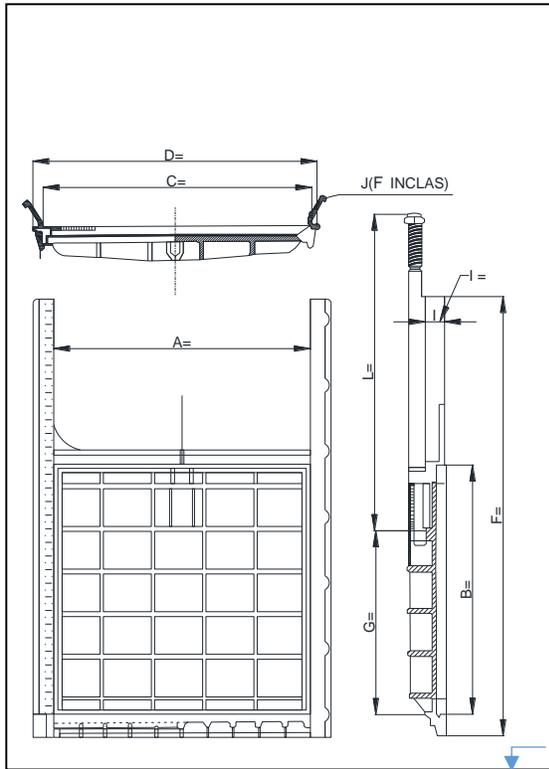
Como se requiere un conducto cuadrados de lados A = B:

$$C_v = 0.96 + 0.079 \frac{a}{h} \quad A = B = \sqrt{A} = 1.5 \text{ m}$$

A = B = 1.5 m



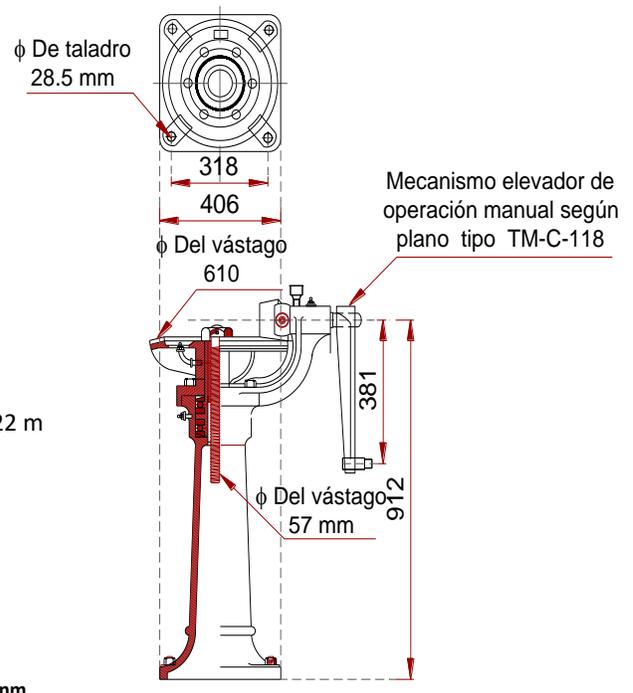
CARGA HIDRAULICA (NAMO-O. de Toma)	NAMO.	7.30 msnm
	UMBRAL O. TOMA	5.88 msnm
	Carga Hidráulica	Hca = 1.42 m



B = 1.22 m

A = 1.22 m

5.88 msnm



$$C_v = 0.96 + 0.079 \frac{a}{y_1}$$

$$C_d = \frac{C_c C_v}{\sqrt{1 + \frac{C_c a}{y_1}}}$$

$$Q = C_d b a \sqrt{2 g y_1}$$

Cc = 0.62

Carga de operación:

INTERVALO **a = 0.010 m**

$$h = \frac{Q^2}{2g * C^2 * A^2} = \text{0.10 m}$$

REVISIÓN
CORRECTO (10 a 20 Cm)

B = 1.22 m

Aperturas (a)	Namo-U. toma Carga Ho	Cv	Cd	Q Obra-Toma	Elevación en la Compuerta
a = 0.00 m	Ho = 1.42 m	0.000	0.000	Q = 2.600 m3/s	5.88 msnm
a = 0.010 m		Cv = 0.9606	Cc = 0.5942	Q = 0.0383 m3/s	5.89 msnm
a = 0.020 m		Cv = 0.9611	Cc = 0.5933	Q = 0.0764 m3/s	5.90 msnm
a = 0.030 m		Cv = 0.9617	Cc = 0.5924	Q = 0.1144 m3/s	5.91 msnm
a = 0.040 m		Cv = 0.9622	Cc = 0.5914	Q = 0.1523 m3/s	5.92 msnm
a = 0.050 m		Cv = 0.9628	Cc = 0.5905	Q = 0.1901 m3/s	5.93 msnm
a = 0.060 m		Cv = 0.9633	Cc = 0.5896	Q = 0.2278 m3/s	5.94 msnm
a = 0.070 m		Cv = 0.9639	Cc = 0.5887	Q = 0.2654 m3/s	5.95 msnm
a = 0.080 m		Cv = 0.9645	Cc = 0.5878	Q = 0.3028 m3/s	5.96 msnm
a = 0.090 m		Cv = 0.9650	Cc = 0.5869	Q = 0.3401 m3/s	5.97 msnm
a = 0.100 m		Cv = 0.9656	Cc = 0.5860	Q = 0.3774 m3/s	5.98 msnm
a = 0.110 m		Cv = 0.9661	Cc = 0.5851	Q = 0.4145 m3/s	5.99 msnm
a = 0.120 m		Cv = 0.9667	Cc = 0.5842	Q = 0.4515 m3/s	6.00 msnm
a = 0.130 m		Cv = 0.9672	Cc = 0.5834	Q = 0.4883 m3/s	6.01 msnm
a = 0.140 m		Cv = 0.9678	Cc = 0.5825	Q = 0.5251 m3/s	6.02 msnm
a = 0.150 m		Cv = 0.9683	Cc = 0.5816	Q = 0.5618 m3/s	6.03 msnm
a = 0.160 m		Cv = 0.9689	Cc = 0.5808	Q = 0.5984 m3/s	6.04 msnm
a = 0.170 m		Cv = 0.9695	Cc = 0.5799	Q = 0.6349 m3/s	6.05 msnm

B = 1.22 m

a = 0.180 m	Cv = 0.9700	Cc = 0.5791	Q = 0.6712 m ³ /s	6.06 msnm
a = 0.190 m	Cv = 0.9706	Cc = 0.5782	Q = 0.7075 m ³ /s	6.07 msnm
a = 0.200 m	Cv = 0.9711	Cc = 0.5774	Q = 0.7437 m ³ /s	6.08 msnm
a = 0.210 m	Cv = 0.9717	Cc = 0.5766	Q = 0.7797 m ³ /s	6.09 msnm
a = 0.220 m	Cv = 0.9722	Cc = 0.5758	Q = 0.8157 m ³ /s	6.10 msnm
a = 0.230 m	Cv = 0.9728	Cc = 0.5750	Q = 0.8516 m ³ /s	6.11 msnm
a = 0.240 m	Cv = 0.9734	Cc = 0.5741	Q = 0.8873 m ³ /s	6.12 msnm
a = 0.250 m	Cv = 0.9739	Cc = 0.5733	Q = 0.9230 m ³ /s	6.13 msnm
a = 0.260 m	Cv = 0.9745	Cc = 0.5725	Q = 0.9586 m ³ /s	6.14 msnm
a = 0.270 m	Cv = 0.9750	Cc = 0.5718	Q = 0.9941 m ³ /s	6.15 msnm
a = 0.280 m	Cv = 0.9756	Cc = 0.5710	Q = 1.0295 m ³ /s	6.16 msnm
a = 0.290 m	Cv = 0.9761	Cc = 0.5702	Q = 1.0648 m ³ /s	6.17 msnm
a = 0.300 m	Cv = 0.9767	Cc = 0.5694	Q = 1.1000 m ³ /s	6.18 msnm
a = 0.310 m	Cv = 0.9772	Cc = 0.5686	Q = 1.1351 m ³ /s	6.19 msnm
a = 0.320 m	Cv = 0.9778	Cc = 0.5679	Q = 1.1702 m ³ /s	6.20 msnm
a = 0.330 m	Cv = 0.9784	Cc = 0.5671	Q = 1.2051 m ³ /s	6.21 msnm
a = 0.340 m	Cv = 0.9789	Cc = 0.5663	Q = 1.2400 m ³ /s	6.22 msnm
a = 0.350 m	Cv = 0.9795	Cc = 0.5656	Q = 1.2748 m ³ /s	6.23 msnm
a = 0.360 m	Cv = 0.9800	Cc = 0.5648	Q = 1.3094 m ³ /s	6.24 msnm
a = 0.370 m	Cv = 0.9806	Cc = 0.5641	Q = 1.3440 m ³ /s	6.25 msnm
a = 0.380 m	Cv = 0.9811	Cc = 0.5634	Q = 1.3786 m ³ /s	6.26 msnm
a = 0.390 m	Cv = 0.9817	Cc = 0.5626	Q = 1.4130 m ³ /s	6.27 msnm
a = 0.400 m	Cv = 0.9823	Cc = 0.5619	Q = 1.4474 m ³ /s	6.28 msnm
a = 0.410 m	Cv = 0.9828	Cc = 0.5612	Q = 1.4816 m ³ /s	6.29 msnm
a = 0.420 m	Cv = 0.9834	Cc = 0.5605	Q = 1.5158 m ³ /s	6.30 msnm
a = 0.430 m	Cv = 0.9839	Cc = 0.5597	Q = 1.5499 m ³ /s	6.31 msnm
a = 0.440 m	Cv = 0.9845	Cc = 0.5590	Q = 1.5840 m ³ /s	6.32 msnm
a = 0.450 m	Cv = 0.9850	Cc = 0.5583	Q = 1.6179 m ³ /s	6.33 msnm
a = 0.460 m	Cv = 0.9856	Cc = 0.5576	Q = 1.6518 m ³ /s	6.34 msnm
a = 0.470 m	Cv = 0.9861	Cc = 0.5569	Q = 1.6856 m ³ /s	6.35 msnm
a = 0.480 m	Cv = 0.9867	Cc = 0.5562	Q = 1.7193 m ³ /s	6.36 msnm
a = 0.490 m	Cv = 0.9873	Cc = 0.5556	Q = 1.7530 m ³ /s	6.37 msnm
a = 0.500 m	Cv = 0.9878	Cc = 0.5549	Q = 1.7865 m ³ /s	6.38 msnm
a = 0.510 m	Cv = 0.9884	Cc = 0.5542	Q = 1.8200 m ³ /s	6.39 msnm
a = 0.520 m	Cv = 0.9889	Cc = 0.5535	Q = 1.8535 m ³ /s	6.40 msnm
a = 0.530 m	Cv = 0.9895	Cc = 0.5528	Q = 1.8868 m ³ /s	6.41 msnm
a = 0.540 m	Cv = 0.9900	Cc = 0.5522	Q = 1.9201 m ³ /s	6.42 msnm
a = 0.550 m	Cv = 0.9906	Cc = 0.5515	Q = 1.9533 m ³ /s	6.43 msnm
a = 0.560 m	Cv = 0.9912	Cc = 0.5509	Q = 1.9864 m ³ /s	6.44 msnm
a = 0.570 m	Cv = 0.9917	Cc = 0.5502	Q = 2.0195 m ³ /s	6.45 msnm
a = 0.580 m	Cv = 0.9923	Cc = 0.5495	Q = 2.0525 m ³ /s	6.46 msnm
a = 0.590 m	Cv = 0.9928	Cc = 0.5489	Q = 2.0854 m ³ /s	6.47 msnm
a = 0.600 m	Cv = 0.9934	Cc = 0.5483	Q = 2.1183 m ³ /s	6.48 msnm
a = 0.610 m	Cv = 0.9939	Cc = 0.5476	Q = 2.1511 m ³ /s	6.49 msnm
a = 0.620 m	Cv = 0.9945	Cc = 0.5470	Q = 2.1838 m ³ /s	6.50 msnm
a = 0.630 m	Cv = 0.9950	Cc = 0.5463	Q = 2.2165 m ³ /s	6.51 msnm
a = 0.640 m	Cv = 0.9956	Cc = 0.5457	Q = 2.2491 m ³ /s	6.52 msnm
a = 0.650 m	Cv = 0.9962	Cc = 0.5451	Q = 2.2816 m ³ /s	6.53 msnm
a = 0.660 m	Cv = 0.9967	Cc = 0.5445	Q = 2.3141 m ³ /s	6.54 msnm
a = 0.670 m	Cv = 0.9973	Cc = 0.5439	Q = 2.3465 m ³ /s	6.55 msnm
a = 0.680 m	Cv = 0.9978	Cc = 0.5432	Q = 2.3788 m ³ /s	6.56 msnm
a = 0.690 m	Cv = 0.9984	Cc = 0.5426	Q = 2.4111 m ³ /s	6.57 msnm
a = 0.700 m	Cv = 0.9989	Cc = 0.5420	Q = 2.4433 m ³ /s	6.58 msnm

a = 0.710 m	Cv = 0.9995	Cc = 0.5414	Q = 2.4754 m ³ /s	6.59 msnm
a = 0.720 m	Cv = 1.0001	Cc = 0.5408	Q = 2.5075 m ³ /s	6.60 msnm
a = 0.730 m	Cv = 1.0006	Cc = 0.5402	Q = 2.5395 m ³ /s	6.61 msnm
a = 0.740 m	Cv = 1.0012	Cc = 0.5396	Q = 2.5715 m ³ /s	6.62 msnm
a = 0.750 m	Cv = 1.0017	Cc = 0.5390	Q = 2.6034 m ³ /s	6.63 msnm
a = 0.760 m	Cv = 1.0023	Cc = 0.5385	Q = 2.6353 m ³ /s	6.64 msnm
a = 0.770 m	Cv = 1.0028	Cc = 0.5379	Q = 2.6671 m ³ /s	6.65 msnm
a = 0.780 m	Cv = 1.0034	Cc = 0.5373	Q = 2.6988 m ³ /s	6.66 msnm
a = 0.790 m	Cv = 1.0040	Cc = 0.5367	Q = 2.7305 m ³ /s	6.67 msnm
a = 0.800 m	Cv = 1.0045	Cc = 0.5362	Q = 2.7621 m ³ /s	6.68 msnm
a = 0.810 m	Cv = 1.0051	Cc = 0.5356	Q = 2.7936 m ³ /s	6.69 msnm
a = 0.820 m	Cv = 1.0056	Cc = 0.5350	Q = 2.8251 m ³ /s	6.70 msnm
a = 0.830 m	Cv = 1.0062	Cc = 0.5345	Q = 2.8566 m ³ /s	6.71 msnm
a = 0.840 m	Cv = 1.0067	Cc = 0.5339	Q = 2.8880 m ³ /s	6.72 msnm
a = 0.850 m	Cv = 1.0073	Cc = 0.5333	Q = 2.9193 m ³ /s	6.73 msnm
a = 0.860 m	Cv = 1.0078	Cc = 0.5328	Q = 2.9506 m ³ /s	6.74 msnm
a = 0.870 m	Cv = 1.0084	Cc = 0.5322	Q = 2.9818 m ³ /s	6.75 msnm
a = 0.880 m	Cv = 1.0090	Cc = 0.5317	Q = 3.0130 m ³ /s	6.76 msnm
a = 0.890 m	Cv = 1.0095	Cc = 0.5311	Q = 3.0441 m ³ /s	6.77 msnm
a = 0.900 m	Cv = 1.0101	Cc = 0.5306	Q = 3.0752 m ³ /s	6.78 msnm
a = 0.910 m	Cv = 1.0106	Cc = 0.5301	Q = 3.1062 m ³ /s	6.79 msnm
a = 0.920 m	Cv = 1.0112	Cc = 0.5295	Q = 3.1372 m ³ /s	6.80 msnm
a = 0.930 m	Cv = 1.0117	Cc = 0.5290	Q = 3.1681 m ³ /s	6.81 msnm
a = 0.940 m	Cv = 1.0123	Cc = 0.5285	Q = 3.1989 m ³ /s	6.82 msnm
a = 0.950 m	Cv = 1.0129	Cc = 0.5279	Q = 3.2298 m ³ /s	6.83 msnm
a = 0.960 m	Cv = 1.0134	Cc = 0.5274	Q = 3.2605 m ³ /s	6.84 msnm
a = 0.970 m	Cv = 1.0140	Cc = 0.5269	Q = 3.2912 m ³ /s	6.85 msnm
a = 0.980 m	Cv = 1.0145	Cc = 0.5264	Q = 3.3219 m ³ /s	6.86 msnm
a = 0.990 m	Cv = 1.0151	Cc = 0.5259	Q = 3.3525 m ³ /s	6.87 msnm
a = 1.000 m	Cv = 1.0156	Cc = 0.5254	Q = 3.3831 m ³ /s	6.88 msnm
a = 1.010 m	Cv = 1.0162	Cc = 0.5249	Q = 3.4136 m ³ /s	6.89 msnm
a = 1.020 m	Cv = 1.0167	Cc = 0.5243	Q = 3.4441 m ³ /s	6.90 msnm
a = 1.030 m	Cv = 1.0173	Cc = 0.5238	Q = 3.4745 m ³ /s	6.91 msnm
a = 1.040 m	Cv = 1.0179	Cc = 0.5233	Q = 3.5049 m ³ /s	6.92 msnm
a = 1.050 m	Cv = 1.0184	Cc = 0.5228	Q = 3.5352 m ³ /s	6.93 msnm
a = 1.060 m	Cv = 1.0190	Cc = 0.5223	Q = 3.5655 m ³ /s	6.94 msnm
a = 1.070 m	Cv = 1.0195	Cc = 0.5219	Q = 3.5957 m ³ /s	6.95 msnm
a = 1.080 m	Cv = 1.0201	Cc = 0.5214	Q = 3.6259 m ³ /s	6.96 msnm
a = 1.090 m	Cv = 1.0206	Cc = 0.5209	Q = 3.6561 m ³ /s	6.97 msnm
a = 1.100 m	Cv = 1.0212	Cc = 0.5204	Q = 3.6862 m ³ /s	6.98 msnm
a = 1.110 m	Cv = 1.0218	Cc = 0.5199	Q = 3.7162 m ³ /s	6.99 msnm
a = 1.120 m	Cv = 1.0223	Cc = 0.5194	Q = 3.7462 m ³ /s	7.00 msnm
a = 1.130 m	Cv = 1.0229	Cc = 0.5189	Q = 3.7762 m ³ /s	7.01 msnm
a = 1.140 m	Cv = 1.0234	Cc = 0.5185	Q = 3.8061 m ³ /s	7.02 msnm
a = 1.150 m	Cv = 1.0240	Cc = 0.5180	Q = 3.8360 m ³ /s	7.03 msnm
a = 1.160 m	Cv = 1.0245	Cc = 0.5175	Q = 3.8659 m ³ /s	7.04 msnm
a = 1.170 m	Cv = 1.0251	Cc = 0.5171	Q = 3.8957 m ³ /s	7.05 msnm
a = 1.180 m	Cv = 1.0256	Cc = 0.5166	Q = 3.9254 m ³ /s	7.06 msnm
a = 1.190 m	Cv = 1.0262	Cc = 0.5161	Q = 3.9552 m ³ /s	7.07 msnm
a = 1.200 m	Cv = 1.0268	Cc = 0.5157	Q = 3.9848 m ³ /s	7.08 msnm
a = 1.210 m	Cv = 1.0273	Cc = 0.5152	Q = 4.0145 m ³ /s	7.09 msnm
a = 1.220 m	Cv = 1.0279	Cc = 0.5148	Q = 4.0441 m ³ /s	7.10 msnm
a = 1.230 m	Cv = 1.0284	Cc = 0.5143	Q = 4.0736 m ³ /s	7.11 msnm
a = 1.240 m	Cv = 1.0290	Cc = 0.5139	Q = 4.1032 m ³ /s	7.12 msnm

B = 1.22 m

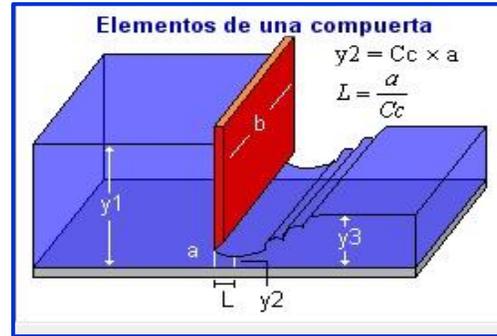
B = 1.22 m

a = 1.250 m	Cv = 1.0295	Cc = 0.5134	Q = 4.1326 m ³ /s	7.13 msnm
a = 1.260 m	Cv = 1.0301	Cc = 0.5130	Q = 4.1621 m ³ /s	7.14 msnm
a = 1.270 m	Cv = 1.0307	Cc = 0.5125	Q = 4.1915 m ³ /s	7.15 msnm
a = 1.280 m	Cv = 1.0312	Cc = 0.5121	Q = 4.2208 m ³ /s	7.16 msnm
a = 1.290 m	Cv = 1.0318	Cc = 0.5116	Q = 4.2501 m ³ /s	7.17 msnm
a = 1.300 m	Cv = 1.0323	Cc = 0.5112	Q = 4.2794 m ³ /s	7.18 msnm
a = 1.310 m	Cv = 1.0329	Cc = 0.5108	Q = 4.3087 m ³ /s	7.19 msnm
a = 1.320 m	Cv = 1.0334	Cc = 0.5103	Q = 4.3379 m ³ /s	7.20 msnm
a = 1.330 m	Cv = 1.0340	Cc = 0.5099	Q = 4.3671 m ³ /s	7.21 msnm
a = 1.340 m	Cv = 1.0345	Cc = 0.5095	Q = 4.3962 m ³ /s	7.22 msnm
a = 1.350 m	Cv = 1.0351	Cc = 0.5090	Q = 4.4253 m ³ /s	7.23 msnm
a = 1.360 m	Cv = 1.0357	Cc = 0.5086	Q = 4.4544 m ³ /s	7.24 msnm
a = 1.370 m	Cv = 1.0362	Cc = 0.5082	Q = 4.4834 m ³ /s	7.25 msnm
a = 1.380 m	Cv = 1.0368	Cc = 0.5078	Q = 4.5124 m ³ /s	7.26 msnm
a = 1.390 m	Cv = 1.0373	Cc = 0.5074	Q = 4.5413 m ³ /s	7.27 msnm
a = 1.400 m	Cv = 1.0379	Cc = 0.5069	Q = 4.5702 m ³ /s	7.28 msnm
a = 1.410 m	Cv = 1.0384	Cc = 0.5065	Q = 4.5991 m ³ /s	7.29 msnm
a = 1.420 m	Cv = 1.0390	Cc = 0.5061	Q = 4.6280 m ³ /s	7.30 msnm
a = 1.430 m	Cv = 1.0396	Cc = 0.5057	Q = 4.6568 m ³ /s	7.31 msnm
a = 1.440 m	Cv = 1.0401	Cc = 0.5053	Q = 4.6856 m ³ /s	7.32 msnm
a = 1.450 m	Cv = 1.0407	Cc = 0.5049	Q = 4.7143 m ³ /s	7.33 msnm
a = 1.460 m	Cv = 1.0412	Cc = 0.5045	Q = 4.7430 m ³ /s	7.34 msnm
a = 1.470 m	Cv = 1.0418	Cc = 0.5041	Q = 4.7717 m ³ /s	7.35 msnm
a = 1.480 m	Cv = 1.0423	Cc = 0.5037	Q = 4.8004 m ³ /s	7.36 msnm
a = 1.490 m	Cv = 1.0429	Cc = 0.5033	Q = 4.8290 m ³ /s	7.37 msnm
a = 1.500 m	Cv = 1.0435	Cc = 0.5029	Q = 4.8576 m ³ /s	7.38 msnm
a = 1.510 m	Cv = 1.0440	Cc = 0.5025	Q = 4.8861 m ³ /s	7.39 msnm
a = 1.520 m	Cv = 1.0446	Cc = 0.5021	Q = 4.9146 m ³ /s	7.40 msnm
a = 1.530 m	Cv = 1.0451	Cc = 0.5017	Q = 4.9431 m ³ /s	7.41 msnm
a = 1.540 m	Cv = 1.0457	Cc = 0.5013	Q = 4.9716 m ³ /s	7.42 msnm
a = 1.550 m	Cv = 1.0462	Cc = 0.5009	Q = 5.0000 m ³ /s	7.43 msnm
a = 1.560 m	Cv = 1.0468	Cc = 0.5006	Q = 5.0284 m ³ /s	7.44 msnm
a = 1.570 m	Cv = 1.0473	Cc = 0.5002	Q = 5.0567 m ³ /s	7.45 msnm
a = 1.580 m	Cv = 1.0479	Cc = 0.4998	Q = 5.0851 m ³ /s	7.46 msnm
a = 1.590 m	Cv = 1.0485	Cc = 0.4994	Q = 5.1134 m ³ /s	7.47 msnm
a = 1.600 m	Cv = 1.0490	Cc = 0.4990	Q = 5.1416 m ³ /s	7.48 msnm
a = 1.610 m	Cv = 1.0496	Cc = 0.4987	Q = 5.1699 m ³ /s	7.49 msnm
a = 1.620 m	Cv = 1.0501	Cc = 0.4983	Q = 5.1981 m ³ /s	7.50 msnm
a = 1.630 m	Cv = 1.0507	Cc = 0.4979	Q = 5.2263 m ³ /s	7.51 msnm
a = 1.640 m	Cv = 1.0512	Cc = 0.4975	Q = 5.2544 m ³ /s	7.52 msnm
a = 1.650 m	Cv = 1.0518	Cc = 0.4972	Q = 5.2825 m ³ /s	7.53 msnm
a = 1.660 m	Cv = 1.0524	Cc = 0.4968	Q = 5.3106 m ³ /s	7.54 msnm
a = 1.670 m	Cv = 1.0529	Cc = 0.4964	Q = 5.3387 m ³ /s	7.55 msnm
a = 1.680 m	Cv = 1.0535	Cc = 0.4961	Q = 5.3667 m ³ /s	7.56 msnm
a = 1.690 m	Cv = 1.0540	Cc = 0.4957	Q = 5.3947 m ³ /s	7.57 msnm
a = 1.700 m	Cv = 1.0546	Cc = 0.4954	Q = 5.4227 m ³ /s	7.58 msnm
a = 1.710 m	Cv = 1.0551	Cc = 0.4950	Q = 5.4507 m ³ /s	7.59 msnm
a = 1.720 m	Cv = 1.0557	Cc = 0.4946	Q = 5.4786 m ³ /s	7.60 msnm
a = 1.730 m	Cv = 1.0562	Cc = 0.4943	Q = 5.5065 m ³ /s	7.61 msnm
a = 1.740 m	Cv = 1.0568	Cc = 0.4939	Q = 5.5344 m ³ /s	7.62 msnm
a = 1.750 m	Cv = 1.0574	Cc = 0.4936	Q = 5.5622 m ³ /s	7.63 msnm
a = 1.760 m	Cv = 1.0579	Cc = 0.4932	Q = 5.5900 m ³ /s	7.64 msnm
a = 1.770 m	Cv = 1.0585	Cc = 0.4929	Q = 5.6178 m ³ /s	7.65 msnm
a = 1.780 m	Cv = 1.0590	Cc = 0.4925	Q = 5.6456 m ³ /s	7.66 msnm

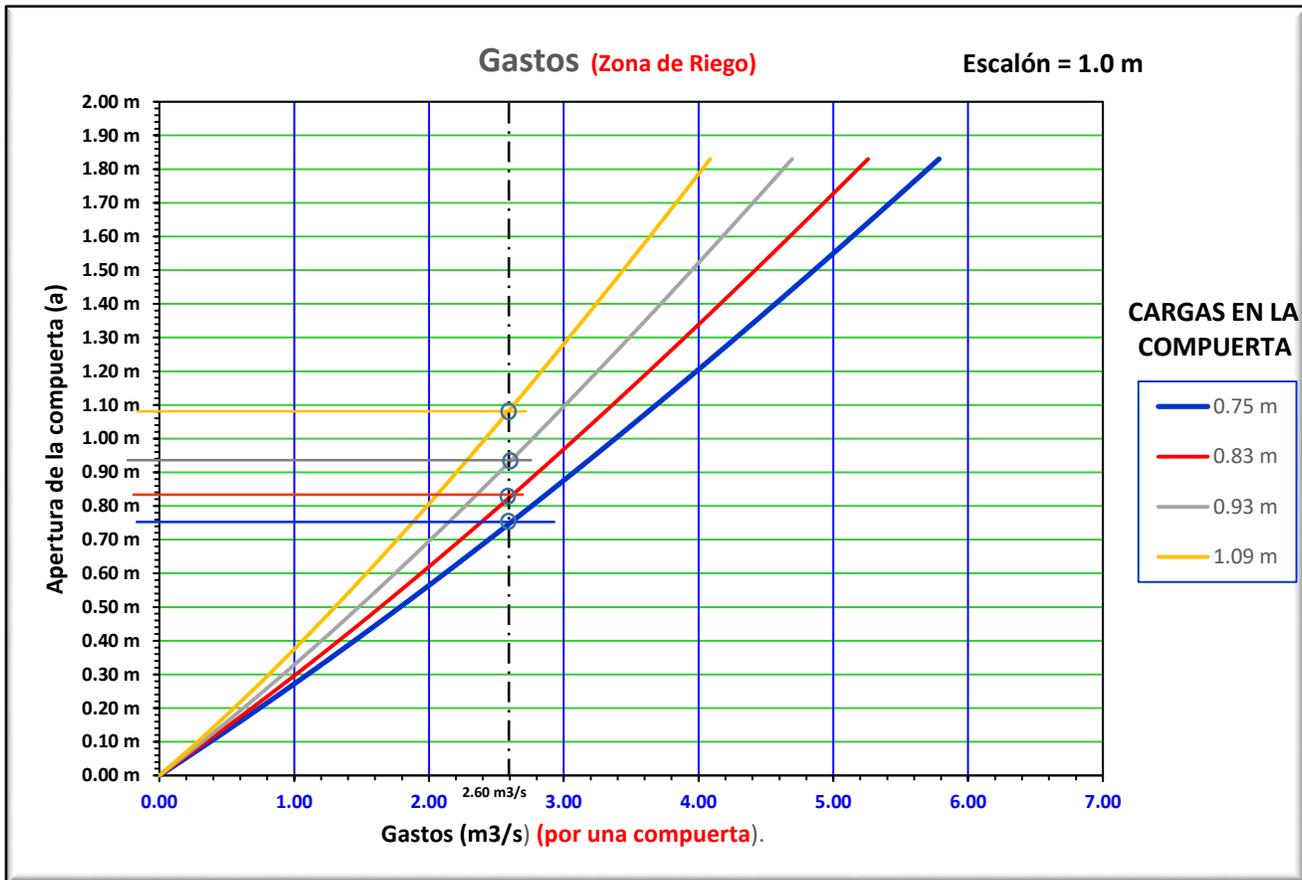
a = 1.790 m	Cv = 1.0596	Cc = 0.4922	Q = 5.6733 m3/s	7.67 msnm
a = 1.800 m	Cv = 1.0601	Cc = 0.4918	Q = 5.7010 m3/s	7.68 msnm
a = 1.810 m	Cv = 1.0607	Cc = 0.4915	Q = 5.7287 m3/s	7.69 msnm
a = 1.820 m	Cv = 1.0613	Cc = 0.4912	Q = 5.7563 m3/s	7.70 msnm
a = 1.830 m	Cv = 1.0618	Cc = 0.4908	Q = 5.7840 m3/s	7.71 msnm

B = 1.22 m

Elevación del NAME.	15.40 msnm
Elevación de la cresta vertedora	7.30 msnm
Elevación del umbral de la obra de toma	5.88 msnm
Elevación del Desarenador	4.88 msnm



Gasto Diseño	2.60 m3/s	Q = 2.6034 m3/s	Q = 2.6114 m3/s	Q = 2.5958 m3/s	Q = 2.6077 m3/s
COMPUERTAS					
Altura (A)	A = 1.22 m	a = 0.750 m	a = 0.830 m	a = 0.930 m	a = 1.090 m
Ancho (B)	B = 1.22 m	V = 3.959 m/s	V = 4.061 m/s	V = 4.976 m/s	V = 6.505 m/s
$y_3 = \frac{y_2}{2} \left(\sqrt{1 + 8(Fr_1^2)} - 1 \right)$ $Fr = \frac{V_1}{\sqrt{9.81 * y_2}}$		Cc = 0.5390	Cc = 0.5271	Cc = 0.5114	Cc = 0.4889
		Fr = 1.99 m	Fr = 1.96 m	Fr = 2.30 m	Fr = 2.84 m
		y3 = 1.14 m	y3 = 1.21 m	y3 = 1.55 m	y3 = 2.14 m
		L = 0.40 m	L = 0.44 m	L = 0.48 m	L = 0.53 m



Zona de Riego

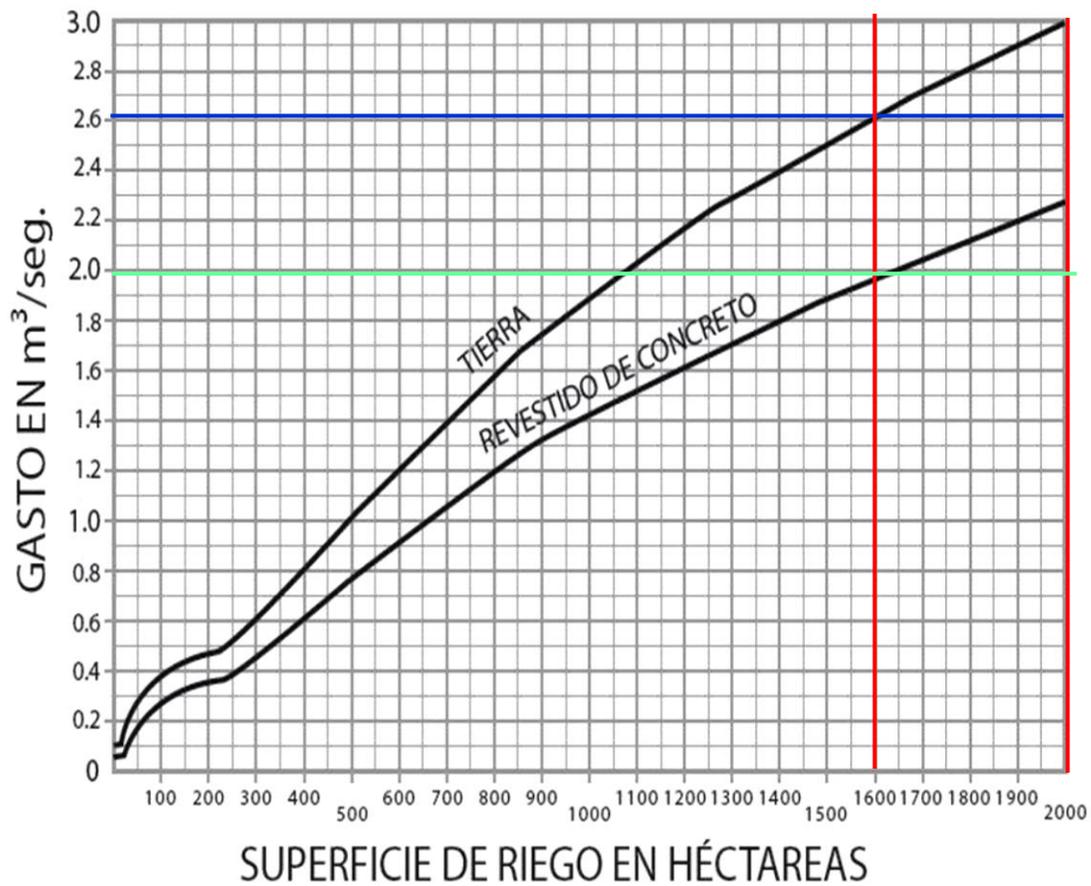
PROGRAMÓ: M.I. BERNABÉ A. MATA DE ELÍAS.

Inicio

COMPUERTAS PLANAS DE HIERRO FUNDIDO

Nombre del Proyecto : PRESA DERIVADORA ARMERÍA, COL.

Utilización de gráficas



Gasto Obra de toma Q = 2.600 m3/s

Hectares de la zona de Riego. 3,000 Has

Inicio

$$C A_0 \sqrt{2 g h} = \frac{1}{n} S_0^{\frac{1}{2}} R_h^{\frac{2}{3}} A_c$$

Cd = 0.80	Q = 2.60 m3/s
A = 2.320 m2	
Co = 0.10 m	

Talud
Base canal
Rugosidad
Pendiente
Gravedad

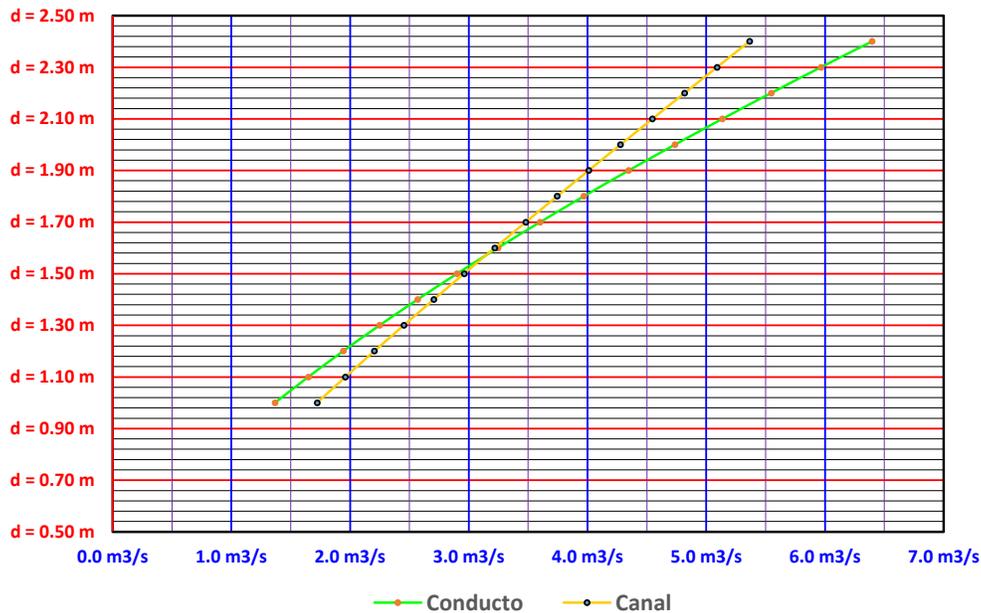
DATOS
t = 0.0 :1
B = 2.50 m
n = 0.017
So = 0.0003
g = 9.81 m/2

Cte = 0.1

Cte = 0.02

Tirante 1	Area1	Pm	GASTO-CANAL	Area2	GASTO-CONDUCTO	Tirante 2
d = 1.00 m	A = 2.50 m2	Pm = 4.500 m	Q = 1.72 m3/s	A = 1.22 m2	Q = 1.37 m3/s	d = 0.10 m
d = 1.10 m	A = 2.75 m2	Pm = 4.700 m	Q = 1.96 m3/s	A = 1.34 m2	Q = 1.65 m3/s	d = 0.12 m
d = 1.20 m	A = 3.00 m2	Pm = 4.900 m	Q = 2.20 m3/s	A = 1.46 m2	Q = 1.94 m3/s	d = 0.14 m
d = 1.30 m	A = 3.25 m2	Pm = 5.100 m	Q = 2.45 m3/s	A = 1.59 m2	Q = 2.25 m3/s	d = 0.16 m
d = 1.40 m	A = 3.50 m2	Pm = 5.300 m	Q = 2.70 m3/s	A = 1.71 m2	Q = 2.57 m3/s	d = 0.18 m
d = 1.50 m	A = 3.75 m2	Pm = 5.500 m	Q = 2.96 m3/s	A = 1.83 m2	Q = 2.90 m3/s	d = 0.20 m
d = 1.60 m	A = 4.00 m2	Pm = 5.700 m	Q = 3.22 m3/s	A = 1.95 m2	Q = 3.24 m3/s	d = 0.22 m
d = 1.70 m	A = 4.25 m2	Pm = 5.900 m	Q = 3.48 m3/s	A = 2.07 m2	Q = 3.60 m3/s	d = 0.24 m
d = 1.80 m	A = 4.50 m2	Pm = 6.100 m	Q = 3.74 m3/s	A = 2.20 m2	Q = 3.97 m3/s	d = 0.26 m
d = 1.90 m	A = 4.75 m2	Pm = 6.300 m	Q = 4.01 m3/s	A = 2.32 m2	Q = 4.35 m3/s	d = 0.28 m
d = 2.00 m	A = 5.00 m2	Pm = 6.500 m	Q = 4.28 m3/s	A = 2.44 m2	Q = 4.74 m3/s	d = 0.30 m
d = 2.10 m	A = 5.25 m2	Pm = 6.700 m	Q = 4.55 m3/s	A = 2.56 m2	Q = 5.14 m3/s	d = 0.32 m
d = 2.20 m	A = 5.50 m2	Pm = 6.900 m	Q = 4.82 m3/s	A = 2.68 m2	Q = 5.55 m3/s	d = 0.34 m
d = 2.30 m	A = 5.75 m2	Pm = 7.100 m	Q = 5.09 m3/s	A = 2.81 m2	Q = 5.97 m3/s	d = 0.36 m
d = 2.40 m	A = 6.00 m2	Pm = 7.300 m	Q = 5.36 m3/s	A = 2.93 m2	Q = 6.40 m3/s	d = 0.38 m

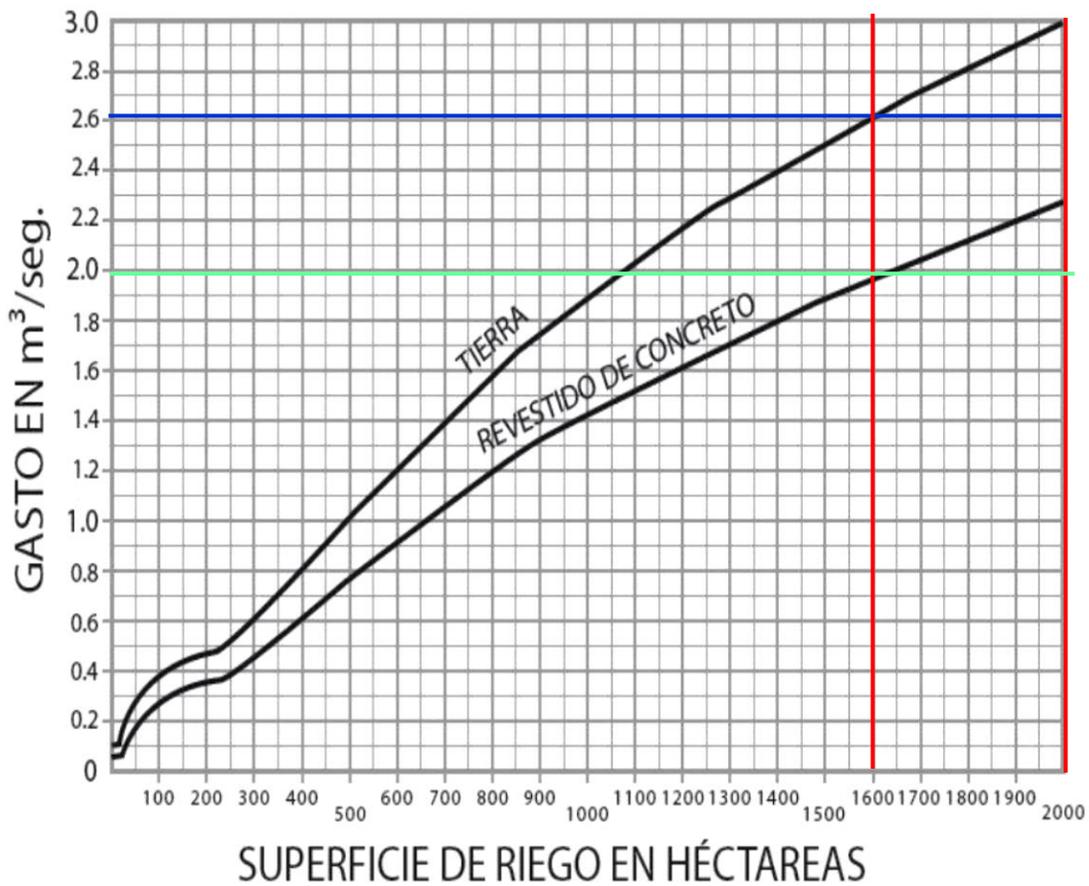
GASTO MÁXIMO.



COMPUERTAS PLANAS DE HIERRO FUNDIDO

Nombre del Proyecto : PRESA DERIVADORA ARMERÍA, COL.

Utilización de gráficas



Gasto Obra de toma Q = 2.600 m3/s

Hectares de la zona de Riego. 3,000 Has

Inicio

PROGRAMÓ:

M.I. BERNABÉ A. MATA DE ELÍAS.

$$C A_0 \sqrt{2 g h} = \frac{1}{n} S_0^{\frac{1}{2}} R_h^{\frac{2}{3}} A_c$$

Cd = 0.50	Q = 2.60 m3/s
A = 3.712 m2	
Co = 0.10 m	

Talud
Base canal
Rugosidad
Pendiente
Gravedad

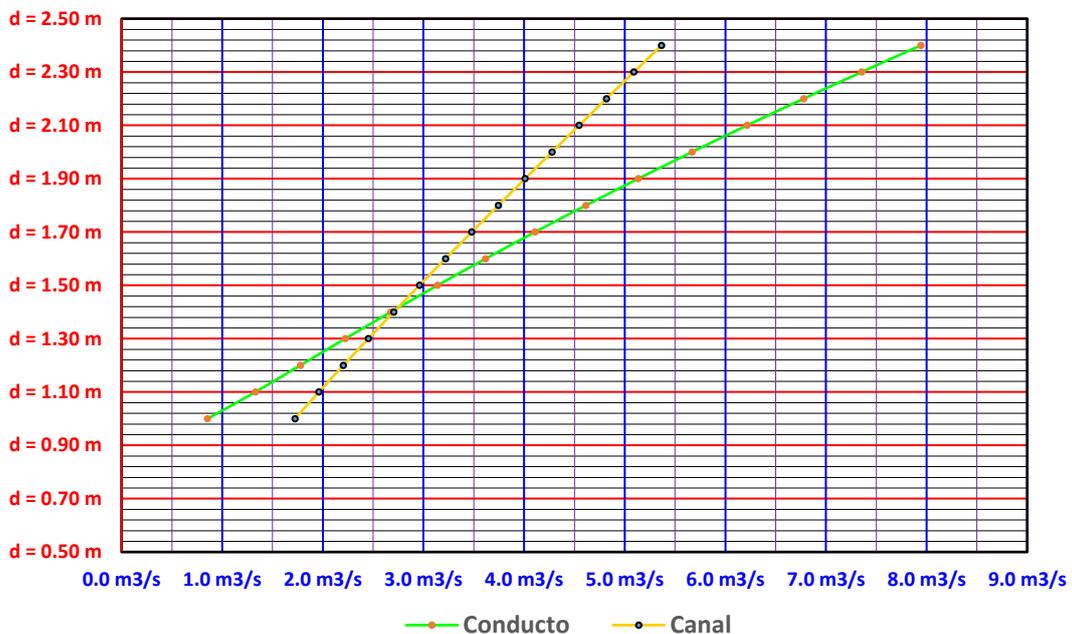
DATOS	
t = 0.0 :1	
B = 2.50 m	
n = 0.017	
So = 0.0003	
g = 9.81 m/2	

Cte = 0.1

Cte = 0.1

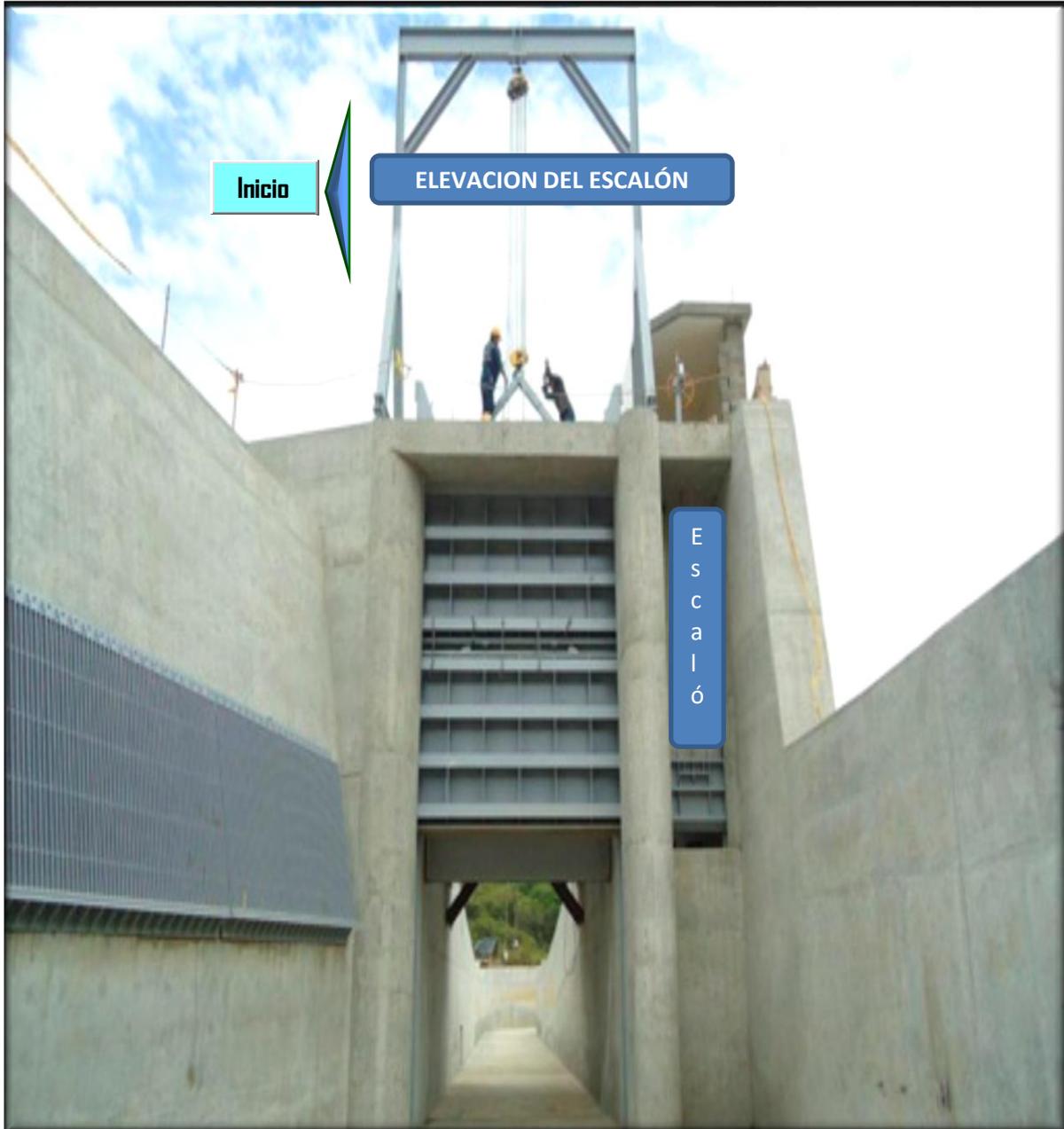
Tirante 1	Area1	Pm	GASTO-CANAL	Area2	GASTO-CONDUCTO	Tirante 2
d = 1.00 m	A = 2.50 m2	Pm = 4.500 m	Q = 1.72 m3/s	A = 1.22 m2	Q = 0.85 m3/s	d = 0.10 m
d = 1.10 m	A = 2.75 m2	Pm = 4.700 m	Q = 1.96 m3/s	A = 1.34 m2	Q = 1.33 m3/s	d = 0.20 m
d = 1.20 m	A = 3.00 m2	Pm = 4.900 m	Q = 2.20 m3/s	A = 1.46 m2	Q = 1.78 m3/s	d = 0.30 m
d = 1.30 m	A = 3.25 m2	Pm = 5.100 m	Q = 2.45 m3/s	A = 1.59 m2	Q = 2.22 m3/s	d = 0.40 m
d = 1.40 m	A = 3.50 m2	Pm = 5.300 m	Q = 2.70 m3/s	A = 1.71 m2	Q = 2.67 m3/s	d = 0.50 m
d = 1.50 m	A = 3.75 m2	Pm = 5.500 m	Q = 2.96 m3/s	A = 1.83 m2	Q = 3.14 m3/s	d = 0.60 m
d = 1.60 m	A = 4.00 m2	Pm = 5.700 m	Q = 3.22 m3/s	A = 1.95 m2	Q = 3.62 m3/s	d = 0.70 m
d = 1.70 m	A = 4.25 m2	Pm = 5.900 m	Q = 3.48 m3/s	A = 2.07 m2	Q = 4.11 m3/s	d = 0.80 m
d = 1.80 m	A = 4.50 m2	Pm = 6.100 m	Q = 3.74 m3/s	A = 2.20 m2	Q = 4.61 m3/s	d = 0.90 m
d = 1.90 m	A = 4.75 m2	Pm = 6.300 m	Q = 4.01 m3/s	A = 2.32 m2	Q = 5.13 m3/s	d = 1.00 m
d = 2.00 m	A = 5.00 m2	Pm = 6.500 m	Q = 4.28 m3/s	A = 2.44 m2	Q = 5.67 m3/s	d = 1.10 m
d = 2.10 m	A = 5.25 m2	Pm = 6.700 m	Q = 4.55 m3/s	A = 2.56 m2	Q = 6.22 m3/s	d = 1.20 m
d = 2.20 m	A = 5.50 m2	Pm = 6.900 m	Q = 4.82 m3/s	A = 2.68 m2	Q = 6.78 m3/s	d = 1.30 m
d = 2.30 m	A = 5.75 m2	Pm = 7.100 m	Q = 5.09 m3/s	A = 2.81 m2	Q = 7.35 m3/s	d = 1.40 m
d = 2.40 m	A = 6.00 m2	Pm = 7.300 m	Q = 5.36 m3/s	A = 2.93 m2	Q = 7.94 m3/s	d = 1.50 m

GASTO MÁXIMO.



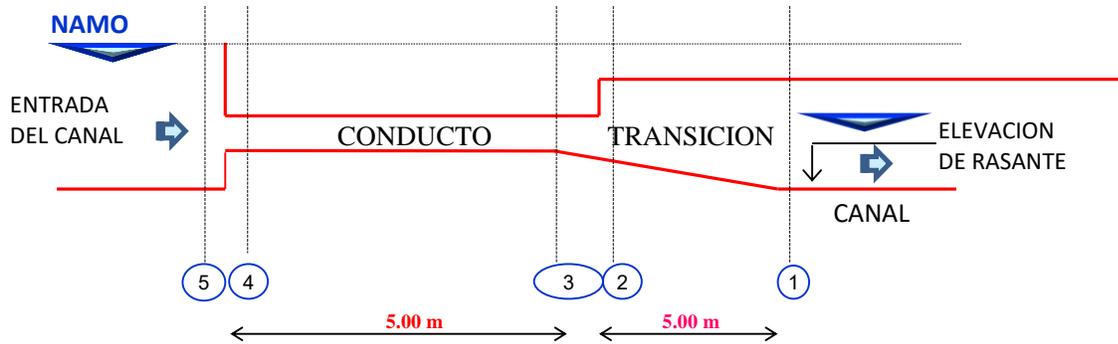
NOMBRE DEL PROYECTO:

PRESA DERIVADORA ARMERÍA, COL.



Programó: M.I. Bernabé A. Mata de Elías.

CALCULO HIDRAULICO DE LA OBRA DE TOMA



PLANO HORIZONTAL DE COMPARACION

DE LA SECCION 1 A LA SECCION 2

$$d_1 + hv_1 + Z_1 + h_{TS} = d_2 + hv_2 + Z_2$$

La pérdida por transición (h_{TS}) se determina con la siguiente expresión:

$$h_{TS} = 0.20 (hv_2 - hv_1)$$

DE LA SECCION 2 A LA SECCION 3

$$d_2 + hv_2 + h_s = d_3 + hv_3 + P_3 / W$$

ya que $Z_3 = Z_2$

$$h_s = \text{pérdida por salida} = 0.40 (hv_2 - hv_1)$$

DE LA SECCION 4 A LA SECCION 5

$$d_5 + Z_5 = d_4 + hv_4 + (P_4 / W) + h_E + Z_4$$

siendo $h_E = \text{pérdidas por entrada} = k h_v$

DE LA SECCION 3 A LA SECCION 4

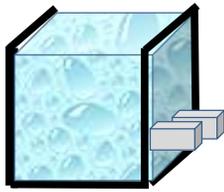
$$d_4 + hv_4 + (P_4 / W) = d_3 + P_3 / W + hf$$

$$hf = \text{pérdida por fricción} = (Vn / R^{2/3})^2 L$$

$$d_4 = d_3 \quad hv_4 = hv_3 \quad Z_3 = Z_4$$

$$P_4 / W = (P_3 / W) + hf$$

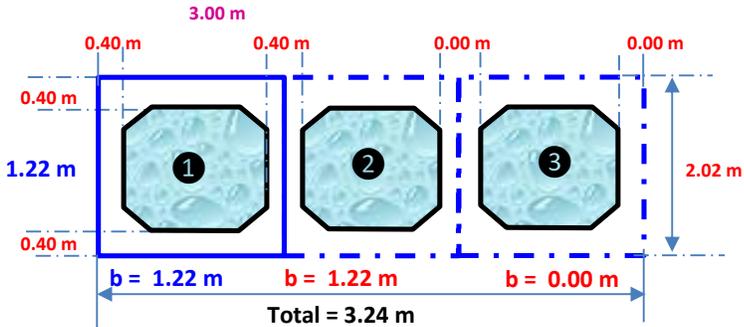
PERDIDAS POR CAMBIO DE DIRECCIÓN



Hay cambio de dirección si/no

Ángulo =

hc = 0.0051 m

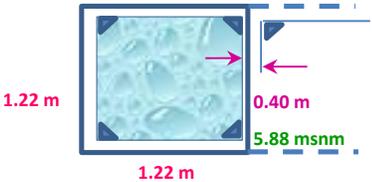


No. Conductos	2 Conductos
Base	1.22 m
Alto	1.22 m
CARTELES	0.40 m
CARTELES	0.40 m

CANAL DESARENADOR	
NAME	15.43 msnm
GASTO Q =	2.60 m3/s
BASE	3.00 m
RUGOSIDAD n	0.014

CANAL DE RIEGO	
GASTO Q =	2.60 m3/s
TALUD m =	0.00 :1
PENDIENTE So =	0.0003
BASE	2.50 m
RUGOSIDAD n =	0.017

Rasante umbral toma		Rasante umbral desarenador	
Elevación	5.88 msnm	Elevación	4.88 msnm
Rasante al inicio del canal		Elevación	5.88 msnm

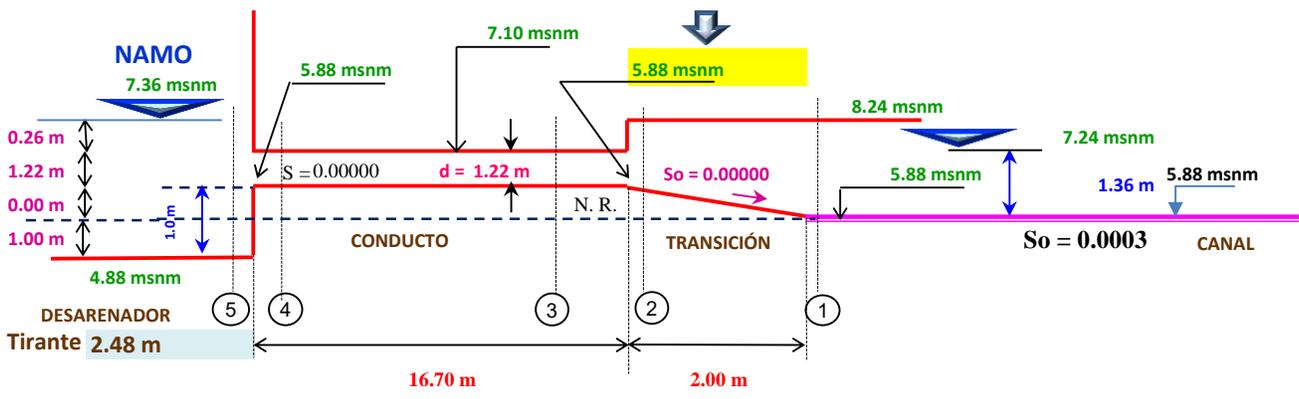


GASTO por un Conducto Q =	1.30 m3/s
RUGOSIDAD n =	0.015
Espesor	0.40 m



CONDUCTO

CANAL

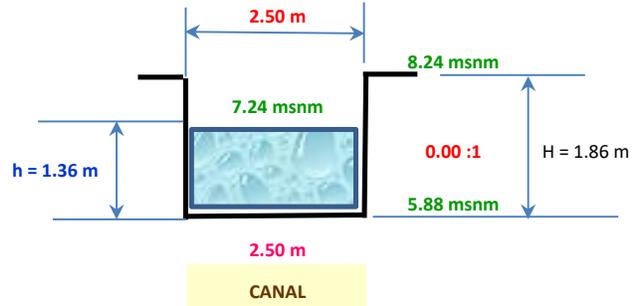


SE CÁLCULA EL TIRANTE NORMAL EN EL CANAL

VARIABLES	CANAL RIEGO
Q en m ³ /s =	2.60 m ³ /s
b en m =	2.50 m
d en m =	d = 1.36 m
p en m =	5.22 m
r en m =	0.65 m
r ^{2/3} =	0.75 m
A en m ² =	3.40 m ²
V en m/s =	0.77 m/s
Q*n/s ^{0.5}	2.552
A*r ^{2/3} =	2.552

$$Q = V A \quad V = \frac{1}{n} R h^{\frac{2}{3}} \sqrt{S_0}$$

$$A R h^{\frac{2}{3}} = \frac{Q n}{\sqrt{S}}$$



Trapezoidal o Rectangular



PARAMETROS	5	4	3	2	1
d	1.000 m	1.220 m	1.220 m	0.188 m	1.359 m
b	3.000 m	1.220 m	1.220 m	2.840 m	2.500 m
A	2.61 m ²	1.17 m ²	1.17 m ²	0.53 m ²	3.398 m ²
p	4.741 m	3.943 m	3.943 m	3.216 m	5.218 m
R ^{2/3}	0.672 m	0.444 m	0.444 m	0.302 m	0.751 m
V	1.00 m/s	1.11 m/s	1.11 m/s	4.87 m/s	0.765 m/s
h _v	0.051 m	0.063 m	0.063 m	1.209 m	0.030 m
P	-	-0.324 m	-0.345 m	-	-
Z	0.000 m				
h _{TS}	-	-	-	-	-
h _S	-	-	-	-0.458 m	-
h _f	-	-	0.021 m	-	-
h _E	-	0.03 m	-	-	-
-ΣP = 0.401 m	1.00	0.959	0.959	1.397	1.390 m
	1.00	1.00	0.938	0.938	

Elev. de la cresta vertedora = 7.36 msnm

Revisión	Correcto
Gasto de Diseño para T.R. de 50 AÑOS	5,842.90 m ³ /s

C = 1.7 Coeficiente de descarga (Azevedo)

C (Azevedo)	LONGITUD DE CRESTA (m)	H (m)	GASTO DISEÑO m ³ /s
C = 1.7	L = 90 m	H = 11.34 m	5842.90 m ³ /s
C = 1.7	L = 100 m	H = 10.57 m	5842.90 m ³ /s
C = 1.7	L = 110 m	H = 9.92 m	5842.90 m ³ /s
C = 1.7	L = 120 m	H = 9.36 m	5842.90 m ³ /s
C = 1.7	L = 130 m	H = 8.87 m	5842.90 m ³ /s
C = 1.7	L = 140 m	H = 8.45 m	5842.90 m ³ /s
C = 1.7	L = 150 m	H = 8.07 m	5842.90 m ³ /s

Cálculo de elevaciones finales:

Elev. NAMO	7.36 msnm
Carga Hidráulica	8.07 m
Elev. NAME	15.43 msnm

Inicio

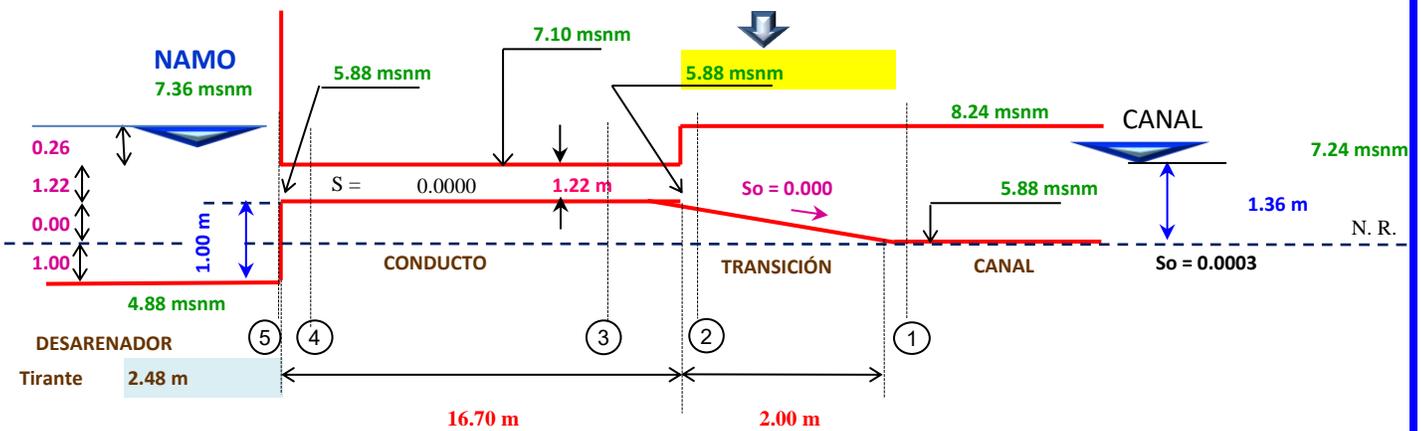
Programó: M.I. Bernabé A. Mata de Elías.

ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LA SECCIÓN VERTEDORA.

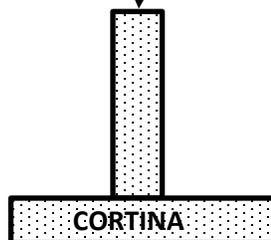
DATOS DE PROYECTO

NAME (E. Hidrológico T.R. 50 años)	1174.38 msnm
LONGITUD DE LA CRESTA	70.00 m
GASTO DE DISEÑO (m ³ /s).	1750.00 m ³ /s
ELEVACION DE LA CRESTA	Elev. Cresta 1168.38 msnm
	H = 6.00 m

Exportar a PDF



NAME 15.43 msnm
h = 8.07 m
NAMO 7.36 msnm



Inicio

Programó: M.I. Bernabé A. Mata de Elías.

NOMBRE DEL PROYECTO:

PRESA DERIVADORA ARMERÍA, COL.



Programó: M.I. Bernabé A. Mata de Elías.

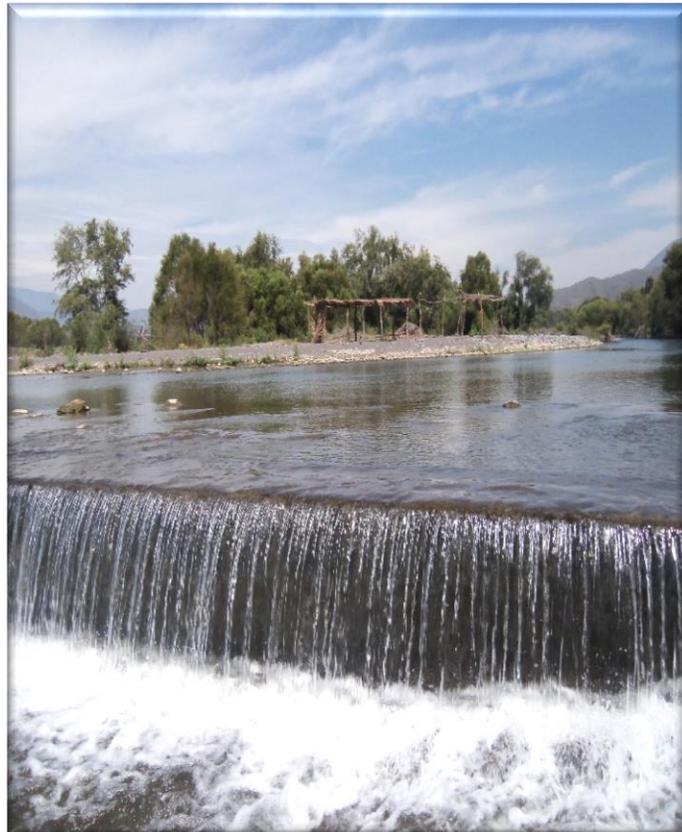
NOMBRE DEL PROYECTO:

PRESA DERIVADORA ARMERÍA, COL.

DATOS	
1 Gasto	20.00 m ³ /s
2 Talud	1.50 :1
3 Pendiente	0.0003
4 Rugosidad	n = 0.035
5 Tolerancia	0.0001
6 Base	20.00 m
PARÁMETRO	0.65
PARÁMETRO	1.21



VARIABLES	CANAL RIEGO
Q en m ³ /s =	20.00 m ³ /s
b en m =	20.00 m
d en m =	d = 1.51 m
p en m =	25.44 m
r en m =	1.32 m
r ^{2/3} =	1.20 m
A en m ² =	33.58 m ²
V en m/s =	0.60 m/s
Q*n/s ^{0.5}	40.415
A*r ^{2/3} =	40.414

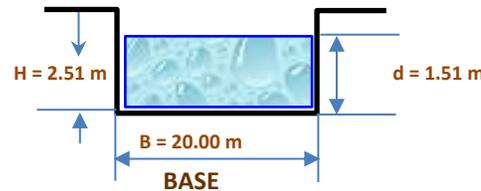


Programó: M.I. Bernabé A. Mata de Elías.

DATOS

Gasto	Q = 20 m ³ /s
Talud (m)	t = 1.50 :1
Pendiente	S = 0.0003
Rugosidad	n = 0.0350
Tolerancia	0.0001

LIBRE BORDO =	1.00
d (normal) <input checked="" type="checkbox"/> Ok	H = 2.51 m
	dn = 16.11 m



q = 1.00 m³/s/m

Plantilla	Tirante	Talud	Area	Perímetro Hidráulico	Radio Hidráulico	AR ^(2/3)	Gasto	Coefficiente rugosidad	Pendiente	(Qn/S ^(1/2))
b	d	z	A	P	R		Q	n	S	
(m)	(m)	(adim.)	m ²	m	m		(m ³ /s)	(adim.)	(adim.)	
20.00 m	1.508	1.50 :1	33.583	25.439	1.320	40.414	20.000	0.035	0.0003	40.415

Ver. 1

Ver. 2

Ok1
 Ok

 Ok

α (Coriolis) 1.0

Gasto	g	$\frac{Q^2}{g}$	Plantilla	Tirante crítico	Talud	Area	Ancho de SLA (T)	A ³ /T	Velocidad crítica
(m ³ /s)	(m/s ²)	$\frac{g}{\alpha}$	(m)	(m)	(adim.)	(m ²)	(m)		(m/s)
20.00	9.81	40.77	20.00	0.4617	1.50 :1	9.55	21.39	40.77	2.09

Ok

T = 21.39 m

Parámetros	0.65	1.21
------------	------	------

Velocidad	b/d	Gasto
0.60 m/s	13.260	20.00 m ³ /s

CRITERIOS !

MATERIALES	COEF.MANNIG.
En tierra ordinaria, superficie uniforme y lisa.	0.020-0.025
En tierra ordinaria, superficie irregular.	0.025-0.035
En tierra con ligera vegetación.	0.035-0.045
En tierra con ligera espesa.	0.040-0.050
En tierra excavada mecánicamente.	0.028-0.033
En roca, superficie uniforme y lisa.	0.030-0.035
En roca, superficie con aristas e irregularidades.	0.035-0.045

Mínima filtración.	1.2 m ³ /s/Km
Relación plantilla/tirante.	0.61 adis.
Velocidad mínima.	0.20 m/s
Velocidad máxima.	2.50 m/s

Tolerancia : 0.0001

Opcion 1

SE ACEPTA LA VELOCIDAD

CORREGIR, RELACIÓN PLANTILLA/TIRANTE FUERA DE RANGO

SE ACEPTA DISEÑO

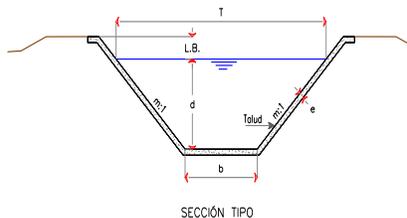
Inicio



ECUACIONES UTILIZADAS

CALCULO PARA SECCION TRAPEZIAL

ECUACION	DESCRIPCION	SIMBOLO	PARAMETRO	UNIDAD
$Q = \frac{1}{n} AR^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$	Gasto en canales	Q	Gasto	m ³ /s
		A	Area	m ²
		R	Radio hidráulico	m
		S	Pendiente del canal	adim
		n	Coefficiente de rugosidad de Manning	adim
$R = \frac{A}{P}$	Radio hidráulico	R	Radio hidráulico	m
		A	Area	m ²
		P	Perimetro de mojado	m
$A = bd + md^2$	Area	A	Area	m ²
		b	Plantilla	m
		d	Tirante	m
		m	Talud	adim
$P = b + 2d\sqrt{1+m^2}$	Perimetro de mojado	P	Perimetro de mojado	m
		b	Plantilla	m
		d	Tirante	m
		m	Talud	adim
$\frac{\alpha Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}$	Tirante critico	Q	Gasto	m ³ /s
		g	Constante de gravedad (9.81 m/s ²)	m/s ²
		A	Area	m ²
		T	Ancho superior	m
$T = b + 2md$	Ancho superior	T	Ancho superior	m
		b	Plantilla	m
		d	Tirante	m
		m	Talud	adim



TALUD (m)	VALORES DEL COCIENTE b/d	
	MAX. EFICIENCIA	MINIMA FILTRACION
0.00	2.000	4.000
0.25	1.562	3.123
0.40	1.354	2.708
0.50	1.236	2.472
0.75	1.000	2.000
1.00	0.828	1.657
1.25	0.702	1.403
1.50	0.605	1.211
2.00	0.472	0.944
3.00	0.325	0.649

MATERIALES	COEF.MANNIG.
En tierra ordinaria, superficie uniforme y lisa.	0.020-0.025
En tierra ordinaria, superficie irregular.	0.025-0.035
En tierra con ligera vegetación.	0.035-0.045
En tierra con ligera espesa.	0.040-0.050
En tierra excavada mecánicamente.	0.028-0.033
En roca, superficie uniforme y lisa.	0.030-0.035
En roca, superficie con aristas e irregularidades.	0.035-0.045

ANÁLISIS ESTRUCTURAL (2 CONDUCTOS).



PROYECTO : **Presas derivadora Armería, Col.**

Programó: M.I. Bernabé Andrés Mata de Elías

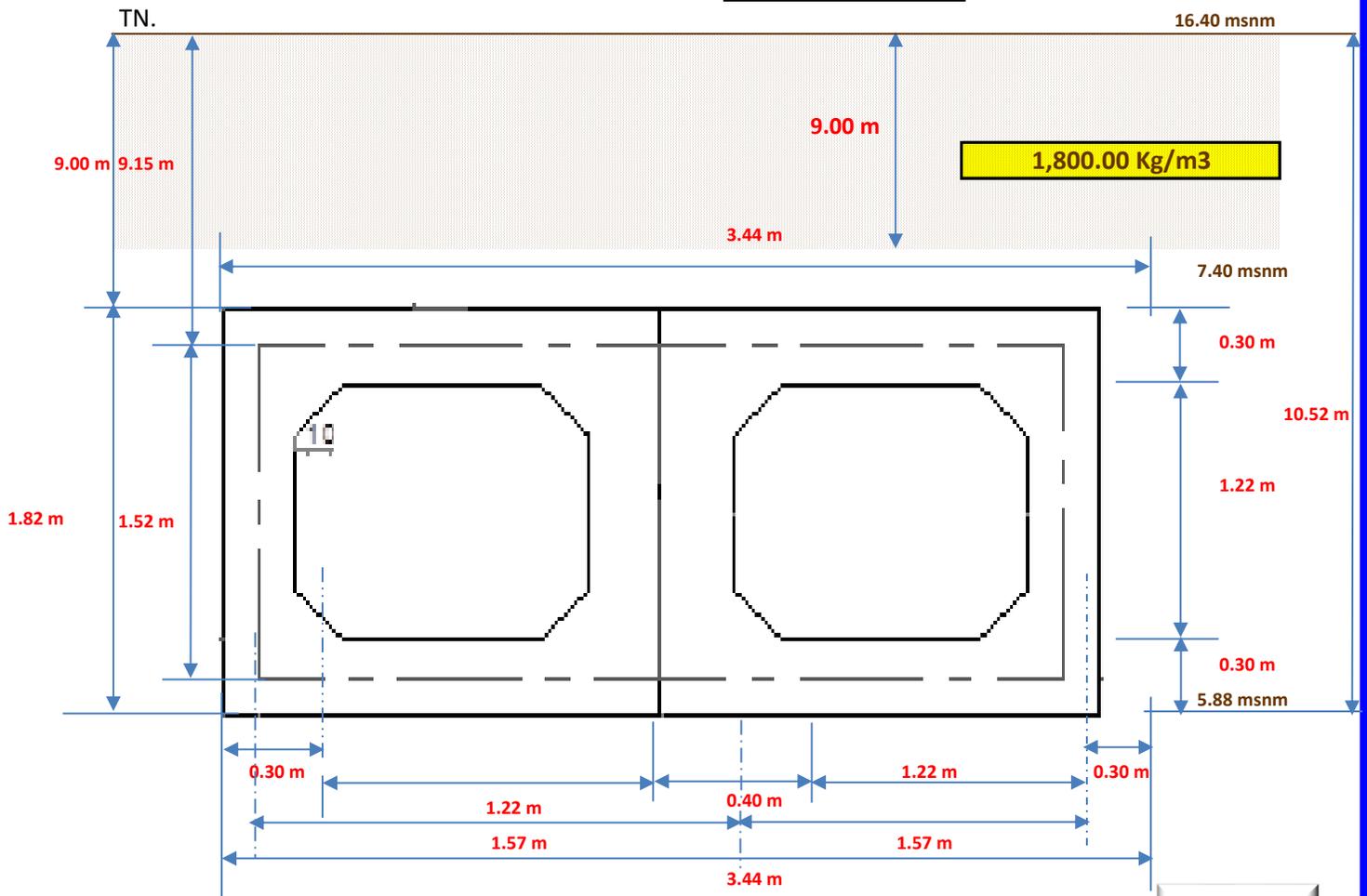
ELEVACIÓN RAZANTE	16.40 msnm
SOBRECARGA	9.00 m
ELEV. DEL LECHO SUPERIOR	7.40 msnm
ELEV. DEL LECHO INFERIOR	5.88 msnm
ANCHO DE CONDUCTO POR LADO	1.22 m
ESPELOR DEL CONDUCTO PERIMETRAL	0.30 m 30 cm
ESPELOR DE MURO CENTRAL	0.40 m
CARTELES	0.20 m
PESO VOLUMENTRICO DEL AGUA.	1,000 Kg/m ³
PESO VOLUMETRICO DEL MATERIAL DE RELLENO (WT) GRAVA ARENA Y ARCILLA.	1,800 Kg/m ³
PESO VOLUMÉTRICO DEL CONCRETO REFORZADO (WC)	2,400 Kg/m ³
COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO DEL MATERIAL	Tabla

Coeficiente

0.286

ANALISIS (VACIO/LLENO)

vacio



Resultados

1.- Carga sobre la losa superior + T.N. (relleno)

Peso propio de la losa	720	Kg-m
Relleno	16,200	Kg-m
W1 =	16,920	Kg/m

2.- Carga sobre losa inferior

Peso propio del conducto	3,441.21 Kg/m2
Peso del agua en el conducto	0.00 Kg/m2
Reacción del terreno	19,641.21 Kg/m2

Área conducto

Aconducto= 1.408 m2



Peso propio losa inferior	720	Kg/m2
----------------------------------	------------	--------------

W2 = Rac. Terreno- Pplosa	18,921	Kg/m2
----------------------------------	---------------	--------------

3.- Carga sobre los paredes laterales.

$Presion\ de\ tierra = C w_t h_1$

P1 =	4710	Kg/m2
P2 =	5338	Kg/m2
W3 =	4710	Kg/m2

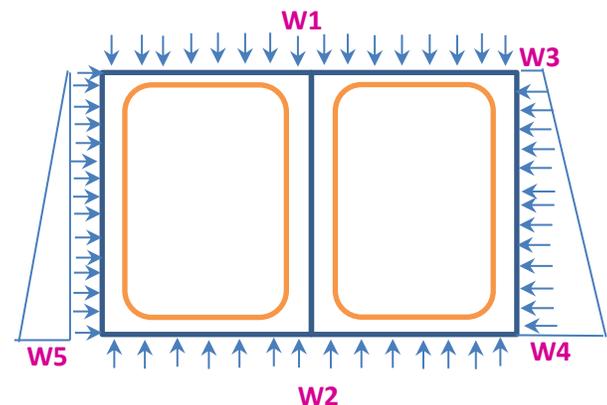
CARGA LATERAL INTERIOR

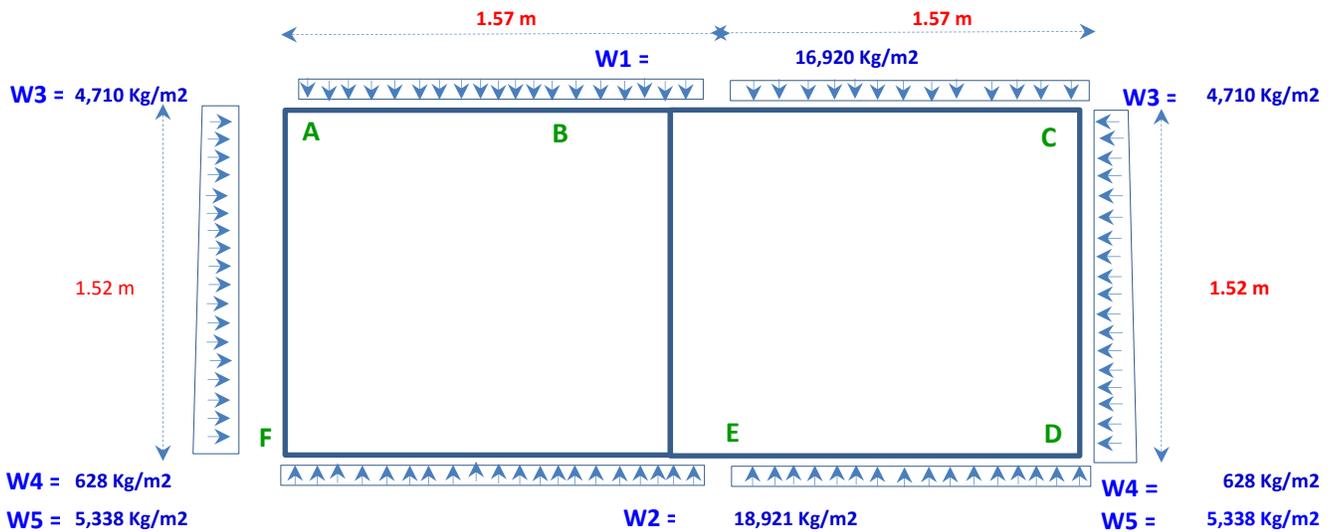
$Presion\ de\ tierra = C w_t h_1$

W5 =	5,338.48	Kg/m2
W4 =	628	Kg/m2

Resumen

W1 = 16,920 kg/m2
W2 = 18,921 kg/m2
W3 = 4,710 kg/m2
W4 = 628 kg/m2
W5 = 5,338 kg/m2





DETERMINACIÓN DE MOMENTOS

$M_{AB} = M_{BA} = M_{BC} = M_{CB}$ **3,476 Kg-m** $M_{AB} = \frac{W_1 l^2}{12}$
 $M_{DE} = M_{ED} = M_{EF} = M_{FE}$ **3,887 Kg-m** $M_{DE} = \frac{W_2 l^2}{12}$
 $M_{AF} = M_{CD} = \frac{W_3 l^2}{12} + \frac{W_5 l^2}{30}$ **1,318 Kg-m**
 $M_{FA} = M_{DC} = \frac{W_3 l^2}{12} + \frac{W_5 l^2}{20}$ **-1,524 Kg-m**

APLICANDO EL MÉTODO DE CROSS

REGIDÉZ $k = \frac{4EI}{l}$ FACTOR DE DISTRIBUCIÓN : $FD = \frac{K}{\Sigma K}$

MOMENTOS INERCIALES DE LAS SECCIONES

$I = \frac{B H^3}{12}$

BARRA A Y C

KAB =	2.5478	EI
KAF =	2.6316	EI
KT =	5.1793	EI

F.D =	0.4919
F.D =	0.5081

BARRA D Y F

KFE =	2.5478	EI
KFA =	2.6316	EI
KT =	5.1793	EI

F.D =	0.4919
F.D =	0.4919

BARRAS B

KAB =	2.5478	EI
KBC =	2.548	EI
KBE =	2.632	EI
KT =	7.727	EI

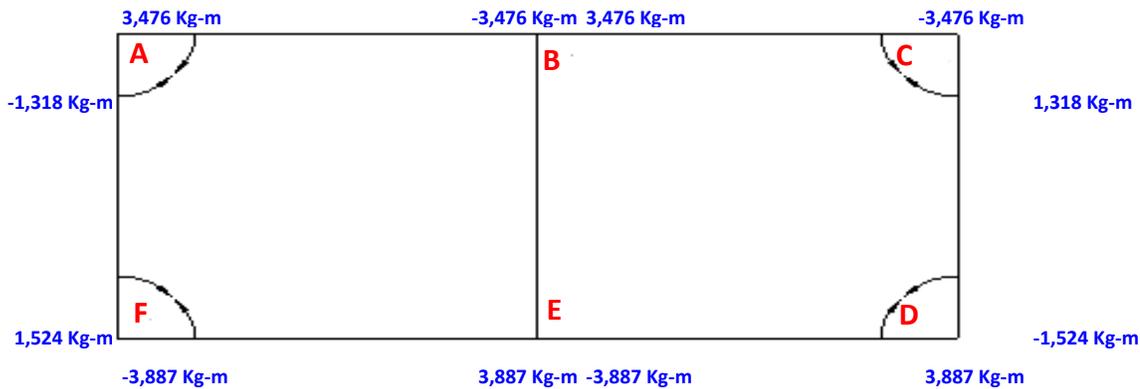
F.D =	0.3297
F.D =	0.3297
F.D =	0.3406

BARRAS E

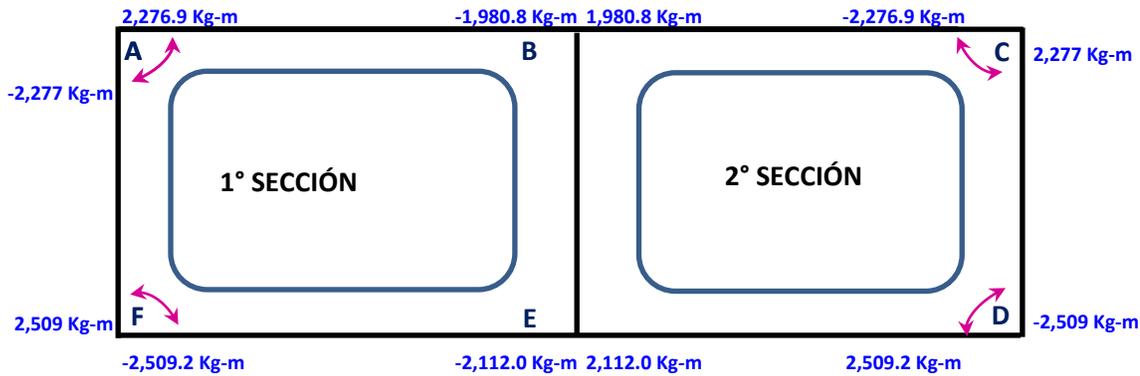
KEF =	2.548	
KED =	2.548	EI
KEB =	2.632	EI
KT =	7.727	EI

F.D =	0.3297
F.D =	0.3297
F.D =	0.3406

MOMENTOS DE EMPOTRE

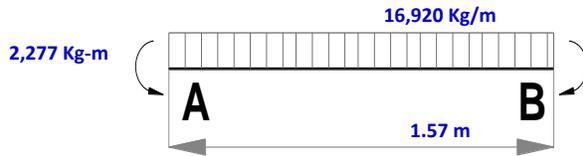


MOMENTOS FINALES



Cálculos de los cortantes a los ejes y alcartel, así como los momentos a los paños y momentos positivos.

Cortante en los ejes:



$$RA = RB = V_1 = \frac{W_1 L}{2}$$

$$RA = RB = 132,822 \text{ Kg}$$

Cortante hiperestático

Cortante al cartel

Cartel = 0.20 m

Espesor = 0.30 m

$l' = 0.35 \text{ m}$

$V_{AC} = V_{CC} = V_1 - W_1 l'$

$V_{BC} = V_1 - W_1 l''$

Momentos a los paños:

$$M_{BP} = M_{CP} = V_1 \left(\frac{e}{2}\right) - \frac{W_1 \left(\frac{e}{2}\right)^2}{2} - M_A$$

$$M_{AP} = M_{CP} = V_1 \left(\frac{e}{2}\right) - \frac{W_1 \left(\frac{e}{2}\right)^2}{2} + M_B$$

Momentos positivos:

$$X_1 = \frac{V_1}{W_1}$$

1° SECCIÓN

$$X_{(+)} A y B = V_1 X_1 - \frac{W_1 X_1^2}{2} - M_A$$

$$X_{(+)} A y B = V_1 X_1 - \frac{W_1 X_1^2}{2} - M_B$$

Cortantes isostáticos

-1,981 Kg-m

$V_A = 13,282 \text{ Kg}$

$V_B = 13,282 \text{ Kg}$

$V_H = 0 \text{ Kg}$

$$l' = \frac{e + (\text{cartel})}{2}$$

$$l'' = \frac{e(\text{central}) + (\text{cartel})}{2}$$

$l'' = 0.40 \text{ m}$

= 7,360 Kg

= 6,514 Kg

-475 Kg-m

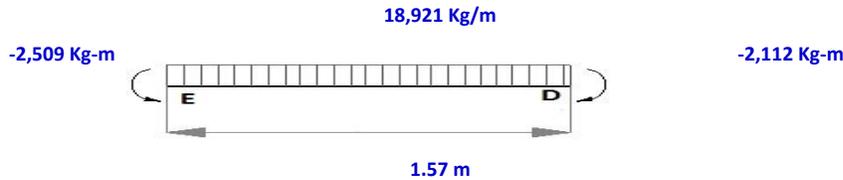
337 Kg-m

$X_1 = 0.79 \text{ m}$

$M_B = 2,936 \text{ Kg m}$

$M_A = 3,232 \text{ Kg m}$

Cálculos de los cortantes a los ejes y alcartel, así como los momentos a los paños y momentos positivos.



$$RE = RD = V_2 = \frac{W_2 L}{2} = 14,853 \text{ Kg}$$

$$V_D = 14,853 \text{ Kg}$$

$$V_E = 14,853 \text{ Kg}$$

$$V_H = 0 \text{ Kg}$$

Cortante al cartel

$$\text{Cartel} = 0.20$$

$$\text{Espesor} = 0.30 \text{ m}$$

$$l' = \frac{e + (\text{cartel})}{2}$$

$$l'' = \frac{e(\text{central}) + (\text{cartel})}{2}$$

$$l' = 0.35 \text{ m}$$

$$l'' = 0.40 \text{ m}$$

$$V_{DE} = V_{CC} = V_2 - W_2 l' = 8,231 \text{ Kg}$$

$$V_{EF} = V_2 - W_2 l'' = 7,285 \text{ Kg}$$

Momentos a los paños:

$$M_{EP} = M_{DP} = V_2 \left(\frac{e}{2}\right) - \frac{W_1 \left(\frac{e}{2}\right)^2}{2} + M_E = -494.13 \text{ Kg m}$$

$$M_{DP} = M_{EP} = V_2 \left(\frac{e}{2}\right) - \frac{W_1 \left(\frac{e}{2}\right)^2}{2} - M_D = 4,704.23 \text{ Kg m}$$

Momentos positivos:

2° SECCIÓN

$$M_{(+)\text{D y E}} = V_2 X_2 - \frac{W_2 X_2^2}{2} + M_E$$

$$M_{(+)\text{D y E}} = V_2 X_2 - \frac{W_2 X_2^2}{2} - M_D$$

$$X_1 = \frac{V_1}{W_1} \quad X_1 = 0.8 \text{ m}$$

MD = 3,321 Kg m

ME = 7,942 Kg m

Barras laterales AF y CD

W3 =	4,710 kg/m2
W4 =	628 kg/m2
W5 =	5,338 kg/m2

CORTANTES A LOS EJES

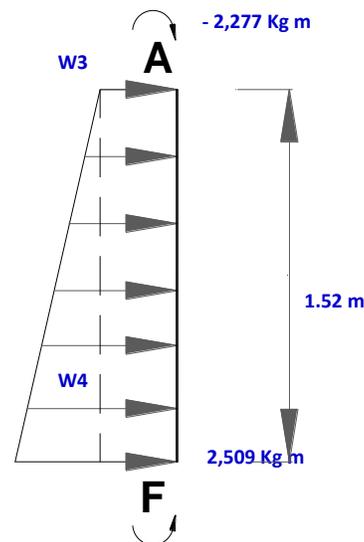
CORTANTE ISOSTÁTICO

$$V_3 = VA_1 = \frac{W_3 * L_2}{2} \frac{W_5 + L_2}{6}$$

4,932.33 Kg

$$V_4 = VF_2 = \frac{W_3 * L_2}{2} \frac{W_5 + L_2}{3}$$

6,284.75 Kg



CORTANTE HIPERESTÁTICO

$$V_h = \frac{M_F + M_A}{L_2} \quad \mathbf{153 \text{ Kg}}$$

$$V_3' = V_3 - V_h \quad \mathbf{4,780 \text{ Kg}}$$

$$V_4' = V_4 + V_h \quad \mathbf{6,438 \text{ Kg}}$$

CORTANTE AL CARTEL

Para:

$$V_{AF} = X = l' = \frac{e + (\text{cartel})}{2} = 0.35 \text{ m}$$

$$V_{DC} = X = l_2 = \frac{e - (\text{cartel})}{2} = 1.17 \text{ m}$$

$$V_{AF} = V_3 - W_3 * X = \frac{W_5 + X^2}{2 L_2} = 2,915.74 \text{ Kg}$$

$$V_{FC} = V_3 - W_3 X = \frac{W_5 + X^2}{2 L_2} = -3,135.58 \text{ Kg}$$

Momentos Positivos a los paños:

$$M_P = V_3 * X - \frac{W_3 * X^2}{2} + \frac{W_5 * X^3}{6 L_2} \pm M_A$$

Para:

$$M_{AP} = X' = \frac{e}{2} = 0.15 \text{ m}$$

$$M_{FP} = X' = l_2 - \frac{e}{2} = 1.37 \text{ m}$$

$$M_{AP} = -1,615 \text{ Kg m}$$

$$M_{FP} = -1,655 \text{ Kg m}$$

$$X_A = 0.633 \text{ m}$$

$$X_A = -W_3 \pm \sqrt{\frac{W_3^2 + 2 * V_3 * \frac{W_5}{L_2}}{\frac{W_5}{L_2}}}$$

$$M_P = V_3 * X - \frac{W_3 * X^2}{2} + \frac{W_5 * X^3}{6 L_2} \pm M_A$$

$$M (+) = -344 \text{ Kg m}$$

Determinación de peraltes y refuerzos

Concreto:	$f'_c =$	250 Kg/cm ²
Refuerzo:	$f_y =$	4,200 Kg/cm ²
Peso Volumétrico del Concreto:	$\gamma_c =$	2,400 Kg/m ³
Peso Volumétrico del Agua:	$\gamma_w =$	1,000 Kg/m ³
Esfuerzo permisible del acero:	$f_s =$	2,100 Kg/cm ²
Esfuerzo permisible del concreto:	$f_c =$	113 Kg/cm ²
Módulo de Elasticidad del concreto:	$E_c =$	253,200 Kg/cm ²
Módulo de Elasticidad del acero:	$E_s =$	2,000,000 Kg/cm ²
Constantes de Cálculo:	$h =$	8.00
	$k =$	0.3000
	$J =$	0.9000
	$K =$	15.1880

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}}$$

$$u = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D}$$

$$K = \frac{1}{2} f c k j$$

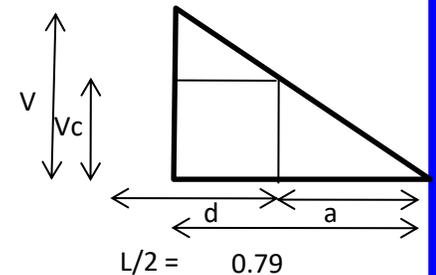
$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$V_c = 0.30 \sqrt{f'_c}$$

DISEÑO

El peralte se calcula con el valor del momento máximo positivo o a lpaño o con el valor del cortante al cartel.

$M (+) =$	7,941.89 Kg-m
$M (-) =$	2,509.24 Kg-m
$V_c =$	14,853.1 Kg



Peralte por momento

$$d_M = \sqrt{\frac{M}{Kd}} =$$

dM = 22.87 cm

Se adopta

$d =$	30.00 cm
$r =$	5.00 cm
$h =$	35.00 cm

Vd = 6,622 Kg

Revisión por cortante:

$$V_c = 0.30 \sqrt{f'_c}$$

4.74 kg/cm²

$$V = \frac{V}{db}$$

1.89 Kg/cm²

4.74 kg/cm²

¡ CORRECTO (V < Vc) !

Acero de refuerzo negativo (parrilla exterior):

Acero de refuerzo negativo (parrilla exterior): El área de acero se calcula con el valor del momento máximo al paño o por adherencia con el valor del cortante máximo al cartel.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = 4.43 \text{ cm}^2$$

Vars. No.

4

@

28.70 cm

Se adopta 20.0 cm

ADHERENCIA

SUMA DE PERIMETROS	80 cm
ϕ VARILLA	1.27 cm
CORTANTE MÁXIMO C =	14,853 Kg

ϕ	Una varilla
3/8	3
1/2	4
5/8	5
3/4	6
1	8
1 1/4	10

$$\mu_{perm} = \frac{3.2 \sqrt{f'c}}{\phi}$$

39.84 kg/cm²

$$\mu_c = \frac{v_{max}}{\sum \phi_j d}$$

6.88 Kg/cm²

¡ CORRECTO (uc < up) !

Acero de refuerzo positivo (parrilla interior)

$$A_s = 14.01 \text{ cm}^2$$

Vars. No.

5

@

14.21 cm

Se adopta 15.0 cm

Acero de refuerzo por temperatura

$$A_s = 0.0015((H + d) * 0.5)/100$$

$$A_s = 4.88 \text{ cm}^2$$

Vars. No.

4

@

26.05 cm

Se adopta 20.0 cm

Finalmente como el acero es poco, se adopta lo siguiente:

Parrilla exterior:	Se colocara vars No 4 @ 20cm"
Parrilla interior:	Se colocara vars No 5 @ 15cm"
Por temperatura:	Se colocara vars No 4 @ 20cm"

Armado

Inicio

Programó: Ing. Bernabé A. Mata de Elías.

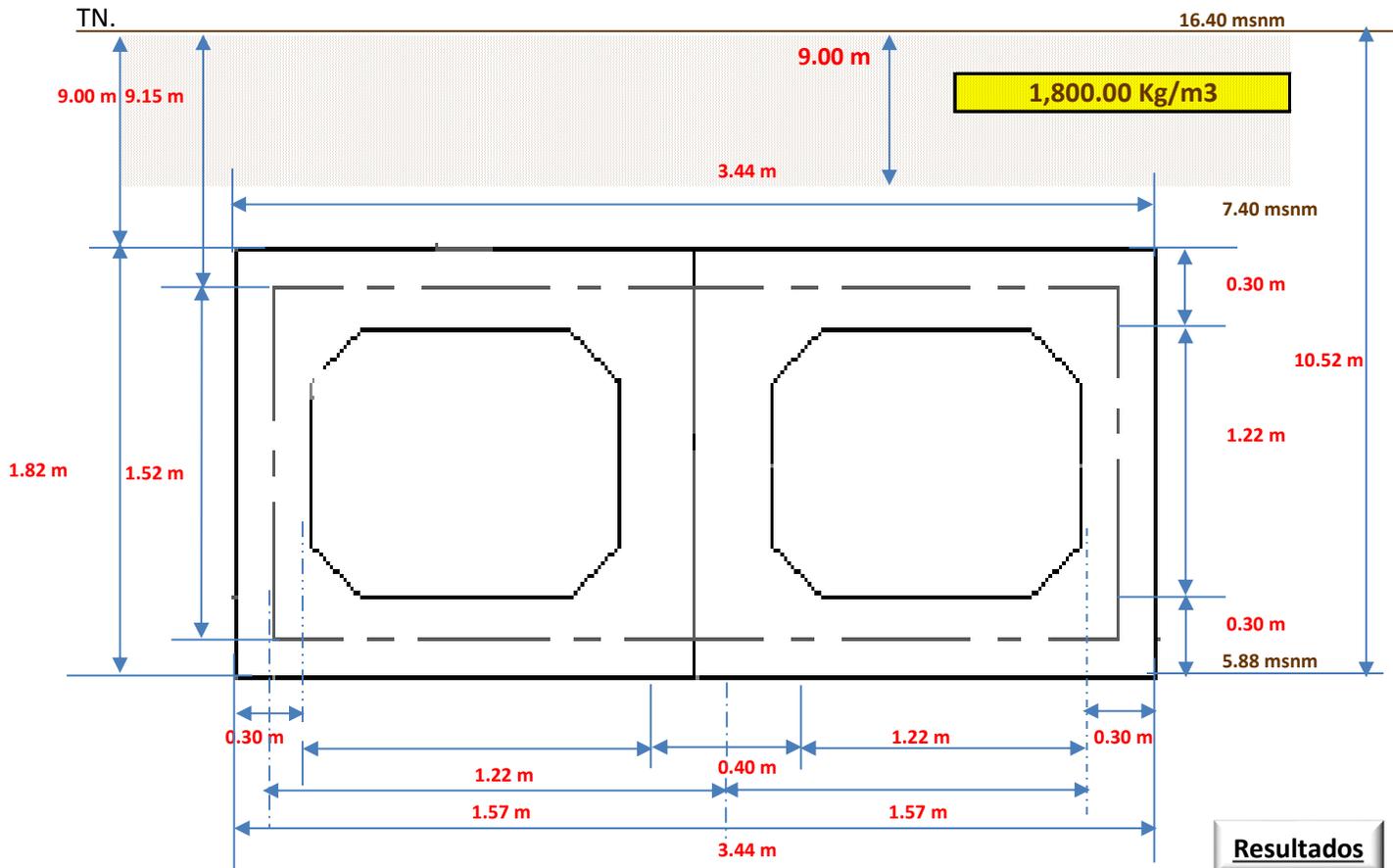
ELEVACIÓN RAZANTE	16.40 msnm
SOBRECARGA	9.00 m
ELEV. DEL LECHO SUPERIOR	7.40 msnm
ELEV. DEL LECHO INFERIOR	5.88 msnm
ANCHO DE CONDUCTO POR LADO	1.22 m
ESPESOR DEL CONDUCTO PERIMETRAL	0.30 m 30 cm
ESPESOR DE MURO CENTRAL	0.40 m
CARTELES	0.20 m
PESO VOLUMÉTRICO DEL AGUA.	1,000 Kg/m ³
PESO VOLUMÉTRICO DEL MATERIAL DE RELLENO (WT) GRAVA ARENA Y ARCILLA.	1,800 Kg/m ³
PESO VOLUMÉTRICO DEL CONCRETO REFORZADO (WC)	2,400 Kg/m ³
COEFICIENTE DE EMPUJE ACTIVO DEL MATERIAL	Tabla

Coeficiente
0.286

ANÁLISIS (VACIO/LLENO) **Lleno**

Hca. 7.6 m

CARGA HIDRAULICA



1.- Carga sobre la losa superior + T.N. (relleno)

Peso propio de la losa 720 Kg-m2

Agua 7,600 Kg-m2
W1 = 6,880 Kg/m2



2.- Carga sobre losa inferior

Peso propio del conducto	3,441.21 Kg/m2
Peso del agua en el conducto	2,816.80 Kg/m2
Reacción del terreno	13,858.01 Kg/m2

Área conducto

Aconducto= 2.817 m2



Peso propio losa inferior 720 Kg/m2

W2 = Rac. Terreno- Pplosa 13,138 Kg/m2

3.- Carga sobre los paredes laterales.

$$\text{Presion de tierra} = C w_t h_1$$

P1 = 4710 Kg/m2
P2 = 5338 Kg/m2
W3 = 4710 Kg/m2

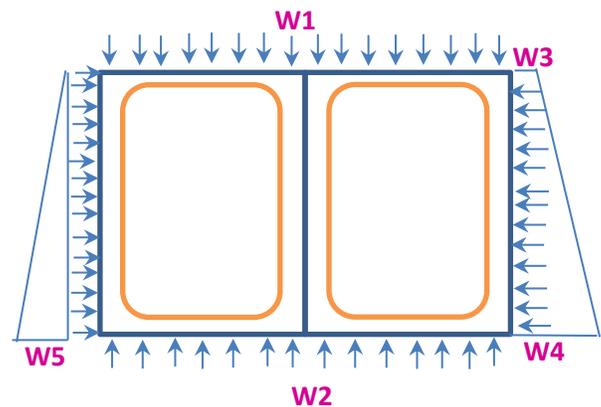
CARGA LATERAL INTERIOR

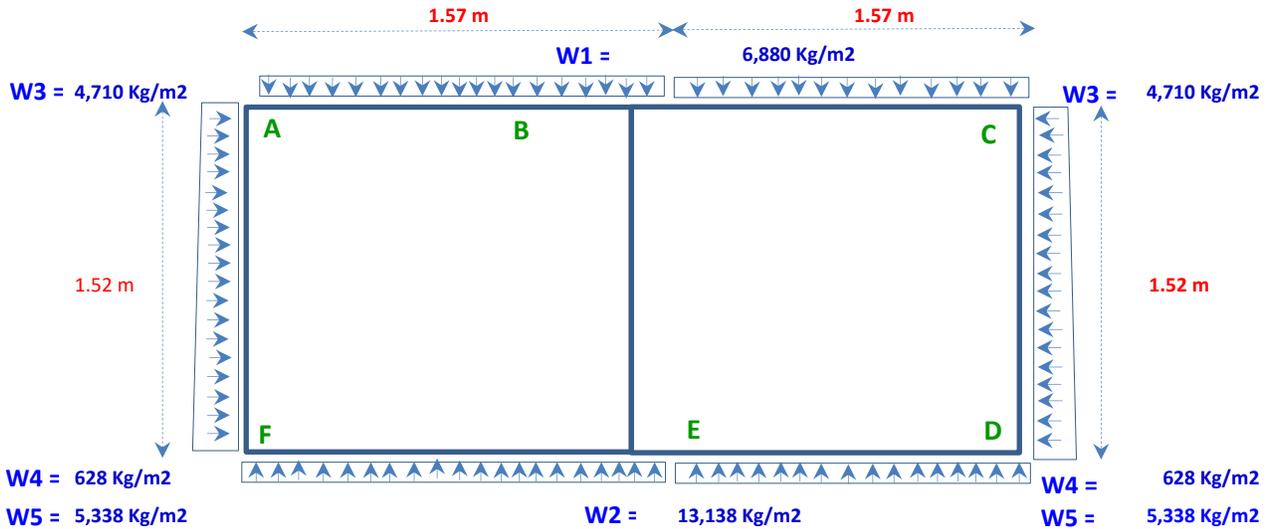
$$\text{Presion de tierra} = C w_t h_1$$

W5 = 5,338.48 Kg/m2
W4 = 628.06 Kg/m2

Resumen

- W1 = 6,880 kg/m2
- W2 = 13,138 kg/m2
- W3 = 4,710 kg/m2
- W4 = 628 kg/m2
- W5 = 5,338 kg/m2





DETERMINACIÓN DE MOMENTOS

$M_{AB} = M_{BA} = M_{BC} = M_{CB}$

1,413.21 Kg-m

$M_{AB} = \frac{W_1 l^2}{12}$

$M_{DE} = M_{ED} = M_{EF} = M_{FE}$

2,698.66 Kg-m

$M_{DE} = \frac{W_2 l^2}{12}$

$M_{AF} = M_{CD} = \frac{W_3 l^2}{12} + \frac{W_5 l^2}{30}$

1,318.05 Kg-m

$M_{FA} = M_{DC} = \frac{W_3 l^2}{12} + \frac{W_5 l^2}{20}$

-1,523.61 Kg-m

APLICANDO EL MÉTODO DE CROSS

REGIDÉZ

$k = \frac{4EI}{l}$

FACTOR DE DISTRIBUCIÓN :

$FD = \frac{K}{\Sigma K}$

MOMENTOS INERCIALES DE LAS SECCIONES

$I = \frac{B H^3}{12}$

BARRA A Y C

$K_{AB} = 2.5478 \text{ EI}$

F.D = 0.4919

$K_{AF} = 2.6316 \text{ EI}$

F.D = 0.5081

$K_T = 5.1793 \text{ EI}$

BARRA D Y F

$K_{FE} = 2.5478 \text{ EI}$

F.D = 0.4919

$K_{FA} = 2.6316 \text{ EI}$

F.D = 0.4919

$K_T = 5.1793 \text{ EI}$

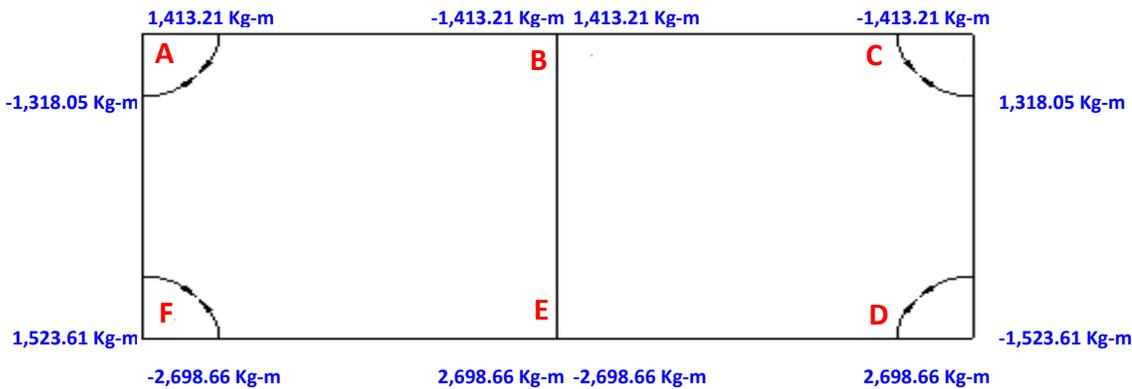
BARRAS B

KAB =	2.5478	EI	F.D =	0.3297
KBC =	2.548	EI	F.D =	0.3297
KBE =	2.632	EI	F.D =	0.3406
KT =	7.727	EI		

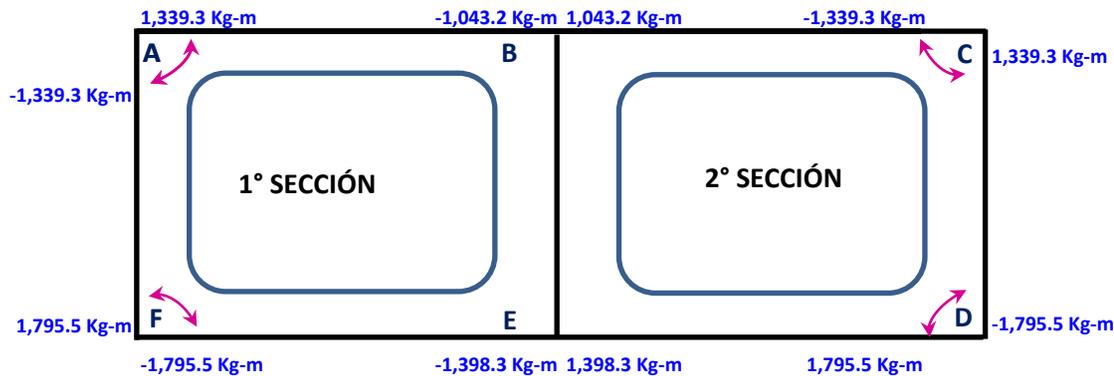
BARRAS E

KEF =	2.548		F.D =	0.3297
KED =	2.548	EI	F.D =	0.3297
KEB =	2.632	EI	F.D =	0.3406
KT =	7.727	EI		

MOMENTOS DE EMPOTRE

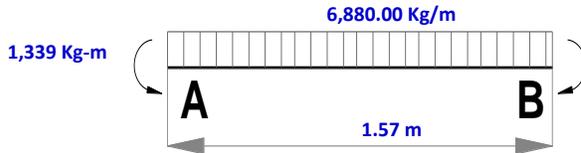


MOMENTOS FINALES



Cálculos de los cortantes a los ejes y alcartel, así como los momentos a los paños y momentos positivos.

Cortante en los ejes:



$$RA = RB = V1 = \frac{W_1 L}{2}$$

$$RA = RB = 54,008 \text{ Kg}$$

Cortante hiperestático

Cortante al cartel

Cartel = 0.20 m

Espesor = 0.30 m

l' = 0.35 m

VAC = VCC = V1 - W1 l'

VBC = V1 - W1 l''

Momentos a los paños:

$$M_{BP} = M_{CP} = V_1 \left(\frac{e}{2}\right) - \frac{W_1 \left(\frac{e}{2}\right)^2}{2} - M_A$$

$$M_{AP} = M_{CP} = V_1 \left(\frac{e}{2}\right) - \frac{W_1 \left(\frac{e}{2}\right)^2}{2} + M_B$$

Momentos positivos:

$$X_1 = \frac{V_1}{W_1}$$

1° SECCIÓN

$$X_{(+)} A y B = V_1 X_1 - \frac{W_1 X_1^2}{2} - M_A$$

$$X_{(+)} A y B = V_1 X_1 - \frac{W_1 X_1^2}{2} - M_B$$

Cortantes isostáticos

-1,043 Kg-m

VA = 5,401 Kg

VB = 5,401 Kg

VH = 0 Kg

$$l' = \frac{e + (\text{cartel})}{2}$$

$$l'' = \frac{e(\text{central}) + (\text{cartel})}{2}$$

l'' = 0.40 m

= 2,993 Kg

= 2,649 Kg

-606.55 Kg-m

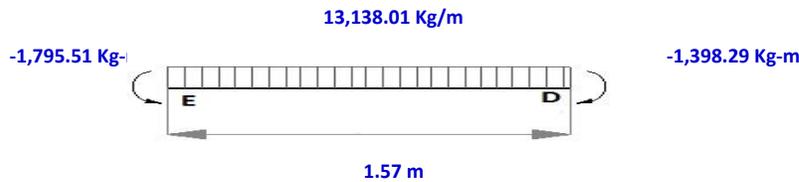
-100.61 Kg-m

X1 = 0.79 m

MB = 781 Kg m

MA = 1,077 Kg m

Cálculos de los cortantes a los ejes y alcartel, así como los momentos a los paños y momentos positivos.



$$RE = RD = V_2 = \frac{W_2 L}{2} = 10,313 \text{ Kg}$$

$$V_D = 10,313 \text{ Kg}$$

$$V_E = 10,313 \text{ Kg}$$

$$V_H = 0 \text{ Kg}$$

Cortante al cartel

$$\text{Cartel} = 0.20$$

$$\text{Espesor} = 0.30 \text{ m}$$

$$l' = \frac{e + (\text{cartel})}{2}$$

$$l'' = \frac{e(\text{central}) + (\text{cartel})}{2}$$

$$l' = 0.35 \text{ m}$$

$$l'' = 0.40 \text{ m}$$

$$V_{DE} = V_{CC} = V_2 - W_2 l' = 5,715 \text{ Kg}$$

$$V_{EF} = V_2 - W_2 l'' = 5,058 \text{ Kg}$$

Momentos a los paños:

$$M_{EP} = M_{DP} = V_2 \left(\frac{e}{2}\right) - \frac{W_1 \left(\frac{e}{2}\right)^2}{2} + M_E = -396.31 \text{ Kg m}$$

$$M_{DP} = M_{EP} = V_2 \left(\frac{e}{2}\right) - \frac{W_1 \left(\frac{e}{2}\right)^2}{2} - M_D = 3,198.20 \text{ Kg m}$$

Momentos positivos:

$$X_1 = \frac{V_1}{W_1}$$

X1 = 0.79 m

2° SECCIÓN

$$M_{(+)\text{D y E}} = V_2 X_2 - \frac{W_2 X_2^2}{2} + M_E$$

MD = 2,252 Kg m

$$M_{(+)\text{D y E}} = V_2 X_2 - \frac{W_2 X_2^2}{2} - M_D$$

ME = 5,446 Kg m

Barras laterales AF y CD

W3 =	4,710 kg/m2
W4 =	628 kg/m2
W5 =	5,338 kg/m2

CORTANTES A LOS EJES

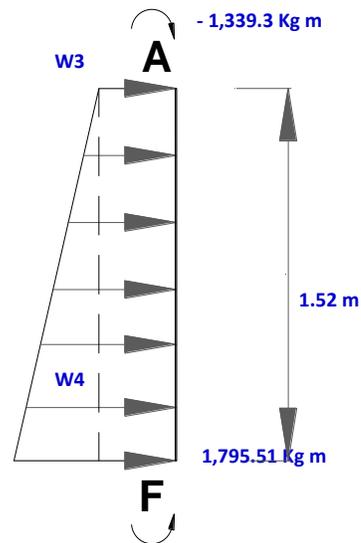
CORTANTE ISOSTÁTICO

$$V_3 = VA1 = \frac{W_3 * L_2}{2} + \frac{W_5 + L_2}{6}$$

4,932.33 Kg

$$V_4 = VF2 = \frac{W_3 * L_2}{2} + \frac{W_5 + L_2}{3}$$

6,284.75 Kg



CORTANTE HIPERESTÁTICO

$$V_h = \frac{M_F + M_A}{L_2}$$

300.16 Kg

$$V_3' = V_3 - V_h$$

4,632.17 Kg

$$V_4' = V_4 + V_h$$

6,584.91 Kg

CORTANTE AL CARTEL

Para:

$$V_{AF} = X = l' = \frac{e + (\text{cartel})}{2} = 0.35 \text{ m}$$

$$V_{DC} = X = l_2 = \frac{e - (\text{cartel})}{2} = 1.17 \text{ m}$$

$$V_{AF} = V_3 - W_3 * X = \frac{W_5 + X^2}{2 L_2} = 2,768.41 \text{ Kg}$$

$$V_{FC} = V_3 - W_3 X = \frac{W_5 + X^2}{2 L_2} = -3,282.91 \text{ Kg}$$

Momentos Positivos a los paños:

$$M_P = V_3' * X' - \frac{W_3 * X'^2}{2} + \frac{W_5 * X'^3}{6 L_2} \pm M_A$$

Para:

$$M_{AP} = X' = \frac{e}{2} = 0.15 \text{ m}$$

$$M_{FP} = X' = l_2 - \frac{e}{2} = 1.37 \text{ m}$$

$$M_{AP} = -699.41 \text{ Kg m}$$

$$M_{FP} = -918.85 \text{ Kg m}$$

$$X_A = 0.77 \text{ m}$$

$$X_A = -W_3 \pm \frac{\sqrt{W_3^2 + 2 * V_3' * \frac{W_5}{L_2}}}{\frac{W_5}{L_2}}$$

$$M_P = V_3' * X' - \frac{W_3 * X'^2}{2} + \frac{W_5 * X'^3}{6 L_2} \pm M_A$$

$$M (+) = 563.96 \text{ Kg m}$$

Determinación de peraltes y refuerzos

Concreto:	$f'_c =$	250 Kg/cm ²
Refuerzo:	$f_y =$	4,200 Kg/cm ²
Peso Volumétrico del Concreto:	$\gamma_c =$	2,400 Kg/m ³
Peso Volumétrico del Agua:	$\gamma_w =$	1,000 Kg/m ³
Esfuerzo permisible del acero:	$f_s =$	2,100 Kg/cm ²
Esfuerzo permisible del concreto:	$f_c =$	113 Kg/cm ²
Módulo de Elasticidad del concreto:	$E_c =$	253,200 Kg/cm ²
Módulo de Elasticidad del acero:	$E_s =$	2,000,000 Kg/cm ²
Constantes de Cálculo:	$h =$	8.00
	$k =$	0.3000
	$J =$	0.9000
	$K =$	15.1880

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}}$$

$$u = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D}$$

$$K = \frac{1}{2} f_c k j$$

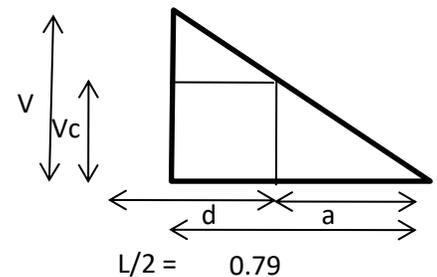
$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$V_c = 0.30 \sqrt{f'_c}$$

DISEÑO

El peralte se calcula con el valor del momento máximo positivo o a lpaño o con el valor del cortante al cartel.

$M (+) =$	5,446.28 Kg-m
$M (-) =$	1,795.51 Kg-m
$V_c =$	10,313.3 Kg



Peralte por momento

$$d_M = \sqrt{\frac{M}{Kd}} = 18.94 \text{ cm}$$

Se adopta

$d =$	30.00 cm
$r =$	5.00 cm
$h =$	35.00 cm

$$V_d = 4,598.30 \text{ Kg}$$

Revisión por cortante:

$$V_c = 0.30 \sqrt{f'_c}$$

$$4.74 \text{ kg/cm}^2$$

$$V = \frac{V}{db}$$

$$1.31 \text{ Kg/cm}^2$$

$$4.74 \text{ kg/cm}^2$$

¡ CORRECTO ($V < V_c$) !

Acero de refuerzo negativo (parrilla exterior):

Acero de refuerzo negativo (parrilla exterior): El área de acero se calcula con el valor del momento máximo al paño o por adherencia con el valor del cortante máximo al cartel.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = 3.17 \text{ cm}^2$$

Vars. No. **6** @ **90.63 cm** Se adopta **20.0 cm**

ADHERENCIA

$$\mu_{perm} = \frac{3.2 \sqrt{f'c}}{\phi}$$

$$\mu_c = \frac{V}{\sum \phi_j d}$$

SUMA DE PERIMETROS	120 cm
ϕ VARILLA	1.90 cm
CORTANTE MÁXIMO C =	10,313 Kg

ϕ	Una varilla
3/8	3
1/2	4
5/8	5
3/4	6
1	8
1 1/4	10

$$\mu_{perm} = \frac{3.2 \sqrt{f'c}}{\phi} = 109.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_c = \frac{V_{max}}{\sum \phi_j d} = 3.18 \text{ Kg/cm}^2$$

¡ CORRECTO (uc < up) !

Acero de refuerzo positivo (parrilla interior)

$$A_s = 9.61 \text{ cm}^2$$

Vars. No. **6** @ **29.88 cm** Se adopta **20.0 cm**

Acero de refuerzo por temperatura

$$A_s = 0.0015((H + d) * 0.5)/100$$

$$A_s = 4.88 \text{ cm}^2$$

Vars. No. **5** @ **40.82 cm** Se adopta **15.0 cm**

Finalmente como el acero es poco, se adopta lo siguiente:

Parrilla exterior:	Se colocara vars No 6 @ 20cm"
Parrilla interior:	Se colocara vars No 6 @ 20cm"
Por temperatura:	Se colocara vars No 5 @ 15cm"

Armado

Programó:

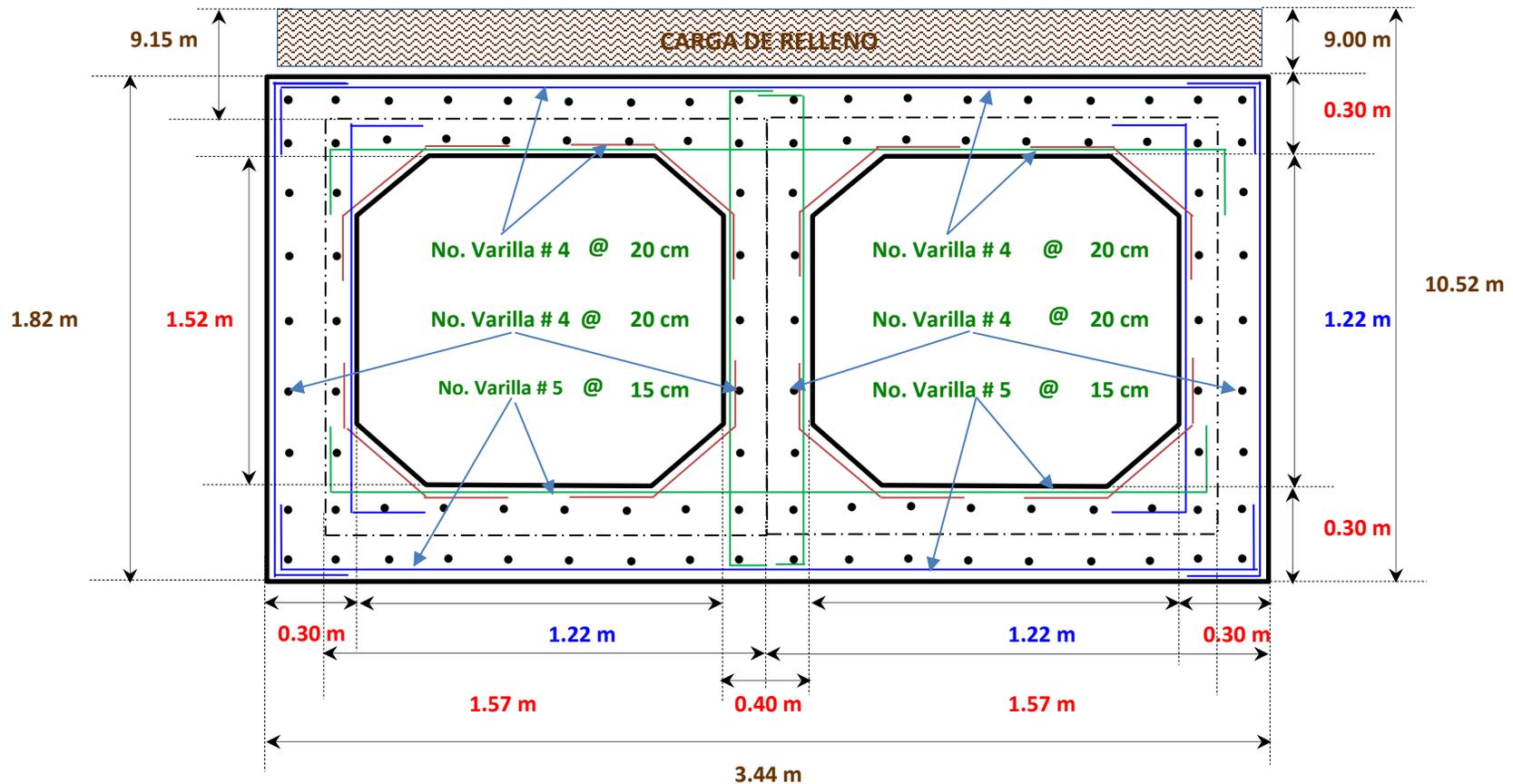
**M.I. Bernabé A. Mata de Elías.
22-may-15**

Inicio

COMISION NACIONAL DEL AGUA	
OBRA:	DISEÑO DEL PROYECTO
CALCULÓ:	Ing. BERNABÉ ANDRÉS MATA DE ELÍAS. 2.40



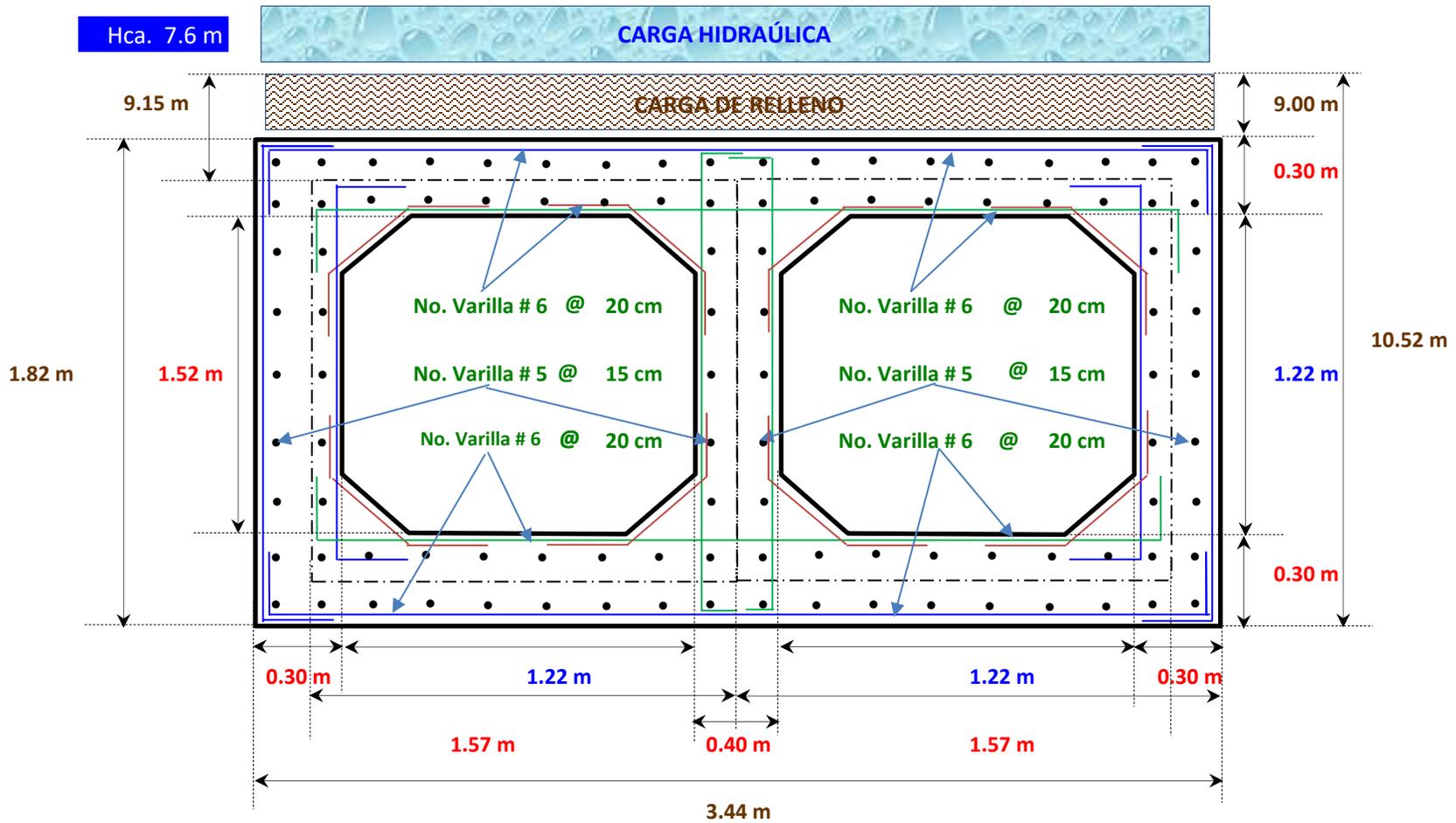
CONDUCTO VACIO



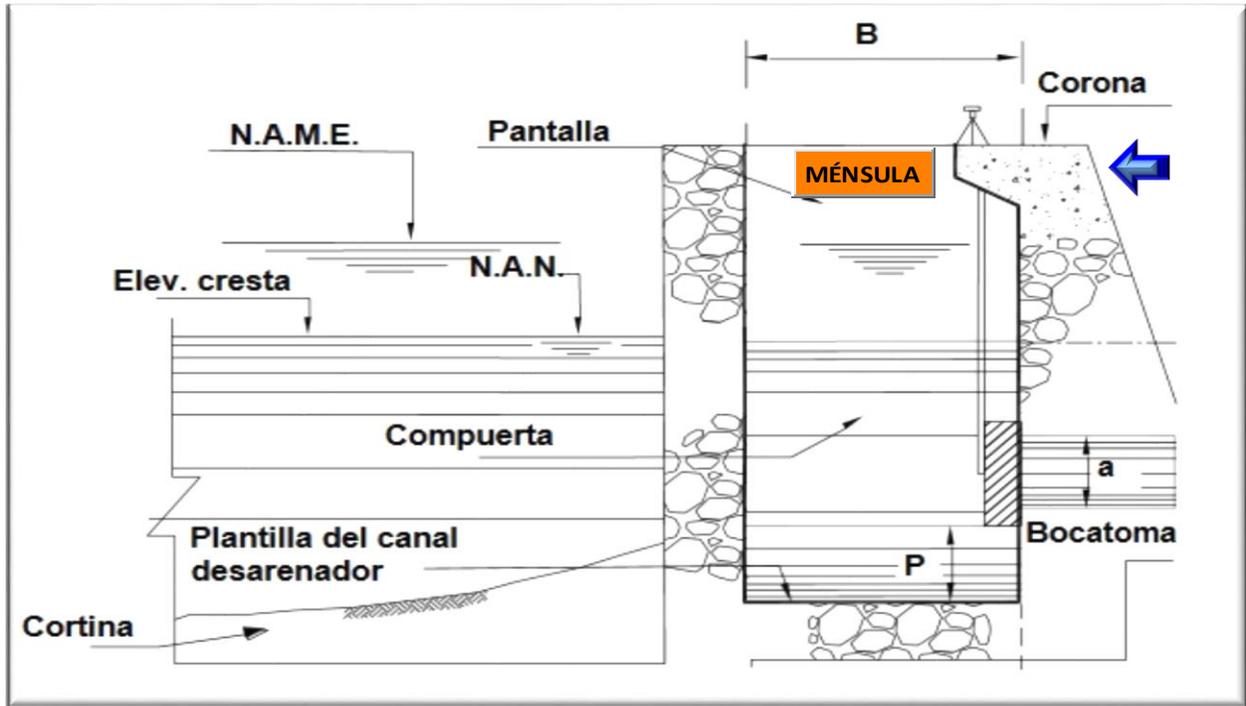
COMISION NACIONAL DEL AGUA	
OBRA:	DISEÑO DEL PROYECTO
CALCULÓ:	Ing. BERNABÉ ANDRÉS MATA DE ELÍAS. 2.40



CONDUCTO LLENO



MÉNSULA DE OPERACIÓN DE LAS COMPUERTAS DESLIZANTES.



Mecanismo elevador

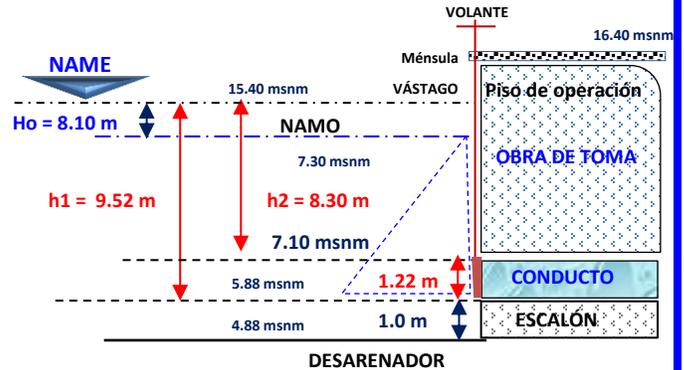
Programó: M.I. Bernabé Andrés Mata de Elías

DATOS	
NAME	15.40 msnm
CRESTA VERTEDORA	7.30 msnm

ELEV. PISO DE OPERACIÓN	16.40 msnm
UMBRAL OBRA DE TOMA	5.88 msnm
ELEV. DESARENADOR	4.88 msnm
GASTO DE LA OBRA DE TOMA	2.60 m ³ /s

CARGA HIDRÁULICA	Hca = 9.52 m
------------------	---------------------

Ménsula de operación de la obra de toma.



COMPUERTA-PLANA

Base	Altura
Ancho = 1.22 m	Alto = 1.22 m

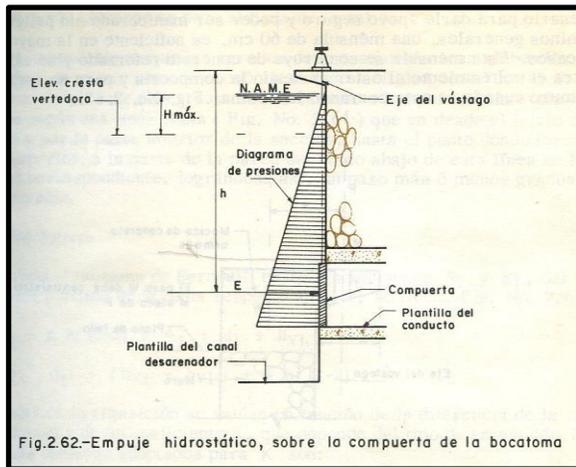
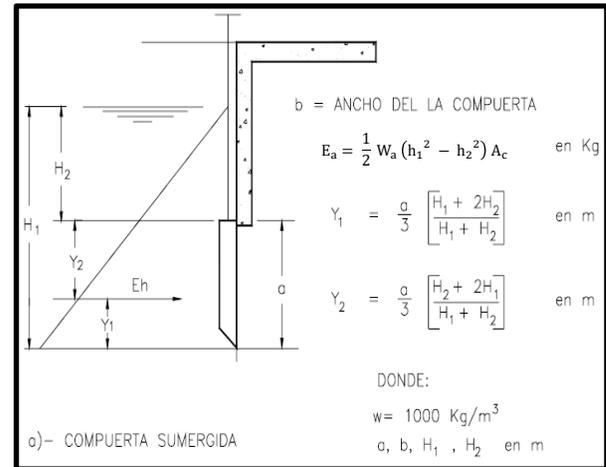
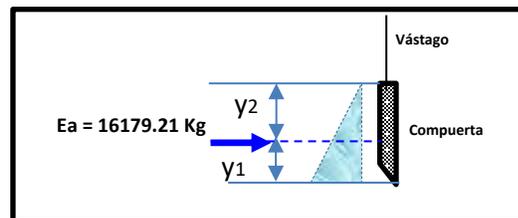


Fig.2.62.-Empuje hidrostático, sobre la compuerta de la bocatoma



$Y_1 =$	0.60 m
$Y_2 =$	0.62 m
$E_a =$	16,179 Kg



K =	0.35 Adis
------------	------------------

En contracciones	K= 0.10
En expansiones	K= 0.20
En cambios bruscos	K= 0.50

Considerando un coeficiente de fricción de 0.35, considerando una compuerta de hierro fundido, tenemos que la fuerza de fricción será:

$h_1 =$	9.52 m
$h_2 =$	8.30 m
$A_c =$	1.49 m ²

$$E_a = \frac{1}{2} W_a (h_1^2 - h_2^2) A_c$$

Ea = 16,179.21 Kg

Ef = 5,662.72 Kg

El peso de la hoja (4.60 < Carga > 4.60)

Carga Mayor a 4.60m

H2 = 9.52 m

Compuerta	Ancho = 1.220 m	Alto = 1.220 m	Wc (Hoja) =	W = 641.0 Kg	Hoja
------------------	------------------------	-----------------------	--------------------	---------------------	-------------

Peso por metro de vástago.

Area de compuerta =

1.49 m2

∅ vástago = **76.00 mm**

∅ vástago =

2.99 Pulgas

$$L_v = H_p + h_{me} - G - 10$$

Lv = Longitud del Vástago

hme = Altura del Mecanismo Oper.

Hp = Altura de piso

G = Distancia del apoyo del vástago a la base de la compuerta

91.20 cm

1,052.00 cm

4.53 cm

$$W_v = V_y = A I \gamma$$

$$A = 0.785 d^2$$

$$d = 7.60 \text{ cm} = \mathbf{0.760 \text{ dm}}$$

$$I = 1 \text{ mm} = \mathbf{10.00 \text{ dm}}$$

$$\text{Peso Vastago} = \gamma \quad \mathbf{7.85}$$

Longitud de vástago ± 1137.7 cm

Wv = 404.95 Kg

$$C_{ME} = F_f + W_{hc} + W_v$$

Donde:

C_{ME} = Capacidad del mecanismo elevador, en Kg.

F_f = Fuerza de fricción que se produce en las guías = μ

W_{hc} = Peso de la hoja de la compuerta

W_v = Peso del vástago

Considerando una fuerza del 15% adicional, en caso de emergencia .

Capacidad de mecanismo = **6,708.68 Kg**

15% **1006 Kg**

7,715 Kg

Inicio

PROGRAMÓ:

M.I. BERNABÉ A. MATA DE ELÍAS.

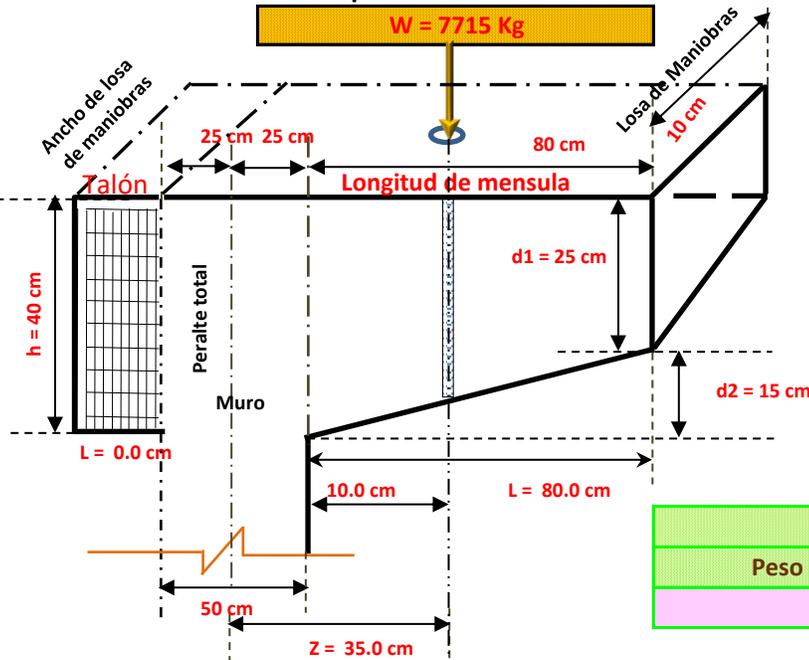
Calcular la capacidad del mecanismo elevador.

Mecanismo elevador

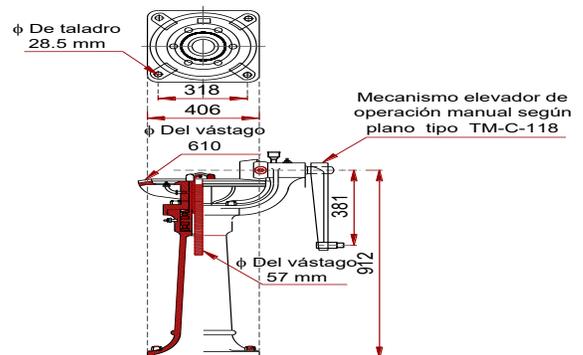
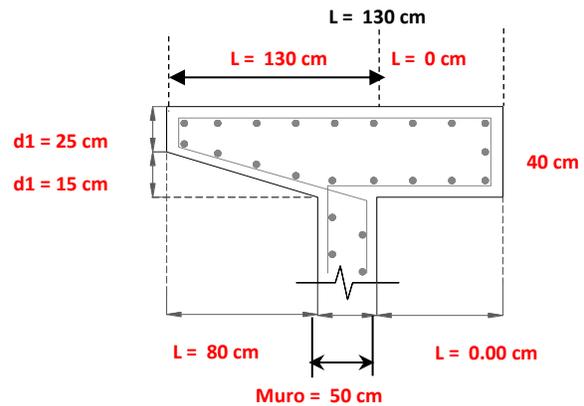
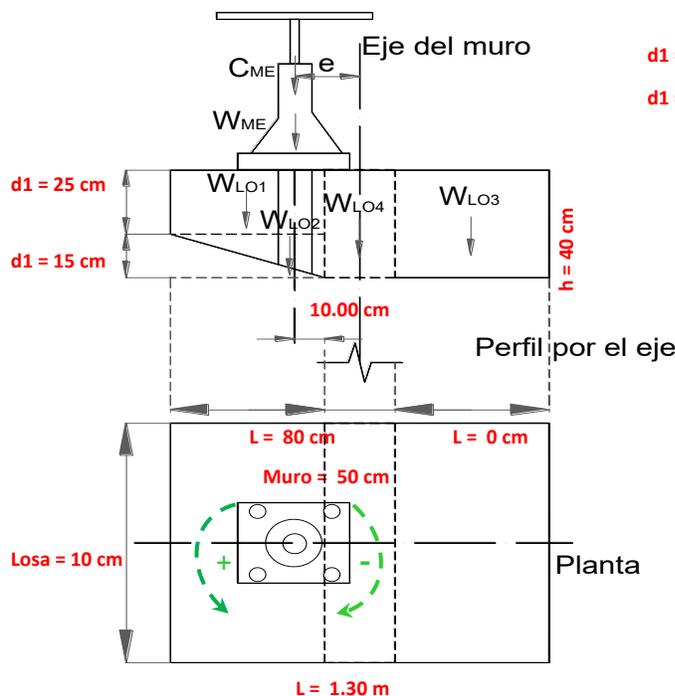
DATOS-MENSULA

Carga mecanismo operador	
W = 7715 Kg	
Distancia/paño	10.00 cm
Ancho de Muro	50.00 cm
Peralte transversal	d1 = 25 cm
Peralte transversal	d2 = 15 cm
Longitud Losa M.	10.00 cm
Long. Transversal	80.00 cm
Talón - Ménsula	0.00 cm
Peralte (d1+d2-R)	dp = 35 cm

Caraga viva % de Wt	25.0 %
Peso del mecanismo operador	128 Kg
Concreto armado	2,400 Kg/m ³



Resultados



Símbolo	Fuerza (Kg)	Brazo (m)	Momento (Kg-m)
C_{ME}	7,714.98 Kg	0.35 m	2700.24 Kg-m
W_{me}	128.00 Kg	0.35 m	44.80 Kg-m
W_{LO1}	48.00 Kg	0.65 m	31.20 Kg-m
W_{LO2}	14.40 Kg	0.517 m	7.44 Kg-m
W_{LO3}	00.00 Kg	-0.25 m	0.00 Kg-m
W_{LO4}	48.00 Kg	0.00 m	0.00 Kg-m

$\Sigma V = 7,953.38 \text{ Kg}$

$\Sigma M = 3479.60 \text{ Kg-m}$

El brazo de la resultante, es:

$$Br = \frac{\sum M}{\sum V} = 0.44 \text{ m}$$

El peralte se obtiene con:

$$d = \sqrt{\frac{M}{Kd}} = 17.50 \text{ cm}$$

Menor que el supuesto ! Correcto.!

Se toma:	d = 20 cm	r =	5.0 cm	H = 25 cm
----------	------------------	-----	---------------	-----------

$V = 7953.38 \text{ Kg}$

Peralte inicial considerado 40cm para la Ménsula.!

$V_{\text{permisible}} = 0.29 \sqrt{f'c} = 4.1 \text{ Kg/cm}^2$

Adherencia

$$\mu_p = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D} = 17.12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{V_{\text{MAX}} \odot}{\Sigma \phi j d} = 3.65 \text{ kg/cm}^2$$

CONSTANTES DE CÁLCULO	
$f'_c =$	200 Kg/cm ²
$f_y =$	4200 Kg/cm ²
$f_c =$	90 Kg/cm ²
$f_s =$	2100 Kg/cm ²
$h =$	9.0
$k =$	0.2784
$J =$	0.9072
$K =$	11.3650

SUMA DE PERIMETROS	120 cm
ϕ VARILLA	1.90 cm
CORTANTE MÁXIMO C =	7,953 Kg

ϕ	Una varilla
3/8	3
1/2	4
5/8	5
3/4	6
1	8
1 1/4	10

¡ CORRECTO (u = 3.65 < u_p = 17.12) !

Peralte por momento y cortante.

$$d_v = \frac{V}{d_j b}$$

2.19 Kg/cm²

¡ Correcto (dv < Vperm) !

Vpermisible = 4.1 Kg/cm²

Revisión por peralte

Calculado

d = 17.50 cm

Propuesto

d1 = 40.00 cm

¡ Correcto ! d1 prouesto 40 > 17.5 d calculado !

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

9.132 cm²

$$A_{s_{flexion}} = 0.0033 b d$$

6.60 cm²

$$A_{s_{temperatura}} = 0.0020 b (h/2)$$

8.00 cm²

Vars. No.

No. 6

@

31.2 cm



20.0 cm

Flexión

Vars. No.

No. 5

@

30.0 cm



20.0 cm

Temperatura

Vars. No.

No. 4

@

15.9 cm



15.0 cm

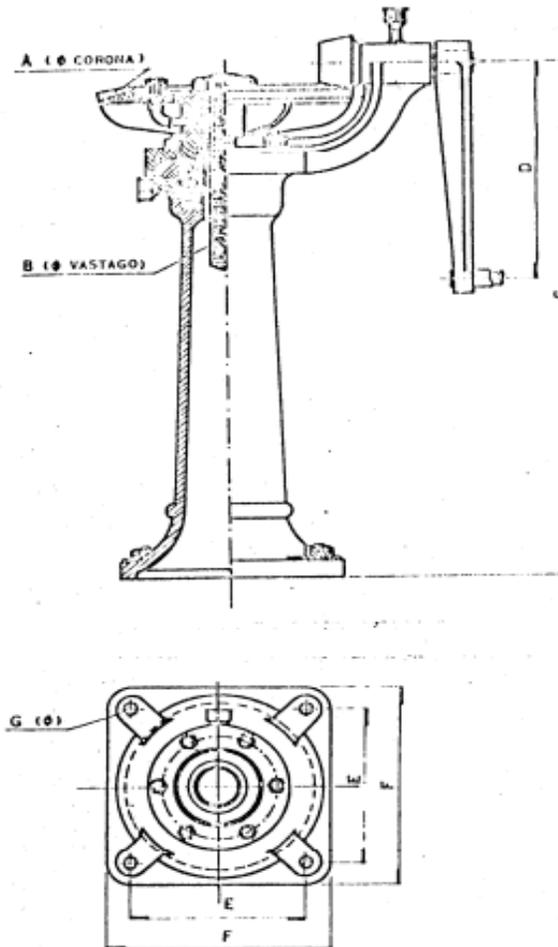
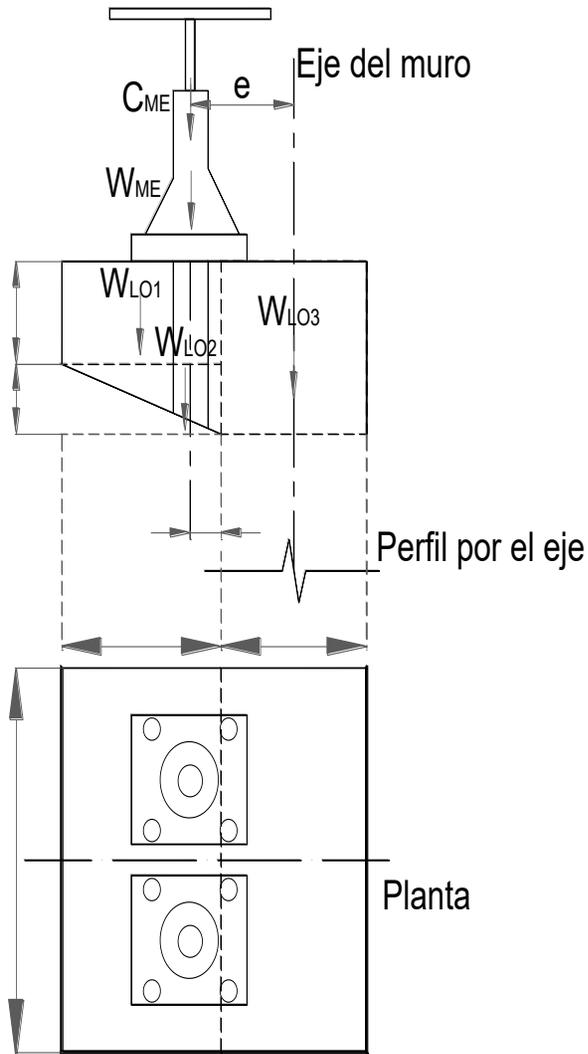
ELEVADOR CON ENGRANES PARA COMPACTA DESLOZANTE

Modelos MPD - 121, 122, 123.

(Doble Reducción)

TIPO PEDESTAL.- Manual con manivela. Fabricados en hierro gris, Tuerca de bronce y doble chumacera de balas. Todas las superficies de contacto totalmente terminados a máquina.

Las capacidades varían desde 1035 Kg. a 2460 Kg. operando la manivela con una fuerza de 9 Kg.



milímetros	MPD-121	MPD-122	MPD-123
A	305	406	610
B	44	51	57
C	918	911	911
D	381	381	381
E	279	279	318
F	355	355	406
G	25	25	28.5
Reducción	2:1	4:1	4:1
Cap. (Kg.)	1035	1820	2460
Peso (Kg.)	130	134	213

Cuadro V.2



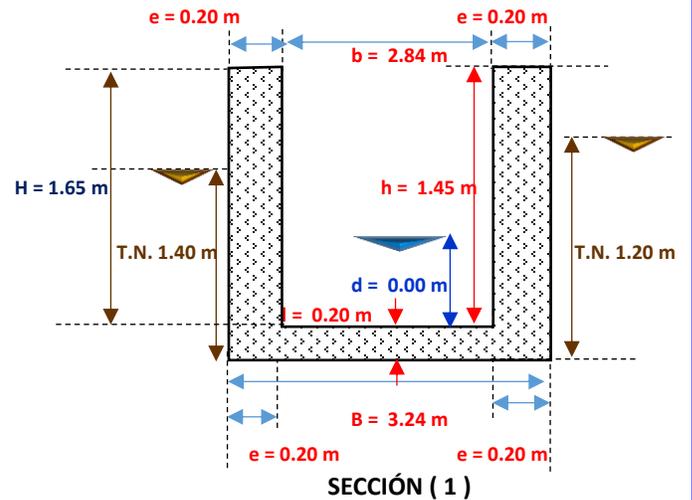
DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CANAL DE LA OBRA DE TOMA.

Datos:	UNIDAD
F'c del concreto	100 Kg/cm ²
Peso específico del concreto	2,400 Kg/m ³
Fy acero de refuerzo	4,200 Kg/cm ²
Peso específico del suelo (lado izquierdo)	2,200 Kg/m ³
Peso específico del suelo (lado derecho)	2,200 Kg/m ³
Longitud total de la transición	3.00 m
Capacidad portante del suelo	60.00 Kg/cm ²
Ángulo de fricción interna del suelo (lado izquierdo)	35 °
Ángulo de fricción interna del suelo (lado derecho)	35 °

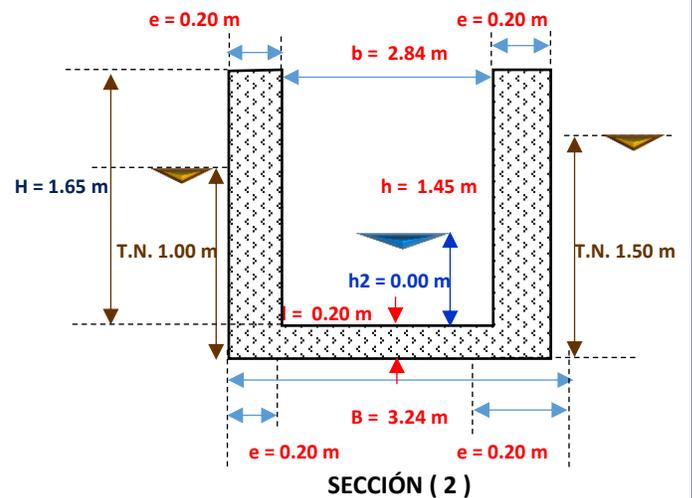
SE ANALIZAN TRES SECCIONES DIFERENTES

Altura (h)	1.65 m
Ancho interior (b)	2.84 m
Profundidad de S.L.A.	Vacio
Altura del terreno natural (lado izquierdo)	1.40 m
Altura del terreno natural (lado derecho)	1.20 m
Espesor del piso (d)	0.20 m
Espesor de pared lateral (e)	0.20 m
Altura total de la sección (H)	1.85 m
Ancho total de la sección (B)	3.24 m

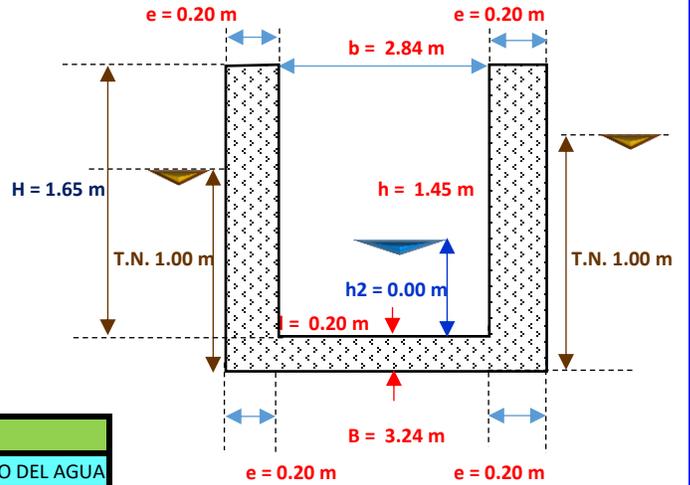
Tirante= d = 0.0 m



Altura (h)	1.65 m
Ancho interior (b)	2.84 m
Profundidad de S.L.A.	Vacio
Altura del terreno natural (lado izquierdo)	1.00 m
Altura del terreno natural (lado derecho)	1.50 m
Espesor del piso (d)	0.20 m
Espesor de pared lateral (e)	0.20 m
Altura total de la sección (H)	1.85 m
Ancho total de la sección (B)	3.24 m



Altura (h)	1.65 m
Ancho interior (b)	2.84 m
Profundidad de S.L.A.	Vacio
Altura del terreno natural (lado izquierdo)	1.00 m
Altura del terreno natural (lado derecho)	1.00 m
Espesor del piso (d)	0.20 m
Espesor de pared lateral (e)	0.20 m
Altura total de la sección (H)	1.85 m
Ancho total de la sección (B)	3.24 m



SECCIÓN (3)

RESUMEN				
SECCION	LONGITUD	BASE	PERALTE	PESO DEL AGUA
1	L = 0.00 m	b = 2.84 m	0.20 m	2,840.00 Kg/m
2	L = 1.00 m	b = 2.84 m	0.20 m	2,840.00 Kg/m
3	L = 1.00 m	b = 2.84 m	0.20 m	2,840.00 Kg/m

Longitud Lt = 2.0 m



CARGAS

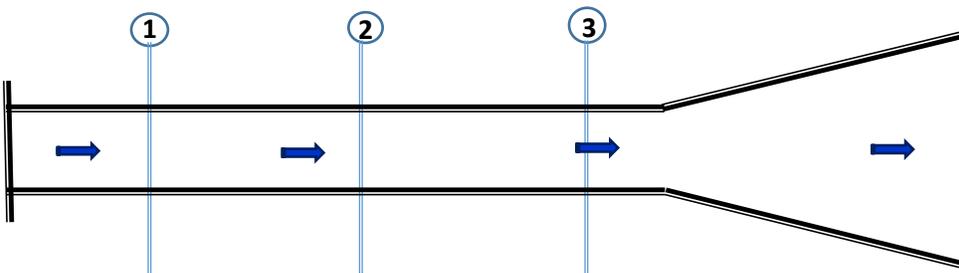
Ya =	1,000 Kg/m ³
Carga =	h = 0.00 m
Wa =	2,840.00 Kg/m

Agua: $Ea = \frac{\gamma_w h^2}{2}$

P2 = 0.00 Ton

y = 0.00 m

Momento = **Ma = 0.00 Kg-m**



Se considera sobre carga. **No**

El análisis se hará aplicando la teoría de Rankie para el empuje de tierras.

El valor del empuje activo cuando se considera sobrecarga por carga viva está dado por la fórmula:

$$E = \frac{K_o}{2} w h^2$$

Donde:

E = Empuje total

w = Peso volumétrico del material

h = Altura del muro

El valor del coeficiente K_o depende de la inclinación del paramento del muro en contacto con el terreno y el ángulo de reposo de éste.

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } \emptyset}{1 + \text{sen } \emptyset}$$

Siendo \emptyset el ángulo de fricción interna del material que forma el relleno.

Cuando el paramento en contacto con el terreno está inclinado hacia éste, entonces el valor K_o está dado por la fórmula siguiente:

$$K_o = \frac{\cos^2(\emptyset + \theta)}{\cos^3 \theta \left(1 + \frac{\text{sen } \emptyset}{\cos \theta}\right)^2}$$

Siendo:

Coeficiente de fricción	30.00
--------------------------------	--------------

\emptyset = Ángulo de reposo del material

θ = Ángulo de inclinación del paramento del muro de contacto con el terreno, con respecto a la vertical.

Supondremos que el muro vertical trabaja como cantiliver. Para poder valuar el valor del empuje que actúa sobre el muro, se determina lo siguiente:

Seno de \emptyset	0.57 °	Izquierdo
Seno de \emptyset	0.42 °	Derecho

FORMULA DE RANKINE

C = 0.286 Talud 1.5:1

C = 0.172 Talud 1:1

C = 0.382 Talud 2:1

C = 0.057 Talud 0.5:1

C = coeficiente que depende del material = $\left(\frac{1 - \text{seno } \emptyset}{1 + \text{seno } \emptyset}\right)$

$K_a = \frac{1 - \text{seno } \emptyset}{1 + \text{seno } \emptyset} =$ **Ka = 0.27** Izquierdo

$K_a = \frac{1 - \text{seno } \emptyset}{1 + \text{seno } \emptyset} =$ **Ka = 0.41** Derecho

	Coeficientes	TALUDES
Izquierdo	C = 0.382	Talud 2:1
Derecho	C = 0.172	Talud 1:1

SECCION (1)

Sobre-carga

0.00 m

Ht = 1.40 m T.N. Lado Izquierdo

y1 = 0.47 m

$$y_1 = \frac{H^2 + 3 H \Delta_s}{3 (H + 2 \Delta_s)} \quad y_2 = \frac{H^2 + 3 H \Delta_s}{3 (H + 2 \Delta_s)}$$

Ht = 1.20 m T.N. Lado Derecho

y2 = 0.40 m

$$E_a = 0.50 K_a \gamma_m H (H + 2 \Delta_s)$$

E2 (izquierdo) = 823.59 Kg

Momento = 387.09 Kg-m

$$E_a = 0.50 K_a \gamma_m H (H + 2 \Delta_s)$$

E1 (derecho) = 272.45 Kg

Momento = 108.98 Kg

SECCION (2)

Ht = 1.00 m T.N. Lado Izquierdo

y1 = 0.33 m

$$y_1 = \frac{H^2 + 3 H \Delta_s}{3 (H + 2 \Delta_s)} \quad y_2 = \frac{H^2 + 3 H \Delta_s}{3 (H + 2 \Delta_s)}$$

Ht = 1.50 m T.N. Lado Derecho

y2 = 0.50 m

$$E_a = 0.50 K_a \gamma_m H (H + 2 \Delta_s)$$

E2 (izquierdo) = 420.20 Kg

Momento = 138.67 Kg

$$E_a = 0.50 K_a \gamma_m H (H + 2 \Delta_s)$$

E1 (derecho) = 425.70 Kg

Momento = 212.85 Kg

SECCION (3)

Ht = 1.00 m T.N. Lado Izquierdo

y1 = 0.33 m

$$y_1 = \frac{H^2 + 3 H \Delta_s}{3 (H + 2 \Delta_s)} \quad y_2 = \frac{H^2 + 3 H \Delta_s}{3 (H + 2 \Delta_s)}$$

Ht = 1.00 m T.N. Lado Derecho

y2 = 0.33 m

$$E_a = 0.50 K_a \gamma_m H (H + 2 \Delta_s)$$

E2 (izquierdo) = 420.20 Kg

Momento = 138.67 Kg

$$E_a = 0.50 K_a \gamma_m H (H + 2 \Delta_s)$$

E1 (derecho) = 189.20 Kg

Momento = 62.44 Kg

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} =$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} =$$

$$f_c = 0.45 f'_c$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^6}{15000 \sqrt{f'_c}} =$$

$$R = 0.5 k j f_c =$$

DATOS

f'c =	100 Kg/cm ²
fy =	4,100 Kg/cm ²
fs =	2,100 Kg/cm ²
n =	13.33
fc = 0.45f'c	45
j =	0.93
R =	10.29
k =	0.22

SECCION (1)

M (máximo) sección = **M = 387.09 Kg-m**

$$d = \sqrt{\frac{M}{k b}}$$

PERALTE-MUROS

d = 6 cm

PROPONEMOS:

Peralte	d = 10.0 cm
Recubrimiento	5.0 cm
Peralte	H = 15.0 cm

ACERO

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

2.0 cm²

$$\text{Separación} = \frac{B \Phi \text{ Varilla}}{A_s}$$

Var. No. 3

@

35.7 cm

4 Varillas/m

10.0 cm

ACERO POR TEMPERATURA

$$\text{Separación} = \frac{B \Phi \text{ Varilla}}{A_s}$$

As = 0.002 b d/2

As = 1.00 cm²

Var. No. 3

@

71.0 cm

2 Varillas/m

10.0 cm

Inicio

SECCION (2)

M (máximo) sección = **M = 212.85 Kg-m**

$$d = \sqrt{\frac{M}{kb}}$$

PERALTE-MUROS

d = 5 cm

PROPONEMOS:

d = d = 10.0 cm

r = 5.0 cm

H = H = 15.0 cm

ACERO

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

1.1 cm²

$$\text{Separación} = \frac{B \Phi \text{ Varilla}}{A_s}$$

Var. No. 4

@

116.0 cm

2 Varillas/m

10.0 cm

ACERO POR TEMPERATURA

$$\text{Separación} = \frac{B \Phi \text{ Varilla}}{A_s}$$

$A_s = 0.002 b d/2$

$A_s = 1.00 \text{ cm}^2$

Var. No. 4

@

127.0 cm

2 Varillas/m

10.0 cm

SECCION (3)

M (máximo) sección = **M = 138.67 Kg-m**

$$d = \sqrt{\frac{M}{kb}}$$

PERALTE-MUROS

d = 4 cm

PROPONEMOS:

d = d = 10.0 cm

r = 5.0 cm

H = H = 15.0 cm

ACERO

Inicio

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

0.7 cm²

$$\text{Separación} = \frac{B \Phi \text{ Varilla}}{A_s}$$



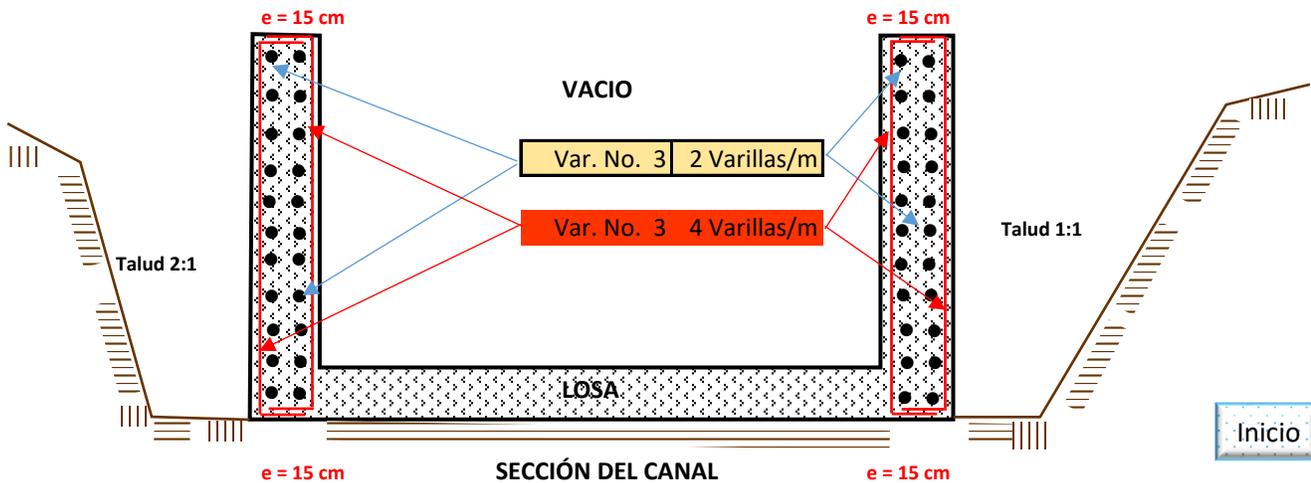
ACERO POR TEMPERATURA

$$\text{Separación} = \frac{B \Phi \text{ Varilla}}{A_s}$$

As = 1.00 cm²



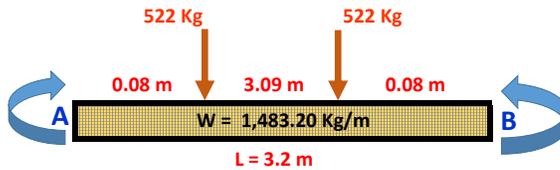
RESUMEN DE LOS MUROS						
3	d	H	ACERO	SEPARACIÓN	TEMPERATURA	SEPARACIÓN
	10 cm	15 cm	Var. No. 3	4 Varillas/m	Var. No. 3	2 Varillas/m
SECCION 2	d	H	ACERO	SEPARACIÓN	TEMPERATURA	SEPARACIÓN
	10 cm	15 cm	Var. No. 4	2 Varillas/m	Var. No. 4	2 Varillas/m
SECCION 3	d	H	ACERO	SEPARACIÓN	TEMPERATURA	SEPARACIÓN
	10 cm	15 cm	Var. No. 3	2 Varillas/m	Var. No. 3	2 Varillas/m



ANÁLISIS DE LA LOSA (ESTRUCTURA VACÍA.)

LOSA DE CIMENTACIÓN

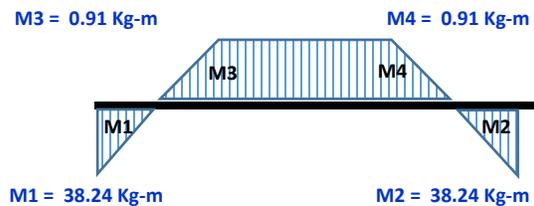
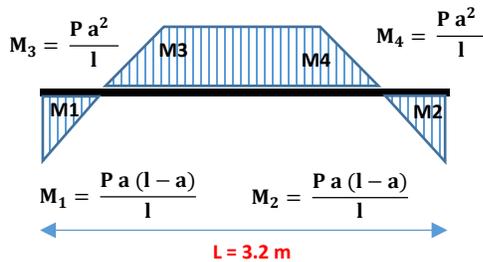
SECCIÓN (1)



(W) LOSA		
L	e	W
3.09 m	0.20 m	1,483.20 Kg/m

MUROS		
L	e	W
1.45 m	0.15 m	522 Kg

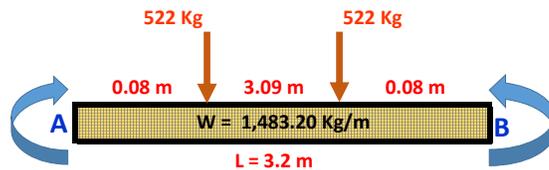
CARGAS PUNUALES



Momento isostático $M_{max} = 38.24 \text{ Kg-m}$

LOSA DE CIMENTACIÓN

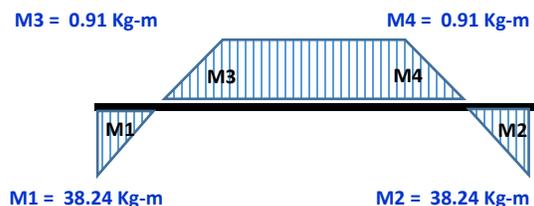
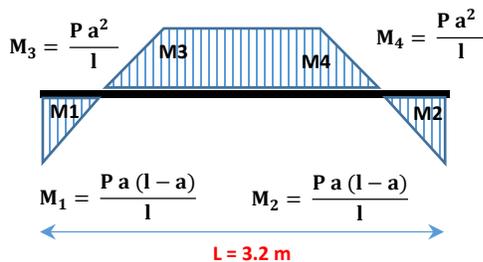
SECCIÓN (2)



LOSA		
L	e	W
3.09 m	0.20 m	1,483.20 Kg/m

MUROS		
L	e	W
1.45 m	0.15 m	522 Kg

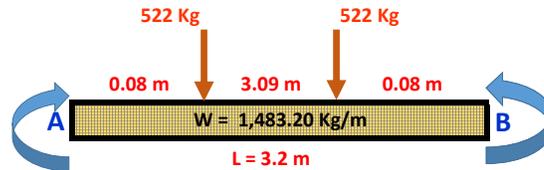
CARGAS PUNUALES



Momento isostático $M_{max} = 38.24 \text{ Kg-m}$

LOSA DE CIMENTACIÓN

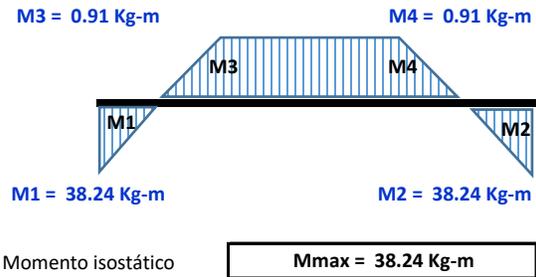
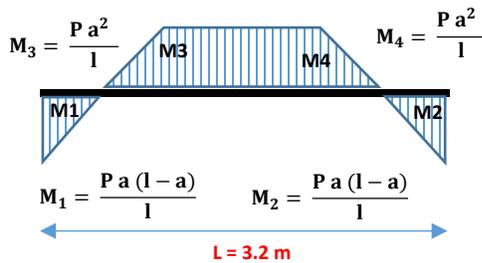
SECCIÓN (3)



LOSA		
L	e	W
3.09 m	0.20 m	1,483.20 Kg/m

MUROS		
L	e	W
1.45 m	0.15 m	522 Kg

CARGAS PUNTUALES



Reacción del terreno = $\frac{\text{Peso canal} + \text{Peso del agua}}{\text{Ancho de canal}}$

Reacción X 1m	W losa	W total	SECCIÓN
457.78 Kg/m ²	1,805.42 Kg/m ²	1,347.64 Kg/m ²	1
457.78 Kg/m ²	1,805.42 Kg/m ²	1,347.64 Kg/m ²	2
668.61 Kg/m ²	1,805.42 Kg/m ²	1,136.81 Kg/m ²	3

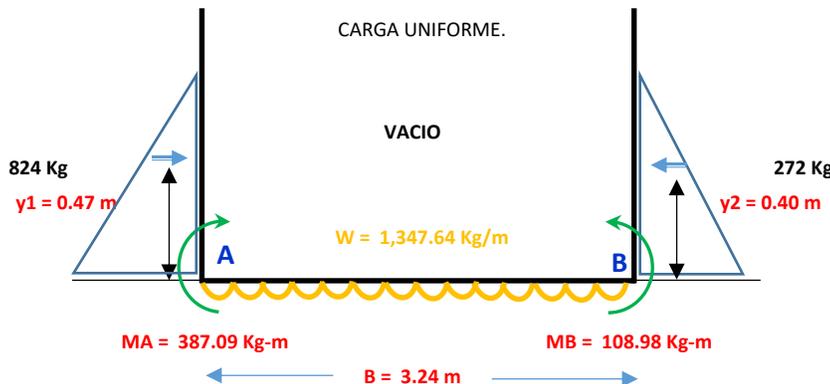
Inicio

Momento Isostático

Mmax = 38.24 Kg-m

SECCION (1)

Momento Hiperestático



Cuando el cortante es cero, el momento es máximo, cálculo de la distancia "X" donde el cortante es cero.

Cortante isostático

$$V = \frac{W L}{2} = \boxed{2,183.18 \text{ Kg}}$$

Cortante hiperestático

$$V_H = \frac{M_A - M_B}{L} = \boxed{90.00 \text{ Kg}}$$

$$V_B = V_h - V = \boxed{-2,093.18 \text{ Kg}}$$

$$V_A = V_h + V = \boxed{2,273.19 \text{ Kg}}$$

Momento positivo, este se presenta donde el cortante es nulo a una distancia:

$$X_2 = \frac{V_1}{W} = \boxed{1.69 \text{ m}}$$

$$M_{(+)} = V_b X_2 - \frac{W X_2^2}{2} - M_B = \boxed{1,722.54 \text{ Kg-m}}$$

Momento total = M Isostático + M Hiperestático

Mmax = 1,760.78 Kg-m

Peralte de la losa $d = \sqrt{\frac{M}{k b}} = \boxed{d = 13.08 \text{ cm}}$

PROPONEMOS:	
Peralte	d = 15.0 cm
Recubrimiento	r = 5.0 cm
Peralte	H = 20.0 cm

Cálculos de refuerzo

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \boxed{5.91 \text{ cm}^2}$$

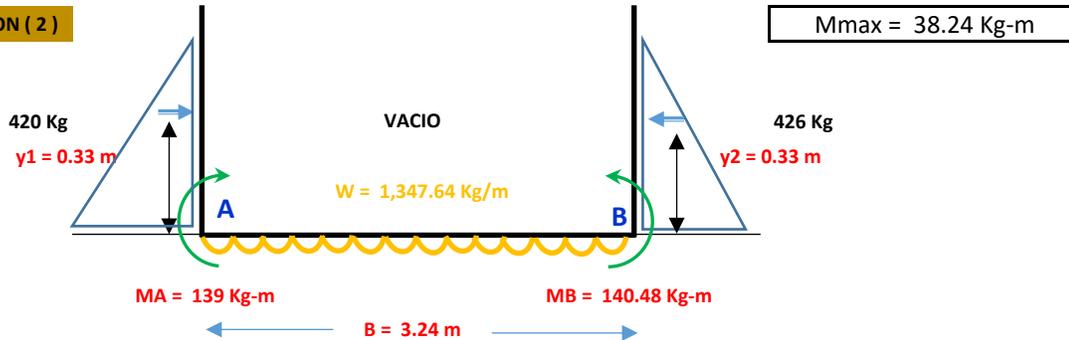
Var. No. 4 @ 21.5 cm → 5 Varillas/m → 10.0 cm

As = 0.002 b d/2 As = 2.00 cm²

Var. No. 4 @ 63.5 cm → 3 Varillas/m → 10.0 cm

Inicio

SECCION (2)



Cuando el cortante es cero, el momento es máximo, cálculo de la distancia "X" donde el cortante es cero.

Cortante isostático

$$V = \frac{W L}{2} = \boxed{2,183.18 \text{ Kg}}$$

Cortante hiperestático

$$V_H = \frac{M_A - M_B}{L} = \boxed{-0.56 \text{ Kg}}$$

$$V_B = V_h - V = \boxed{-2,183.74 \text{ Kg}}$$

$$V_A = V_h + V = \boxed{2,182.62 \text{ Kg}}$$

Momento positivo, este se presenta donde el cortante es nulo a una distancia:

$$X_2 = \frac{V_1}{W} = \boxed{1.62 \text{ m}}$$

$$M_{(+)} = V_b X_2 - \frac{W X_2^2}{2} - M_B = \boxed{1,909.77 \text{ Kg-m}}$$

Momento total = M Isostático + M Hiperestático → **Mmax = 1,948.01 Kg-m**

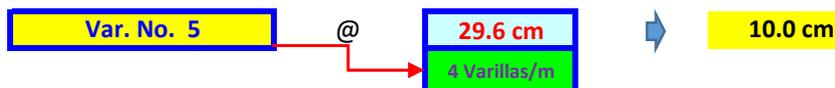
Peralte de la losa $d = \sqrt{\frac{M}{k b}} = \boxed{d = 13.76 \text{ cm}}$

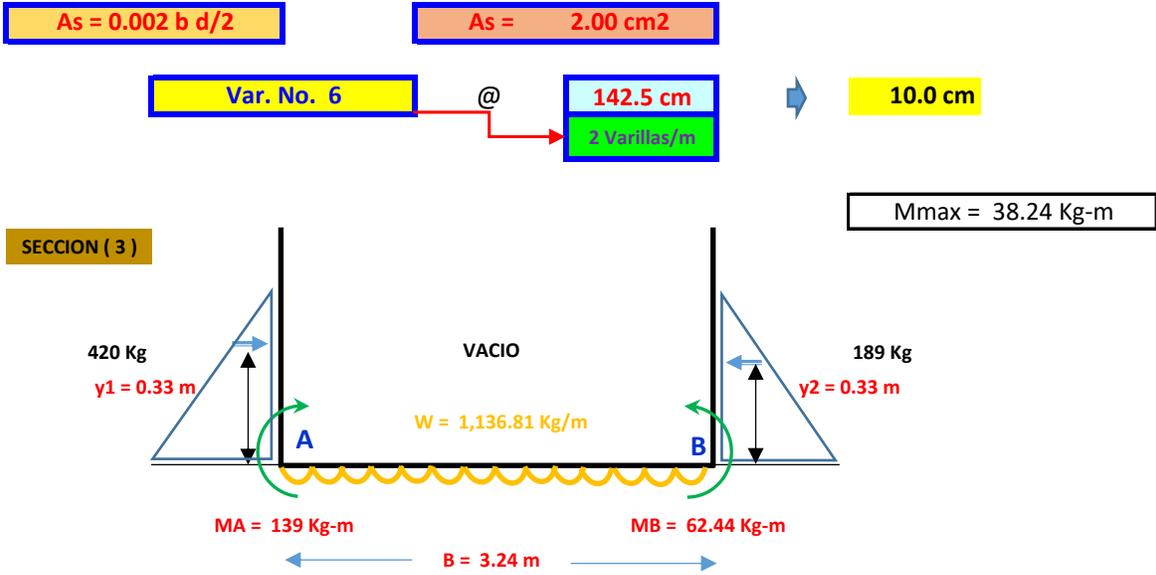
PROPONEMOS:	
Peralte	d = 15.0 cm
Recubrimiento	r = 5.0 cm
Peralte	H = 20.0 cm

Cálculos de refuerzo

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \boxed{6.68 \text{ cm}^2}$$

Inicio





Cuando el cortante es cero, el momento es máximo, cálculo de la distancia "X" donde el cortante es cero.

Cortante isostático

$$V = \frac{W L}{2} = \boxed{1,841.63 \text{ Kg}} \quad \boxed{W_{max} = 2.89 \text{ Ton}}$$

Cortante hiperestático

$$V_H = \frac{M_A - M_B}{L} = \boxed{23.53 \text{ Kg}}$$

$$V_B = V_h - V = \boxed{-1,818.10 \text{ Kg}}$$

$$V_A = V_h + V = \boxed{1,865.16 \text{ Kg}}$$

Momento positivo, este se presenta donde el cortante es nulo a una distancia:

$$X_2 = \frac{V_1}{W} = \boxed{1.64 \text{ m}}$$

$$M_{(+)} = V_b X_2 - \frac{W X_2^2}{2} - M_B = \boxed{1,515.31 \text{ Kg-m}}$$

Inicio

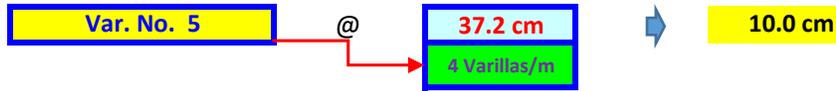
$$\text{Momento total} = \text{M Isostático} + \text{M Hiperestático} \quad \rightarrow \quad \boxed{M_{max} = 1,553.55 \text{ Kg-m}}$$

Peralte de la losa $d = \sqrt{\frac{M}{k b}} \quad \boxed{d = 12.29 \text{ cm}}$

Cálculos de refuerzo

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = 5.33 \text{ cm}^2$$

PROPONEMOS:	
Peralte	d = 15.0 cm
Recubrimiento	r = 5.0 cm
Peralte	H = 20.0 cm

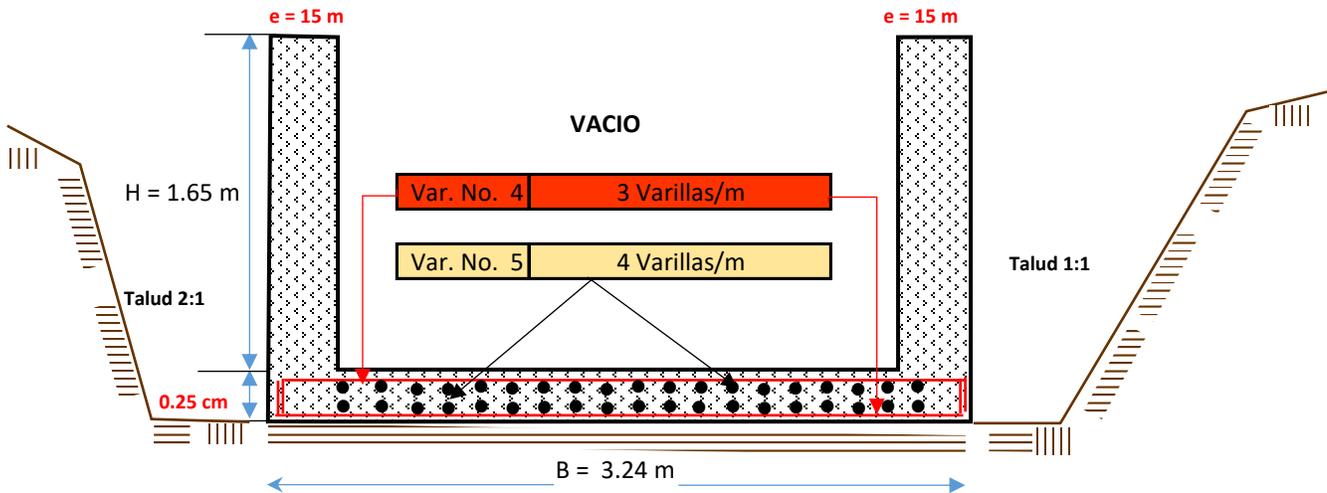


$$A_s = 0.002 b d/2$$

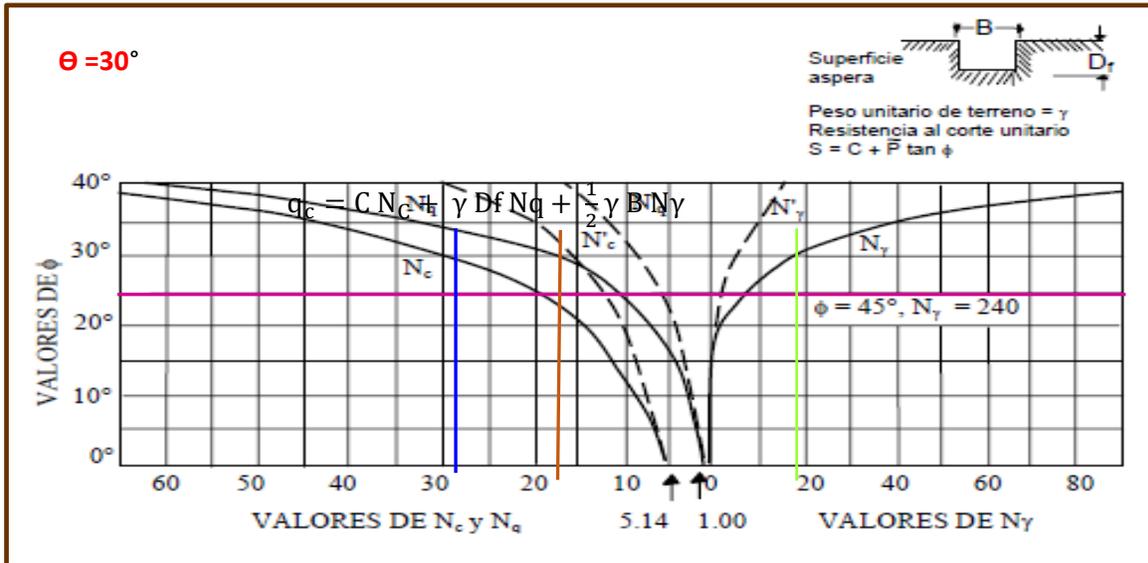
$$A_s = 2.00 \text{ cm}^2$$



RESUMEN DEL ARMADO DE LA LOSA						
SECCION 1	d	H	ACERO	SEPARACIÓN	TEMPERATURA	SEPARACIÓN
	0.20 cm	0.25 cm	Var. No. 4	6 Varillas/m	Var. No. 4	3 Varillas/m
SECCION 2	d	H	ACERO	SEPARACIÓN	TEMPERATURA	SEPARACIÓN
	0.20 cm	0.25 cm	Var. No. 5	4 Varillas/m	Var. No. 5	2 Varillas/m
SECCION 3	d	H	ACERO	SEPARACIÓN	TEMPERATURA	SEPARACIÓN
	0.20 cm	0.25 cm	Var. No. 5	4 Varillas/m	Var. No. 5	2 Varillas/m



Capacidad de carga. 60.00 Kg/cm²



Df. Profundidad de fundación $D_f \leq B$

DATOS

$\phi =$	35 °
Df =	1.00 m
NAF =	1.50 m
Fseguridad=	1.5
$\gamma_m =$	1.40 Ton/m ³
Cohesión =	0 Ton/m ²
Base =	3.24 m

$q_c =$ **58.02 Ton/m²**

$q_{admo} = \frac{q_c}{f_s}$ **38.7 Ton/m²**

$N_c =$ 57.75

$N_q =$ 41.44

$N_\gamma =$ 45.41

W canal = **0.89 Ton/m²**

W canal = **0.09 Kg/cm²**

**Como 38.7 > 0.89, Se acepta. !
ARENA Y ARCILLA MEZCLADAS**

SECCIÓN DEL CANAL

Guardar

Imprimir

Exportar

Inicio

Programó: **M.I. Bernabé A. Mata de Elías.**

$\phi =$	35 °	Posicion =	36
----------	------	------------	----

Xo=	35	X1 =	57.75	X1 =	41.44	X1 =	45.41
X1=	36	Y1=	63.53	Y1=	54.36	Y1=	54.36

Nc =	57.75
Nq =	41.44
Ny =	45.41

ϕ	N_c	N_q	N_γ^a	ϕ	N_c	N_q	N_γ^a
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

INTERPOLACIÓN LINEAL			
ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1	0.00
1	6.00	1.10	0.01
2	6.30	1.22	0.04
3	6.62	1.35	0.06
4	6.97	1.49	0.10
5	7.34	1.64	0.14
6	7.73	1.81	0.20
7	8.15	2.00	0.27
8	8.60	2.21	0.35
9	9.09	2.44	0.44
10	9.61	2.69	0.56
11	10.16	2.98	0.69
12	10.76	3.29	0.85
13	11.41	3.63	1.04
14	12.11	4.02	1.26
15	12.86	4.45	1.52
16	13.68	4.92	1.82
17	14.60	5.45	2.18
18	15.12	6.04	2.59
19	16.56	6.70	3.07
20	17.69	7.44	3.64
21	18.92	8.26	4.31
22	20.27	9.19	5.09
23	21.75	10.23	6.00
24	23.36	11.40	7.08
25	25.13	12.72	8.34
26	27.09	14.21	9.84
27	29.24	15.9	11.60
28	31.61	17.81	13.70
29	34.24	19.98	16.18
30	37.16	22.46	19.13
31	40.41	25.28	22.65
32	44.04	28.52	26.87
33	48.09	32.23	31.94
34	52.64	36.5	38.04
35	57.75	41.44	45.41
36	63.53	47.16	54.36
37	70.01	53.8	65.27
38	77.50	61.55	78.61
39	85.97	70.61	95.03
40	95.66	81.27	115.31
41	106.81	93.85	140.51
42	119.67	108.75	171.99
43	134.58	126.5	211.56
44	151.95	147.74	261.60
45	172.28	173.28	325.34
46	196.22	204.19	407.11
47	224.55	241.8	512.84
48	258.28	287.85	650.67
49	298.71	344.63	831.99
50	347.50	415.14	1072.80

NOMBRE DEL PROYECTO

Presas Drivadora Armería, Col.



Programó: M.I. Bernabé Andrés Mata de Elías

CÁLCULO HIDRÁULICO – TRANSICIÓN – O. TOMA – CANAL DE CONEXIÓN.-

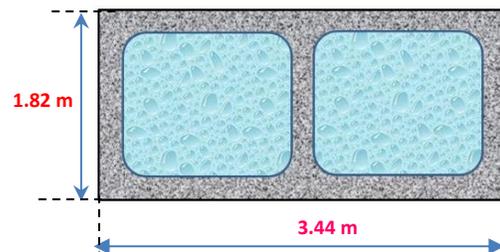
SECCIÓN	DIMENSIÓN	SECCIÓN	DIMENSIÓN
Altura =	1.22 m	Ancho =	1.22 m
L1 =	0.30 m	L2 =	0.30 m
L3 =	0.30 m	L4 =	0.30 m
		Entrepañó	0.40 m
Total =	1.82 m	Total =	3.44 m

DATOS
Escalón = **1.00 m**
E. Desarenador = **4.88 msnm**

**CONDUCTO OBRA DE TOMA
RECTANGULAR/CIRCULAR**

Gasto =	2.60 m3/s
Base (Conducto) =	3.44 m
Altura (Conducto) =	1.82 m
Area =	6.26 m2
Perimetro =	8.70 m
Velocidad =	0.415 m/s

Q =	2.60 m3/s
b =	2.50 m
n =	0.017
so =	0.000
t =	0.00 :1
d =	1.359 m
p =	5.22 m
r =	0.65 m
r ^{2/3} =	0.75 m
A =	3.40 m2
V =	0.77 m/s
Q * n / s ^{0.5}	2.552
A * r ^{2/3}	2.552



Carteles = 0.10 m Carteles = 0.10 m

$$h_e = 0.1 \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} = 0.0062 \text{ m Pérdida}$$

Cálculo de la longitud de la transición

Aplicando la fórmula:

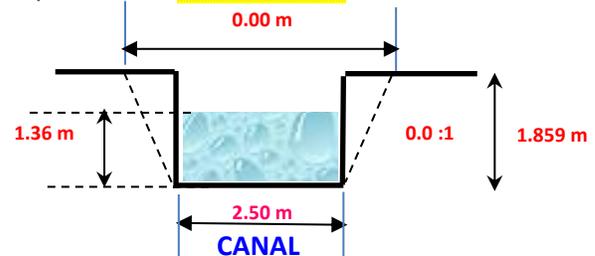
Longitud mínima de la transición

T1 =	3.44 m
T2 =	2.50 m

Longitud = 1.146 m

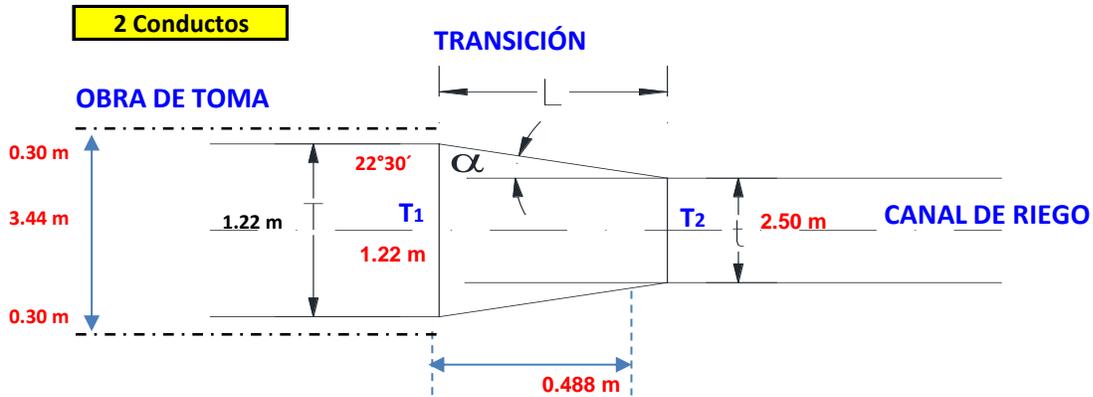


Opcion: **No = 2**
0.00 m



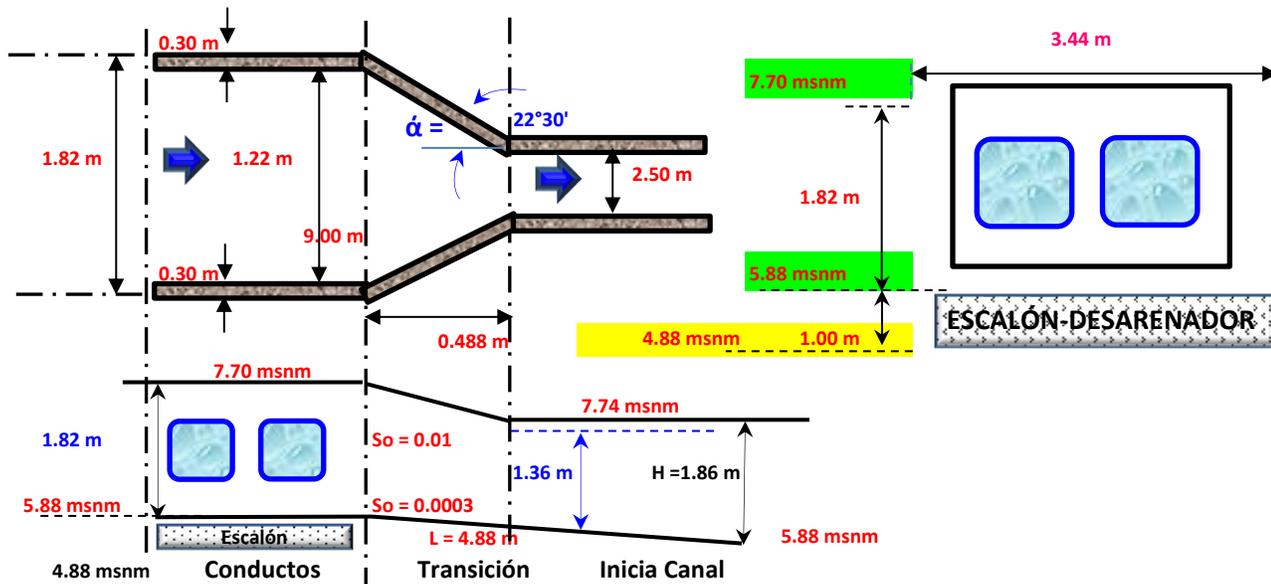
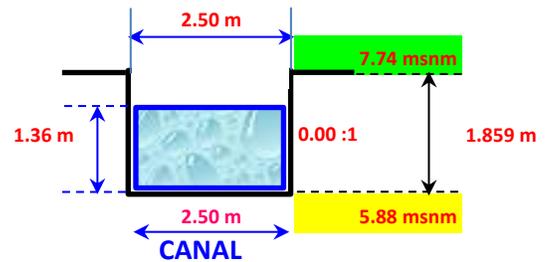
$$\frac{(T_2 - T_1)}{2} \text{ Cot } 22^\circ 30'$$

Tomamos
0.488 m



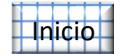
RESULTADOS

Gasto =	2.60 m ³ /s
Base =	2.50 m
Tirante =	1.359 m
B. L. (0.50 m)	1.859 m



PERFIL

Programó: M.I. Bernabé A Mata de Elías

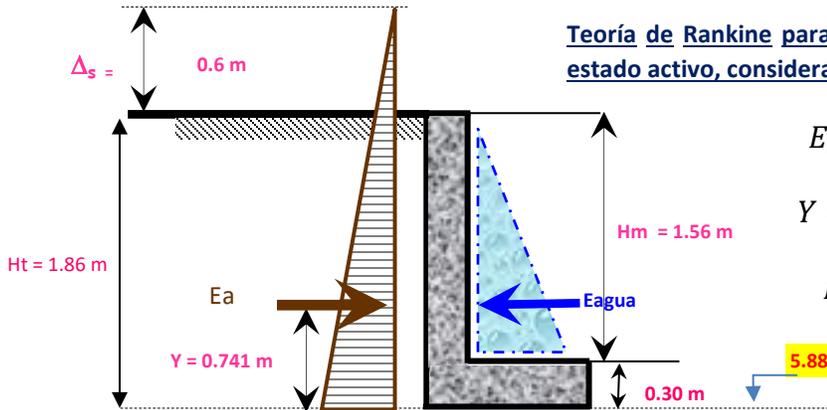


Altura =	1.86 m
Peralte del muro =	0.30 m
Peralte de losa =	0.30 m
S/carga del muro =	0.6 m

TRANSICIÓN RECTANGULAR

Opcion: **A = 1.22**
1 Conducto

Concreto:	$f'_c =$	100 Kg/cm²
Refuerzo:	$f_y =$	4,200 Kg/cm²
Peso Volumétrico del Concreto:	$\gamma_c =$	2,400 Kg/m³
Peso Volumétrico del Agua:	$\gamma_w =$	1,000 Kg/m³
Esfuerzo permisible del acero:	$f_s =$	2,100 Kg/cm²
Esfuerzo permisible del concreto:	$f_c =$	45 Kg/cm²
Módulo de Elasticidad del concreto:	$E_c =$	160,138 Kg/cm²
Módulo de Elasticidad del acero:	$E_s =$	2,000,000 Kg/cm²
Constantes de Cálculo:	$h =$	12.00
	$k =$	0.2045
	$J =$	0.9318
	$K =$	4.2870



Teoría de Rankine para evaluar el empuje del relleno en estado activo, considerando una sobrecarga.

$$E_a = 0.50 K_a \gamma_m H (H + 2 \Delta_s)$$

$$Y = \frac{H^2 + 3 H \Delta_s}{3 (H + 2 \Delta_s)} \quad K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$M = E_a Y$$

Hm = Altura del muro y Relleno en m.	Hm =	1.86 m
Δs = Altura de la sobrecarga en m.	Δs =	0.6
γm = Peso Volumétrico del Material =	1,800 Kg/m³	Arcilla compacta.
φ = Ángulo de Fricción Interna =		30 °
Ka = Coeficiente de empuje activo.		0.33 Adim

Ea =	1,706 Kg	Momento =	126,451 Kg-Cm
------	-----------------	-----------	----------------------

ENPUJE DEL AGUA

$$E_{agua} = \boxed{1,215 \text{ Kg}}$$

$$M_h = (E) \times (y)$$

$$M_h = \boxed{63,152 \text{ Kg-Cm}}$$

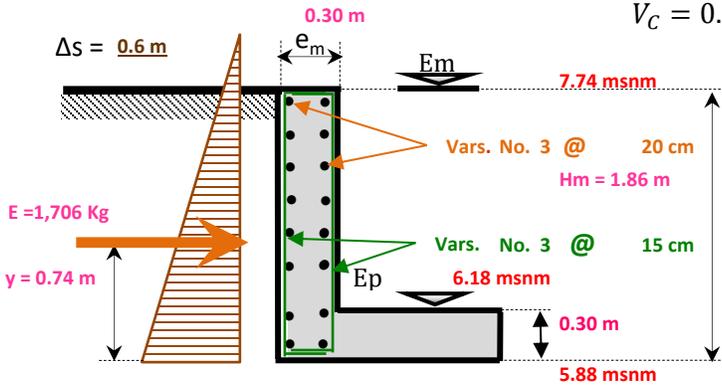
$$y = \frac{H^2}{3H} = \boxed{0.52 \text{ m}}$$

ELEVACIONES

CONDICIÓN TRANSICIÓN VACIO

E muro, Elev. =	7.74 msnm
E plantilla, Elev. =	7.44 msnm
e _{muro} =	0.30 m
E _a =	1,706.0 Kg
Y =	0.741 m
M _a =	126,451 Kg-Cm

$$V_c = 0.30 \sqrt{f'_c} \therefore V_c = 3.0 \text{ Kg/cm}^2$$



- em = Espesor del muro
- Em = Elevación muro
- Ep = Elevación piso

Peralte por momento

$$d_m = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = dm = 17.2 \text{ Cm}$$

Revisión del Peralte por cortante

$$d_v = \frac{V}{v_c J b} = 6.1 \text{ Cm}$$

SE ADOPTA	
d=	20.0 Cm
r=	5.0 Cm
h=	25.0 Cm

¡ Se Acepta la sección ! $d_m > d_v$

Se propone h = 25 cm

ACERO

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = 3.23 \text{ cm}^2$$

$$\text{Separación} = \frac{B \Phi \text{ Varilla}}{A_s}$$

No. 3 @ 29.40 cm (6 Varillas/m) → 15 cm

ACERO POR TEMPERATURA

$$A_s = 0.002 b d/2$$

$$A_s = 2.0 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Separación} = \frac{B \Phi \text{ Varilla}}{A_s}$$

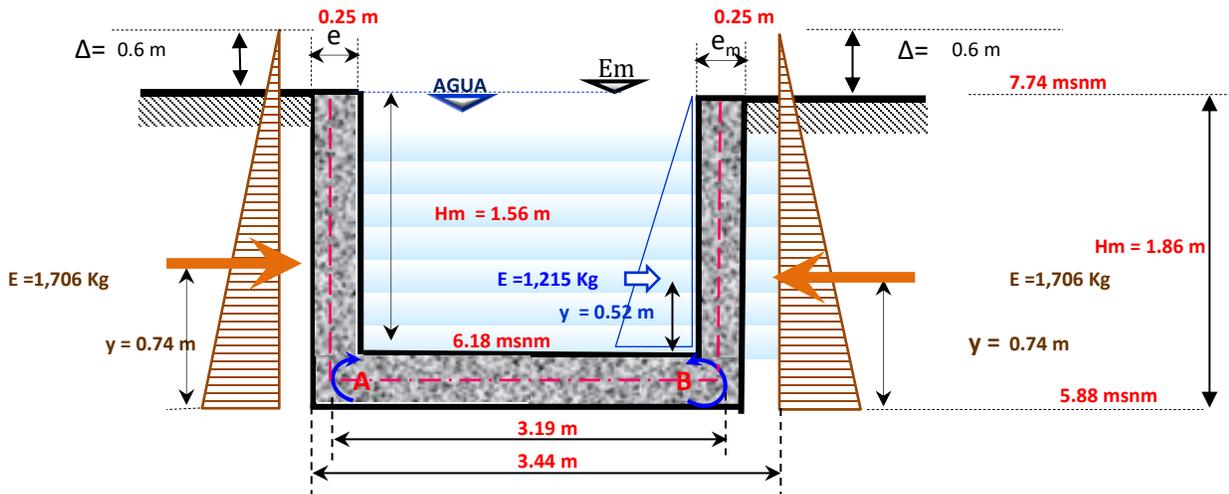
No. 3 @ 47.50 cm (6 Varillas/m) → 10 cm

Vars. No.

LOSA TRANSICIÓN LLENO

Ancho + recubrimiento =

3.44 m



$W_A + W_{pp} =$	2,174 Kg
$W_B + W_{pp} =$	2,174 Kg
$W_{agua} =$	4,583 Kg

$W_{TOTAL}/Longitud =$	2,596 Kg/m
------------------------	------------

$MA (Tierra) =$	1,264.51 Kg-m
$MB (Tierra) =$	1,264.51 Kg-m
$MA (Agua) =$	631.5 Kg-m
$MB (Agua) =$	631.5 Kg-m

Losa:

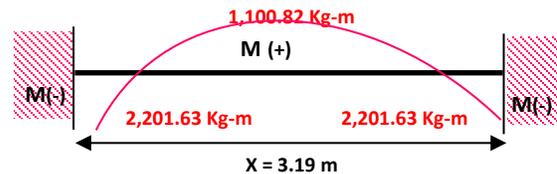
$$M(-) = \frac{Wl^2}{12} = 2,201.63 \text{ Kg-m}$$

$$M(+) = \frac{Wl^2}{24} = 1,100.82 \text{ Kg-m}$$



$$M (\text{resultante}) = MA (\text{Tierra}) - MA (\text{Agua})$$

$$M \text{ total resultante} = 632.99 \text{ Kg-m}$$



Cuando el cortante es cero, el momento es máximo, cálculo de la distancia "X" donde el cortante es cero.

CORTANTE ISOSTÁTICO

$$V = \frac{Wl}{2} = 4,141 \text{ Kg}$$

$$V_H = \frac{M_A - M_B}{l} = -198.43 \text{ Kg}$$

$$V_B = V_H - V_{izo} = 4,339.43 \text{ Kg}$$

$$V_A = V_H + V_{izo} = 3,942.57 \text{ Kg}$$

Cortante Máximo 4,339 Kg

$$d_v = \frac{V}{d j b} = 1.55 \text{ Kg}$$

$$V_{\text{permisible}} = 0.29 \sqrt{f'c} = 2.90 \text{ Kg}$$

¡ Correcto (dv < Vperm) !

CORTANTE HIPERESTÁTICO

MOMENTO POSITIVO, SE PRESENTA CUANDO EL CORTANTE ES NULO A UNA DISTANCIA X.

$$x_2 = \frac{V_1}{W}$$

X = 1.7 m

$$M_{(+)} = V_B X_2 - \frac{W X_2^2}{2} - M_B \quad Mx(+) = 2,993.54 \text{ Kg-m}$$

MOMENTOS ISOSTÁTICOS	
Mactuante =	632.99 Kg-m
M(+) =	1,100.82 Kg-m
M(-) =	2,201.63 Kg-m

MOMENTOS HIPERESTÁTICOS	
M (Hiperestático)	2,993.54 Kg-m

M isostático [máximo] = **2,201.63 Kg-m**

M hiperestático = **2,993.54 Kg-m**

Tomamos el Momento Hiperestático Máximo.

2,993.54 Kg-m

$$d = \sqrt{\frac{M}{R b}}$$

d = 26.43 m

tomamos

d = 25.0 Cm

r = 5.00 Cm

h = 30.0 Cm

$$A_s = \frac{M_{(\text{máximo})}}{f_s j d}$$

2.25 cm²

M(+) abajo

A_s = 2.25 cm²

No = 3

SEPARACIÓN

42 cm

se adopta

20 cm

$$A_s = \frac{M_{(\text{máximo})}}{f_s j d}$$

4.50 cm²

M(-) arriba

A_s = 4.50 cm²

No = 3

SEPARACIÓN

21 cm

se adopta

20 cm

ACERO POR CONTRACCIÓN O TEMPERATURA

$$A_s = 0.2 \frac{bh}{100}$$

6.00 cm²

Temp = 6.00 cm²

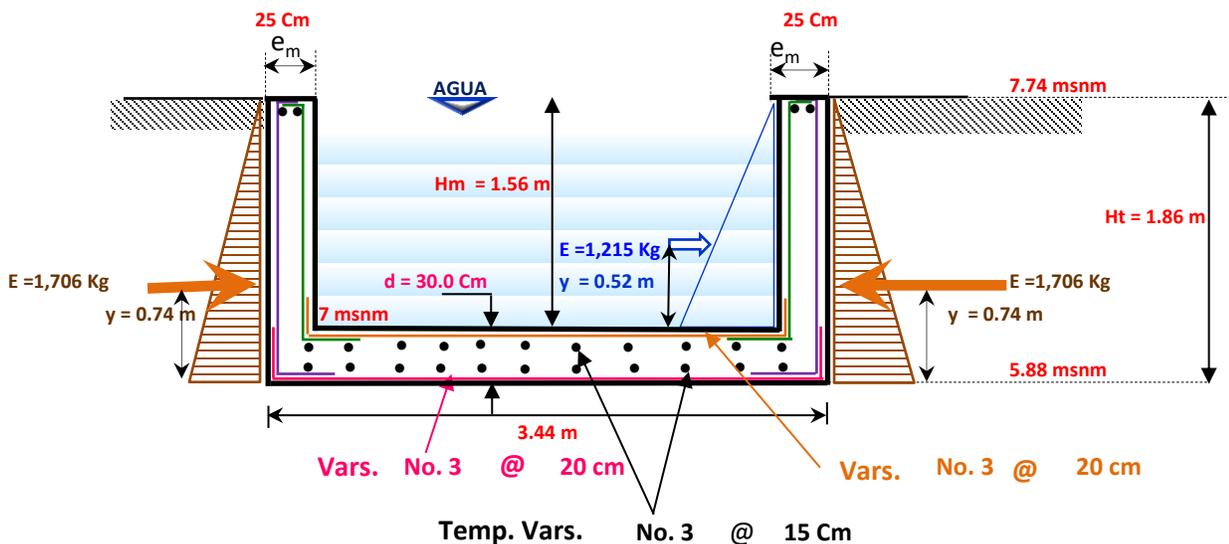
No = 3

SEPARACIÓN

16 cm

se adopta

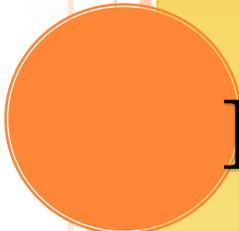
15 cm





DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE
POSGRADO DE LA FACULTAD
DE INGENIERÍA, DEPT. I.
CAMPUS MORELOS.

CAPÍTULO 3



NOMBRE DEL PROYECTO

Presas Derivadora Armería, Col.



INCIO

Programó: Ing. Bernabé Andrés Mata de Elías

D A T O S.!	
ELEV. CRESTA VERTEDOR.	7.30 msnm
ELEV. UMBARAL OBRA DE TOMA.	5.88 msnm
ELEV. PALNTILLA DEL DESARENADOR.	4.88 msnm
GASTO NORMAL DE DERIVACIÓN.	2.6 m3/s

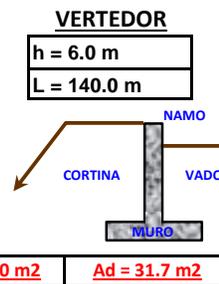
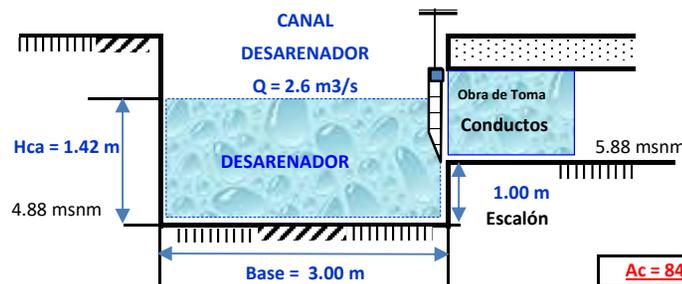
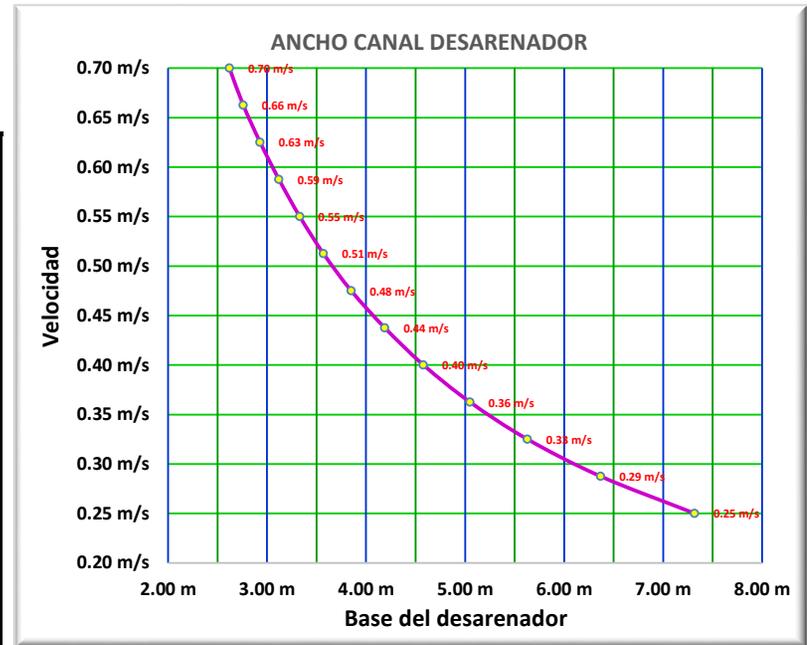
VELOCIDADES MÁXIMAS DE APROXIMACIÓN ADOPTADAS SIN PRODUCIR DEPÓSITO. (m/s)													
0.25 m/s	0.29	0.33	0.36	0.40	0.44	0.48	0.51	0.55	0.59	0.63	0.66	0.70	

Cte = 0.04

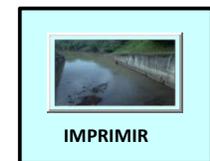
$$A = \frac{Q}{V} \quad V = \frac{Q}{A} \quad B = \frac{A}{H_{ca}}$$

$$P = b + 2d \quad Q = V A$$

Carga Hca. Dearenador	Área	Base	Perimetro Mojado	Radio Hidráulico	Velocidad	VERIFICACION
	(A)	(b)	(Pm)	(Rh)	(v)	
Hca = 1.42 m	10.40 m2	7.32 m	10.16 m2	0.72 m	0.25 m/s	V >= 0.25 Ok !.
	9.04 m2	6.37 m	9.21 m2	0.69 m	0.29 m/s	0.70 > V > 0.25 Ok !.
	8.00 m2	5.63 m	8.47 m2	0.66 m	0.33 m/s	0.70 > V > 0.25 Ok !.
	7.17 m2	5.05 m	7.89 m2	0.64 m	0.36 m/s	0.70 > V > 0.25 Ok !.
	6.50 m2	4.58 m	7.42 m2	0.62 m	0.40 m/s	0.70 > V > 0.25 Ok !.
	5.94 m2	4.19 m	7.03 m2	0.60 m	0.44 m/s	0.70 > V > 0.25 Ok !.
	5.47 m2	3.85 m	6.69 m2	0.58 m	0.48 m/s	0.70 > V > 0.25 Ok !.
	5.07 m2	3.57 m	6.41 m2	0.56 m	0.51 m/s	0.70 > V > 0.25 Ok !.
	4.73 m2	3.33 m	6.17 m2	0.54 m	0.55 m/s	0.70 > V > 0.25 Ok !.
	4.43 m2	3.12 m	5.96 m2	0.52 m	0.59 m/s	0.70 > V > 0.25 Ok !.
	4.16 m2	2.93 m	5.77 m2	0.51 m	0.63 m/s	0.70 > V > 0.25 Ok !.
	3.92 m2	2.76 m	5.60 m2	0.49 m	0.66 m/s	0.70 > V > 0.25 Ok !.
	3.71 m2	2.62 m	5.46 m2	0.48 m	0.70 m/s	V <= 0.70 Ok !.



Para el diseño hidráulico del desarenador se recomienda utilizar velocidades comprendidas entre 0.25 a 0.7 m/s, con estos valores se debe de ajustar el ancho del canal desarenador (B)



IMPRIMIR

1/5 Ac	15.5 m2	NAME = 15.46 m PISO = 4.88 m h = 10.6 m
1/20 Ac	42.0 m2	
1/10 Ac	84.0 m2	

Ac = 840.0 m2 Ad = 31.7 m2

Exportar

Guardar

Compuerta radial.

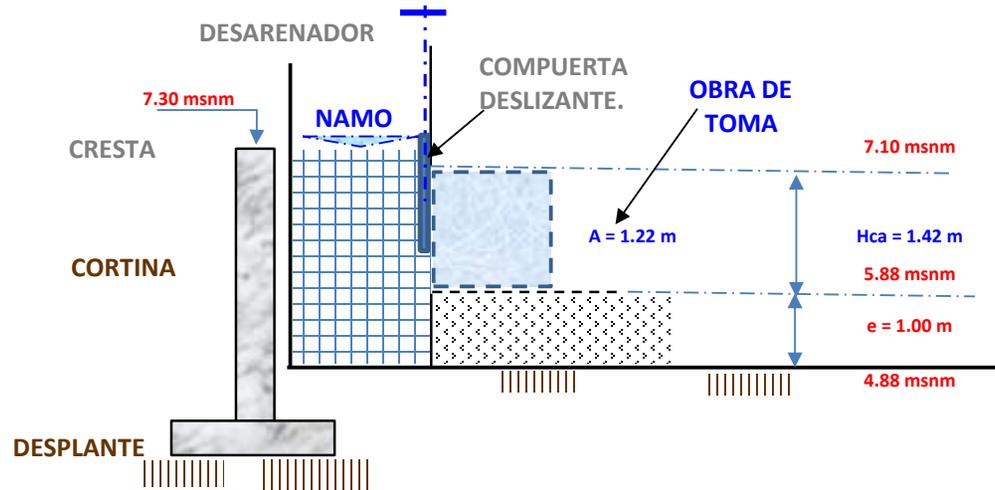
B = 3.00 m

Área del Desarenador está entre (1/5) y (1/20) del Área de cortina Ok!!!

COMPROBANDO:

D A T O S.!	
ELEV. CRESTA VERTEDOR.	7.30 msnm
ELEV. UMBARAL OBRA DE TOMA.	5.88 msnm
ELEV. PALNTILLA DEL DESARENADOR.	4.88 msnm
GASTO NORMAL DE DERIVACIÓN.	2.60 msnm
COMPUERTAS DESLIZANTES	A = 1.22 m B = 1.22 m
TIRANTE EN EL CANAL.	h = 1.36 m
ESCALÓN	e = 1.00 m

VELOCIDAD SIN PRODUCIR AZOVES.	V = 0.600 m/s
--------------------------------	---------------



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

$A = 4.3333 \text{ m}^2$
 $H_{ca} = 1.42 \text{ m}$

Ancho del desarenador: $B = 3.05 \text{ m}$

Nota: Hay compuertas radiales de 2.0m, de 2.50m, de 3.0m, como más convenientes a este caso, podrían colocarse. No. de compuertas necesario una junta a la otra, separadas por un muro de aproximadamente 0.40 m por una pila intermedia.

Alternativa: Muro e = 0.40 m

D A T O S.!	
NÚMERO DE COMPUERTAS.	Nos = 2.0
ANCHO DE COMPUERTA	Compuerta = 1.33 m

$$\text{Ancho} = \frac{\text{Base} - \text{Espesor (e)}}{\text{No. Compuertas}}$$

Ancho de canal. $B = 3.05 \text{ m}$

Área hidráulica:

$$A = \text{Vano} * \text{Carga Hca} \quad A = 4.3333 \text{ m}^2$$

Velocidad hidráulica:

$$v = \frac{Q}{A} \quad V = 0.600 \text{ m/s}$$

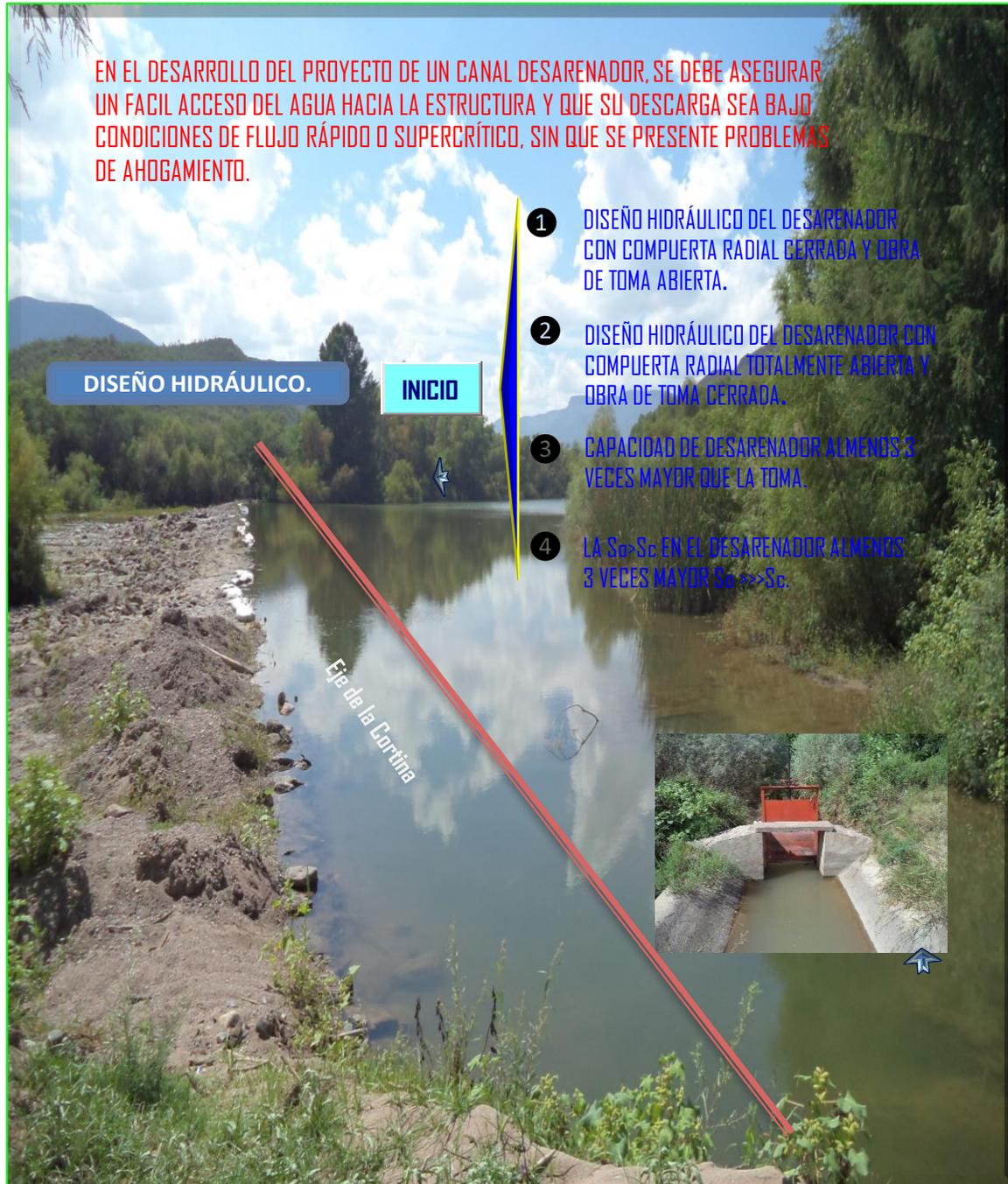


Programó: Ing. Bernabé A. Mata de E.

No produce depósito de materia Ok.!!!

NOMBRE DEL PROYECTO:

PRESA DERIVADORA ARMERÍA, COL.

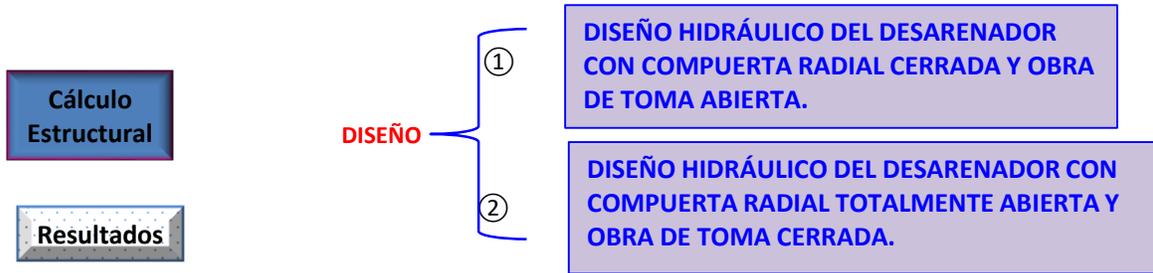


EN EL DESARROLLO DEL PROYECTO DE UN CANAL DESARENADOR, SE DEBE ASEGURAR UN FACIL ACCESO DEL AGUA HACIA LA ESTRUCTURA Y QUE SU DESCARGA SEA BAJO CONDICIONES DE FLUJO RÁPIDO O SUPERCRÍTICO, SIN QUE SE PRESENTE PROBLEMAS DE AHOGAMIENTO.

- 1 DISEÑO HIDRÁULICO DEL DESARENADOR CON COMPUERTA RADIAL CERRADA Y OBRA DE TOMA ABIERTA.
- 2 DISEÑO HIDRÁULICO DEL DESARENADOR CON COMPUERTA RADIAL TOTALMENTE ABIERTA Y OBRA DE TOMA CERRADA.
- 3 CAPACIDAD DE DESARENADOR ALMENDOS 3 VECES MAYOR QUE LA TOMA.
- 4 $L A S_0 > S_c$ EN EL DESARENADOR ALMENDOS 3 VECES MAYOR $S_0 >> S_c$.

Programó: M.I. Bernabé A. Mata de Elías.

EN EL DESARROLLO DEL PROYECTO DE UN CANAL DESARENADOR, SE DEBE ASEGURAR UN FACIL ACCESO DEL AGUA HACIA LA ESTRUCTURA Y QUE SU DESCARGA SEA BAJO CONDICIONES DE FLUJO RÁPIDO O SUPERCRÍTICO, SIN QUE SE PRESENTE PROBLEMAS DE AHOGAMIENTO.



ALTERNATIVA No. 1

DISEÑO HIDRÁULICO DEL DESARENADOR CON COMPUERTA RADIAL CERRADA Y OBRA DE TOMA ABIERTA.

FUJO SUPERCRÍTICO AGUAS ABAJO.

DATOS:	NAME.	15.40 msnm	
	NAMO, NIVEL DE LA CRESTA VERTEDORA.	7.30 msnm	
	GASTO DE DESVÍO TR-50 AÑOS.	150 m3/s	
	GASTO DE PROYECTO (zona de riego).	2.6 m3/s	
	ELEV. UMBRAL (Obra de Toma)	5.88 msnm	
	ELEV. RASANTE DESARENADOR.	4.88 msnm	
	BASE DEL DESARENADOR.	3.00 m	
	COMPUERTAS DESLIZANTES.	A X B	1.20x1.20

NOTA: TEÓRICAMENTE EL GASTO DEL PROYECTO DEL DESARENADOR DEBE SER IGUAL A 3 VECES EL VALOR DE LA OBRA DE TOMA.

GASTO DISEÑO DEL DESARENADOR = **7.80 m3/s** ← **GASTO 3 Veces**

TIRANTE CRÍTICO.

$$q = \frac{Q}{L} \quad \rightarrow \quad q = 2.600 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad \rightarrow \quad y_c = 0.883 \text{ m}$$

VELOCIDAD CRÍTICA.

$$V_c = \frac{Q}{A_c}$$

2.95 m/s

FROUDE

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g y_c}}$$

Fr = 1.00

Con el fin de garantizar que se presente el tirante crítico en el punto de inflexión y que la sección donde se ubica la mampara y la compuerta sea un punto de control, es necesario incrementar la pendiente para el tramo aguas abajo a un valor mayor que el crítico; de esta manera si $S_o > S_c$, por lo tanto se considera 3 veces S_o de S_c .

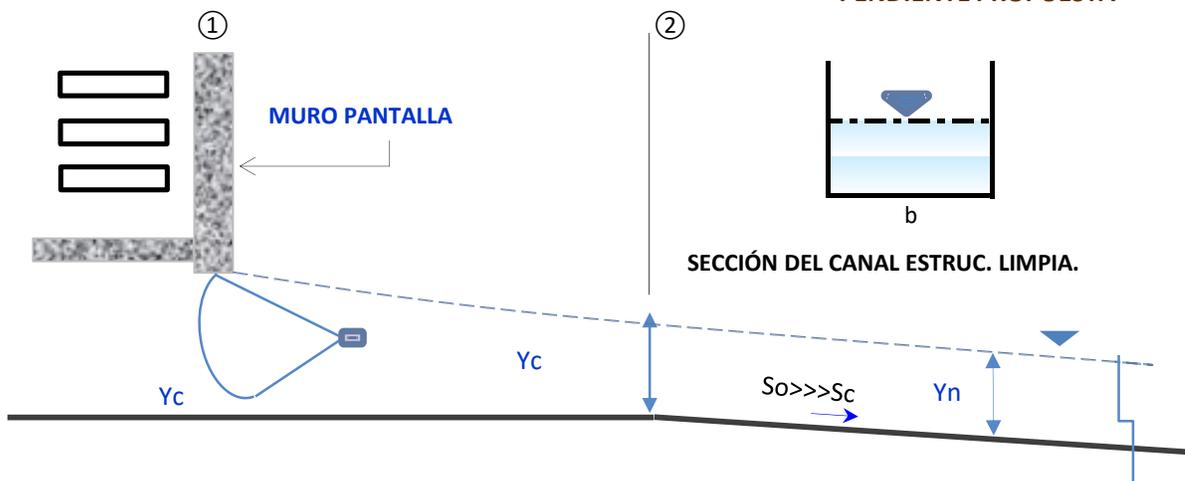
CALCULO DE LA PENDIENTE HIDRÁULICA SECCIÓN RECTANGULAR, PARA UN Q(max).

GASTO (m3/s)	y_c (m)	b (m)	A_c (m2)	V_c (m/s)	P_c (m)
7.800 m3/s	0.883	3.00	2.649	2.945	4.766

R_c	$R_c^{2/3}$	n (Manning)	S_c	3 Veces \rightarrow 0.0112
0.556	0.676	0.014	0.0037	

CONSIDERAR UNA PENDIENTE MAYOR A LA CRÍTICA. ($S_o > S_c$) Considerar ($>> 3$ Mayor) 0.011

PENDIENTE PROPUESTA



CONSIDERANDO QUE LE DESARENADOR, EN EL TRAMO AGUAS ARRIBA DE LA PANTALLA Y COMPUERTA RADIAL (TRAMO HORIZONTAL SIN PENDIENTE) TRABAJARÁ HIDRÁULICAMENTE, CON UN TIRANTE IGUAL A LA DIFERENCIA DE NIVELES DE LA CORONA DE LA CORTINA Y LA RAZANTE DEL CANAL DESARENADOR LO CUAL CORRESPONDERÁ AL TIRANTE CRÍTICO DE UN CAUDAL POR DETERMINAR CON LAS SIGUIENTE CONDICIÓN.

FLUJO SUPERCRÍTICO AGUAS ABAJO.

**ALTERNATIVA No. 2
MÉTODO 1**

FLUJO SUPERCRÍTICO AGUAS ABAJO.

**DISEÑO HIDRÁULICO DEL DESARENADOR CON COMPUERTA
RADIAL TOTALMENTE ABIERTA Y OBRA DE TOMA CERRADA.**

DATOS:

ELEVACIÓN CORONA (CRESTA VERTEDORA).	7.30	msnm
ELEV. RASANTE DESARENADOR	4.88	msnm

$Y_c = \text{ELEV. CORONA} - \text{ELEV. RASANTE}$

TIRANTE CRÍTICO = 2.42 m

$$q = \sqrt{y_c^3 * g}$$

11.790 m³/s/m

COMPUERTA RADIAL CERRADA, OBRA DE TOMA ABIERTA.

GASTO (max) = 35.37 m³/s

GASTO (m ³ /s)	yc (m)	b (m)	Ac (m ²)	Vc (m/s)	Pc (m)
35.37	2.42	3.00	7.26	4.872	7.84

Rc	Rc%	n (Manning)	Sc
0.926	0.950	0.014	0.0052

PENDIENTE PROPUESTA

Considerar la anterior So >>> Sc

CONSIDERAR UNA PENDIENTE (SO) MAYOR A LA CRÍTICA. (So >>> Sc), Tomamos una; So = 0.011

Con el fin de garantizar que se presente el tirante crítico en el punto de inflexión y que la sección donde se ubica la mampara y la compuerta sea un punto de control, es necesario incrementar la pendiente para el tramo aguas abajo a un valor mayor que el crítico; de esta manera si; $Sc = 0.00515$

$$V = \frac{1}{n} \sqrt{So} R_h^{\frac{2}{3}}$$

ANCHO DE PLANTILLA	3.00 m
PENDIENTE (So) =	0.011
GASTO (3 VECES EL DE LA TOMA)=	7.80 m ³ /s

UTILIZANDO EL RESULTADO DE LAS **ALTERNATIVAS 1 Y 2**, SE TENDRÁ LAS SIGUIENTES CONDICIONES

Q = 7.80 m³/s ALTERNATIVA 1

Yn (m)	P (m)	A (m ²)	r (m)	n (Manning)	v (m/seg)
0.604	4.208	1.813	0.431	0.014	4.303

Q (m ³ /s)	q (m ³ /s/m)	Yc (m)
7.80	2.600	0.883

Borrar **Calcular**

Yn = 0.60 m

¡ OK ! TIRANTE CORRECTO

Q = 35.37 m³/s ALTERNATIVA 2

Yn (m)	P (m)	a (m ²)	r (m)	n (Manning)	v (m/seg)
1.789	6.579	5.368	0.816	0.014	6.589

Q (m ³ /s)	q (m ³ /s/m)	Yc (m)
35.37	11.790	2.420

Borrar **Calcular**

Yn = 1.79 m

¡ OK ! TIRANTE CORRECTO

**ALTERNATIVA No. 1
MÉTODO 2**

**DISEÑO HIDRÁULICO DEL DESARENADOR CON COMPUERTA
RADIAL CERRADA Y OBRA DE TOMA ABIERTA.**

RESPETANDO VELOCIDADES MÁXIMAS.

**SE APLICÓ LA FORMULA DE KENNEDY PARA DETERMINAR LA VELOCIDAD MÁXIMA DEL FLUJO EN EL
DESARENADOR PARA QUE NO GENERE PROBLEMAS DE SEDIMENTACIÓN, NI EROSIÓN.**

DISEÑO HIDRÁULICO DEL DESARENADOR CERRADO Y OBRA DE TOMA ABIERTA.

$$V = C (d)^{0.64} \quad \text{KENNEDY}$$

DONDE:

V = VELOCIDAD DEL FLUJO.
C = COEFICIENTE EN FUNCIÓN DEL TIPO DE SEDIMENTOS.

RESUMEN:

ELEV. UMBRAL DE LA OBRA DE TOMA.	5.88	msnm
DESNIVEL ENTRE UMBRAL O.T Y PLANTILLA DEL CANAL DE LLEGADA.	1.00	m
ELEV. PLANTILLA DEL CANAL DE LLEGADA.	4.88	msnm
ANCHO PLANTILLA DE CANAL DE LLEGADA.	3.00	msnm
ELEV. CRESTA VERTEDORA.	7.30	msnm
VELOCIDAD MÍNIMA Y MÁXIMA DEL FLUJO, (DESARENADOR CERRADO) (0.25 a 0.7 m/s), para tener arrastre y no depósitos, N.A. al NAMO.	0.60	m/seg
VELOCIDAD MÁXIMA DEL FLUJO (DESARENADOR ABIERTO) (2.5 a 6.0 m/seg)	6.00	m/seg

TIPO DE MATERIAL	
Sedimento arenoso fino de Punjab (India)	0.84
Tierra extremadamente finas de Egipto	0.56
Sedimentos gruesos en general	1.00
Arena liviana de poco peso	0.535
Suelo arenoso	0.590
Marga, limo arenoso	0.641
Azolve más pesado	0.70

COEFICIENTE A UTILIZAR	C = 0.55
------------------------	-----------------

En la práctica se considera el 80% del valor de la velocidad que se obtiene con la fórmula de Kennedy y generalmente se adopta un coeficiente para "C" de **0.55**

VALOR DE (C)	0.6 Adis
VALOR DE (n)	0.014 Adis
TIRANTE EN EL DESARENADOR	1.42 m
VELOCIDAD DEL FLUJO AL 80% DEL VALOR	0.5500 m/s
GASTO EN EL DESARENADOR	2.34 m ³ /s
ELEV. PLANILLA DESARENADOR	4.88 msnm
ELEV. CRESTA VERTEDORA	7.30 msnm
NAMO	
ANCHO DE PLANILLA	3.00 m
GASTO EN EL DESARENADOR, Q =VA.	2.34 m ³ /s

KENNEDY

TABLA DE CÁLCULO DE PENDIENTE MÍNIMA					
ANCHO) (m)	TIRANTE (m)	AREA (m ²)	P (m)	Rh (m)	V (m/seg)
3.0	Yo = 2.42 m	7.26	7.84	0.93	V = 4.00 m/s
Q (m ³ /s)	So Mínima requerida	PENDIENTE MÍNIMA PENDIENTE CRÍTICA TIRANTE CRÍTICO V (min) = 4.00 m/s			So = 0.0035
29.04	0.0035				Sc = 0.0048
TABLA DE CÁLCULO PARA: So, Yc, Vc, Sc.					Yc = 2.1217 m
					Vc = 4.5620 m/s
Q (m ³ /s)	q UNITARIO (m ³ /s/m)	Yc (m)	Ac (m ²)	Pc (m)	Rhc (m)
29.04 m ³ /s	9.680 m ³ /s/m	Yc = 2.12 m	6.37 m ²	7.24 m	0.88 m
Vc (m/s)	Sc				
4.56 m/s	Sc = 0.00480				

Es necesario para esta opción, calcular con diferentes velocidades la Sc.

Con base en los resultados anteriores se propuso una pendiente del canal de desfogue del desarenador $So \gg Sc =$ **So = 0.0144** y aplicando la ecuación de Manning

LOS RESULTADOS ANTERIORES INDICAN QUE EL CANAL DE DESFOGUE DEL DESARENADOR TIENE LA CAPACIDAD DE DESCARGA Y ENERGÍA SUFICIENTE PARA TRANSPORTAR LOS SEDIMENTOS DEPOSITADOS, GARANTIZANDO QUE NO EXISTEN PROBLEMAS DE AHOGAMIENTO.

Q= 29.04 m³/s

Yn (m)	P (m)	a (m ²)	r (m)	n	v (m/seg)
1.400	5.801	4.201	0.724	0.014	6.913

Q (m ³ /s)	q (m ³ /s/m)	Yc (m)
29.04	9.680	2.122

Borrar Calcular

TIRANTE CORRECTO

Yn = 1.40 m

RESUMEN:

ALTERNATIVA 1, MÉTODO 1 (FLUJO SUPERCRÍTICO, AGUAS ABAJO).

1	b (m)	Yn (m)	P (m)	A (m2)	r (m)	n
	3.00	0.604	4.21	1.81	0.431	0.014
	V (m/s)	So	Q (m3/s)	q (m3/s/m)	Yc (m)	
	4.303	0.011	7.800	2.600	0.883	

ALTERNATIVA 2, MÉTODO 1 (FLUJO SUPERCRÍTICO, AGUAS ABAJO).

2	b (m)	Yn (m)	P (m)	A (m2)	r (m)	n
	3.00	1.789	6.58	5.37	0.816	0.014
	V (m/s)	So	Q (m3/s)	q (m3/s/m)	Yc (m)	
	6.589	0.011	35.370	11.790	2.420	

ALTERNATIVA 1, MÉTODO 2 (RESPETANDO VELOCIDADES MÁXIMAS).

3	b (m)	Yn (m)	P (m)	A (m2)	r (m)	n
	3.00	1.42	5.84	4.26	0.729	0.014
	V (m/s)	So	Q (m3/s)	q (m3/s/m)	Yc (m)	
	0.550	0.0001	2.34	0.781	0.396	

ALTERNATIVA 2, MÉTODO 2 (RESPETANDO VELOCIDADES MÁXIMAS).

4	b (m)	Yn (m)	P (m)	A (m2)	r (m)	n
	3.00	1.400	5.80	4.20	0.72	0.014
	V (m/s)	So	Q (m3/s)	q (m3/s/m)	Yc (m)	
	6.913	0.0144	29.04	9.680	2.122	

Elije una opcion (1, 2, 3, 4) =

2

ALTERNATIVA 2 MÉTODO 1 (Flujo Supercrítico, Aguas Abajo)

b	Yn	Pm	Ah	Rad.Hco.	n
3.00 m	1.79 m	6.58 m	5.37 m2	0.82 m	0.014
V	So	Q	q (unitario)	Yc	
6.59 m/s	0.0112	35.37 m3/s	11.79 m3/s/m	2.42 m	

CÁLCULO HIDRÁULICO DEL DESARENADOR.

DATOS DE LA RÁPIDA



GASTO	35.37 m3/s
L =	50.00 m
S0 =	0.0112

$$y_1 - \text{Cos}\theta + \frac{V_1^2}{2g} + Z = y_2 - \text{Cos}\theta + \frac{V_2^2}{2g} + h_f \quad h_f = \left(\frac{h_{f1} + h_{f2}}{2} \right) \quad h_{f2} = \left(\frac{V_2 n}{R_2^{2/3}} \right)^2 L$$

SUSTITUYENDO VALORES:

ELEV. SECCIÓN 1	4.88 msnm
ELEV. SECCIÓN 2	4.32 msnm
DIFERENCIA DE ELEV. (Z)	0.56 m
Long. Sec. Recta	10.00 m
Long. Sec. (C/pendiente).	50.00 m

$$h_{f1} = \left(\frac{V_1 n}{R_1^{2/3}} \right)^2 L$$

SECCIÓN 1

GASTO	L	S	Z	θ	Yc
35.370	0.00	0.000	0.558	0.00	2.420
Y cosθ	A	V	hv	P	R
2.4198	5.368	6.589	2.213	6.579	0.816
R ^{2/3}	hf	SUMA (1)	IZQUIERDA		
0.8732	0	5.191			

SECCIÓN 2

GASTO	L	S	Z	θ	Yc
35.370	50.00	0.0112	0.00	0.0000	1.580
Y cosθ	A	V	hv	P	R
1.580	4.74	7.461	2.837	6.16	0.770
R ^{2/3}	hf	SUMA	DERECHA		
0.840	0.773568	5.191			

TIRANTE CRITICO CORRECTO

SE CONSIDERÁ QUE EL DESARENADOR FUNCIONE COMO OBRA DE DESVÍO

GASTO DE DESVÍO	150.000 m3/s
RUGOSIDAD	0.014
PENDIENTE	0.0112
ANCHO DE PLANTILLA	3.00 m
ELEV. MURO (DE LA RÁPIDA)	16.40 msnm
ELEV. MURO (A LA SALIDA)	6.90 msnm
CONSIDERAR EL CAMBIO DEL GASTO DE DISEÑO SI/NO.	

No

Yn (m)	P (m)	A (m ²)	r (m)	n	V (m/s)
6.907	16.815	20.722	1.232	0.014	7.239
Q (m ³ /s)	q (m ³ /s/m)	Yc (m)			
150.00	50.000	6.340			

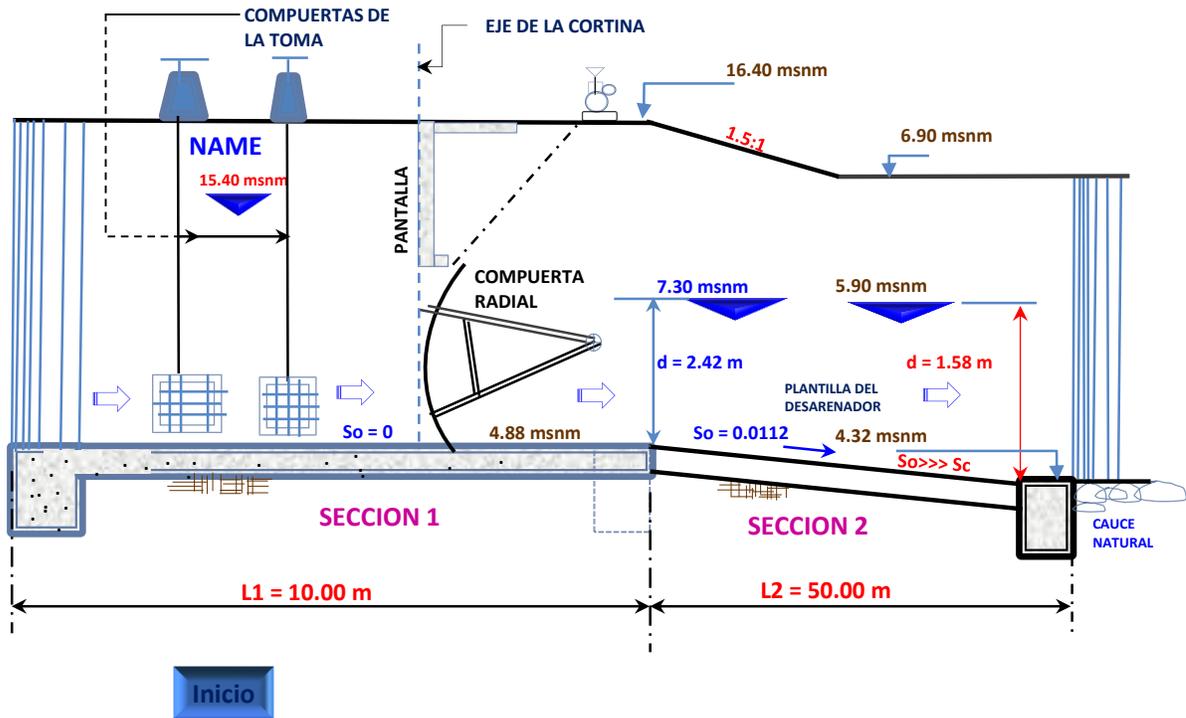
Q de Desvío 0.00 m³/s

SECCIÓN 1

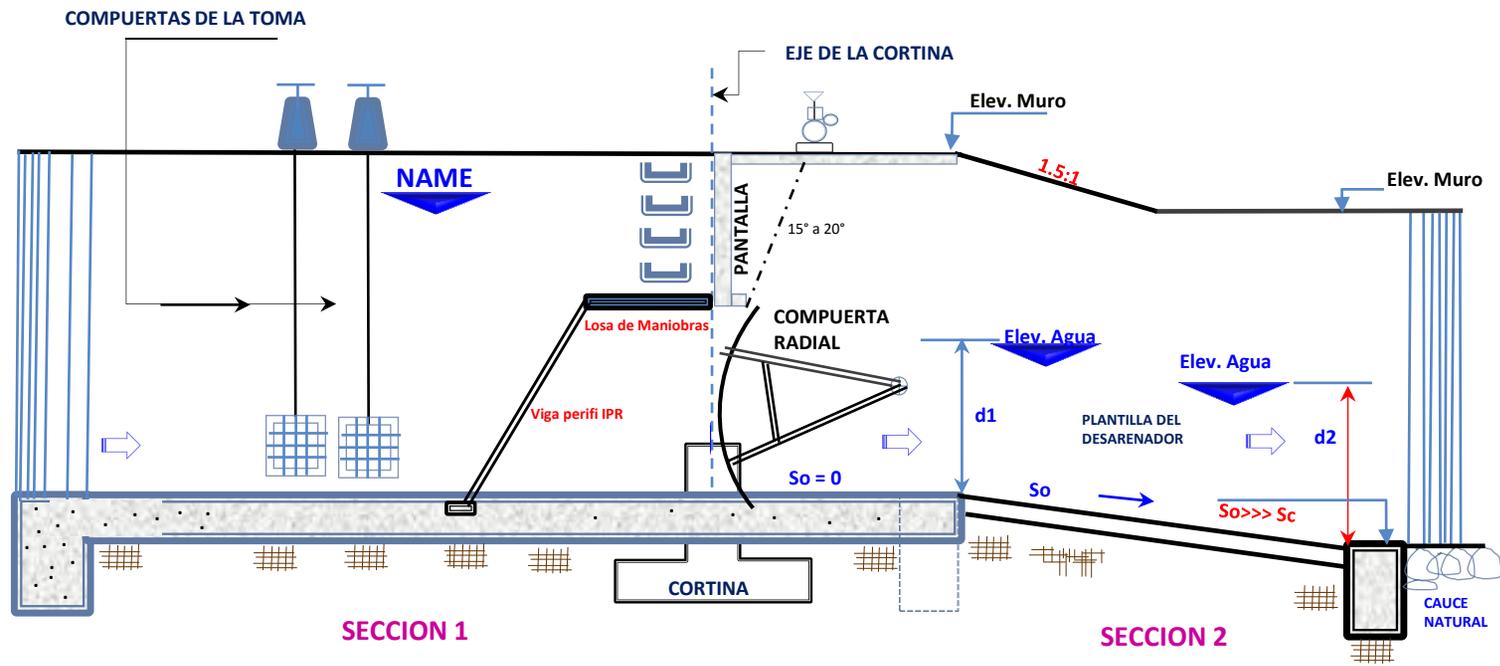
GASTO	L	S	Z	θ	Yc
150.000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000
Y cosθ	A	V	hv	P	R
0	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000
R ^{2/3}	hf	SUMA	IZQUIERDA		
0.00	0.0000	0.000			

SECCIÓN 2

GASTO	L	S	Z	θ	Yc
5.941	0.00	0.0000	0.00	0.0000	0.000
Y cosθ	A	V	hv	P	R
0.000	0.00	0.000	0.000	0.00	0.000
R ^{2/3}	hf	SUMA	DERECHA		
0.00	0.00	0.000			



Programó: M.I. Bernabé A. Mata de E.



NOMBRE DEL PROYECTO

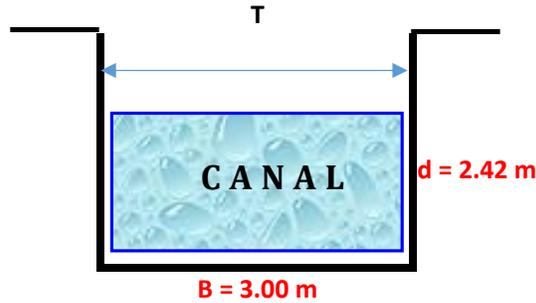
Presa Derivadora Armería, Col.



INCIO

Programó: M.I. Bernabé Andrés Mata de Elías

DATOS.	
Base =	3.00 m
Tirante =	2.42 m
Intervalo =	0.1
n =	0.014
PENDIENTE So	S = 0.014 :1
	0.1191638



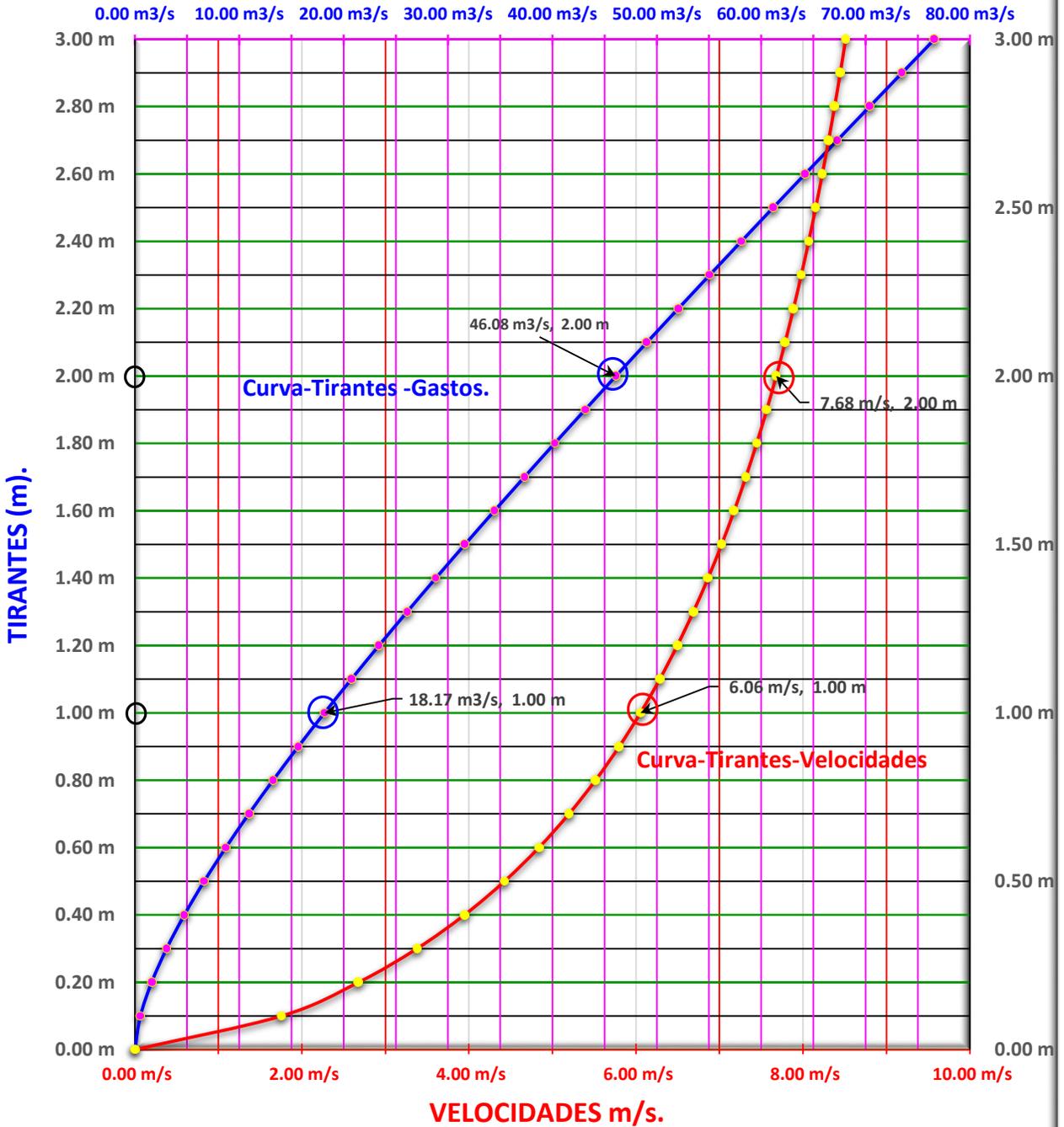
$$Q = VA \quad V = \frac{Q}{A}$$

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

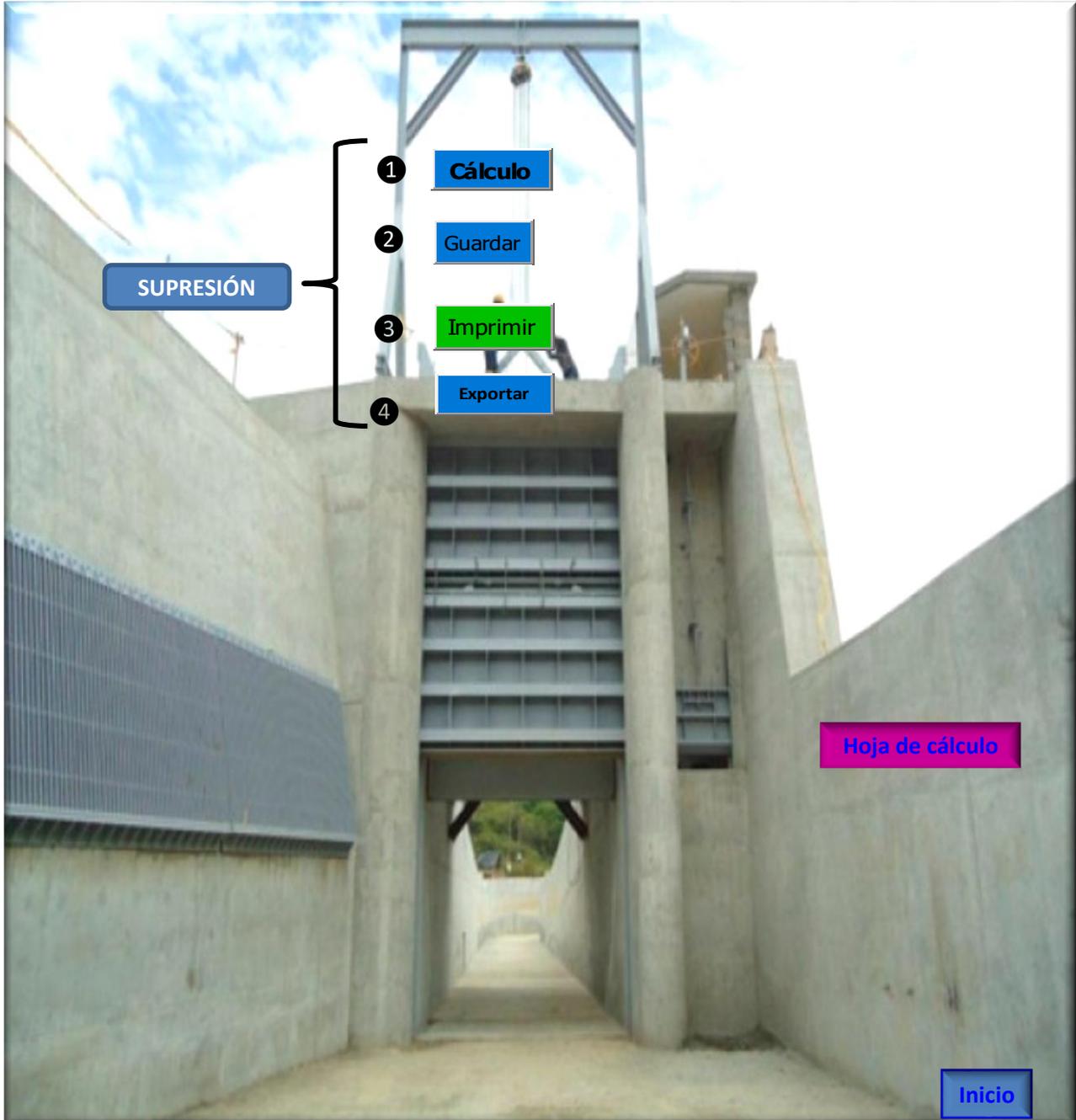
Tirantes	Áreas	Perimetro	Rh (2/3)	Velocidad	Gatos
0.00 m	0.00000 m	0.00 m	0.00 m	0.000 m/s	0.00 m3/s
0.10 m	0.30 m	3.20 m	0.20637 m	1.757 m/s	0.53 m3/s
0.20 m	0.60 m	3.40 m	0.31462 m	2.678 m/s	1.61 m3/s
0.30 m	0.90 m	3.60 m	0.39685 m	3.378 m/s	3.04 m3/s
0.40 m	1.20 m	3.80 m	0.46373 m	3.947 m/s	4.74 m3/s
0.50 m	1.50 m	4.00 m	0.52002 m	4.426 m/s	6.64 m3/s
0.60 m	1.80 m	4.20 m	0.56844 m	4.838 m/s	8.71 m3/s
0.70 m	2.10 m	4.40 m	0.61072 m	5.198 m/s	10.92 m3/s
0.80 m	2.40 m	4.60 m	0.64809 m	5.516 m/s	13.24 m3/s
0.90 m	2.70 m	4.80 m	0.68142 m	5.800 m/s	15.66 m3/s
1.00 m	3.00 m	5.00 m	0.71138 m	6.055 m/s	18.17 m3/s
1.10 m	3.30 m	5.20 m	0.73848 m	6.286 m/s	20.74 m3/s
1.20 m	3.60 m	5.40 m	0.76314 m	6.496 m/s	23.38 m3/s
1.30 m	3.90 m	5.60 m	0.78569 m	6.688 m/s	26.08 m3/s
1.40 m	4.20 m	5.80 m	0.80639 m	6.864 m/s	28.83 m3/s
1.50 m	4.50 m	6.00 m	0.82548 m	7.026 m/s	31.62 m3/s
1.60 m	4.80 m	6.20 m	0.84314 m	7.177 m/s	34.45 m3/s
1.70 m	5.10 m	6.40 m	0.85953 m	7.316 m/s	37.31 m3/s
1.80 m	5.40 m	6.60 m	0.87478 m	7.446 m/s	40.21 m3/s
1.90 m	5.70 m	6.80 m	0.88902 m	7.567 m/s	43.13 m3/s
2.00 m	6.00 m	7.00 m	0.90234 m	7.680 m/s	46.08 m3/s
2.10 m	6.30 m	7.20 m	0.91483 m	7.787 m/s	49.06 m3/s
2.20 m	6.60 m	7.40 m	0.92656 m	7.887 m/s	52.05 m3/s
2.30 m	6.90 m	7.60 m	0.93761 m	7.981 m/s	55.07 m3/s
2.40 m	7.20 m	7.80 m	0.94804 m	8.069 m/s	58.10 m3/s
2.50 m	7.50 m	8.00 m	0.95789 m	8.153 m/s	61.15 m3/s
2.60 m	7.80 m	8.20 m	0.96721 m	8.233 m/s	64.21 m3/s
2.70 m	8.10 m	8.40 m	0.97605 m	8.308 m/s	67.29 m3/s
2.80 m	8.40 m	8.60 m	0.98444 m	8.379 m/s	70.39 m3/s
2.90 m	8.70 m	8.80 m	0.99241 m	8.447 m/s	73.49 m3/s
3.00 m	9.00 m	9.00 m	1.00000 m	8.512 m/s	76.61 m3/s

DESARENADOR: CURVAS TIRANTES-GASTOS-VELOCIDADES.

GASTOS (m³/s).



Programó: M.I. Bernabé Andrés Mata de Elías



Programó: M.I. Bernabé Andrés Mata de Elías

Estimación de Cargas.

γconcreto = 2.4 Ton/m³

F_c = 250.0 Kg/cm²

DIMENSIONES

Resultados

Datos		Largo	Ancho	Peralte	Peso W		
Puente-maniobras-Radial		4.00 m	3.00 m	0.80 m	23.04 Ton		
Puente-maniobras-deslizantes		1.30 m	2.00 m	0.60 m	3.74 Ton		
Pantalla obturadora Agujas		9.02 m	3.00 m	0.30 m	19.48 Ton		
Losa de cimentación		45.00 m	3.00 m	0.80 m	259.20 Ton		
Datos		Largo	Corona	Base	Altura	Peso W	
Muros		2	45.00 m	0.50 m	0.80 m	11.52 m	1,617.41 Ton
No. compuertas		2	W = 0.641 Ton		W compuertas deslizantes	W = 1.28 Ton	
No. compuertas		2	W = 0.039 Ton		W compuerta radial	W = 0.08 Ton	
	H	B	75% sobre el piso		W = 0.06 Ton	PESOS ACTUANTES	
Deslizante	1.22 m	1.22 m	25% sobre el pasador		W = 0.02 Ton		
Radial	2.50 m	3.00 m			W malacate	0.78 Ton	
						W chumacera	0.641 Ton
SUMA CARGAS VERTICALES (Sobre la losa) =					1,921.89 Ton		

NAME	14.52 msnm	Despalnte	4.88 msnm
-------------	-------------------	------------------	------------------

COMPUERTA CERRADA Y TIRANTE AL NIVEL NAME

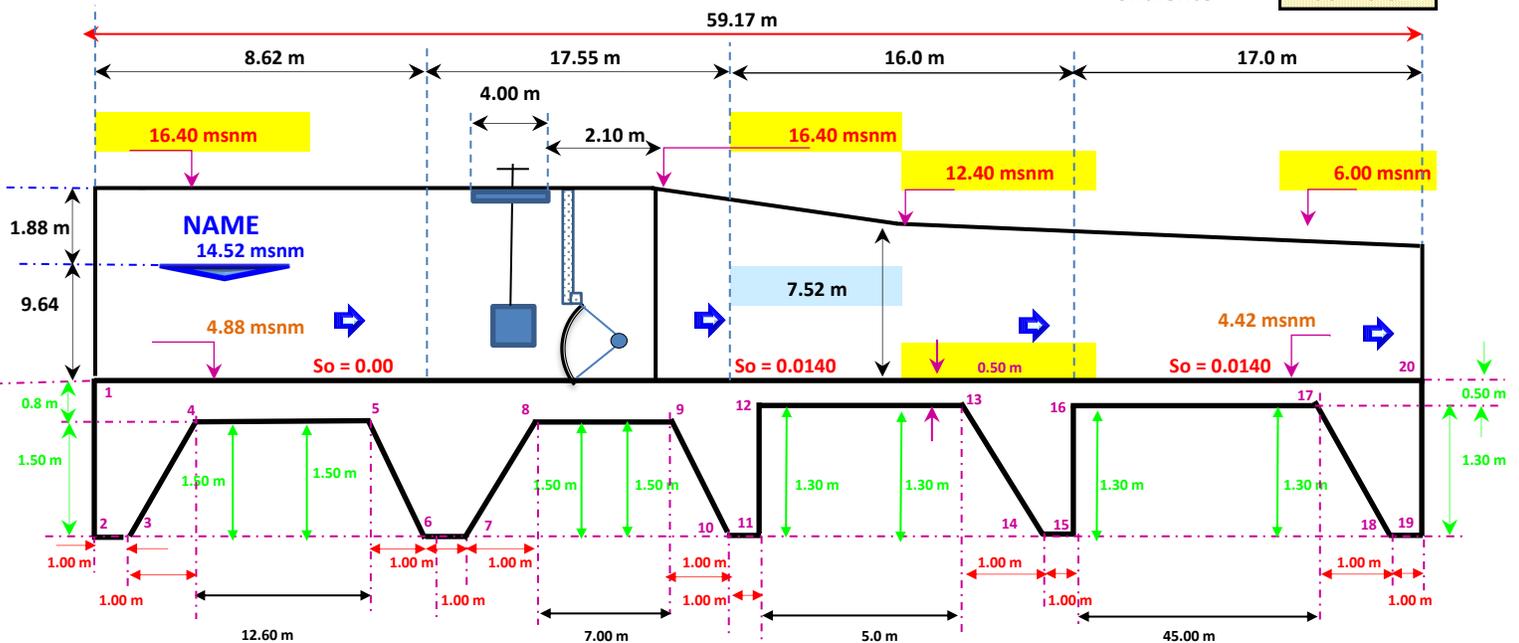
Losa = 0.80 m Losa = 0.50 m

Carga Hca. + Pte. Losa = **Hca = 10.44 m**

Ancho = **3.00 m**

Espesor Muro = **0.80 m**

Pendiente = **So = 0.014**



Ld = 42.67 m

	Puntos	Desarrollo	Pérdida	Desnivel	Carga	Reducción Carga
		L	L x P	h	h - L x P	Hs = C (h-LxP)
13	12-13	20.13 m	2.01 m	3.60	1.59	0.56
14	13-14	21.77 m	2.18 m	4.60 ↓	2.42	0.86
15	14-15	22.10 m	2.21 m	4.60	2.39	0.85
16	15-16	23.40 m	2.34 m	3.60 ↑	1.260	0.45
17	16-17	38.40 m	3.84 m	3.60	-0.24	-0.09
18	17-18	40.03 m	4.00 m	4.60 ↓	0.60	0.21
19	18-19	40.37 m	4.04 m	4.60	0.56	0.20
20	19-20	42.67 m	4.27 m	2.30 ↑	-1.97	-0.70
21	20-21	0.00 m	0.00 m	0.00	0.00	0.00
22	21-22	0.00 m	0.00 m	0.00	0.00	0.00
23	22-23	0.00 m	0.00 m	0.00	0.00	0.00
24	23-24	0.00 m	0.00 m	0.00	0.00	0.00
25	24-25	0.00 m	0.00 m	0.00	0.00	0.00

Longitud de filtración necesaria:

$C = 3.50$ **Ld = 36.54 m**

Long. de filtración Compensada:

Lc = 42.67 m

Long. de desarrollo de paso de filtración < Long. Compensada

Correcto Ld < Lc, !No hay Tubificación.!

Carga hidráulica sobre la estructura:

$H_{(x+d)} =$ **10.44 m**

Relación de carga compensada:

$C = \frac{L_c}{H_x}$ **C = 4.09**

La Subpresión en el punto aguas abajo de la compuerta es:

$S_x = \left(H_x - \left(\frac{L}{L_c} \right) H_x \right) W_a$ »

Sx = Subpresión a una distancia "x" (Kg/m2).	
Hx = Carga hidráulica, en el punto "x" (m.) estudiado	10.44 m
L = Longitud compensada hasta el punto x. (m)	16.00 m
Lc = Longitud compensada total del paso de filtración. (m)	42.67 m
Wa = Peso volumétrico del agua.	1,000 Kg/m3
Sx =	6,525.00 Kg/m2
	6.53 Ton/m2

Estructura con tirante

Se considerara que dentro de la estructura se encuentra un tirante a la elevación NAME esto es:

Tirante 11.24 m

Supresión S = 2.175 Ton

Peso del agua dentro de la estructura:

W tirante 1,517.40 Ton

CANAL LLENO

ΣFv = 1,921.89 Ton

Fv = 3,437.12 Ton

Esfuerzo sobre el terreno .

$$\text{Esfuerzo} = \frac{f_v}{\text{Área}}$$

Área (Losa) = A = 135.00 m²

Esfuerzo = 2.55 Kg/Cm²

f'c = 250 Kg/Cm²

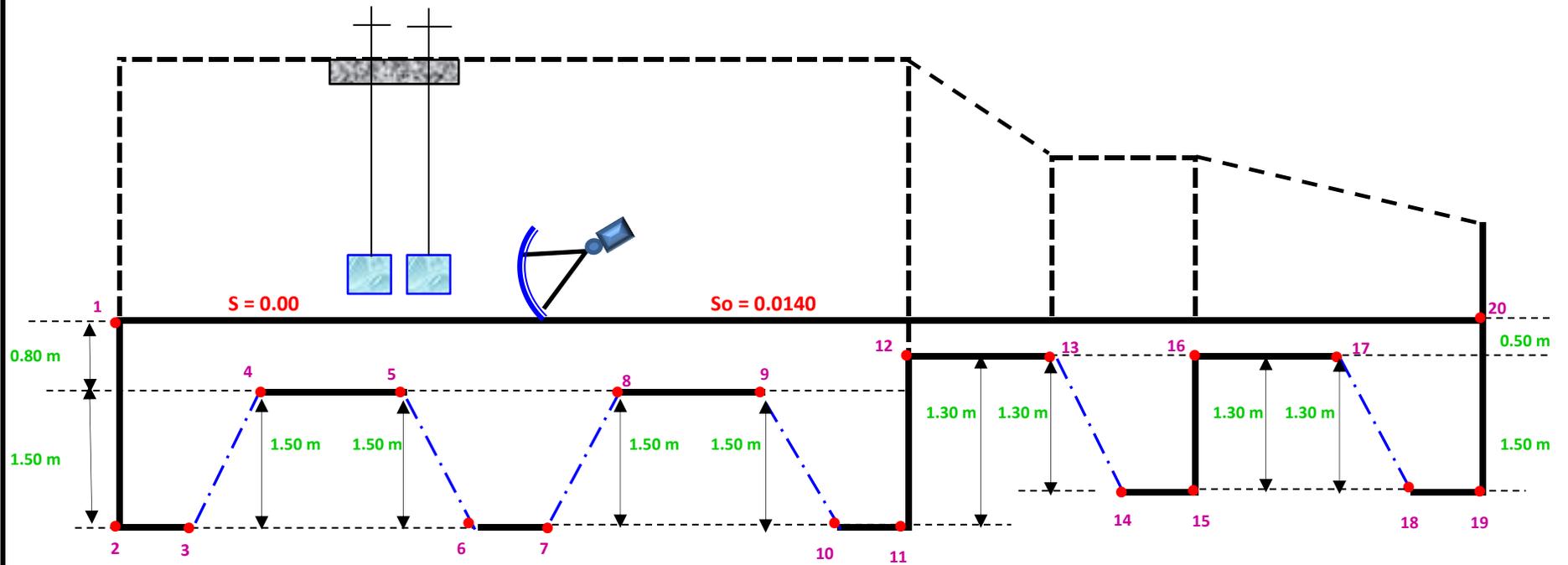
fc=0.45f'c 112.50 Kg/Cm²

¡ CORRECTO (Esf = 2.55 < fc = 112.5) !

PLANO VERTICAL:

Espesor de losa: 0.80 m

Espesor de losa: 0.50 m



Distancias verticales			
1	a	2	1.50 m
3	a	4	1.50 m
5	a	6	1.50 m
7	a	8	1.50 m
9	a	10	1.50 m
11	a	12	1.30 m
13	a	14	1.30 m
15	a	16	1.30 m
17	a	18	1.30 m
19	a	20	1.30 m
20	a		
21	a		
22	a		

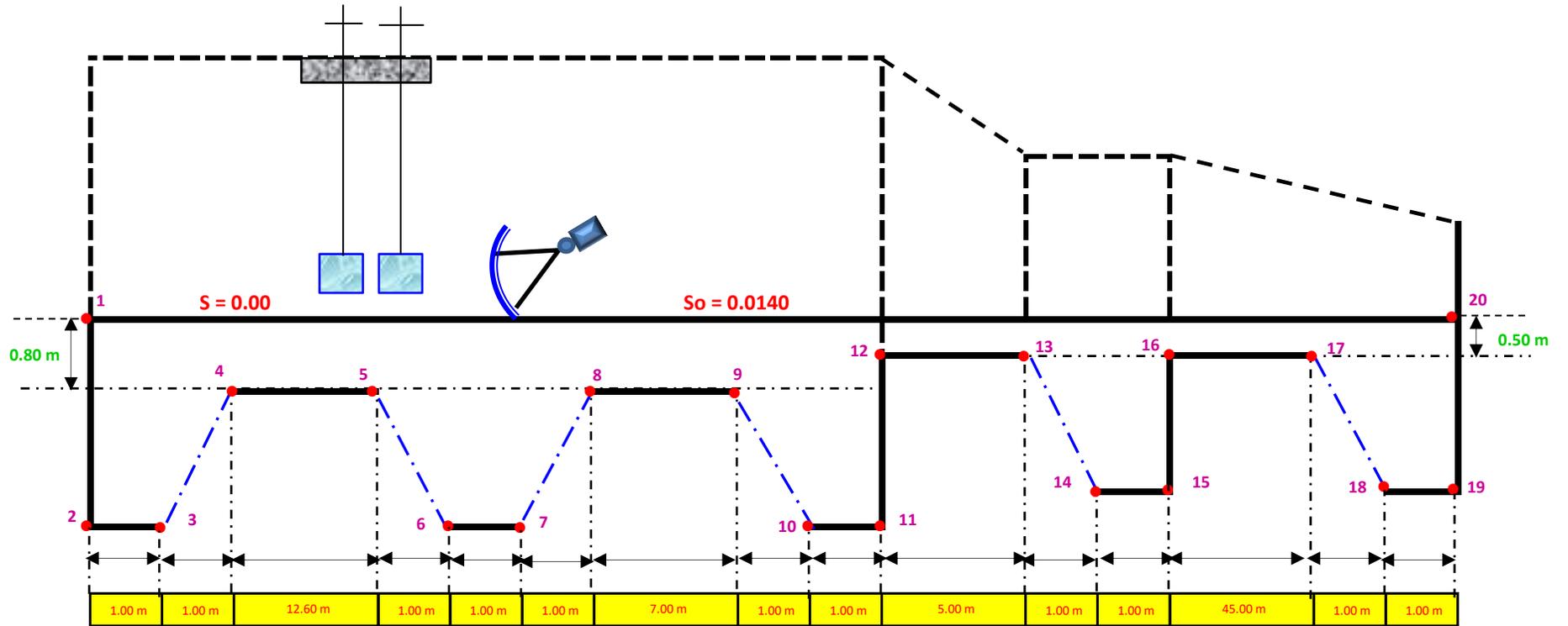
Lv = 14.00 m



PLANO HORIZONTAL:

Espeor de losa: 0.80 m

Espeor de losa: 0.50 m



Distancias horizontales.			
2	a	3	1.00 m
3	a	4	1.00 m
4	a	5	12.60 m
5	a	6	1.00 m
6	a	7	1.00 m
7	a	8	1.00 m
8	a	9	7.00 m
9	a	10	1.00 m
10	a	11	1.00 m
12	a	13	5.00 m
13	a	14	1.00 m

Distancias horizontales.			
14	a	15	1.00 m
16	a	17	45.00 m
17	a	18	1.00 m
18	a	19	1.00 m
	a		
	a		
	a		
	a		
	a		
	a		
	a		

Lv =	14.00 m
Lh/3 =	26.87 m

Lv = 80.60 m



DE 0 A 4.60 M

Plano	B X A Ancho x altura	Peso kilos	C	D	E	F	G	I	J	K	M	Mecanismos	Diámetro Vástago	Carga mts
CD-98	610 x 610	134 Kg	692	750	70	1092	453	102	16	165	381	120 Kg	38 mm	0 a 4.60
CD-101	610 X 914	178 Kg	692	750	70	1600	757	102	16	228	305	121 Kg	44 mm	0 a 4.60
CD-102	762 X 762	187 Kg	844	902	70	1346	523	110	16	165	254	121 Kg	44 mm	0 a 4.60
CD-103	914 X 914	281 Kg	1002	1066	76	1600	453	130	16	228	305	122 Kg	51 mm	0 a 4.60
CD-104	914 X 1219	339 Kg	1002	1066	76	2109	758	130	16	127	305	122 Kg	51 mm	0 a 4.60
CD-105	914 X 610	210 Kg	1002	1066	76	1092	452	125	16	165	381	121 Kg	44 mm	0 a 4.60
CD-106	1067 X 1067	366 Kg	1155	1245	89	1854	414	130	16	178	381	122 Kg	51 mm	0 a 4.60
CD-107	1218 X 1524	703 Kg	1320	1422	102	2642	1061	160	19	204	381	124 Kg	63 mm	0 a 4.60
CD-108	1218 X 914	460 Kg	1320	1422	102	1626	453	146	19	254	305	122 Kg	51 mm	0 a 4.60
CD-109	1218 X 1220	586 Kg	1320	1422	102	2134	758	151	19	152	305	123 Kg	57 mm	0 a 4.60
CD-110	1524 X 1524	910 Kg	1638	1752	114	2666	1064	166	19	228	381	126 Kg	70 mm	0 a 4.60
CD-111	1524 X 1218	752 Kg	1638	1752	114	2134	759	162	19	152	305	124 Kg	63 mm	0 a 4.60
CD-112	1524 X 1824	1164 Kg	1638	1752	114	3163	1370	176	19	191	470	124 Kg	76 mm	0 a 4.60
CD-113	1829 X 1829	1435 Kg	1949	2083	127	3175	1368	186	19	203	470	124 Kg	76 mm	0 a 4.60

MAYOR A 4.60 M

Plano	B X A Ancho x altura	Peso kilos	C	D	E	F	G	I	J	K	M	Mecanismos	Diámetro Vástago	Carga mts
CPT-040	760 X 760	275	844	982	102	1423	54.1	133	16	165	254	123	57	9.2
CPT-042	760 X 610	230	844	982	102	1423	54.1	102	16	165	254	122	51	10
CPT-105	610 X 610	187	692	750	70	1092	4.66	102	16	165	381	122	51	15.4
CPT-106	610 X 914	228	692	750	70	1600	77	106	16	228	305	124	63	15.4
CPT-107	760 X 760	297	844	902	70	1346	54.1	110	16	165	254	124	63	15.4
CPT-108	915 X 610	280	1002	1066	76	1092	46.5	125	16	165	381	124	63	15.4
CPT-109	915 X 915	340	1001	1066	76	1600	46.5	130	16	228	305	126	70	15.4
CPT-110	915 X 1220	410	1002	1066	76	2109	77	130	16	127	305	126	70	15.4
CPT-111	1067 X 1067	425	1155	1245	89	1854	68.1	130	16	178	381	126	70	15.4
CPT-112	1220 X 920	497	1321	1423	102	1526	46.7	146	19	252	305	126	70	15.4
CPT-113	1220 X 1525	780	1321	1423	102	2642	107.5	160	19	204	381	126	76	15.4
CPT-114	1520 X 1220	825	1638	1752	114	2134	77.3	167	19	152	305	126	76	15.4
CPT-115	1520 X 1520	997	1638	1752	114	2666	107.8	160	19	228	305	128	89	15.4
CPT-116	1520 X 1830	1265	1638	1752	114	3163	138.4	176	19	191	470	128	89	15.4
CPT-117	1830 X 1830	1482	1949	2083	127	3175	138.4	186	19	203	470	128	89	15.4
CTM-258	1220 X 1220	641	1321	1423	102	2134	77.2	151	19	152	305	128	76	15.4
CTM-249	2000 X 2000	2490	2125	2240	140	3538	124.4	170	19	140	612	128	89	11.5
CTM-259	2500 X 2500	4520	2680	2860	180	4370	173	143	19	410	475	128	89	5

Hoja

W = 641 Kg

Regreso

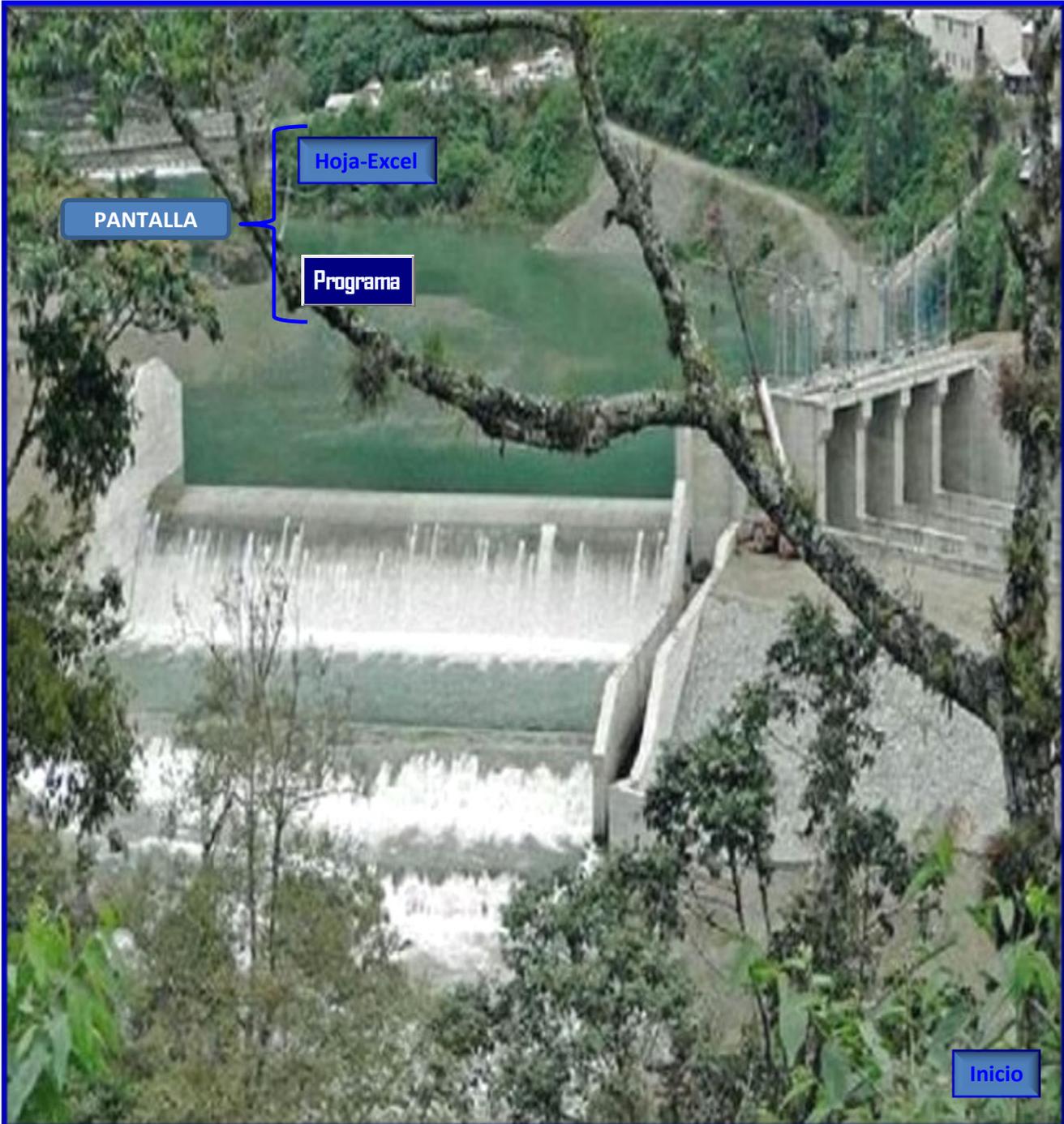
COMPUERTAS RADIALES

CARGA	ALTURA	ANCHO	COMPUERTA	CHUMACERA	MALACATE
1.50 m	1.50 m	1.50 m	410 Kg	39 Kg	1,445 Kg
4.00 m	2.00 m	1.50 m	720 Kg	39 Kg	313 Kg
3.20 m	2.00 m	2.00 m	905 Kg	39 Kg	778 Kg
4.00 m	2.15 m	2.00 m	1,068 Kg	96 Kg	438 Kg
6.60 m	2.50 m	2.50 m	1,258 Kg	74 Kg	778 Kg
4.25 m	1.45 m	3.00 m	698 Kg	14 Kg	313 Kg
4.25 m	1.45 m	3.00 m	948 Kg	39 Kg	313 Kg
4.20 m	1.50 m	3.00 m	930 Kg	39 Kg	438 Kg
4.00 m	2.00 m	3.00 m	2,751 Kg	96 Kg	438 Kg
4.00 m	2.15 m	3.00 m	1,419 Kg	96 Kg	438 Kg
4.13 m	2.50 m	3.00 m	1,535 Kg	39 Kg	778 Kg
6.50 m	2.75 m	3.00 m	2,350 Kg	39 Kg	778 Kg
5.00 m	3.55 m	3.00 m	2,590 Kg	96 Kg	778 Kg
3.00 m	1.90 m	2.50 m	1,021 Kg	49 Kg	313 Kg
4.47 m	2.00 m	4.00 m	1,634 Kg	49 Kg	778 Kg
9.40 m	2.25 m	4.00 m	2,750 Kg	74 Kg	2,000 Kg
4.00 m	4.00 m	4.00 m	2,900 Kg	96 Kg	778 Kg
5.00 m	4.20 m	4.00 m	3,660 Kg	96 Kg	2,000 Kg
9.00 m	4.30 m	4.00 m	5,650 Kg	220 Kg	3,000 Kg
5.00 m	2.15 m	4.50 m	1,970 Kg	114 Kg	778 Kg
5.00 m	3.50 m	4.50 m	3,865 Kg	114 Kg	778 Kg
8.50 m	1.70 m	5.00 m	2,745 Kg	60 Kg	778 Kg
8.50 m	1.70 m	5.00 m	2,745 Kg	60 Kg	778 Kg

Hoja	W = 1,535 Kg
Malacate	W = 778 Kg
Chumacera	W = 39 Kg

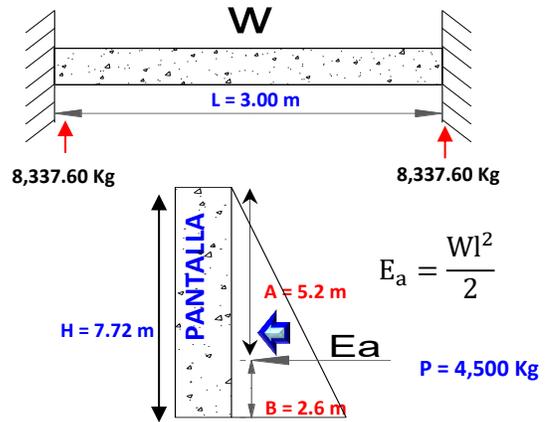
[Regreso](#)

Programó: M.I. Bernabé Andrés Mata de Elías



Programó: M.I. Bernabé Andrés Mata de Elías

CARGA (H)=	7.72 m
	Ea = 4,500.00 Kg
Largo de Pantalla	3.00 m
WTT=	5,558 Kg/m



MOMENTOS DOBLEMENTE EMPOTRADA

	Wtt =	5,558 Kg/m
$M_A = \frac{P A^2 B}{l^2}$	M (A) =	5,153.34 Kg-m
$M_B = \frac{P A B^2}{l^2}$	M(B) =	2,575.00 Kg-m
	M (máximo)	5,153.34 Kg-m

CORTANTE	$V = \frac{Wl}{2}$	8,337.60 Kg	PERALTE POR MOMENTO MÁXIMO	$d = \sqrt{\frac{M}{R b}}$	d = 25.39 cm
	Flexión	Tomamos d = 25 cm			H = 30 cm
PERALTE POR CORTANTE	$d_v = \frac{V}{v_c b}$		d (cortante) =		d = 13.61 cm
¡ Tomamos (d (flexión) = 25 > d (cortante) = 13.61) !					

ARMADO EN EL SENTIDO VERTICAL

Peralte =	d = 25.00 cm
r = 5 cm	H = 30.00 cm

M(+) = 2,575 Kg-m	As=	5.37 cm ²
$As_{(+)} = \frac{M(+)}{fs j d}$		

VAR. No.	No. = 5	SEPARACIÓN	37 cm	se adopta	30 cm
----------	---------	------------	-------	-----------	-------

M(-) = 5,153 Kg-m	As=	10.74 cm ²
$As_{(-)} = \frac{M(-)}{fs j d}$		

VAR. No.	No. = 5	SEPARACIÓN	19 cm	se adopta	15 cm
----------	---------	------------	-------	-----------	-------

VAR. HORIZONTALES (Izquierda)	No = 5	30 cm
VAR. HORIZONTALES (Derecha)	No = 5	15 cm

ARMADO EN EL SENTIDO VERTICAL

b =	100 Cm
h =	30 cm

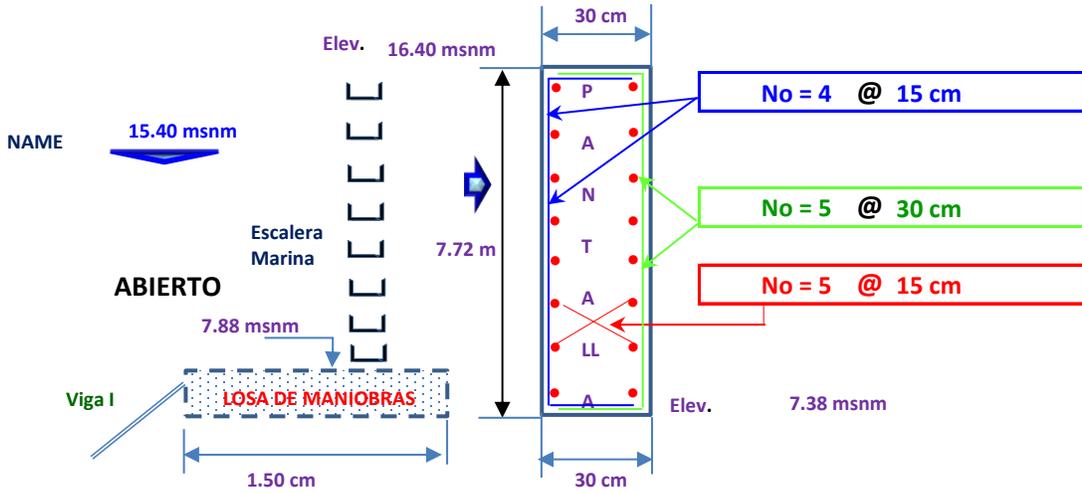
$As = 0.0020 b h$

As = 6.00 cm²

VAR. No. **No. = 4**

SEPARACIÓN **21 cm**

se adopta **15 cm**



LOSA DE MANIOBRAS

VIGA DOBLEMENTE EMPOTRADA EN MUROS.

H = NAME - NIVEL DE ANÁLISIS =

15.40 msnm NAME

7.88 msnm PISO DE OPERACIÓN

Carga Hca. 7.52 m

$Wa = \gamma_w H$ **7,520 Kg/m**

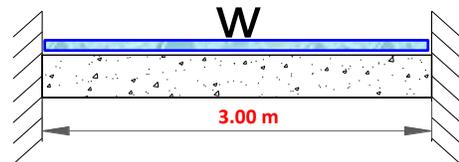
$Wa = 7,520 Kg/m$

b =	1.0 m
h =	7.52 m

CARGA VIVA.	170 Kg/m
PERALTE DE LA LOSA	25 cm
PESO PROPIO.	1,800 Kg/m
PESO DEL AGUA	7,520 Kg/m
PESO TOTAL.	9,490 Kg/m

Ancho desarenador

L = 3.0 m



$M (-) = \frac{WL^2}{12}$

7,117.50 Kg-m

$M (+) = \frac{WL^2}{24}$

3,558.75 Kg-m

$V = \frac{WL}{2}$

14,235 Kg

SUMA DE MOMENTOS:

TOMAMOS EL MAYOR QUE ES EL MÁS DESFAVORABLE.

$M_{(-)}$	=	7,117.50 Kg-m
$M_{(+)}$	=	3,558.75 Kg-m

7,117.50 Kg-m

$$d = \sqrt{\frac{M}{R b}}$$

d =

1.06 cm

25 cm

+ 5cm

H = 30 cm

PERALTE POR CORTANTE

$$d_v = \frac{V}{v_c b}$$

dv = 23 cm

<

d = 25 cm

¡ Ok. PASA POR CORTANTE. !

$$As_{(+)} = \frac{M_{(+)}}{f_s j d}$$

7.42 cm²

VAR. No.

No. = 5

SEPARACIÓN

27 cm

se adopta

25 cm

$$As_{(-)} = \frac{M_{(-)}}{f_s j d}$$

14.84 cm²

VAR. No.

No. = 5

SEPARACIÓN

13 cm

se adopta

10 cm

ARMADO POR TEMPERATURA-TRANVERSAL

b = 100 cm

As = 0.0020 b h

As = 6 cm²

h = 30.0 m

VAR. No.

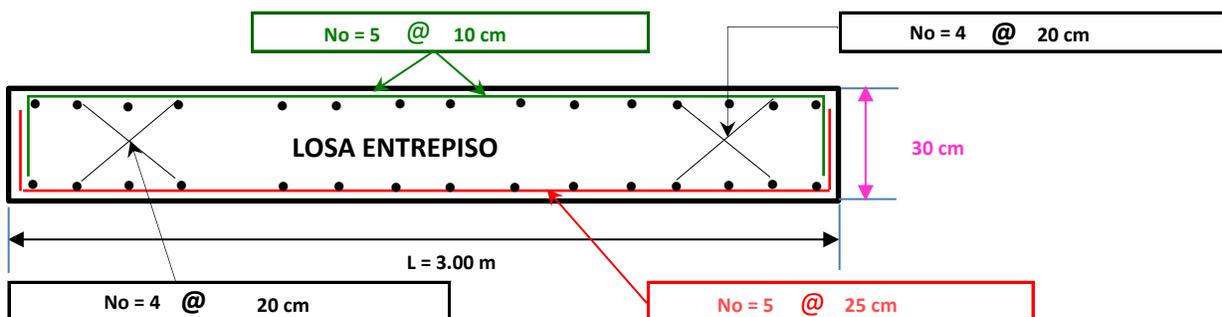
No. = 4

SEPARACIÓN

21 cm

se adopta

20 cm



Imprimir

Guardar

Exportar

Inicio

Programó: M.I. Bernabé A. Mata de Elias

NOMBRE DEL PROYECTO:

PRESA DERIVADORA ARMERÍA, COL.

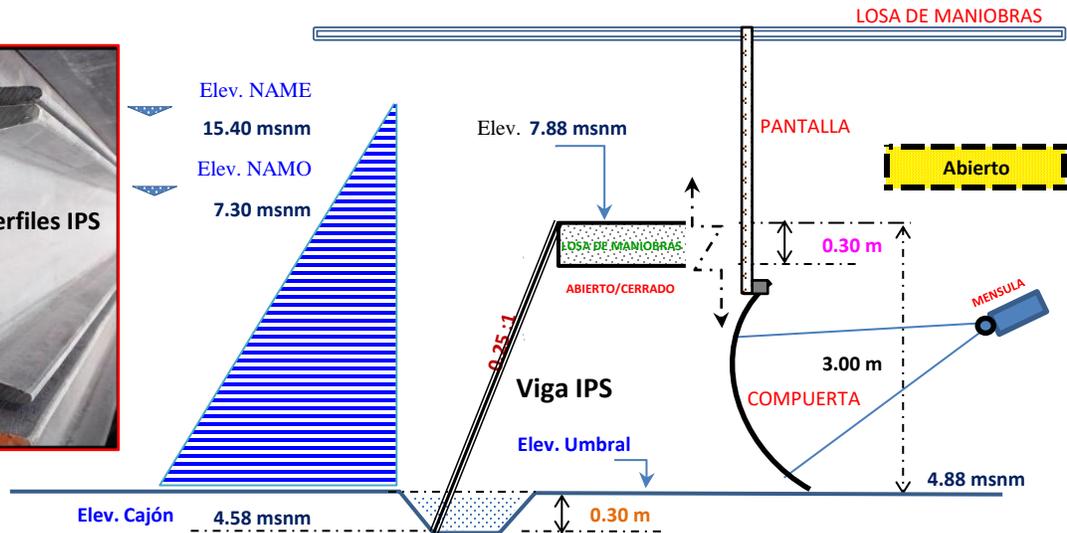


Calculo de Y_1 y Y_2 (Estructuras Hidráulicas,
P. Novak et al, Mc Graw Hill, 2001)

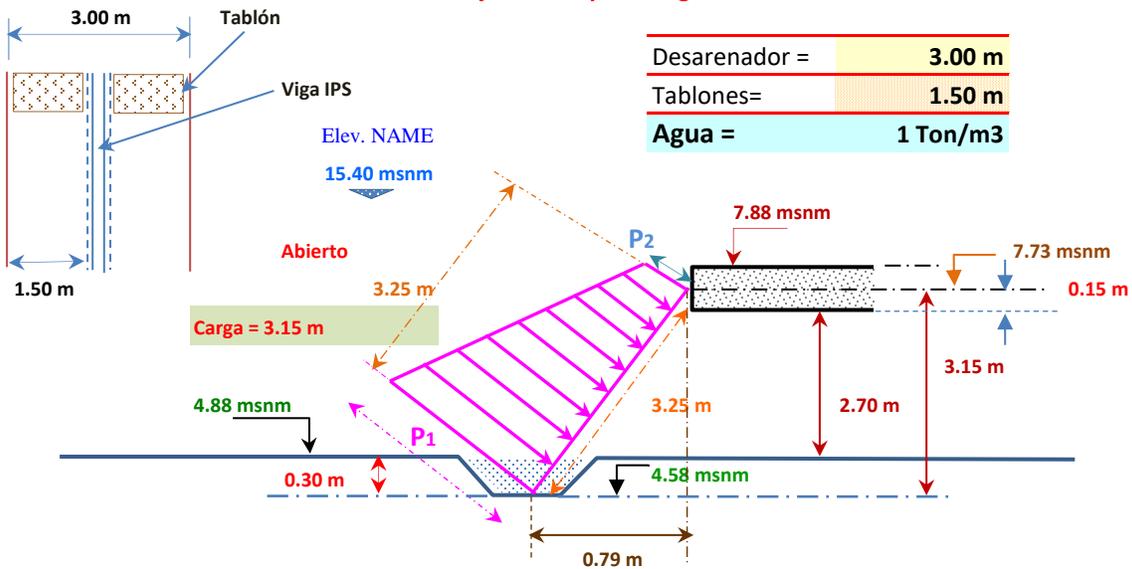
Programó: M.I. Bernabé A. Mata de Elías.

NOMBRE DEL PROYECTO:

PRESA DERIVADORA ARMERÍA, COL.



Cajón de empotre Viga I



Desarenador =	3.00 m
Tablones =	1.50 m
Agua =	1 Ton/m3

P1 =	16.23 Ton
P2 =	0.00 Ton
Longitud =	3.25 m
RA =	5.41 Ton
RB =	2.71 Ton
X =	1.37 m

$$R_A = \frac{(2P_1 + P_2)}{6}$$

$$R_B = \frac{(P_1 + 2P_2)}{6}$$

$$X = \frac{L}{P_2 - P_1} \left[-P_1 + \sqrt{\frac{1}{3} (P_1^2 + P_1P_2 + P_2^2)} \right]$$

$$M_x = R_A x - P_1 \frac{x^2}{2} - (P_2 - P_1) \frac{x^3}{6l}$$

Mx =	7.72 Ton-m
-------------	-------------------

CÁLCULO DEL MODULO DE SECCIÓN

ASTM-A36 Fy= 2530 Kg/cm²
Fb=0.66 Fy 1670 Kg/cm²

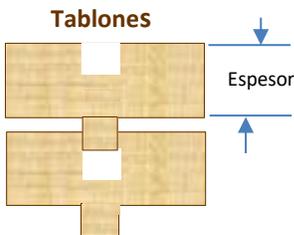
$$S = \frac{M}{\sigma_{perm}} = \frac{462 \text{ Cm}^3}{462000 \text{ mm}^3} = 28.20 \text{ Pulgas}^3$$

Tomamos **28.20 Pulgas³**

DIMENSIONES

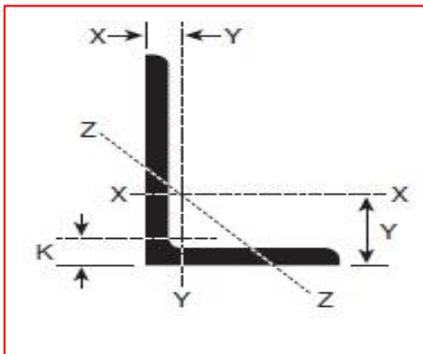
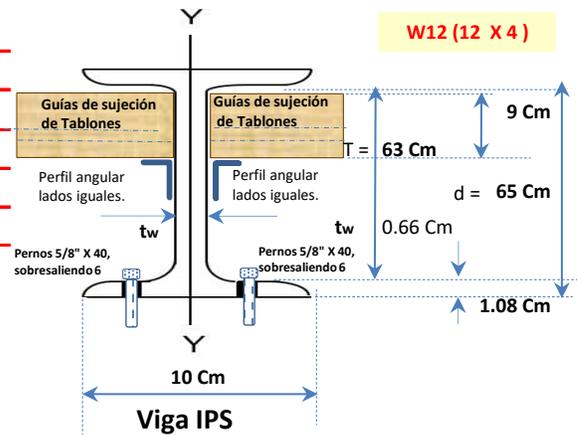
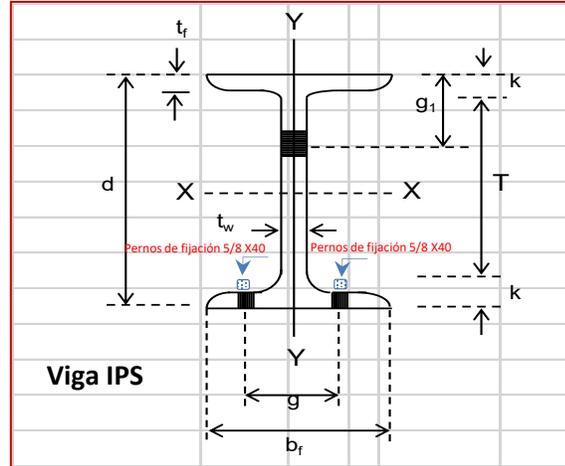
Peralte (d) =	25.40 Pulgas	65 Cm
Alma Tw =	0.26 Pulgas	0.66 Cm
Patín		
bf =	4.03 Pulgas	10 Cm
tf =	0.43 Pulgas	1.08 Cm
Distancia		

T = 63.44 Cm
k = 1.84 Cm



Gramil

g = 76.00 mm Espesor = 3 / 8 Pulgadas
gl = 64.00 mm Ángulo 2 X 2 Pulgadas



Pernos ϕ 3/4

19.05 mm

Peso = 47.30 Kg/m

Área = 6.30 cm²

EJE X-X

I= 9074 cm⁴

S= 596.50 cm³

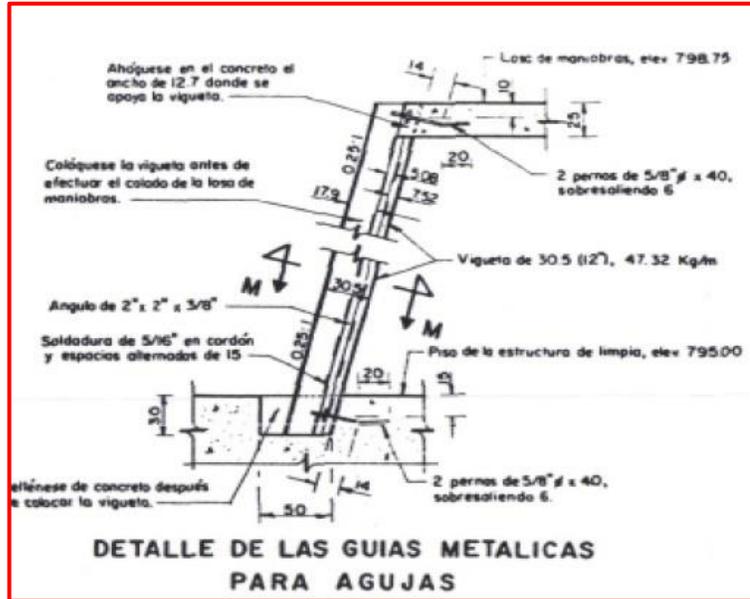
r= 12.27

EJE Y-Y

I= 390 cm⁴

S= 61.3 cm³

r= 2.54 cm



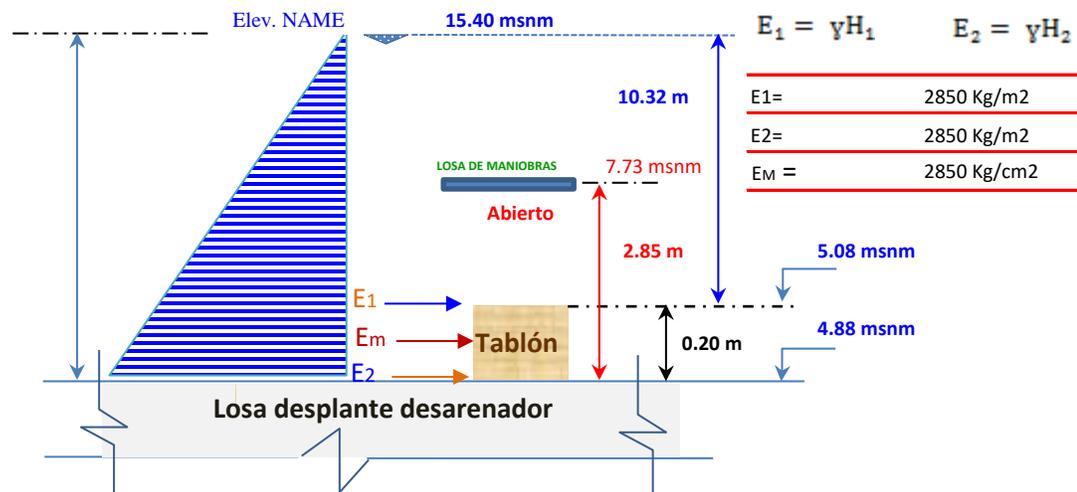
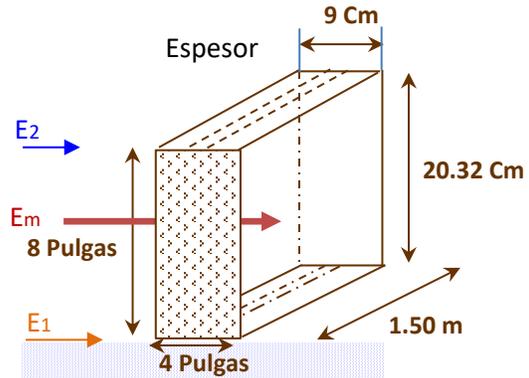
AGUJAS DE MADERA

DATOS:

NAME	15.40 msnm
Desplante-A	4.88 msnm
Carga Max.	3.15 m
Peralte	3 1/2 Pulgas.

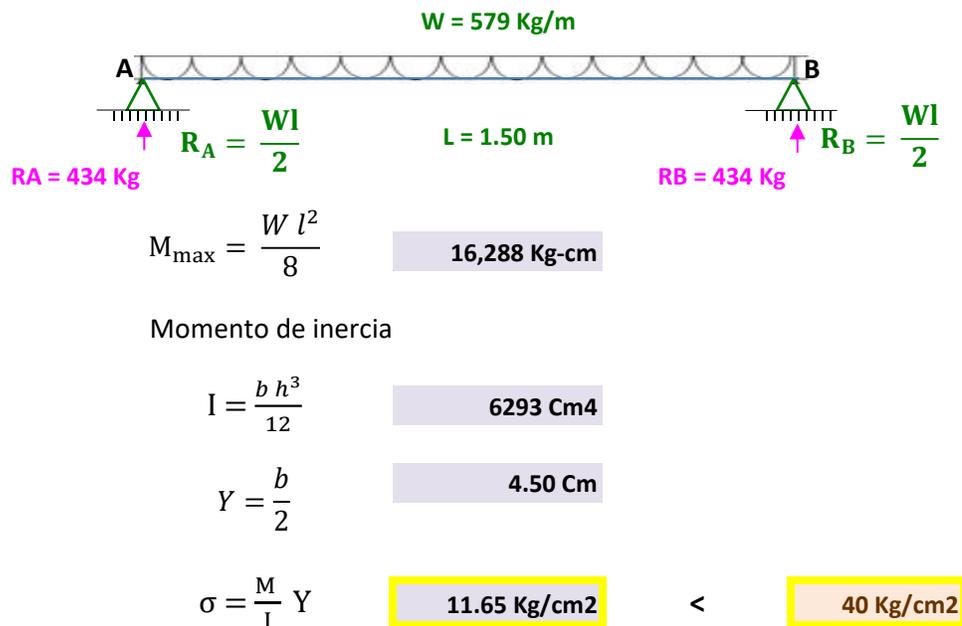
AGUJA-ESPESOR

Espesor = 3.54 Pulgas



ESFUERZOS UNITARIOS PARA MADERAS EN MÉXICO.

CARACTERÍSTICAS		RESISTENCIA A LA TRACIÓN		RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	
TIPO	PESO Kg/m ³	ESFUERZO A LA ROPTURA (Kg/cm ²)	ESFUERZO DE TRABAJO (Kg/cm ²)	ESFUERZO A LA ROPTURA (Kg/cm ²)	ESFUERZO DE TRABAJO (Kg/cm ²)
Haya	730	800	80	600	75
Fresno	680	1200	120	660	75
Roble recio	700	800	80	650	70
Roble blando	700	600	60	400	45
Pino resinoso	650	700	70	480	68
Pino ordinario	470	650	50	400	40



! MADERA-PINO ORDINARIO !

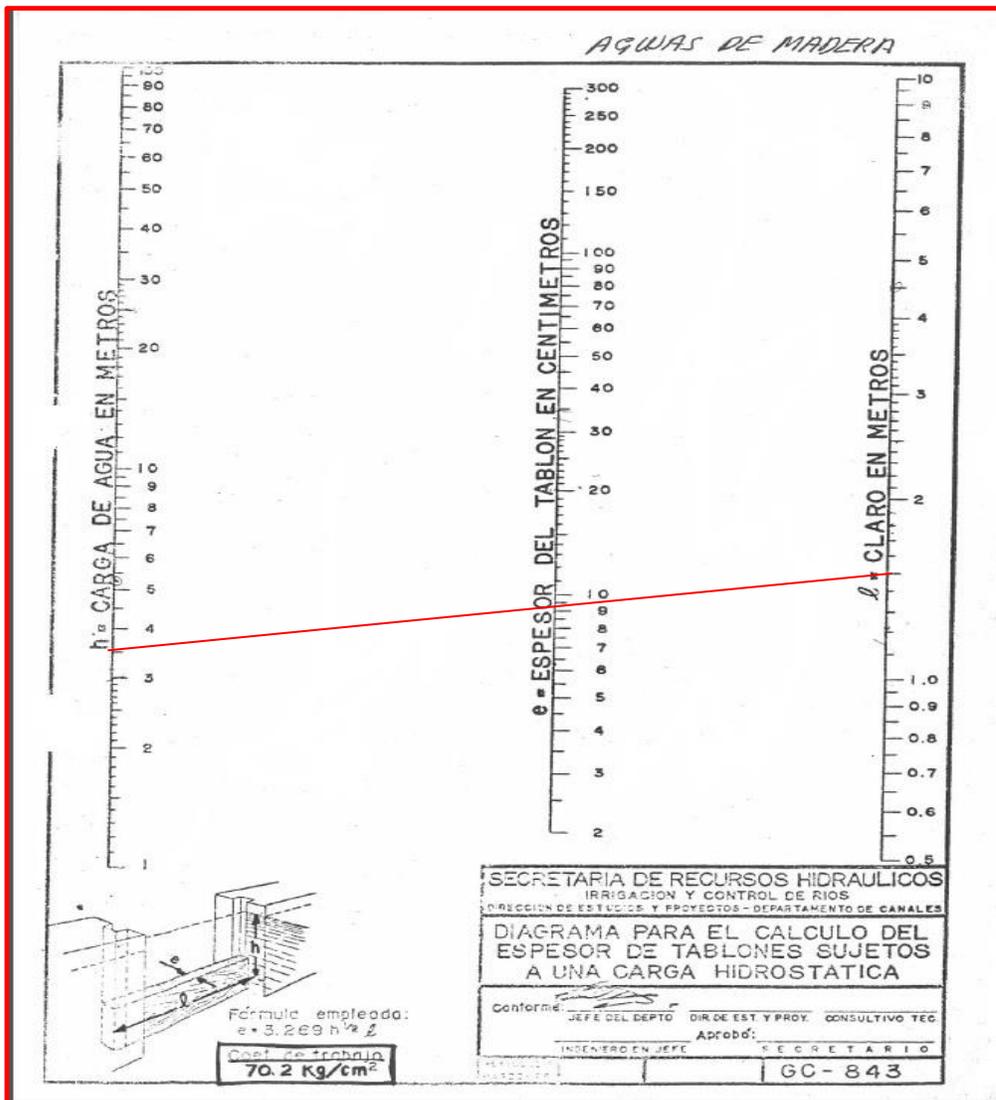
Inicio

Programó: **M.I. Bernabé A. Mata de E.**

NOMBRE DEL PROYECTO:

PRESA DERIVADORA ARMERÍA, COL.

Carga Hidraulica =	3.15 m
Claro del tablón =	1.50 m



Lectura de la Tabla = 9.00 Cm

3 1/2 Pulgas

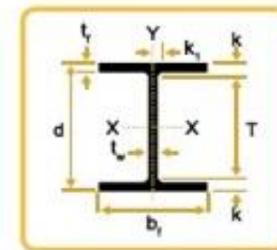
Programó: M.I. Bernabé A. Mata de E.

CALCULO

Buscar (plg ³)	VIGAS PERFIL RECTANGULAR IPR (IR)	PESO		ÁREA	PERALTE		ALMA		PATÍN				DISTANCIA			PATÍN		
		lb/ft	Kg/m	A	d	d	ESPEORES		ANCHO		ESPESOR		k diseño Pulgas	k detalle Pulgas	k1 Pulgas	lx Pulgas ⁴	Sx Pulgas ³	r x Pulgas
				Pulgas ²	Pulgas	Pulgas	tw Pulgas	tw/2 Pulgas	br Pulgas	br Pulgas	tf Pulgas	tf Pulgas						
5.560	W6 (6 X 4)	9	13.392	2.680	5.900	5 7/8	0.170	1/8	3.940	4	0.215	3/16	0.465	0.688	0.500	16.40	5.560	2.470
7.310		12	17.856	3.550	6.030	6	0.230	1/8	4.000	4	0.280	1/4	0.530	0.750	0.563	22.10	7.310	2.490
10.200		16	23.808	4.740	6.280	6 1/4	0.260	1/8	4.030	4	0.405	3/8	0.655	0.875	0.563	32.10	10.200	2.600
9.720	W6 (6 X 6)	15	22.320	4.430	5.990	6	0.230	1/8	5.990	6	0.260	1/4	0.510	0.750	0.563	29.10	9.720	2.560
13.40		20	29.760	5.870	6.200	6 1/4	0.260	1/8	6.020	6	0.365	3/8	0.615	0.875	0.563	41.40	13.40	2.660
16.700		25	37.200	7.340	6.380	6 3/8	0.320	1/8	6.080	6 1/8	0.455	7/16	0.705	0.938	0.563	53.40	16.700	2.700
7.810	W8 (8 X 4)	10	14.880	2.960	7.890	7 7/8	0.170	3/16	3.940	4	0.205	3/16	0.505	0.688	0.563	30.80	7.810	3.220
9.910		13	19.344	3.840	7.990	8	0.230	1/8	4.000	4	2.555	1/4	0.555	0.750	0.563	39.60	9.910	3.210
11.800		15	22.320	4.440	8.110	8 1/8	0.245	1/8	4.015	4	0.315	5/16	0.615	0.813	0.563	48.00	11.800	3.290
15.200	W8 (8 X 5 1/4)	18	26.784	5.260	8.140	8 1/8	0.230	1/8	5.250	5 1/4	0.330	5/16	0.630	0.813	0.563	61.90	15.200	3.430
18.200		21	31.248	6.160	8.280	8 1/4	0.250	1/8	5.270	5 1/4	0.400	3/8	0.700	0.875	0.563	75.30	18.200	3.490
10.900	W10 (10 X 4)	12	17.856	3.540	9.870	9 7/8	0.190	1/8	3.960	4	0.210	3/16	0.510	0.750	0.563	53.80	10.900	3.900
13.800		15	22.320	4.410	9.990	10	0.230	1/8	4.000	4	0.270	1/4	0.570	0.813	0.563	68.90	13.800	3.950
16.200		17	25.296	4.990	10.110	10 1/8	0.240	1/8	4.010	4	0.330	5/16	0.630	0.875	0.563	81.90	16.200	4.050
18.800		19	28.272	5.620	10.240	10 1/4	0.250	1/8	4.020	4	0.395	3/8	0.695	0.938	0.625	96.30	18.800	4.410
23.200	W10 (10 X 5 3/4)	22	32.736	6.490	10.170	10 1/8	0.240	1/8	5.750	5 3/4	0.360	3/8	0.660	0.938	0.625	118.00	23.200	4.270
27.900		26	38.688	7.610	10.330	10 3/8	0.260	1/8	5.770	5 3/4	0.440	7/16	0.740	1.063	0.688	144.00	27.900	4.350
32.400		30	44.640	8.840	10.470	10 1/2	0.300	3/16	5.810	5 3/4	0.550	1/2	0.810	1.125	0.688	170.00	32.400	4.380
14.900	W12 (12 X 4)	14	20.832	4.160	11.910	11 7/8	0.200	1/8	3.970	4	0.225	1/4	0.525	0.750	0.563	88.60	14.900	4.620
17.100		16	23.808	4.710	1.990	12	0.220	1/8	3.990	4	0.265	1/4	0.650	0.813	0.563	103.00	17.100	4.670
21.300		19	28.272	5.570	12.160	12 1/8	0.235	1/8	4.005	4	0.350	3/8	0.650	0.875	0.563	130.00	21.300	4.820
25.400		22	32.736	6.480	12.310	12 1/4	0.260	1/8	4.030	4	0.425	7/16	0.725	0.938	0.625	156.00	25.400	4.910
33.400	W12 (12 X 6 1/2)	26	38.688	7.650	12.220	12 1/4	0.230	1/8	6.490	6 1/2	0.380	3/8	0.680	1.063	0.750	204.00	33.400	5.170
38.600		30	44.640	8.790	12.340	12 3/8	0.260	3/16	6.520	6 1/2	0.440	7/16	0.740	1.125	0.750	238.00	38.600	5.210
45.600		35	52.080	10.300	12.500	12 1/2	0.300	3/16	6.560	6 1/2	0.520	1/2	0.820	1.880	0.750	285.00	45.600	5.250
51.500	W12 (12 X 8)	40	59.520	11.800	11.940	12	0.295	3/16	8.005	8	0.515	1/2	1.020	1.375	0.875	307.00	51.500	5.130
57.700		45	66.960	13.200	12.060	12	0.335	3/16	8.045	8	0.575	9/16	1.080	1.375	0.938	348.00	57.700	5.150
64.200		50	74.400	14.700	12.190	12 1/4	0.370	3/16	8.080	8 1/8	0.640	5/8	1.140	1.500	0.938	391.00	64.200	5.180

RESULTADO

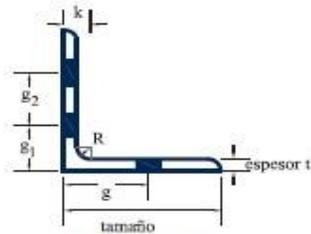
Peralte	d =	25 Pulgas
Alma	tw =	0.26 Pulgas
Patín	bf =	4.03 Pulgas
Espesor Patín	tf =	0.43 Pulgas



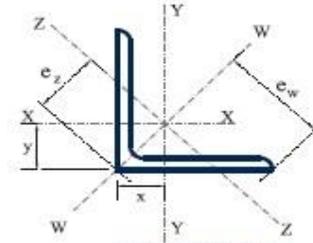
Programó: Bernabé A. Mata de E



ÁNGULO DE LADOS IGUALES ESTÁNDAR



DIMENSIONES



PROPIEDADES

ÁNGULO DE LADOS IGUALES ESTÁNDAR

Designación tamaño x espesor	Peso	k	R	Gramil			Sujetadores			Propiedades de Torsión			Área	Ejes X-X y Y-Y				Eje W-W				Eje Z-Z					
				g	g ₁	g ₂	Diámetro Máximo	Espac. Recom.	J	C _w	r _t	I		S	r	x-y	I	S	r	e _w	I	S	r	e _z			
				mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁶	cm	cm ⁴		cm ³	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm			
LI	19 x 3	3/4 x 1/8	0.88	11.1	3.2	11	-	-	6.3	1/4	20	0.04	0.01	1.16	1.11	0.37	0.3	0.58	0.58	0.58	0.43	0.73	1.34	0.16	0.19	0.38	0.82
LI	25 x 3	1 x 1/8	1.19	11.1	3.2	14	-	-	9.5	3/8	30	0.05	0.02	1.54	1.52	0.92	0.5	0.79	0.76	1.24	0.69	0.93	1.79	0.41	0.38	0.48	1.07
LI	25 x 5	1 x 3/16	1.73	12.7	3.2	14	-	-	9.5	3/8	30	0.17	0.07	1.56	2.21	1.25	0.7	0.76	0.81	2.08	1.16	0.93	1.79	0.41	0.36	0.48	1.14
LI	25 x 6	1 x 1/4	2.22	14.3	3.2	14	-	-	9.5	3/8	30	0.41	0.16	1.61	2.80	1.54	0.9	0.74	0.86	2.49	1.39	0.91	1.79	0.83	0.69	0.48	1.21
LI	32 x 3	1 1/4 x 1/8	1.50	11.1	4.7	18	-	-	12.7	1/2	40	0.07	0.05	1.87	1.93	1.83	0.8	0.97	0.89	2.91	1.30	1.19	2.24	0.83	0.66	0.60	1.25
LI	32 x 5	1 1/4 x 3/16	2.20	12.7	4.7	18	-	-	12.7	1/2	40	0.22	0.15	1.92	2.79	2.54	1.2	0.97	0.97	3.74	1.67	1.19	2.24	0.83	0.61	0.60	1.37
LI	32 x 6	1 1/4 x 1/4	2.86	14.3	4.7	18	-	-	12.7	1/2	40	0.51	0.33	1.95	3.72	3.21	1.5	0.94	1.02	4.99	2.23	1.16	2.24	1.24	0.86	0.60	1.44
LI	38 x 3	1 1/2 x 1/8	1.83	11.1	4.7	20	-	-	12.7	1/2	40	0.08	0.09	2.25	2.34	3.25	1.2	1.17	1.07	5.41	2.01	1.47	2.69	1.24	0.82	0.73	1.51
LI	38 x 4	1 1/2 x 5/32	2.25	11.1	4.7	20	-	-	12.7	1/2	40	0.15	0.16	2.27	2.86	3.92	1.4	1.17	1.10	6.24	2.32	1.48	2.69	1.60	1.03	0.75	1.55
LI	38 x 5	1 1/2 x 3/16	2.68	12.7	4.7	20	-	-	12.7	1/2	40	0.27	0.27	2.28	3.43	4.58	1.6	1.17	1.12	7.07	2.63	1.44	2.69	1.66	1.05	0.73	1.58
LI	38 x 6	1 1/2 x 1/4	3.48	14.3	4.7	20	-	-	12.7	1/2	40	0.62	0.61	2.34	4.40	5.83	2.2	1.14	1.19	8.74	3.24	1.42	2.69	2.49	1.48	0.73	1.68
LI	44 x 3	1 3/4 x 1/8	2.14	11.1	6.3	25	-	-	15.9	5/8	50	0.09	0.14	2.63	2.74	5.41	1.6	1.40	1.22	8.73	2.78	1.72	3.14	2.08	1.21	0.86	1.72
LI	44 x 4	1 3/4 x 5/32	2.65	11.1	6.3	25	-	-	15.9	5/8	50	0.18	0.27	2.64	3.37	6.37	2.0	1.37	1.26	10.15	3.23	1.74	3.14	2.59	1.45	0.88	1.78
LI	44 x 5	1 3/4 x 3/16	3.15	12.7	6.3	25	-	-	15.9	5/8	50	0.31	0.45	2.66	4.03	7.49	2.3	1.37	1.30	11.65	3.71	1.70	3.14	2.91	1.59	0.86	1.83
LI	44 x 6	1 3/4 x 1/4	4.12	14.3	6.3	25	-	-	15.9	5/8	50	0.73	1.00	2.71	5.20	9.57	3.1	1.35	1.35	14.56	4.64	1.67	3.14	3.74	1.97	0.86	1.90
LI	51 x 3	2 x 1/8	2.46	11.1	6.3	30	-	-	15.9	5/8	50	0.11	0.21	3.00	3.10	7.91	2.1	1.60	1.40	12.49	3.48	1.97	3.58	3.32	1.68	0.99	1.97
LI	51 x 4	2 x 5/32	3.04	11.1	6.3	30	-	-	15.9	5/8	50	0.21	0.40	3.00	3.87	9.66	2.6	1.58	1.42	15.41	4.29	1.99	3.59	3.91	1.95	0.99	2.00
LI	51 x 5	2 x 3/16	3.63	12.7	6.3	30	-	-	15.9	5/8	50	0.36	0.68	3.03	4.61	11.45	3.1	1.57	1.45	17.48	4.88	1.95	3.58	4.57	2.28	0.99	2.00
LI	51 x 6	2 x 1/4	4.75	14.3	6.3	30	-	-	15.9	5/8	50	0.84	1.54	3.05	6.06	14.57	4.1	1.55	1.50	22.47	6.27	1.93	3.58	5.82	2.77	0.99	2.10
LI	51 x 8	2 x 5/16	5.83	15.9	6.3	30	-	-	15.9	5/8	50	1.63	2.85	3.08	7.42	17.46	4.9	1.52	1.55	26.63	7.43	1.90	3.58	7.07	3.24	0.99	2.18
LI	51 x 10	2 x 3/8	6.99	17.5	6.3	30	-	-	15.9	5/8	50	2.79	4.68	3.14	8.77	19.98	5.7	1.50	1.63	30.80	8.60	1.87	3.58	8.32	3.61	0.99	2.30
LI	64 x 4	2 1/2 x 5/32	3.83	11.1	6.3	35	-	-	19	3/4	60	0.26	0.81	3.74	4.88	19.44	4.2	1.98	1.73	31.10	6.93	2.52	4.49	7.84	3.20	1.24	2.45
LI	64 x 5	2 1/2 x 3/16	4.61	12.7	6.3	35	-	-	19	3/4	60	0.45	1.37	3.74	5.81	22.89	4.9	1.98	1.75	36.62	8.15	2.46	4.49	9.15	3.70	1.24	2.47
LI	64 x 6	2 1/2 x 1/4	6.10	14.3	6.3	35	-	-	19	3/4	60	1.06	3.12	3.78	7.68	29.14	6.4	1.96	1.83	45.36	10.10	2.43	4.49	11.65	4.58	1.24	2.54
LI	64 x 8	2 1/2 x 5/16	7.44	15.9	6.3	35	-	-	19	3/4	60	2.05	5.65	3.81	9.48	35.35	7.9	1.93	1.88	55.35	12.39	2.41	4.49	14.55	5.51	1.24	2.64

LI	64 x 6	2 1/2 x 3/16	7.44	15.9	6.3	35	-	-	19	3/4	60	2.05	5.86	3.81	9.48	35.36	7.9	1.93	1.88	55.35	12.32	2.41	4.49	14.56	5.51	1.24	2.64
LI	64 x 10	2 1/2 x 3/8	8.78	17.5	6.3	35	-	-	19	3/4	60	3.52	9.73	3.84	11.16	40.79	9.3	1.91	1.93	64.09	14.27	2.38	4.49	17.06	6.29	1.24	2.71
LI	64 x 13	2 1/2 x 1/2	11.39	20.6	6.3	35	-	-	19	3/4	60	8.24	21.24	3.93	14.52	51.09	11.9	1.88	2.05	79.99	17.82	2.35	4.49	22.18	7.67	1.24	2.89
LI	76 x 5	3 x 3/16	5.52	12.7	7.9	45	-	-	22.2	7/8	70	0.54	2.41	4.48	7.03	40.01	7.2	2.39	2.08	64.38	11.97	3.03	5.38	16.12	5.48	1.51	2.94
LI	76 x 6	3 x 1/4	7.29	14.3	7.9	45	-	-	22.2	7/8	70	1.27	5.54	4.49	9.29	51.60	9.5	2.36	2.13	78.66	14.62	2.94	5.38	20.39	6.86	1.49	2.97
LI	76 x 8	3 x 5/16	9.08	15.9	7.9	45	-	-	22.2	7/8	70	2.47	10.47	4.55	11.48	62.90	11.6	2.34	2.21	96.98	18.02	2.92	5.38	24.97	8.21	1.47	3.04
LI	76 x 10	3 x 3/8	10.72	17.5	7.9	45	-	-	22.2	7/8	70	4.25	17.50	4.58	13.61	73.30	13.6	2.31	2.26	112.79	20.96	2.89	5.38	29.55	9.41	1.47	3.14
LI	76 x 13	3 x 1/2	13.99	20.6	7.9	45	-	-	22.2	7/8	70	9.97	38.78	4.64	17.74	92.40	17.5	2.29	2.36	142.76	26.53	2.84	5.38	38.29	11.53	1.47	3.32
LI	89 x 6	3 1/2 x 1/4	8.63	14.3	8.3	50	-	-	22.2	7/8	70	1.49	8.96	5.24	10.90	83.66	13.0	2.77	2.46	133.53	21.26	3.50	6.29	33.79	9.71	1.76	3.48
LI	89 x 8	3 1/2 x 5/16	10.71	15.9	8.1	50	-	-	22.2	7/8	70	2.90	17.02	5.27	13.48	101.95	16.0	2.74	2.51	162.49	25.87	3.47	6.29	41.41	11.66	1.75	3.55
LI	89 x 10	3 1/2 x 3/8	12.65	17.5	8.0	50	-	-	22.2	7/8	70	4.98	28.60	5.30	16.00	119.46	18.8	2.72	2.57	191.20	30.44	3.47	6.29	50.22	13.87	1.74	3.63
LI	89 x 11	3 1/2 x 7/16	14.52	20.6	8.0	50	-	-	22.2	7/8	70	7.88	44.13	5.34	18.52	136.69	21.7	2.71	2.63	215.39	34.26	3.41	6.29	55.99	15.05	1.74	3.72
LI	89 x 13	3 1/2 x 1/2	16.52	20.6	7.6	50	-	-	22.2	7/8	70	11.71	64.02	5.38	20.97	151.51	24.4	2.69	2.69	238.09	37.91	3.37	6.29	61.59	16.21	1.73	3.80
LI	89 x 19	3 1/2 x 3/4	23.74	20.6	7.6	50	-	-	22.2	7/8	70	38.78	192.07	5.53	30.24	206.45	34.5	2.61	2.91	322.13	51.24	3.26	6.29	90.77	22.07	1.73	4.11
LI	102 x 5	4 x 3/16	7.42	14.3	9.5	60	-	-	22.2	7/8	70	0.72	5.86	5.30	9.54	64.38	8.6	2.60	2.70	119.09	15.96	3.53	7.18	9.67	1.30	1.01	3.82
LI	102 x 6	4 x 1/4	9.82	15.9	9.5	60	-	-	22.2	7/8	70	1.71	13.56	5.94	12.52	124.9	17.2	3.18	2.77	191.89	26.72	3.96	7.18	48.10	12.30	2.00	3.91
LI	102 x 8	4 x 5/16	12.20	17.5	9.5	60	-	-	22.2	7/8	70	3.32	25.86	6.01	15.48	154.4	21.1	3.15	2.84	239.33	33.33	3.93	7.18	61.60	15.36	2.00	4.01
LI	102 x 10	4 x 3/8	14.58	19.1	9.5	60	-	-	22.2	7/8	70	5.72	43.60	6.03	18.45	181.5	24.9	3.12	2.89	283.03	39.41	3.91	7.18	73.25	18.17	1.98	4.03
LI	102 x 11	4 x 7/16	16.82	20.6	9.5	60	-	-	22.2	7/8	70	9.04	67.54	6.06	21.35	206.9	28.7	3.12	2.94	322.99	44.98	3.88	7.18	83.66	20.15	1.98	4.15
LI	102 x 13	4 x 1/2	19.05	22.2	9.5	60	-	-	22.2	7/8	70	13.44	98.34	6.08	24.19	231.4	32.3	3.10	2.99	361.28	50.31	3.86	7.18	94.48	22.44	1.98	4.21
LI	102 x 16	4 x 5/8	23.36	25.4	9.5	60	-	-	22.2	7/8	70	26.04	182.63	6.17	29.74	277.2	39.3	3.05	3.12	433.71	60.40	3.81	7.18	115.71	26.36	1.98	4.39
LI	102 x 19	4 x 3/4	27.53	28.6	9.5	60	-	-	22.2	7/8	70	44.63	299.80	6.24	36.10	318.8	46.0	3.02	3.22	497.39	69.27	3.75	7.18	136.10	29.97	1.95	4.54
LI	127 x 10	5 x 3/8	18.30	22.2	12.7	70	45	50	25.4	1	80	7.18	87.69	7.49	23.29	363.8	39.7	3.96	3.53	579.60	64.60	4.99	8.96	148.00	29.80	2.52	4.97
LI	127 x 13	5 x 1/2	24.11	25.4	12.7	70	45	50	25.4	1	80	16.91	199.86	7.54	30.65	468.3	51.6	3.91	3.63	746.5	83.3	4.94	8.96	190.10	37.2	2.49	5.12
LI	127 x 16	5 x 5/8	29.76	28.6	12.7	70	45	50	25.4	1	80	32.81	375.14	7.63	37.81	565.3	63.3	3.86	3.76	897.3	100.5	4.87	8.96	233.30	43.9	2.48	5.31
LI	127 x 19	5 x 3/4	35.12	31.8	12.7	70	45	50	25.4	1	80	56.34	622.66	7.69	44.77	655.2	74.2	3.81	3.86	1035.5	115.6	4.82	8.96	275.30	50.5	2.48	5.45
LI	152 x 10	6 x 3/8	22.17	22.2	12.7	90	60	60	25.4	1	90	8.64	154.49	8.95	26.13	640.6	57.8	4.78	4.16	1018.6	94.6	6.02	10.76	262.60	44.7	3.05	5.88
LI	152 x 13	6 x 1/2	29.17	25.4	12.7	90	60	60	25.4	1	90	20.38	354.52	9.01	37.10	826.7	75.5	4.72	4.27	1326.1	123.3	5.97	10.76	331.30	54.9	2.99	6.03
LI	152 x 16	6 x 5/8	36.01	28.6	12.7	90	60	60	25.4	1	90	39.59	670.09	9.08	45.87	1005.6	92.8	4.67	4.39	1604.8	149.2	5.92	10.76	406.40	65.6	2.98	6.20
LI	152 x 19	6 x 3/4	42.71	31.8	12.7	90	60	60	25.4	1	90	68.04	1120.16	9.16	54.45	1171.7	109.1	4.65	4.52	1859.2	172.7	5.85	10.76	484.20	75.9	2.98	6.38
LI	152 x 25	6 x 1	55.66	38.1	12.7	90	60	60	25.4	1	90	159.56	2482.09	9.28	70.97	1476.0	140.0	4.57	4.72	2327.8	203.3	5.73	10.76	624.20	93.7	2.96	6.66
LI	203 x 13	8 x 1/2	39.3	29	12.7	120	80	80	25.4	1	100	27.32	868.05	11.94	50.00	2024.1	137.1	6.36	5.55	3232.5	225.0	8.04	14.37	815.69	103.9	4.04	7.85
LI	203 x 16	8 x 5/8	48.7	32	12.7	120	80	80	25.4	1	100	53.14	1654.72	12.00	62.08	2474.0	169.0	6.32	5.67	3946.0	275.0	7.96	14.37	1001.20	124.9	4.02	8.01
LI	203 x 19	8 x 3/4	57.9	35	12.7	120	80	80	25.4	1	100	91.46	2790.19	12.06	73.79	2902.7	199.7	6.27	5.78	4624.3	321.8	7.92	14.37	1181.15	144.4	4.00	8.18
LI	203 x 22	8 x 7/8	67.1	38	12.7	120	80	80	25.4	1	100	144.65	4322.65	12.13	85.38	3312.0	230.0	6.23	5.90	5268.0	366.7	7.86	14.37	1366.60	162.7	3.99	8.34
LI	203 x 25	8 x 1	75.9	41	12.7	120	80	80	25.4	1	100	215.05	6293.81	12.20	96.77	3703.8	258.8	6.19	6.01	5679.3	409.2	7.79	14.37	1528.26	179.8	3.97	8.50
LI	203 x 29	8 x 1 1/8	84.8	44	12.7	120	80	80	25.4	1	100	304.96	8739.13	12.27	107.96	4078.0	287.0	6.15	6.12	6458.0	449.5	7.73	14.37	1697.10	195.9	3.96	8.66

Calidades de Acero

Acero ASTM A 36	$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$
Acero ASTM A 529 G 50	$f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$
Acero ASTM A 572 G 50	$f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$
Acero ASTM A 572 G 60	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

LOS PRODUCTOS EN FRANJA AMARILLA, SON DE EXISTENCIA FRECUENTE.

LOS PRODUCTOS SIN SOMBRER, SON DE FABRICACIÓN ESPECIAL, SOBRE PEDIDO.

* Redondeado al milímetro.



DISEÑO ESTRUCTURAL DE DESARENADOR.

CANAL

Canal abierto

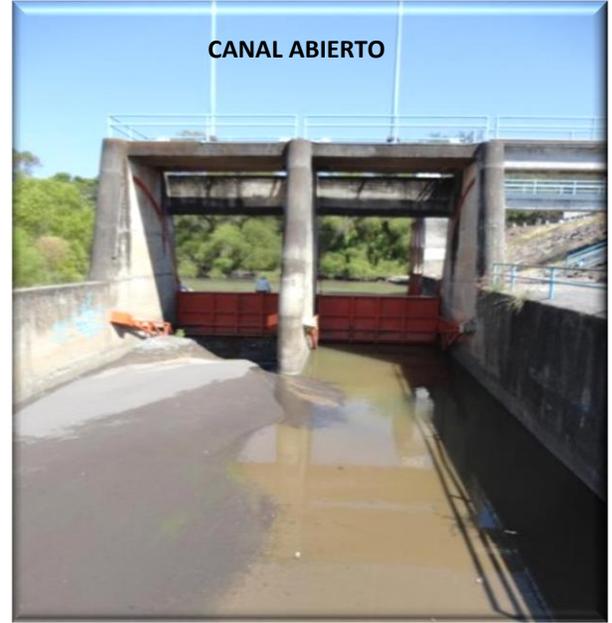
Programó: M.I. BERNABÉ ANDRÉS MATA DE ELÍAS

Inicio

ENTRADA DE DATOS

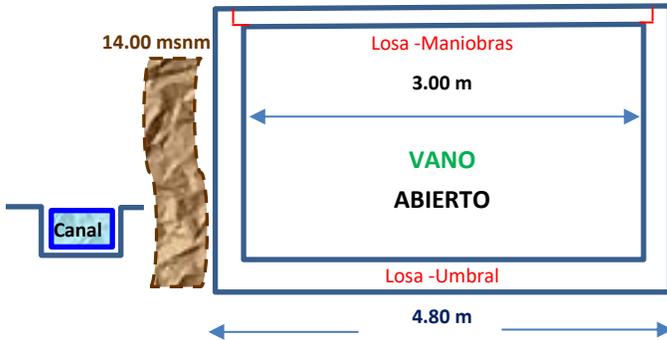
NAME.	15.40 msnm
Elev. Muros de encauce.	16.40 msnm
Elev. del Vano de la Estructura.	4.88 msnm
Elev. del Terreno Natural (M.I)	14.00 msnm
Elev. Cresta Vertedora.	7.30 msnm
Elev. desplante Cresta Vertedora.	1.30 msnm
Elev. desplante Muros de encauce.	2.58 msnm
Elev. de la Nariz de la Pantalla.	7.38 msnm
Peralte preliminar de Pantalla.	0.30 m
Carga hidráulica sobre la Cortina.	8.10 m
Ancho del Vano del desarenador.	↔ 3.00 m
Peralte preliminar de muros, Base.	↓ 0.90 m
Peralte preliminar de muros, Corona.	↑ 0.30 m
Peralte preliminar de losa maniobras.	↑ 0.50 m
Peralte preliminar de losa Umbral.	↑ 0.90 m
Bordo libre arriba del NAME.	1.00 m

Supresión total en el desarenador.	9,014 Kg/m ²
------------------------------------	-------------------------



Carga viva

Cv = 500 Kg/m²



CONDICIÓN

Lleno

Analisis

CONSTANTES CONCRETO

f'c =	250 Kg/cm ²
fs =	2,100 Kg/cm ²
γconcreto =	2,400 Kg/m ³
γmanposteria =	2,200 Kg/m ³
W agua =	1,000 Kg/m ³
W tierra =	1,800 Kg/m ³
∅ Terreno	35°

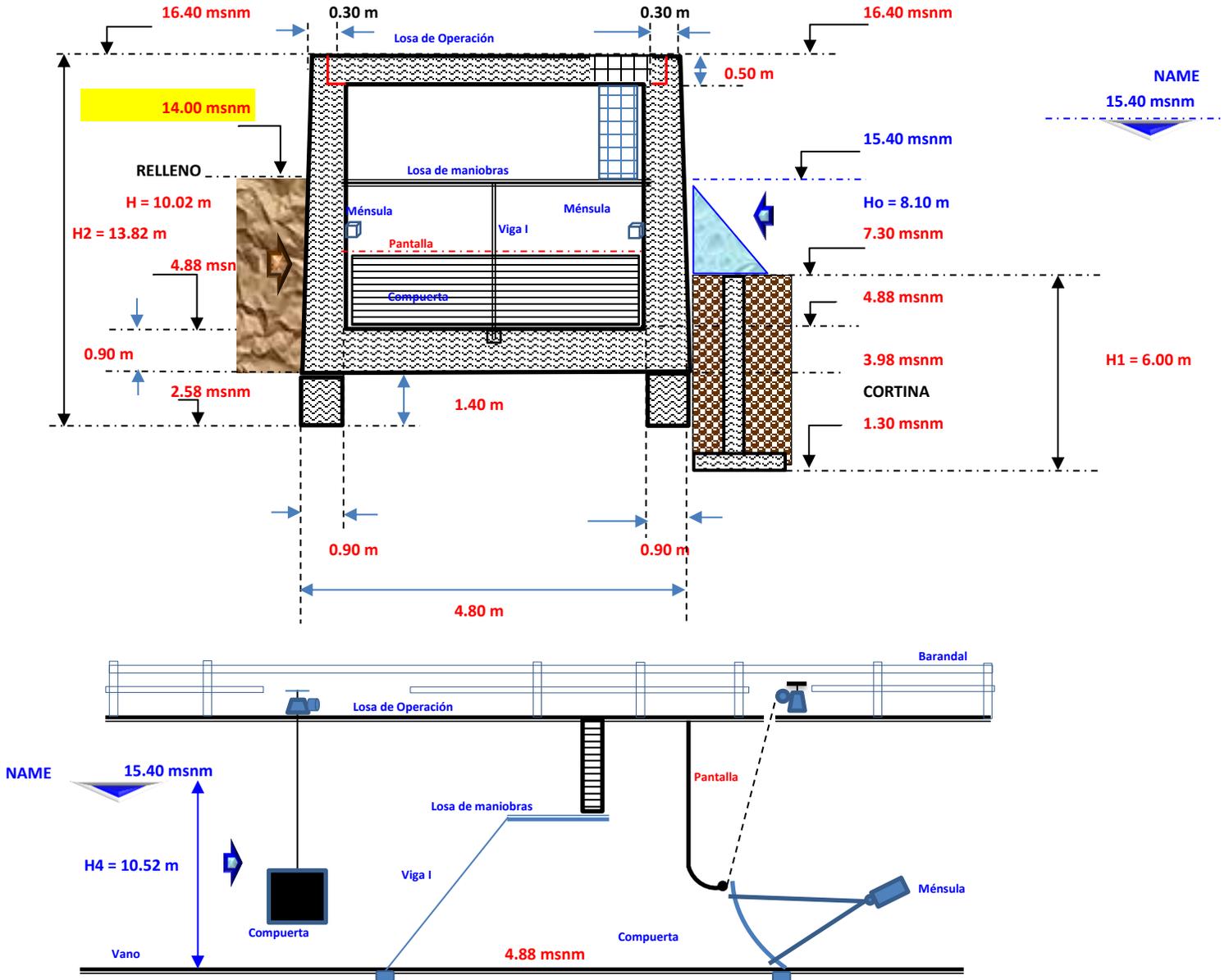
$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^6}{1500 \sqrt{f'c}}$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{fs}{nfc}}$$

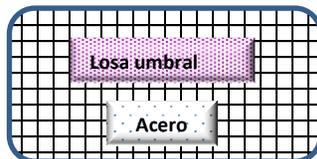
$$J = 1 - \frac{k}{3}$$

$$R = 0.5 k j f_c$$

k =	0.31	α =	0.245
j =	0.90	fc = 0.45f'c	112.50
R =	15.69	n =	8.43



ANÁLISIS ESTRUCTURAL



Datos

$$V_c = 0.3 \sqrt{f'_c}$$

$$V_c = 4.743 \text{ Kg/cm}^2$$

Flexión

$$f_c = 0.45 f'_c$$

$$f_c = 113 \text{ Kg/cm}^2$$

CORTANTES SIN REFORZAR

$$V_c = 0.292 \sqrt{f'_c}$$

$$4.617 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = 0.5 \sqrt{f'_c}$$

$$7.906 \text{ Kg/cm}^2$$

ACI

SECCIÓN REFORZADA

$$V_c = 1.325 \sqrt{f'_c}$$

$$20.950 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Cortante máximo en secciones reforzadas}$$

ADHERENCIA

$$\mu_p = \frac{2.3 \sqrt{f'_c}}{D}$$

$$\mu = \frac{V_{MAX} \odot}{\Sigma \phi j d}$$

Carga viva 500 Kg/m^2

$$\sqrt{f'_c} = 16 \text{ Kg/cm}^2$$

Estimación de Cargas.

γ Concreto = $2,400 \text{ Kg/m}^3$

DIMENSIONES EN EL DESARENADOR

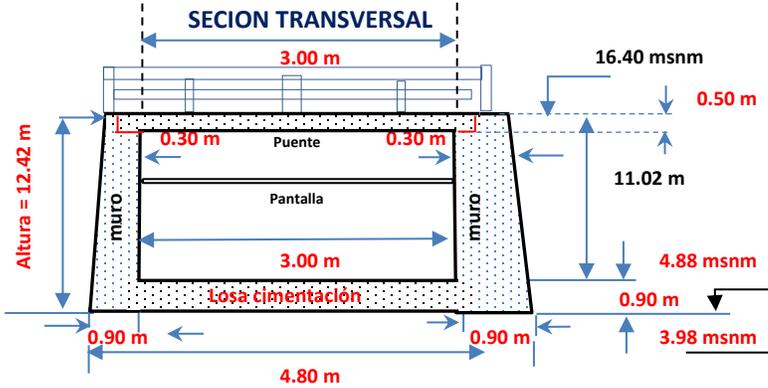
Datos	Ancho	Peralte	W
Puente de maniobras.	3.00 m	0.50 m	1,200 Kg/m ²
Pantalla.	3.00 m	0.30 m	720 Kg/m ²
Losa-cimentación	3.00 m	0.90 m	2,160 Kg/m ²
Brandal.	10 Kg/m ²	L = 10.00 m	100 Kg/m ²

Elev. Corona	Altura de Muros	Muro-Corona	Muro-Base	Wmuro+Chumacera
16.40 msnm	12.42 msnm	0.30 m	0.90 m	7,066.20 Kg

Por 2 Muros

Resultados

14,132.4 Kg



ANÁLISIS DE CARGAS

Cálculo de W1.

Claro =	L = 3.30 m
Carga Viva =	Cv = 500 Kg/m2

Compuerta radial	Ancho = 3.0 m	Altura = 2.50 m	➔ W (compuerta) =	W = 1,535 Kg
	Sobre la Losa		75% sobre el piso.	W = 1,151 Kg
	Sobre el Muro		25% sobre el pasador.	W = 384 Kg
	Moto-Reductor	SI	W malacate =	W = 778 Kg
			W = 100 Kg	W chumacera = W = 39 Kg

Losa de Operación **W1 = 1,976 Kg/m2**

LOSA UMBRAL (W2)

Inicio

Conducto Lleno AL NAME.

Claro	Yw del Agua	Peso C. Lleno	Área hidráulica	Área del conducto
3.00 m	1,000 Kg/m3	3,000 Kg/m2	A = 33.06 m2	A = 59.62 m2

Peso propio losa	d = 0.90 m	2,160 Kg/m2
-------------------------	-------------------	--------------------

$(A. \text{Conducto} - A. \text{Hidráulica}) * \gamma_c * 1 \text{ m}$

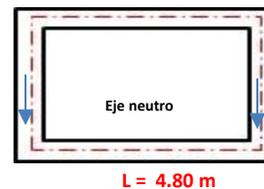
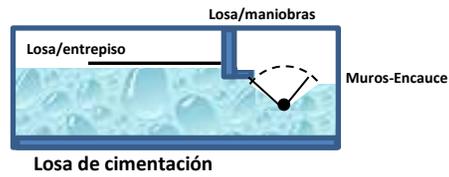
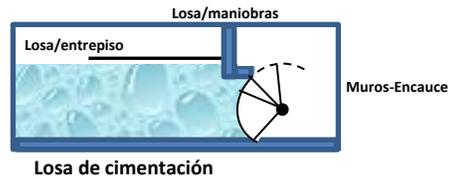
Peso propio Conducto. **63,734.40 Kg/m2**

ANÁLISIS COMPUERTA RADIAL CERRADA	↓	64,118 Kg/m2
ANÁLISIS COMPUERTA RADIAL ABIERTA	↓	63,734 Kg/m2

Se calculará con compuerta cerrada.!
W conducto = 64,118 Kg/m2

Reacción del terreno.
↓ R = 14,223 Kg/m2

W2 = 69,327 Kg/m2



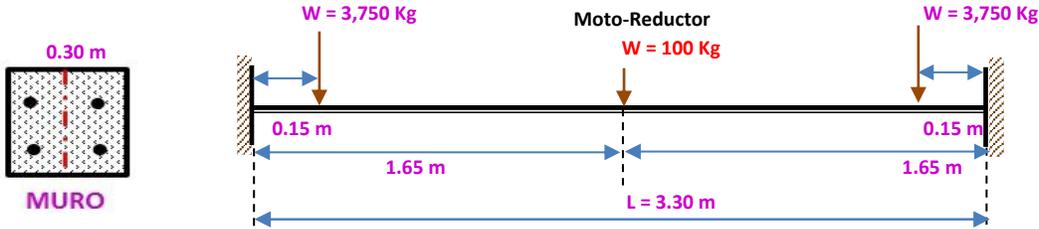
$$R_t = \frac{W. \text{Conducto} + W. \text{Agua}}{\text{Ancho de conducto}}$$



LOSA DE MANIOBRAS

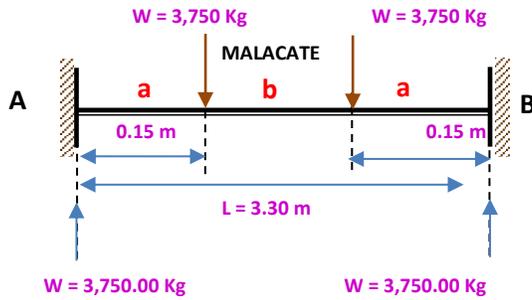
Malacate: W = 7,500 Kg

Considerando que pasan 2 tornillos sobre el muro y 2 tornillos sobre la losa.



1).- **DOBLEMENTE EMPOTRADA.**

CARGAS PUNUALES

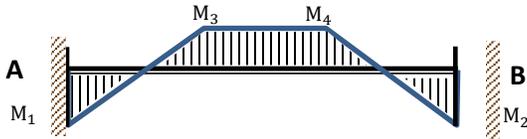


$$M_1 = M_2 = - \frac{P a (L - a)}{L}$$

-M(1) = 536.9 Kg-m

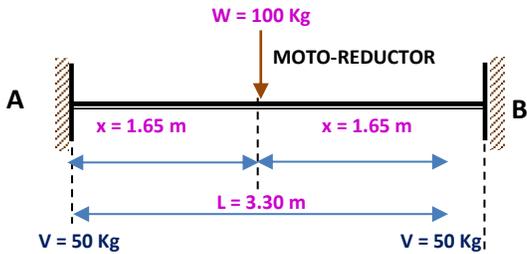
$$M_3 = M_4 = \frac{P a^2}{L}$$

M(3) = 25.6 Kg-m



$$V_1 = V_2 = P$$

V1 = 3,750 Kg-m



$$M_1 = M_2 = - \frac{P L}{8}$$

-Mmax = 1.56 Kg-m

$$M_3 = \frac{P L}{8}$$

M(3) = 1.56 Kg-m

$$V_1 = V_2 = \frac{P}{2}$$

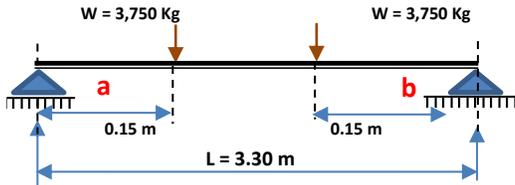
V1 = 50 Kg-m

RESUMEN.

Momentos (+, -).	Cortantes Totales
M(+) = 27.1 Kg-m	V1 = 3,750.00 Kg
M(-) = 538.5 Kg-m	V1 = 50.00 Kg
M(max) = 538.5 Kg-m	Vtotal = 3,800.00 Kg

Inicio

2).- **SIMPLEMENTE APOYADA.!**

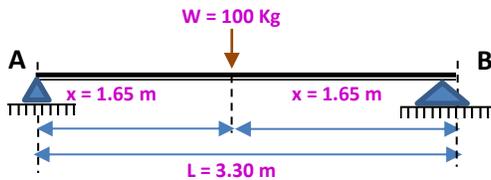


$$M_{\max} = P A$$

Mmax = 562.50 Kg-m

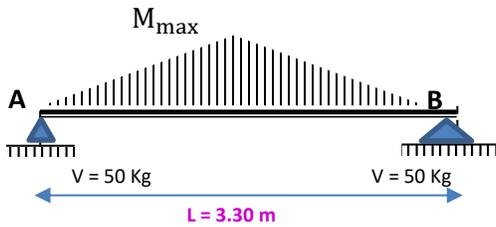
$$R_{A,B} = V_{A,B} = P$$

V1 = 3,750.00 Kg-m



$$M_{\max} = \frac{P L}{4}$$

Mmax = 82.50 Kg-m



$$V_1 = V_2 = \frac{P}{2}$$

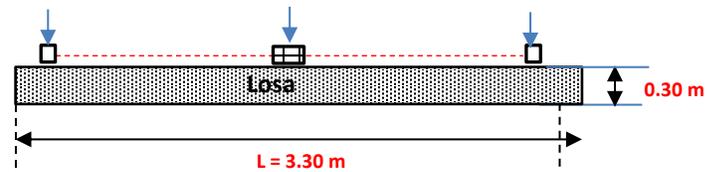
V1 = 50.00 Kg-m

RESUMEN.

Momentos Totales	Cortantes Totales
M(max) = 562.5 Kg-m	V1 = 3,750.00 Kg
Mmax = 82.50 Kg-m	V1 = 50.00 Kg
M(max) = 562.5 Kg-m	Vtotal = 3,800.00 Kg

Carga uniforme distribuida

W1 = 1,976 Kg/m2

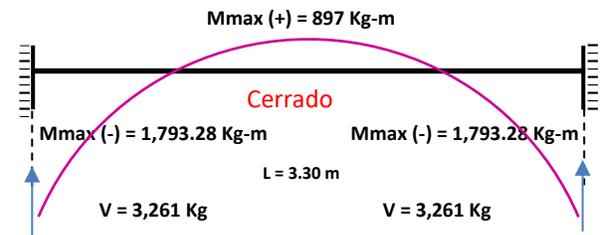
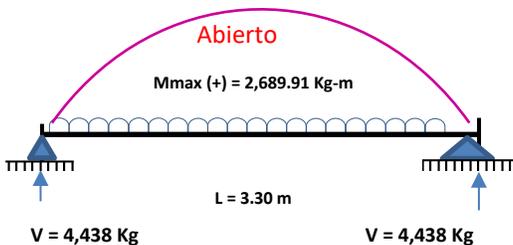


$$M(+)= \frac{wL^2}{8} = 2,689.9 \text{ Kg m}$$

$$M(+)= \frac{wL^2}{24} = 896.6 \text{ Kg-m}$$

$$V= \frac{wL}{2} = 3,260.5 \text{ Kg}$$

$$M(-)= \frac{wL^2}{12} = 1,793.3 \text{ Kg m}$$



Simplemente apoyada

M(+)= 2,689.9 Kg-m

Doblemente apoyada

M(-)= 1,793.3 Kg-m

M(+)= 896.6 Kg-m

LOSA DE MANIOBRAS.

Simplete apoyada

Mmax = 3,252 Kg-m

Tomamos: **Mmax = 3,252 Kg-m**

$$d = \sqrt{\frac{M}{R b}}$$

d = 14 cm

M(+) = 3,252.4 Kg-m

(+) $As = \frac{M}{fs*j*d} =$ **6.91 cm²**

No. = 5 SEPARACIÓN **29 cm**
4 Varillas/m

M(-) = 2,331.8 Kg-m

(-) $As = \frac{M}{fs*j*d} =$ **14.80 cm²**

No. = 6 SEPARACIÓN **19 cm**
6 Varillas/m

ACERO POR CONTRACCIÓN O TEMPERATURA

$As = 0.2 \frac{bh}{100}$ **5.0 cm²**

No. = 4 SEPARACIÓN **25 cm**
5 Varillas/m

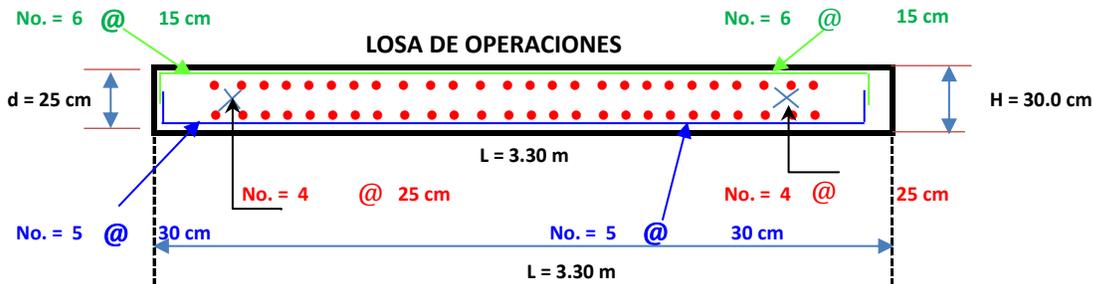
Peralte por cortante

Vtotal = 4,438.36 Kg

$Vd = \frac{V}{db}$

Vd = 1.8 Kg/cm² Ok, correcto pasa por cortante, $Vd < Vc = 7.906 \text{ Kg/cm}^2$

ARMADO.!



M diseño = (Mmáximo + M(cargas puntuales)).

Doblemente empotrada

M(max) = 2,332 Kg-m

Tomamos **d = 25 m**

r = 5 cm

Peralte: **H = 30 cm**

M(+) Uniforme + M(+) Puntual

Inicio

se adopta **Separación = 30 cm**

M(-) Uniforme + M(-) Puntual

se adopta **Separación = 15 cm**

se adopta **Separación = 25 cm**

Inicio

ADHERENCIA.!

$\Sigma\phi =$ **150 Diámetros**

Var = **1.59 cm**

$\mu_p = \frac{2.3\sqrt{f'c}}{D}$ **361.6 Kg/cm²**

$\mu = 1 \frac{V_{MAX} \odot}{\Sigma\phi j d}$ **1.32 Kg/cm²**

ϕ	Una varilla
0.375	3
0.5	4
0.625	5
3/4	6
1	8
1 1/4	10

¡ CORRECTO (u < up) !

MURO MARGEN IZQUIERDA.!

Conducto : **Lleno**

EMPUJE EN EL PUNTO A.

Muro
W = **14,223 Kg**
Brazo = **0.38 m**
Mo = **5,333.55 Kg-m**

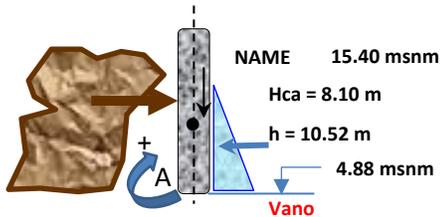
Empuje **20,285.49 Kg**

$P = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left(45^\circ \frac{\phi}{2}\right)$

$E_a = \frac{\gamma_w h^2}{2}$

Empuje **55,335.20 Kg**

Exterior	h = 9.12 m
$y = \frac{h}{3} =$	Carga
	h = 3.04 m
	→
En el desarenador	Carga
	h = Carga Hco-Elev. losa Vano
Interior	h = 10.52 m
$y = \frac{h}{3} =$	←
	h = 3.51 m



CÁLCULOS DE LOS MOMENTOS

Momento máximo **M = 132,374 Kg-m**

M terreno =	61,667.89 Kg-m
M muro =	5,333.55 Kg-m
M agua =	132,374.21 Kg-m

MA = 65,373 Kg-m

REVISIÓN DE LOS PERALTES

POR FLEXIÓN.!

Propuesto: **d = 90 cm**

Inicio

$d = \sqrt{\frac{M}{R b}}$

d = 65 cm

d (propuesto) = d = 75 cm

+ 5 cm
h = 80 cm

! Correcto <= 65cm Ok.!

POR CORTANTE:

V = 4,438.36 Kg

$$V_c = \frac{V}{db}$$

Vc = 0.592 Kg/cm2

Método ACI

Correcto Vc < V, Ok.!

V = 7.9 Kg/cm2

ACERO POR CONTRACCIÓN O TEMPERATURA

$$A_s = 0.2 \frac{bh}{100}$$

15.00 cm2

No. = 6

SEPARACIÓN

19 cm

se adopta

Separación = 20 cm

6 Varillas/m

CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO EN LA BASE DE LOS MUROS

MOMENTO (máximo) = 65,372.77 Kg-m

$$A_s = \frac{M_{(máximo)}}{f_s j d}$$

46.31 cm2

No. = 8

SEPARACIÓN

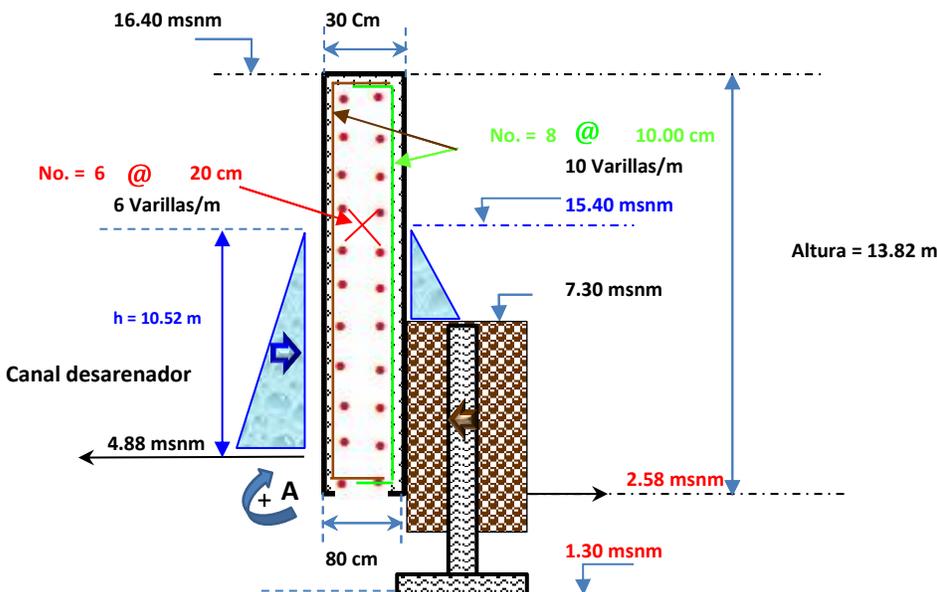
11 cm

se adopta

Separación = 10 cm

10 Varillas/m

Muro Izquierdo.



Inicio

Inicio

ADHERENCIA

$\Sigma\phi =$ $Var =$

$\mu\rho = \frac{2.3Vf'c}{D}$ **14.3 Kg/cm²**

$\mu = \frac{VMAX \textcircled{C}}{\Sigma\phi jd}$ **0.62 Kg/cm²**

¡ CORRECTO (u < up) !

ϕ	Una varilla
0.375	3
0.5	4
0.625	5
3/4	6
1	8
1 1/4	10

Lleno

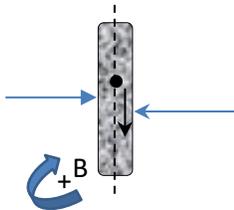
MURO MARGEN DERECHA.!

EMPUJE EN EL PUNTO. (A)

$P = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left(45^\circ \frac{\phi}{2}\right)$

$Ea = \frac{\gamma_w h^2}{2}$

Muro
d = 90 cm
W = 14,223 Kg
Mo = 12,801 Kg-m



Empuje
24,486.76 Kg

Empuje
55,335.20 Kg

Condición :

h=	10.02 m
$y = \frac{h}{3} =$	3.34 m
h=	10.52 m
$y = \frac{h}{3} =$	3.51 m

M = 81,786 Kg-m **M = 194,042 Kg-m**

M_B = 125,056.84 Kg m

d (propuesto) = 90 cm

+ 5 cm

h = 95 m

! Correcto <= 90cm Ok.!

REVISIÓN DE LOS PERALTES

POR FLEXIÓN.!

$d = \sqrt{\frac{M}{Rb}}$

d = 89 cm

<

POR CORTANTE

$V_c = \frac{V}{db}$

1.78 Kg/cm²

V_{total} = 4,438.36 Kg

Método ACI

Correcto V_c < V, Ok.! **7.906 Kg/cm²**

Inicio

ACERO POR CONTRACCIÓN O TEMPERATURA

$A_s = 0.2 \frac{bh}{100}$

18.00 cm²

No. = 6

SEPARACIÓN

16 cm
7 Varillas/m

se adopta

Separación = 15 cm

Inicio

CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO EN LA BASE DE LOS MUROS

MOMENTO (máximo) = 125,056.84 Kg-m

$$A_s = \frac{M_{(máximo)}}{f_s j d} = 83.05 \text{ cm}^2$$

No. = 10

SEPARACIÓN

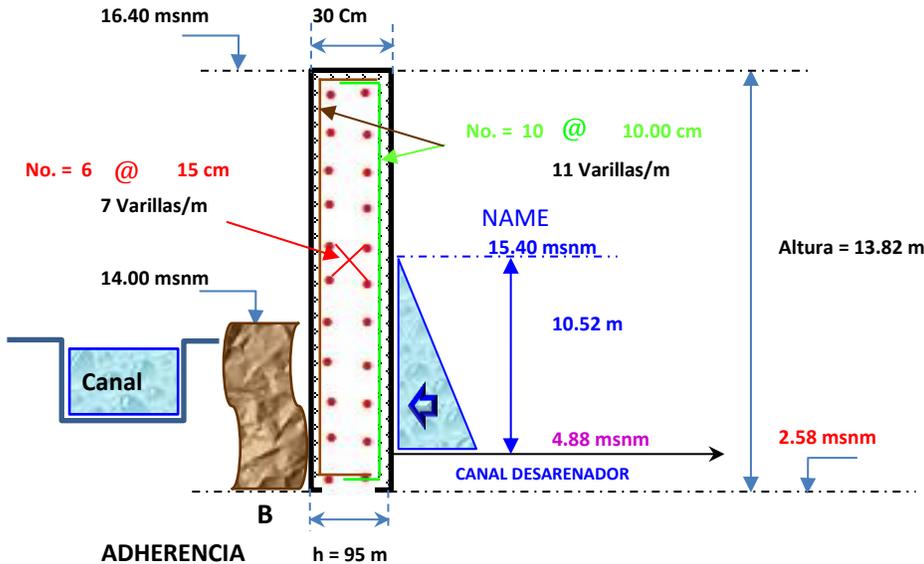
10 cm

se adopta

Separación = 10 cm

11 Varillas/m

Muro Derecho.



ADHERENCIA

$h = 95 \text{ m}$

$\Sigma\phi = 100 \text{ Diámetros}$

$\text{Var} = 3.18 \text{ cm}$

$$\mu_p = \frac{2.3\sqrt{f'_c}}{D} = 11.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{V_{MAX} @}{\Sigma\phi j d} = 0.62 \text{ Kg/cm}^2$$

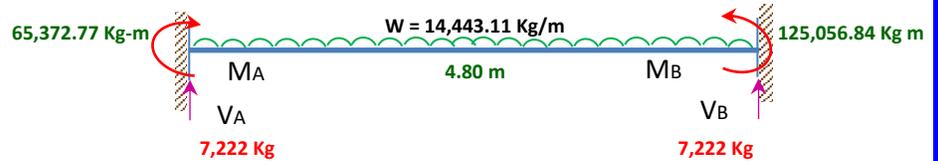
¡ CORRECTO (u < up) !

Ø	Una varilla
0.375	3
0.5	4
0.625	5
3/4	6
1	8
1 1/4	10

DISEÑO DE LA LOSA UMBRAL

**CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO EN LA LOSA DE CIMENTACIÓN
PESO DEL MURO DISTRIBUIDA EN LA LOSA DE CIMENTACIÓN**

W_A (Muro) =	7,222 Kg
W_B (Muro) =	7,222 Kg
W Distribuida en losa =	14,443.11 Kg/m ²
M_A (Derecha)=	125,056.84 Kg-m
M_B (Izquierda)=	65,372.77 Kg-m
M_{max} =	125,056.84 Kg-m



Quando el cortante es cero, el momento es máximo, cálculo de la distancia "X" donde el cortante es cero.

CORTANTE ISOSTÁTICO

CORTANTE HIPERESTÁTICO

$V = \frac{Wl}{2}$ **34,663.47 Kg**

$V_H = \frac{M_A - M_B}{l}$ **12,434.18 Kg**

$V_B = V_H - V$ **22,229.29 Kg**

$V_A = V_H + V$ **47,097.65 Kg**

Cortante Máximo	47,097.65 Kg
------------------------	---------------------

MOMENTO POSITIVO, SE PRESENTA CUANDO EL CORTANTE ES NULO A UNA DISTANCIA X.

$X_2 = \frac{V_1}{W}$ **X2 = 3.26 m**

$M_{(+)} = V_B X_2 - \frac{W X_2^2}{2} - M_B$ **118,614.48 Kg-m**

$d = \sqrt{\frac{M}{Rb}}$ **89.28 cm**

tomamos

d = 0.90 m

d = 90 cm

+ 5 cm

h = 95 cm

$A_s = \frac{M_{(máximo)}}{f_s j d}$ **70.02 cm²**

No. = 10

SEPARACIÓN

11 cm

se adopta

Separación = 10 cm



Inicio

ACERO POR CONTRACCIÓN O TEMPERATURA

$$A_s = 0.2 \frac{bh}{100} \quad \mathbf{18.00 \text{ cm}^2}$$

No. = 5

SEPARACIÓN



se adopta

Separación = 10 cm

Peralte por cortante

$$V = \frac{v}{db}$$

Cortante

5.23 Kg/cm²

V_{total} = 47,098 Kg

Inicio

$$V_c = 0.5\sqrt{f_c}$$

Correcto V < V_c, Ok.!

V_c = 7.91 Kg/cm²

ADHERENCIA

$\Sigma\phi =$ **100 Diámetros**

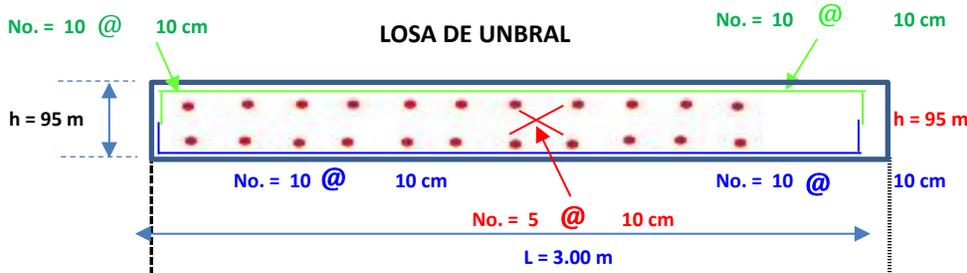
Var = **3.18 cm**

$$\mu_p = \frac{2.3\sqrt{f_c}}{D} \quad \mathbf{11.4 \text{ Kg/cm}^2}$$

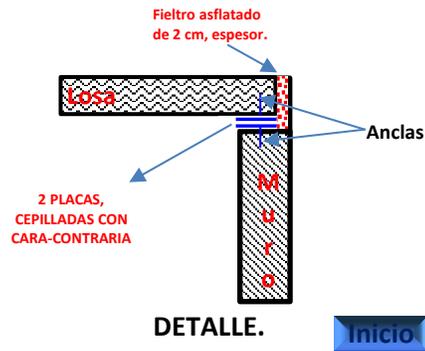
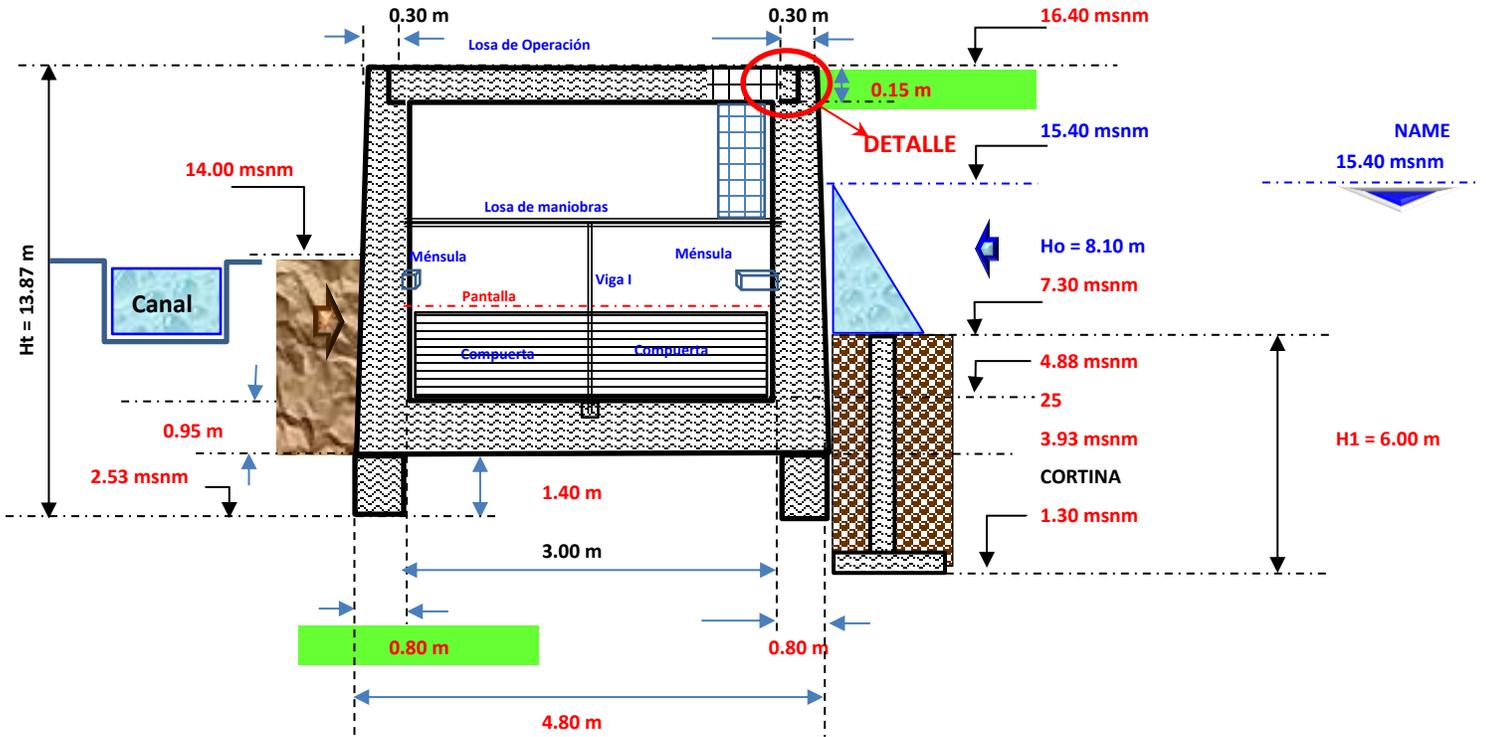
$$\mu = \frac{V_{MAX} @}{\Sigma\phi j d} \quad \mathbf{5.84 \text{ Kg/cm}^2}$$

ϕ	Una varilla
0.375	3
0.5	4
0.625	5
3/4	6
1	8
1 1/4	10

¡ CORRECTO (u < u_p) !



Inicio



RESUMEN GENERAL.!

LOSA DE MANIOBRAS.!				
PERALTE	PROPUESTO	CALCULADO	CORTANTE	ADHERENCIA
	H = 50 Cm	H = 14 Cm	CORRECTO	¡ CORRECTO (u < up) !
	A utilizar:	H = 30 Cm		
	ACERO (+)	Var No. 5	4 Varillas/m	Separación = 30 cm
	ACERO(-)	Var No. 6	6 Varillas/m	Separación = 15 cm
	TEMPERATURA	Var No. 5	5 Varillas/m	Separación = 25 cm
LOSA UMBRAL.!				
PERALTE	PROPUESTO	CALCULADO	CORTANTE	ADHERENCIA
	H = 90 Cm	H = 89 Cm	CORRECTO	¡ CORRECTO (u < up) !
	A utilizar:	H = 95 Cm		
	ACERO	Var No. 10	10 Varillas/m	Separación = 10 cm
	TEMPERATURA	Var No. 5	10 Varillas/m	Separación = 10 cm
MURO IZQUIERDA.				
PERALTE	PROPUESTO	CALCULADO	CORTANTE	ADHERENCIA
	H = 90 Cm	H = 65 Cm	! Correcto <= 65cm Ok.!	¡ CORRECTO (u < up) !
	Utilizar:	H = 80 Cm		
	ACERO	Var No. 8	10 Varillas/m	Separación = 10 cm
	TEMPERATURA	Var No. 6	6 Varillas/m	Separación = 20 cm
MURO DERECHA.				
PERALTE	PROPUESTO	CALCULADO	CORTANTE	ADHERENCIA
	H = 90 Cm	H = 89 Cm	! Correcto <= 90cm Ok.!	¡ CORRECTO (u < up) !
	Utilizar:	H = 95 Cm		
	ACERO	Var No. 10	11 Varillas/m	Separación = 10 cm
	TEMPERATURA	Var No. 6	7 Varillas/m	Separación = 15 cm

Imprimir

Guardar

Exportar

Inicio



MÉNSULA DE APOYO

Calculo Sumergida.

ANÁLISIS HIDRÁULICO.		
NAME		15.40 msnm
UMBRAL		4.88 msnm
ALTURA COMPUERTA.		A = 2.50 m

Altura de Perno C = 1.875 m

Inicio

Programó:

M.I. Bernabé A. Mata de Elias

Análizar - Compuerta Sumergida.!

DATOS:
A = 2.50 m
B = 3.00 m
R = 3.00 m
Perno = 1.89 m

Pernos

Calculo

Tipo = 2
Sumergida

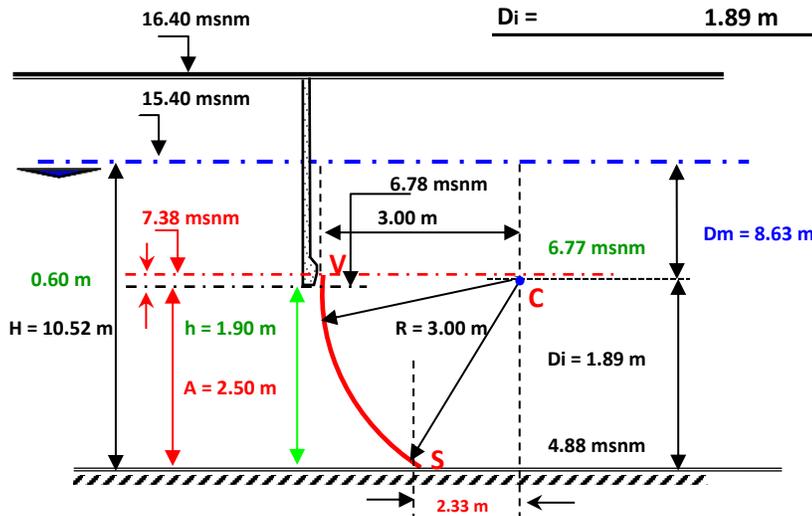
ELEVACIONES	
Nivel del agua	15.40 msnm
Umbral	4.88 msnm
Elev. Nariz	6.78 msnm
Elev. Perno	6.77 msnm
Carga al NAME	H = 10.52 m

Dm =	8.63 m
Ds =	-0.01 m
Di =	1.89 m

Compuertas

Libre:
Dm = Elev. agua - Elev. C > 0 (Positivo).
Ds = Elev. C - Elev. V < 0 (Negativo).
Di = Elev. C - Elev. S > 0 (Positivo).

SUMERGIDA:
Dm = Elev. agua - Elev. C > 0 (Positivo).
Ds = Elev. C - Elev. V > 0 (Positivo).
Di = Elev. C - Elev. S > 0 (Positivo).



Wa =	1,000 Kgf
γ =	9.81 KN/m3
B = Ancho de compuerta	
R = radio de la placa de la superficie mojada	
H = Altura Máxima a partir de umbral.	
A = Altura de la compuerta	
Dm = Es la diferencia entre la elevación del agua y el centro de curvatura de la placa.	
Di = Es la diferencia entre la elevación del centro de curvatura de la placa y la elevación del umbral.	

- a).- Dm, Ds, y Di se refieren a elevaciones y se puede asumir el signo positivo o negativo, dependiendo de la operación de la compuerta.
- b).- Los ángulos αs y αi se toman en radianes y tambien se pueden asumir el signo positivo o negativo.
- c).- La dirección de la componente vertical esta dada como positiva hacia arriba y

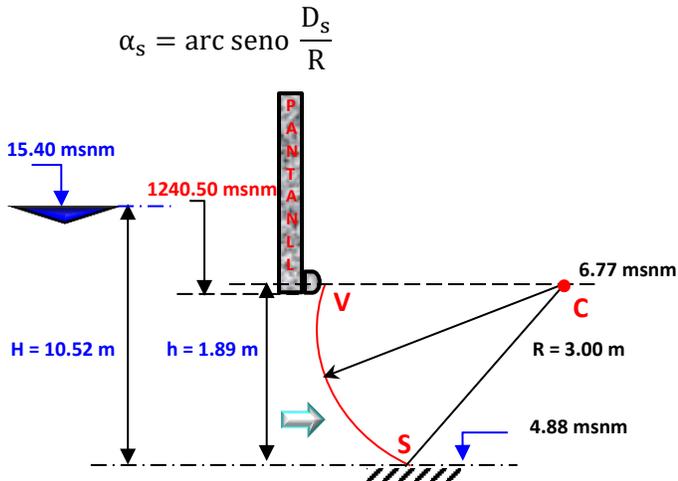
La magnitud y dirección de la resultante del agua.

$$W = \sqrt{W_h^2 + W_v^2} \quad \beta, \text{ es igual al arco tangente: } \beta = \arctan \frac{W_v}{W_h}$$

La componente horizontal del agua $W = \gamma B h \left(H - \frac{h}{2} \right)$

La componente vertical del agua (Wv).

$$W_v = \gamma B R \left[D_m (\cos \alpha_s - \cos \alpha_i) + \frac{R (\alpha_i - \alpha_s)}{2} + \frac{R (\text{seno } \alpha_s \cos \alpha_s - \text{seno } \alpha_i \cos \alpha_i)}{2} \right]$$



Dm =	8.63 m
Ds =	-0.01 m
Di =	1.89 m
1KN=	101.97 Kgf

$$\alpha_s = \text{arc seno } \frac{D_s}{R} \quad \alpha_i = \text{arc seno } \frac{D_i}{R}$$

$\alpha_s =$	-0.191 °	-0.0033 rad
$\alpha_i =$	39.050 °	0.6816 rad

$\text{Cos } \alpha_s =$	0.999994444	$\text{Sin } \alpha_s =$	-0.003333333
$\text{Cos } \alpha_i =$	0.776595133	$\text{Sin } \alpha_i =$	0.63

La componente horizontal del agua

Wh = 535.13 KN

Wv = 195.68 KN

1KN= 101.97 Kgf

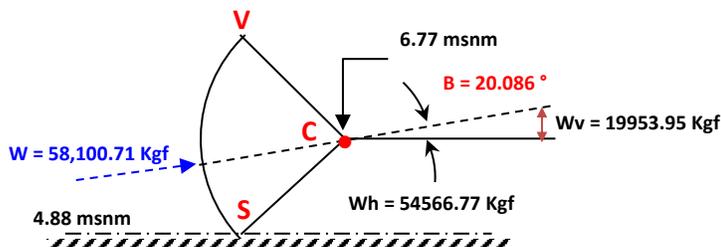
$$W = \sqrt{W_h^2 + W_v^2}$$

$$\beta = \text{arc Tan } \frac{W_v}{W}$$

MAGNITUD

W = 569.78 KN

20.086 °



Inicio

Perno	h = 1.89 m
Elavación	6.77 msnm
Radio	R = 3.00 m
Ángulo	20.09 °
W = 58,100.71 Kgf	

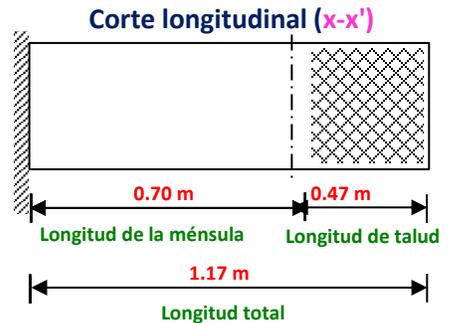
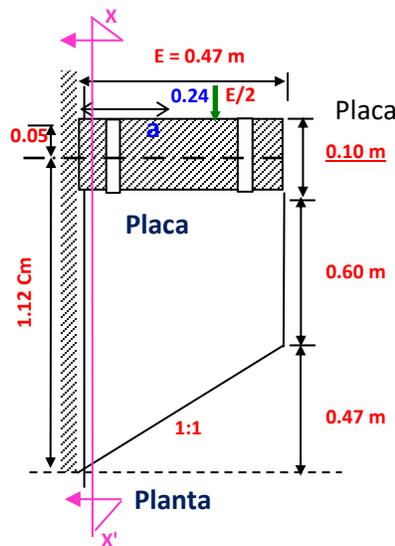
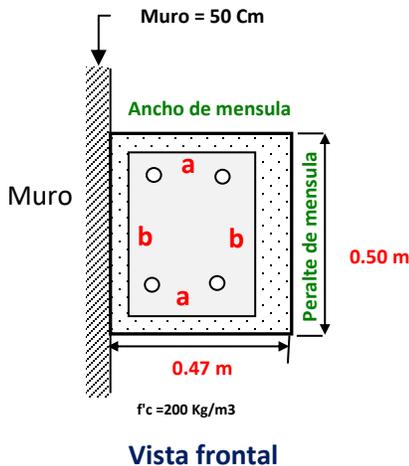
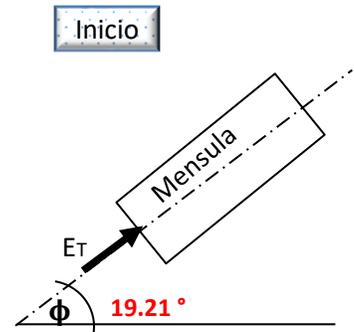
	PERNO	ELEVACION	RADIO	ANGULO	FUERZA
1	h = 1.88 m	6.76 msnm	R = 3.00 m	19.87 °	W = 58,019.98 Kgf
2	h = 1.89 m	6.77 msnm		20.09 °	W = 58,100.71 Kgf
3	h = 1.89 m	6.77 msnm	R = 3.00 m	20.09 °	W = 58,100.71 Kgf
4	h = 1.89 m	6.77 msnm	R = 3.00 m	20.09 °	W = 58,100.71 Kgf
5	h = 1.89 m	6.77 msnm	R = 3.00 m	20.09 °	W = 58,100.71 Kgf

Opcion elegida:

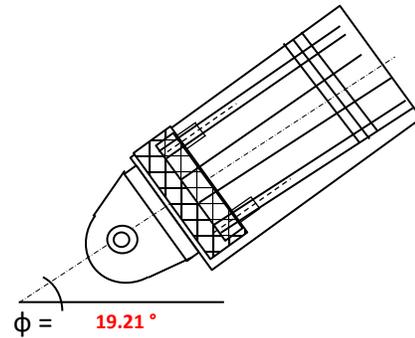
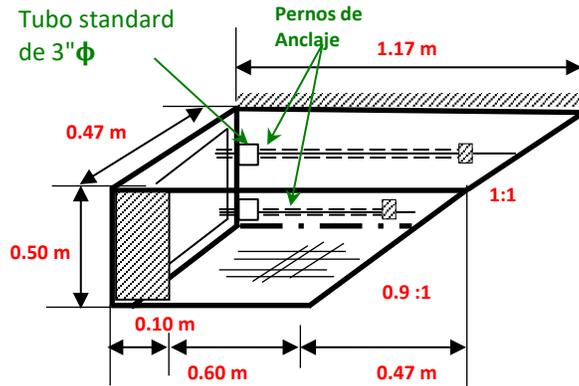
Opción = 4

PERNO	ELEVACION	RADIO	ANGULO	FUERZA
h = 1.85 m	6.73 msnm	R = 3.00 m	19.21 °	W = 57,785.10 Kgf

DATOS DE PROYECTO		
a =	Ancho del talud de la ménsula	47 Cm
b =	Peralte de la ménsula	50 Cm
d =	Peralte de ménsula	117 Cm
h =	Peralte total	1.12 Cm
h' =	Longitud exterior	60 Cm
l =	Longitud de la Ménsula (Talud)	47 Cm
	Anclaje para pernos	10 Cm



Inicio



Materiales:

$$f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

$f^*c =$	200	
$f''c =$	170	
$F_R =$	0.90	Flexión y tensión directa
$F_R =$	0.80	Fuerza cortante
$m =$	1.40	Colado monolíticamente

Peralte tentativo:

$a =$	0.24 m
$a/d =$	0.40 m
$d =$	$a/0.4$
$d =$	0.59 por lo tanto

$$d = 0.6 \text{ m}$$

Calculos de refuerzo

a).- Para resistir VR : (Fuerza cortante)

Cortante (Max) 29,050.35 Kg

$$VR = 1.4 V$$

$$VR = 40,670.49 \text{ Kg}$$

Inicio

$$(A_{vf})_1 = \frac{VR}{FR * \mu * fy}$$

$$(A_{vf})_1 = 8.65 \text{ Cm}^2$$

$$(A_{vf})_1 = \frac{VR - 14 FR * A}{0.8 fy * FR}$$

$$(A_{vf})_1 = -7.88 \text{ Cm}^2$$

$$(A_{vf})_2 = 8.65 \text{ Cm}^2$$

Finalmente $(A_{vf})_2 =$

Revisión de VF con:

VERIFICACIÓN

$$VR = 0.25 * F_R * f_c * A = \boxed{110,450 \text{ Kg}} > \boxed{29,050 \text{ Kg}} \quad \text{¡ Revisión es Correcta !}$$

b).- Para resistir el momento flexionante.

$$M_u = V_u a + N_{uc} (h - d) \quad N_{uc} = 0.2 V_R$$

$$N_{uc} = \boxed{8,134.10 \text{ Kg}} \quad z = 0.8 d \quad \boxed{93.60 \text{ Cm}}$$

$$M_u = \boxed{13,177.24 \text{ Kg-Cm}} \quad A_f = \frac{M_u}{F_R f_y Z} \quad \boxed{0.04 \text{ Cm}^2}$$

c).- Para resistir Nuc

$$A_n = \frac{N_u}{F_R * f_y} = \boxed{2.15 \text{ Cm}^2}$$

d).- Cálculo de As

$$A_{s1} = A_f + A_n \quad \boxed{As = 2.19 \text{ Cm}^2}$$

$$A_{s2} = \frac{2}{3} A_{vf} + A_n \quad \boxed{\text{Tomamos } 7.92 \text{ Cm}^2}$$

$$\boxed{As2 = 7.92 \text{ Cm}^2}$$

$$A_{s \text{ mínimo}} = \frac{0.04 f'_c}{f_y} (b * d) \quad \boxed{6.57 \text{ Cm}^2} \quad \longleftrightarrow \quad As = \boxed{7.92 \text{ Cm}^2}$$

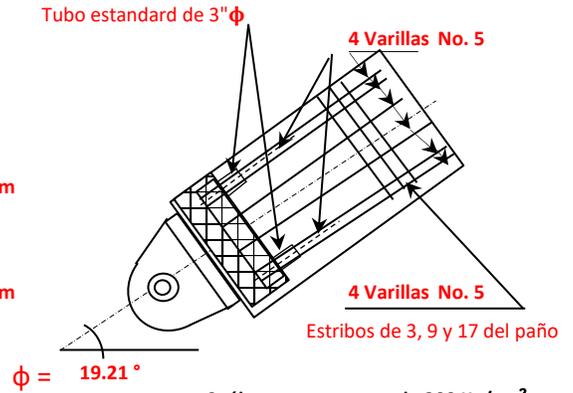
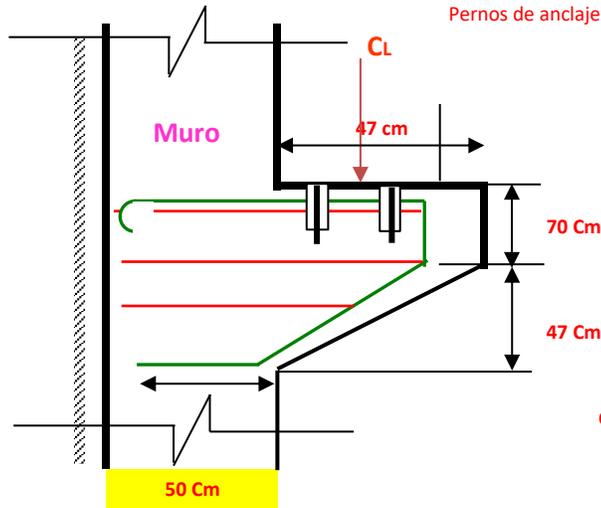
Finalmente = $\boxed{7.92 \text{ Cm}^2}$



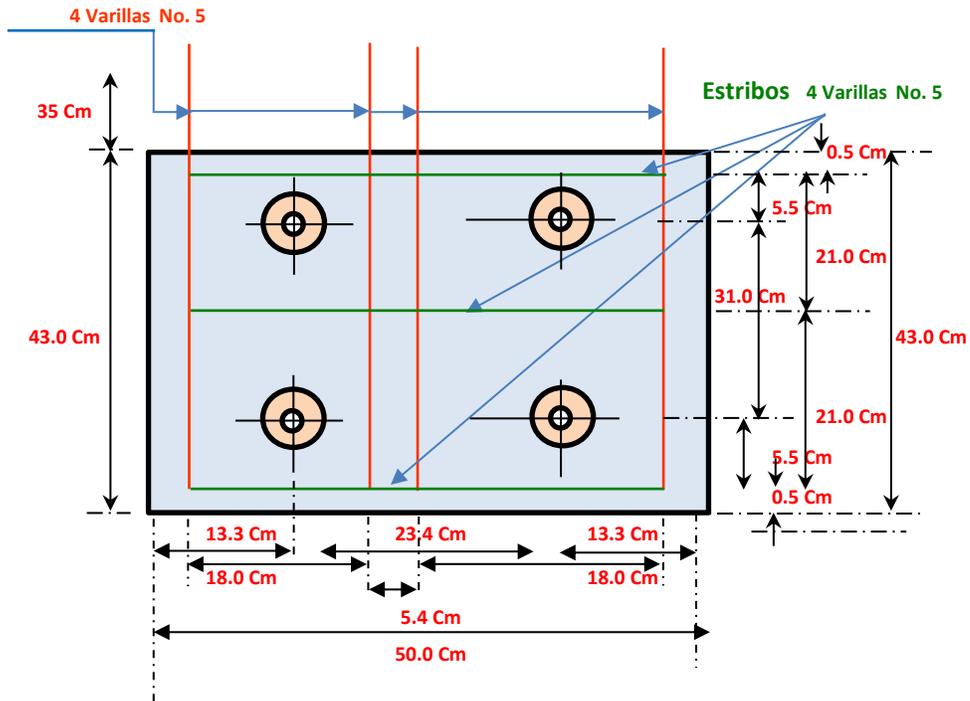
e).- Cálculo de Ah

$$A_h = 0.5 (A_s - A_n) \quad \boxed{2.88 \text{ Cm}^2} \quad \text{Estribos en 2 ramas}$$

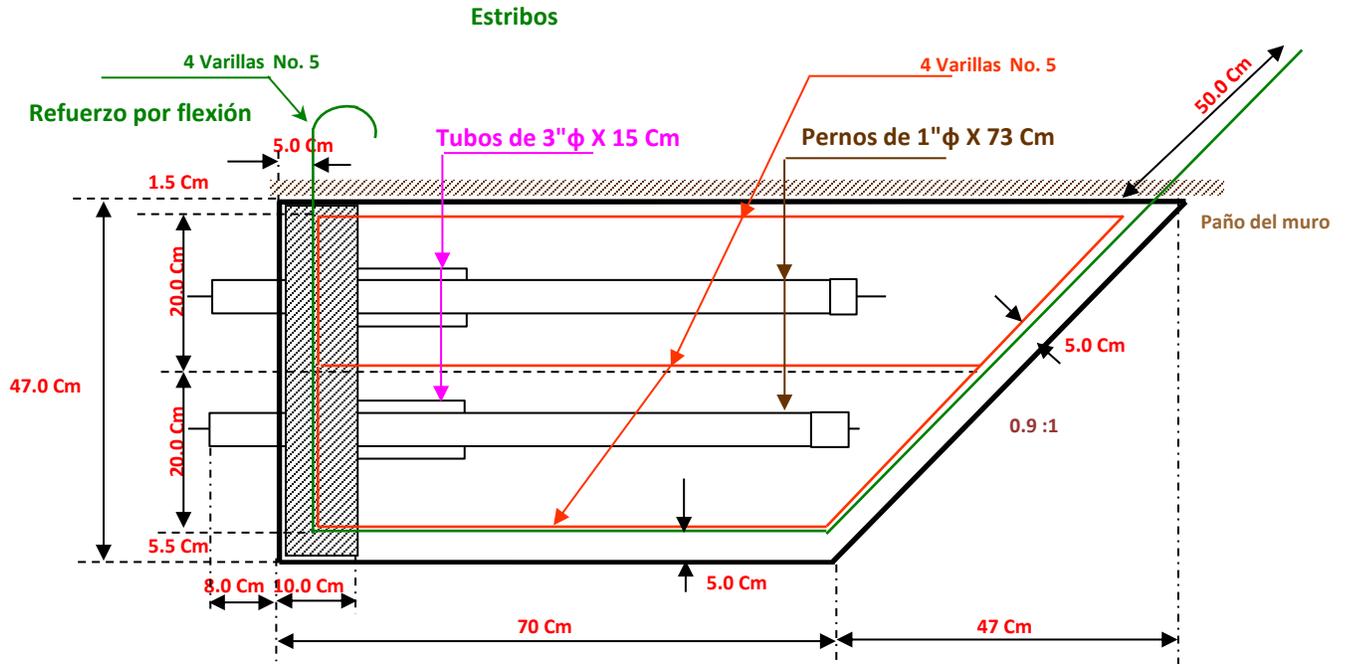




Cuélese con concreto de 200 Kg/cm² después de ajustar la chumacera.



Inicio



Inicio

Programó:

Ing. Bernabé A. Mata de Elias

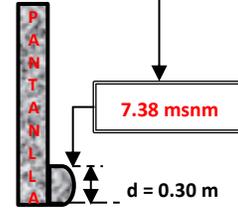
Operación Compuerta	1).-	Sumergida
	2).-	Libre

COMPUERTA Tipo = 1

COMPUERTA	A = 2.50 m	B = 3.00 m	R = 3.00 m
NAME	15.40 msnm		PERNO
DESARENADOR	04.88 msnm		H2 = 1.89 m

Ángulo

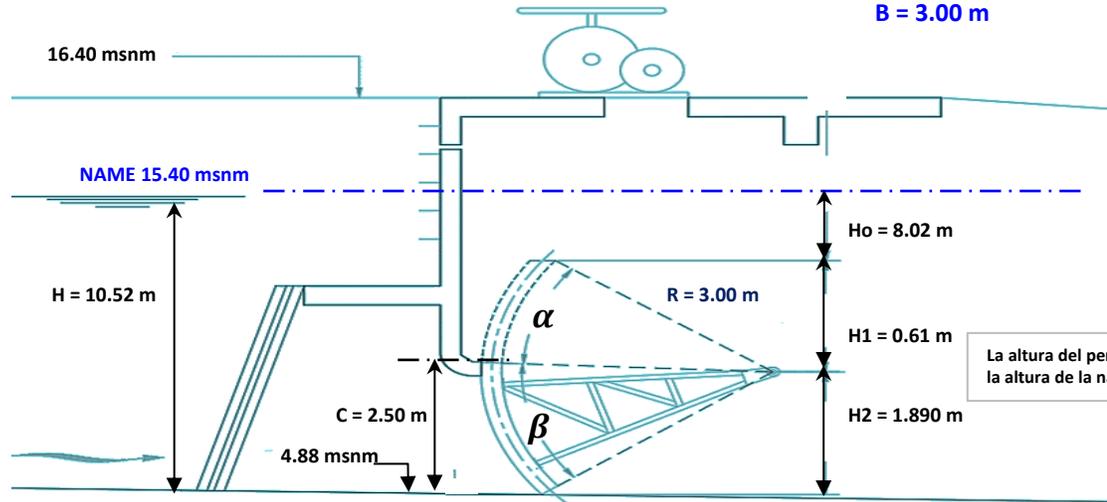
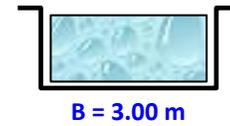
NARIZ
d = 0.30 m



Resultados

SUMERGIDA

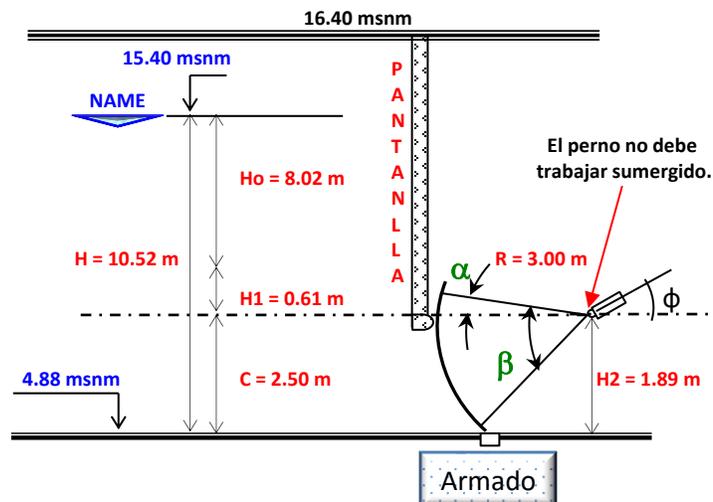
COMPUERTA	A =	2.50 m
	B =	3.00 m
	H =	10.52 m
	C =	2.50 m
	R =	3.00 m



La altura del perno a la altura de la nariz.

$H_2 = 0.75 A$

DIMENSIONES	
H =	10.52 m
H1 =	0.61 m
H2 =	1.89 m
R =	3.00 m
W =	1.0 Ton/m3
B =	3.00 m



$H_0 = H - (H_2 + H_1)$
Cálculo de Ho. 8.02 m

Determinación de los ángulos a y b .

$$\text{Seno } \alpha = \frac{H_1}{R} = 0.2033^\circ \quad \alpha = 11.7320^\circ$$

$$\text{Seno } \beta = \frac{H_2}{R} = 0.6300^\circ \quad \beta = 39.0501^\circ$$

$$F_X = \frac{WBR^2}{2} \left[\frac{2H_0}{R} + (\text{SEN } \alpha + \text{SEN } \beta) \right] (\text{SEN } \alpha + \text{SEN } \beta)$$

$$F_Y = \frac{WBR^2}{2} \left[\frac{2H_0}{R} (\text{COS } \beta - \text{COS } \alpha) + 2 \text{SEN } \alpha \text{COS } \beta - \text{SEN } \alpha \text{COS } \alpha + \text{SEN } \beta \text{COS } \beta - \theta \right]$$

$$\frac{WBR^2}{2} = 13,500.00$$

$$\left[\frac{2H_0}{R} \right] = 5.3467$$

$$\text{SENO } \alpha = 0.2033^\circ$$

$$\alpha = 11.7320^\circ$$

$$\text{SENO } \beta = 0.6300^\circ$$

$$\beta = 39.0501^\circ$$

$$\text{COSENO } \beta = 0.7766^\circ$$

$$\text{COS } \alpha = 0.9791^\circ$$

$$\theta = \alpha + \beta = 50.7821^\circ$$

$$\theta = 0.8863^\circ$$

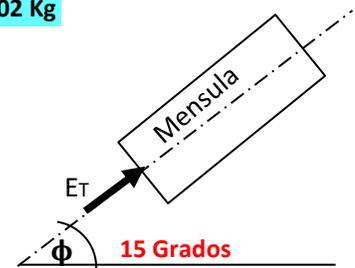
$$F_h = 69,525 \text{ Kg}$$

$$F_v = -18,402 \text{ Kg}$$

$$E_T = \sqrt{F_X^2 + F_Y^2} = \text{Empuje total } 71,919.10 \text{ Kg}$$

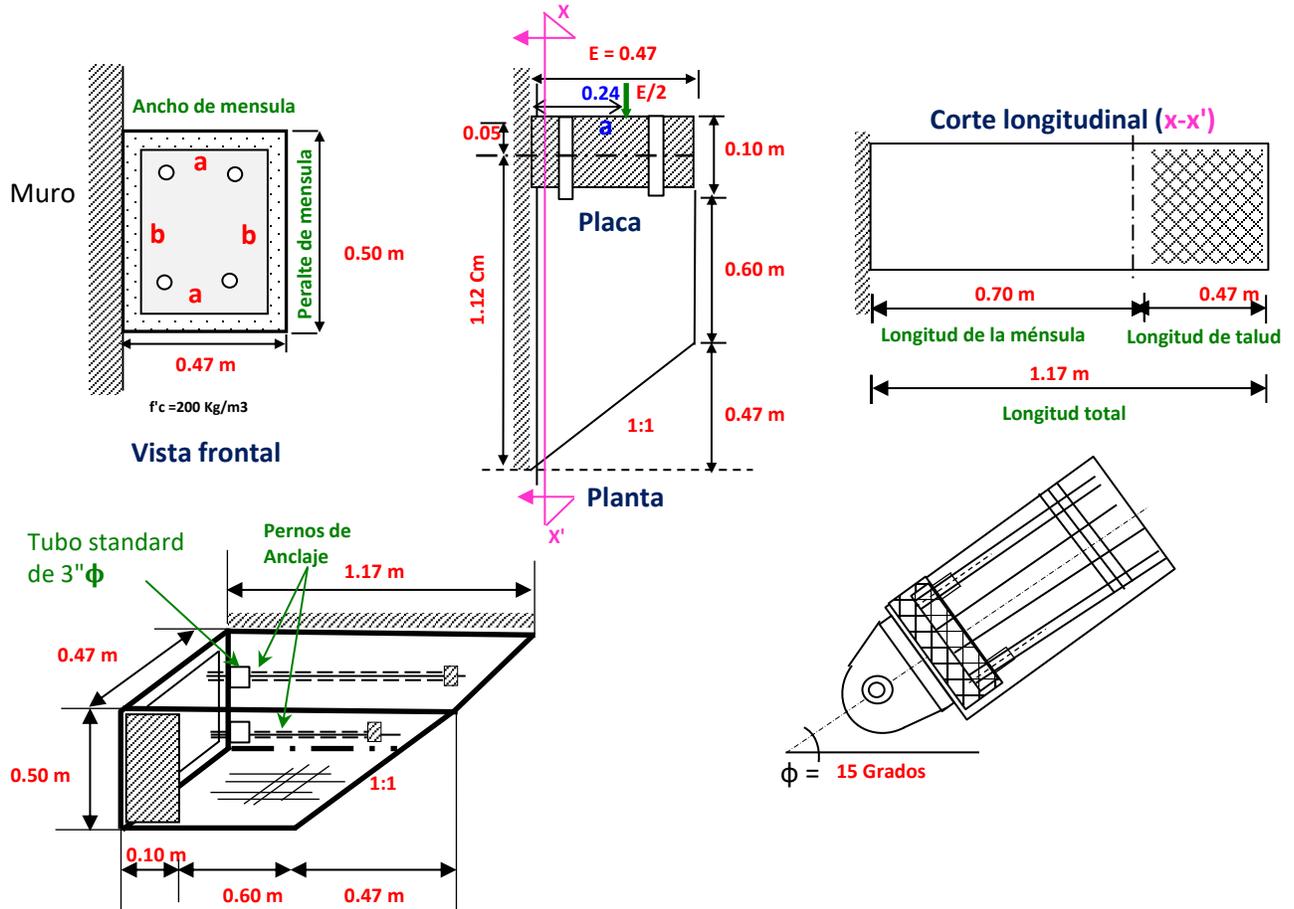
Ángulo de inclinación de la mensula:

$$\text{Sin } \theta = 0.2559 \quad \theta = 14.83 \text{ Grados}$$



Inicio

DATOS DE PROYECTO		
a =	Ancho del talud de la mensula	47 Cm
b =	Peralte de la mensula	50 Cm
d =	Peralte de mensula	117 Cm
h =	Peralte total	1.12 Cm
h' =	Longitud exterior	60 Cm
l =	Longitud de la Mensula (Talud)	47 Cm



Materiales:

$f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$
 $fy = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$

$f^*c =$	160
$f''c =$	136
$F_R =$	0.90
$F_R =$	0.80
$m =$	1.40

Inicio

Flexión y tensión directa

Fuerza cortante

Colado monóticamente

Peralte tentativo:

$a = 0.24 \text{ m}$
 $a/d = 0.40 \text{ m}$
 $d = a/0.4$
 $d = 0.59$ por lo tanto **$d = 0.59 \text{ m}$**

Calculos de refuerzo

a).- Para resistir VR : (Fuerza cortante)

Cortante 35,959.55 Kg

VR = 1.4 V

VR = 50,343.37 Kg

$$(A_{vf})_1 = \frac{V_R}{F_R * \mu * f_y}$$

$$(A_{vf})_1 = 10.70 \text{ Cm}^2$$

$$(A_{vf})_1 = \frac{V_R - 14 F_R * A}{0.8 f_y * F_R}$$

$$(A_{vf})_1 = -4.28 \text{ Cm}^2$$

Finalmente $(A_{vf})_2 =$

$$(A_{vf})_2 = 10.70 \text{ Cm}^2$$

Revisión de VF con:

VERIFICACIÓN

$$VR = 0.25 * F_R * f_c * A =$$

88,360 Kg

>

35,960 Kg

i Correcto !

b).- Para resistir el momento flexionante.

$$M_u = V_u a + N_{uc} (h - d)$$

$$N_{uc} = 0.2 V_R$$

$$N_{uc} = 10,068.67 \text{ Kg}$$

$$z = 0.8 d$$

$$93.60 \text{ Cm}$$

$$M_u = 16,311.25 \text{ Kg-Cm}$$

$$A_f = \frac{M_u}{F_R f_y Z} = 0.05 \text{ Cm}^2$$

c).- Para resistir Nuc

$$A_n = \frac{N_u}{F_R * f_y} = 2.66 \text{ Cm}^2$$

d).- Cálculo de As

$$A_{s1} = A_f + A_n$$

$$As = 2.71 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Tomamos } 9.80 \text{ Cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{2}{3} A_{vf} + A_n$$

$$As2 = 9.80 \text{ Cm}^2$$

$$A_s \text{ mínimo} = \frac{0.04 f'_c}{f_y} (b * d)$$

$$5.26 \text{ Cm}^2$$

$$As = 9.80 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Finalmente} = 9.80 \text{ Cm}^2$$

Vars. No.

No. 5

5 Varillas

Tomamos

Flexión

5 Varillas

9.95 Cm²

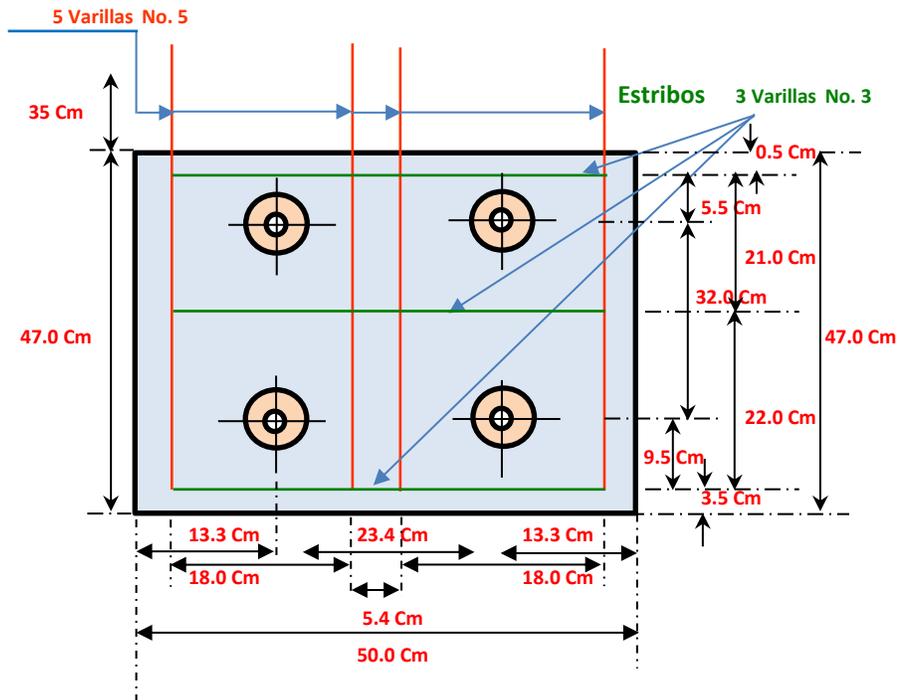
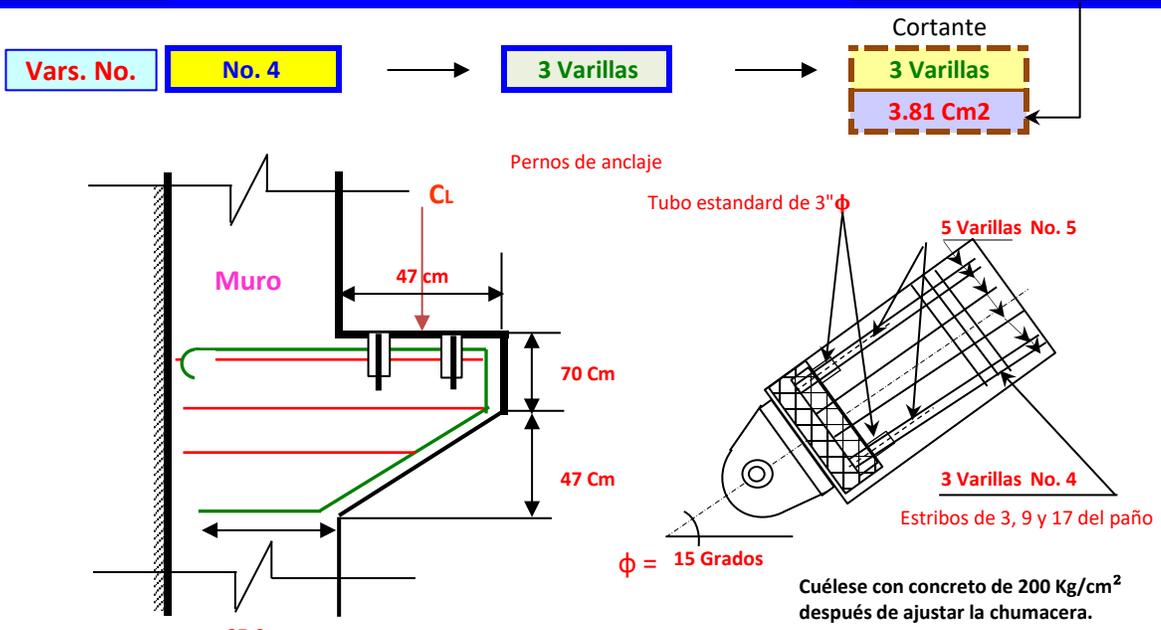
e).- Cálculo de Ah

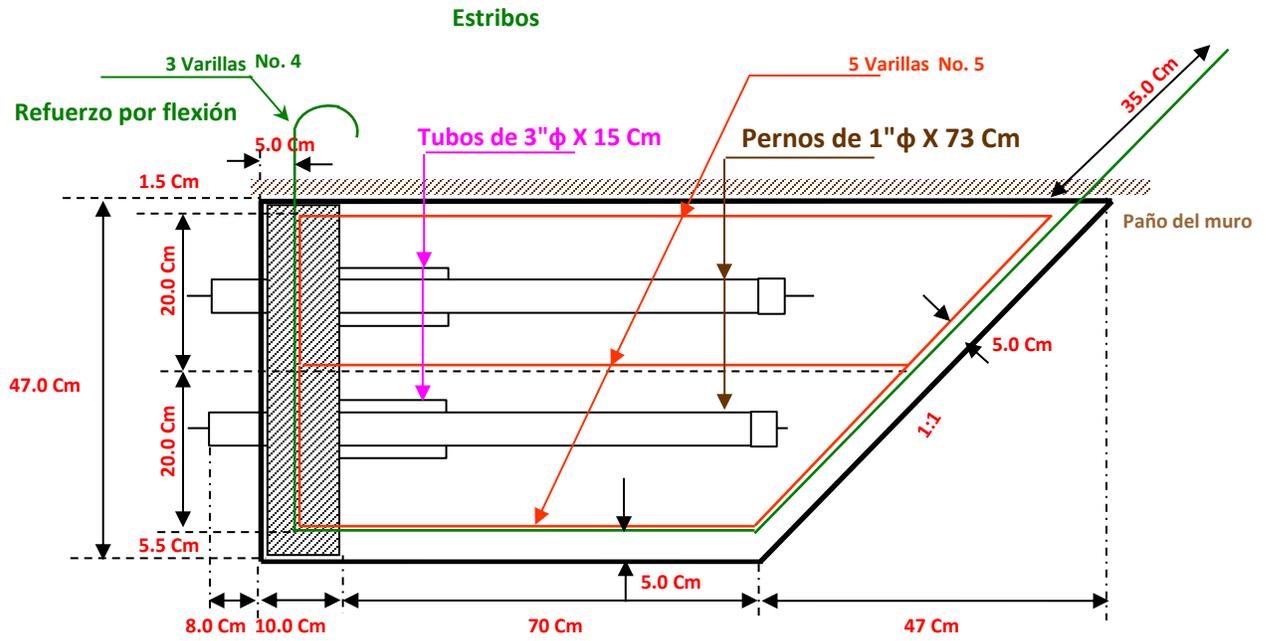
$$A_h = 0.5 (A_s - A_n)$$

$$3.57 \text{ Cm}^2$$

Estribos

en 2 ramas





Inicio

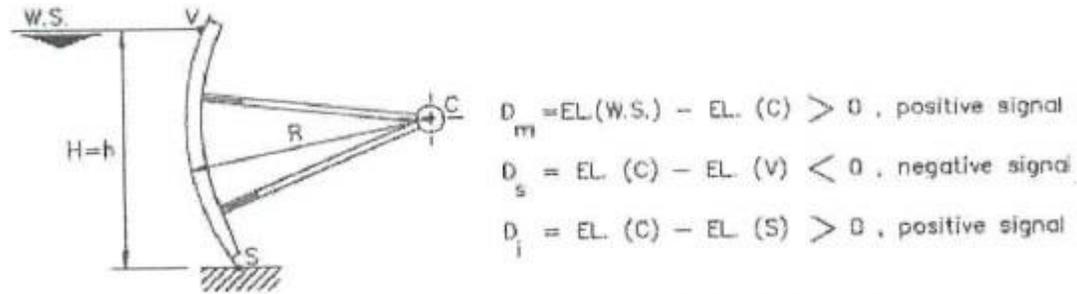
Exportar

Guardar

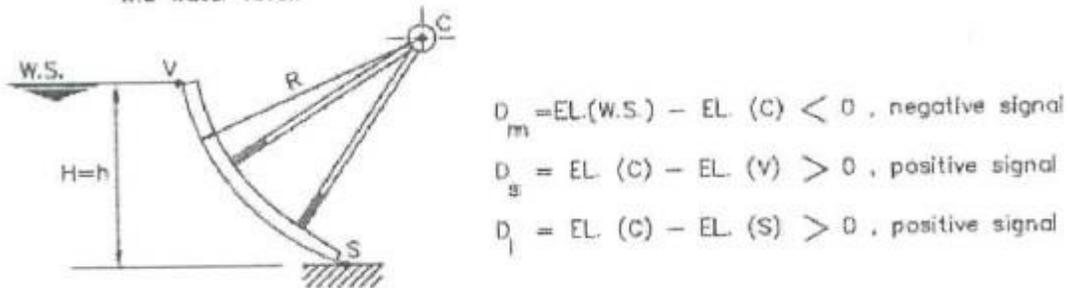
Imprimir

Programó:

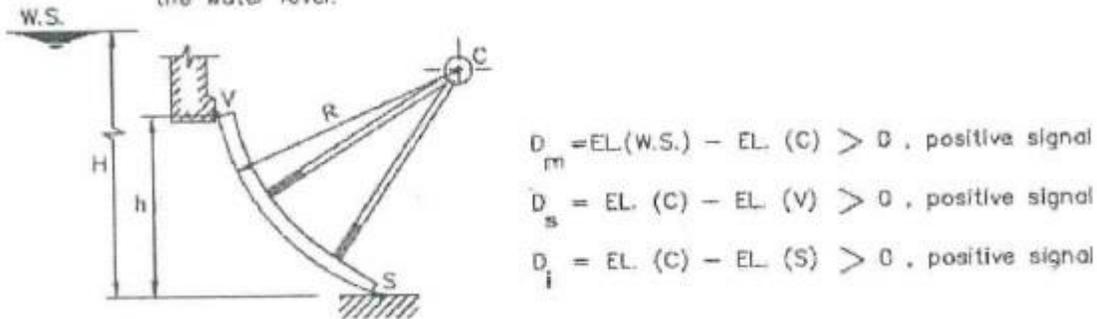
M.I. Bernabé A. Mata de Elías



(a) Weir segment gate with center of curvature of the skinplate below the water level.



(b) Weir segment gate with center of curvature of the skinplate above the water level.



(c) Submerged segment gate with center of curvature of the skinplate above the top seal.

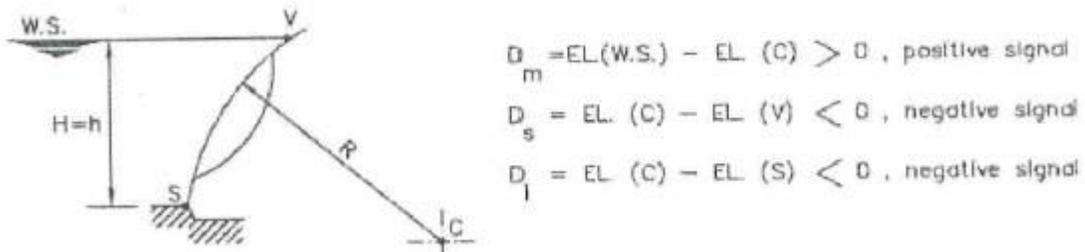


Figure 4.7 Radial gates – Parameters for calculation of the maximum hydraulic thrust.



DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE
POSGRADO DE LA FACULTAD
DE INGENIERÍA, DEPT. DE
CAMPUS MORELOS.

CAPÍTULO 4



O
B
R
A

D
E

D
E
S
V
Í
O



PROGRAMÓ: M.I. BERNABÉ ANDRÉS MATA DE ELÍAS.

INICIO

La obra de desvío considera un tajo de sección trapecial, alojado en la margen derecha de la boquilla.

Esta es una alternativa de tajo de desvío, considerando un gasto correspondiente a 10 años de periodo de retorno.

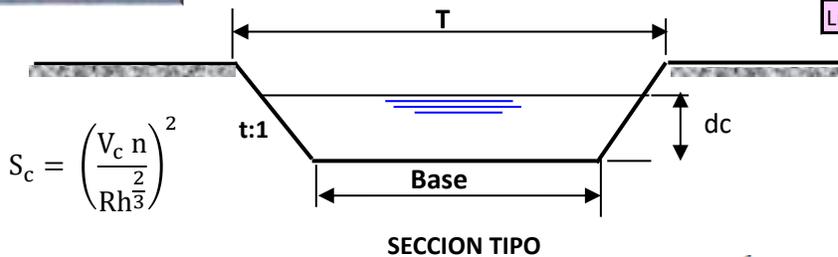
El gasto para un periodo de retorno de 10 años fue obtenido de los gastos de periodo de retorno de 20 y 50 años, reportados en el estudio hidrológico.

Gasto de desvío para un periodo de retorno de 30 años
Sección trapecial con los parámetros siguientes

GASTO DISEÑO	CORTINA
Q = 3,763 m3/s	100.00 m
S = 0.003	7.30 msnm

La Base del canal, será que por análisis hidráulico se optenga la menor velocidad.

Ir a resultados



Límite inferior	5.00
Límite superior	1.00

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad V_c = \frac{Q}{A_c}$$

$$A = (B + K * d_c) d_c \quad R_c = \frac{A_c}{P_c}$$

Toelerancia: 0.001

Valor de (n) n = 0.045

Valor de (t) 1.75 : 1

Tr años	Q m³/s	B m	dc m	A m²	$\frac{Q^2}{g}$
100 Años	3,763 m3/s	70.00 m	6.1146 m	493.45 m2	1,443,442.3

Vc m/s	Pc m	Rc m	Sc	T m	$\frac{A^3}{T}$
7.63 m/s	94.65 m	5.21 m	0.01303	91.40 m	1,314,552.1

RESUMEN: H = 7.11 m

TANTEOS

Q =	3,763.00 m3/s
Base =	Base = 70 m
Tirante crítico.	Yc = 6.115 m
Tirante normal.	Yn = 7.792 m
Velocidad =	7.63 m/s
So = (% de Sc	0.0033
Se adopta la cuarta pate de la crítica.	

Insertar valores de la base para determinar la velocidad en el canal.

Bases	Tirante Yc	Velocidades
70.00 m	6.11 m	7.63 m/s

Base = 70 m yc = 6.11 m Vc = 7.63 m/s

So Crítica	Sc = 0.01303
Velocidad crítica	7.63 m/s

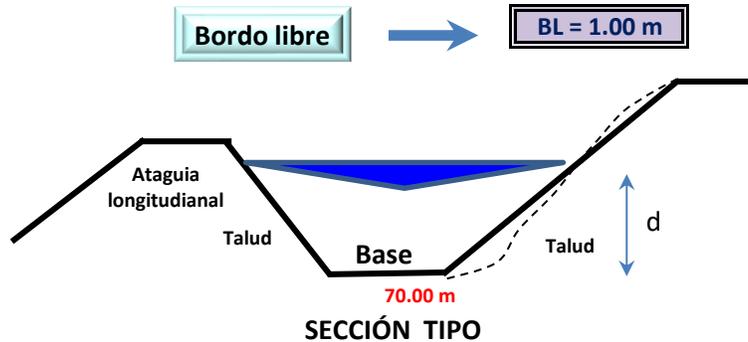
DATOS	
Gasto de desvío	3,763.00 m ³ /s
Base del canal	70.00 m
Elev. del fondo del río-	5.10 msnm
Pendiente (1/4 Sc)	0.0030
Longitud del Canal	100.00 m
Coef.de Manning	0.045
Talud	1.75
Bordo libre	1.00 m
Elev. Cortina vertedora	7.30 msnm

Método del Paso Directo.

Flujo Gradualmente Variado. Cálculo de un perfil hidráulico de Flujo Subcrítico. Procedimiento general de cálculo para canales trapeciales en dirección hacia aguas arriba.

Si un flujo uniforme se presenta en un canal con pendiente menor $S_o < S_c$, el flujo es con régimen Subcrítico, si $S_o > S_c$ es un Régimen Supercrítico.

! Régimen Sub-Crítico $Y_n > Y_c$ Perfil M. !

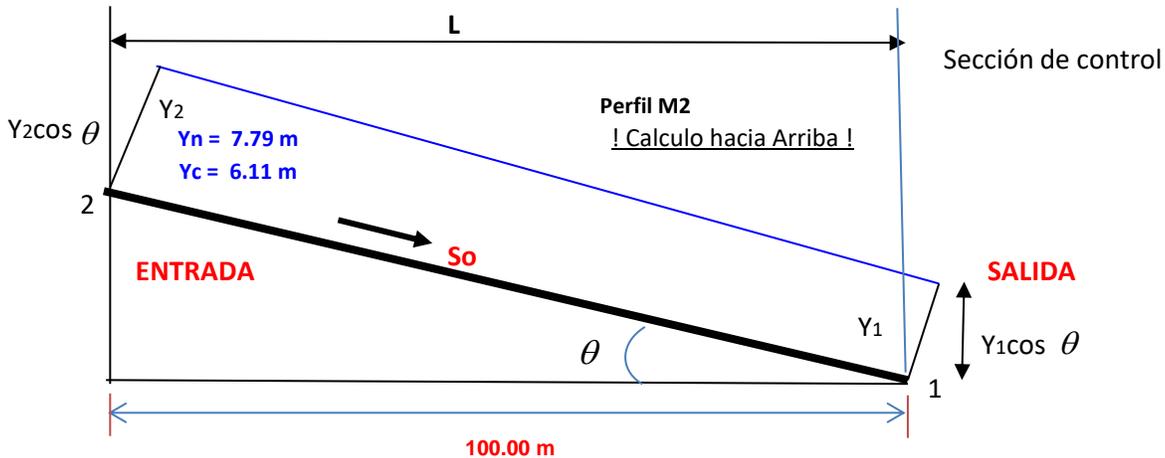


Se inicia el Bernoulli en la sección de aguas abajo, que es la sección crítica.

La longitud del tajo de desvío es de **100.00 m** y los tramos de análisis de Bernoulli serán de

Primer análisis de un solo tramo total de canal:	100.00 m	Dividir entre cuatro tramos		
Segundo análisis en tramos sucesivos de la salida hacia la entrada				
Primero	Segundo	Tercero	Cuarto	SUMA TOTAL
25.00 m	25.00 m	25.00 m	25.00 m	Total= 100.00 m

Con los tirantes calculados en la sección final e inicial se determinan la altura de las ataguías.



TRAMO DE PERFIL LONGITUDINAL

Inferior	5.50
Superior	1.00

$$A = by + zy^2 \quad T = b + 2zy \quad p_m = b + 2y \sqrt{1 + k^2}$$

$$Q = VA \quad V = \frac{Q}{A} \quad v = \frac{1}{n} Rh^{\frac{2}{3}} So^{\frac{1}{2}}$$

$$h_{f1} = \left(\frac{V_1 n}{R_1^{\frac{2}{3}}} \right)^2 L$$

$$Y1 \cos \theta + \frac{V_1^2}{2g} + h_f = Y2 \cos \theta + \frac{V_2^2}{2g} + Z$$

$$h_f = \frac{(h_{f1} + h_{f2})}{2}$$

Base	1 Solo tramo		Talud	Gasto	Velocidad
B = 70.00 m	Longitud	Lt = 100.00 m	1.8 : 1	Q = 3,763 m3/s	V = 15.25 m/s

L m	S	Z m	θ grados	Y1 m	$y^* \cos \theta$ m	A m ²	V m/s
100.00	0.003	0.300	0.172	Y2 = 6.11 m	6.115	493.450	7.6259

hv m	P m	R m	$R^{2/3}$	hf m	P. Local m	SUMA m
2.964	94.649	5.213	3.008	0.651	0.000	9.729

L m	S	Z m	θ grados	Y2 m	$y^* \cos \theta$ m	A m ²	V m/s
100.00	0.003	0.300	0.172	Y1 = 3.26 m	3.260	246.798	15.247

hv m	P m	R m	$R^{2/3}$	hf m	P. Local m	SUMA m
11.849	83.141	2.968	2.066	5.514	0.000	9.896

TRAMO DE 20 m
0.0 - 25.0

GASTO
3,763.00 m3/s

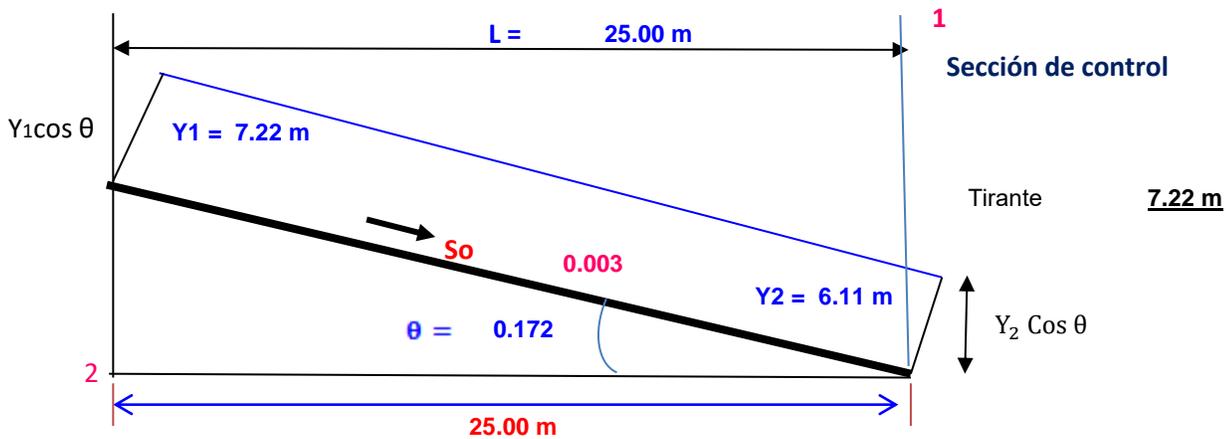
Primer Tramo 1

L m	S	Z m	θ grados	Y1 m	$y^* \cos \theta$ m	A m ²	V m/s
25.00	0.003	0.075	0.172	6.11 m	6.115	493.450	7.626

hv m	P m	R m	$R^{2/3}$	hf m	P. Local m	SUMA m
2.964	94.649	5.213	3.008	0.163	0.000	9.241

L m	S	Z m	θ grados	Y2 m	$y^* \cos \theta$ m	A m ²	V m/s
25.00	0.003	0.075	0.172	7.22 m	7.220	596.625	6.307

hv m	P m	R m	$R^{2/3}$	hf m	P. Local m	SUMA m
2.028	99.105	6.020	3.311	0.092	0.000	9.231



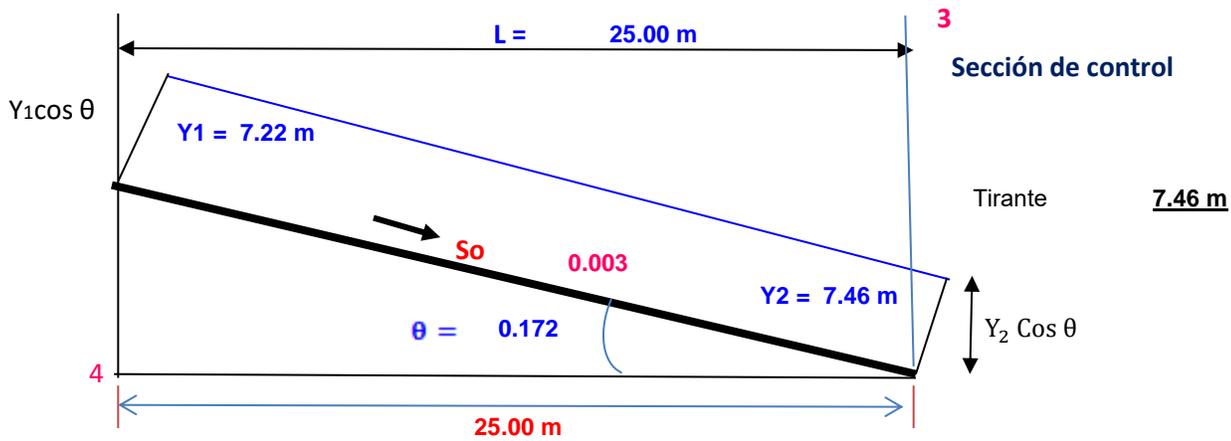
TRAMO DE PERFIL LONGITUDINAL

TRAMO DE 50 m
25.0 - 50.0

GASTO
3,763.00 m ³ /s

Segundo **Tramo 2**

L m	S	Z m	Ø grados	Y1 m	y*cos Ø m	A m ²	V m/s
25.00	0.003	0.075	0.172	7.22 m	7.220	596.625	6.307
hv m	P m	R m	$R^{2/3}$	hf m	P. Local m	SUMA m	
2.028	99.105	6.020	3.311	0.092	0.000	9.339	
L m	S	Z m	Ø grados	Y2 m	y*cos Ø m	A m ²	V m/s
25.00	0.003	0.075	0.172	7.46 m	7.460	619.590	6.073
hv m	P m	R m	$R^{2/3}$	hf m	P. Local m	SUMA m	
1.880	100.072	6.191	3.374	0.082	0.000	9.333	



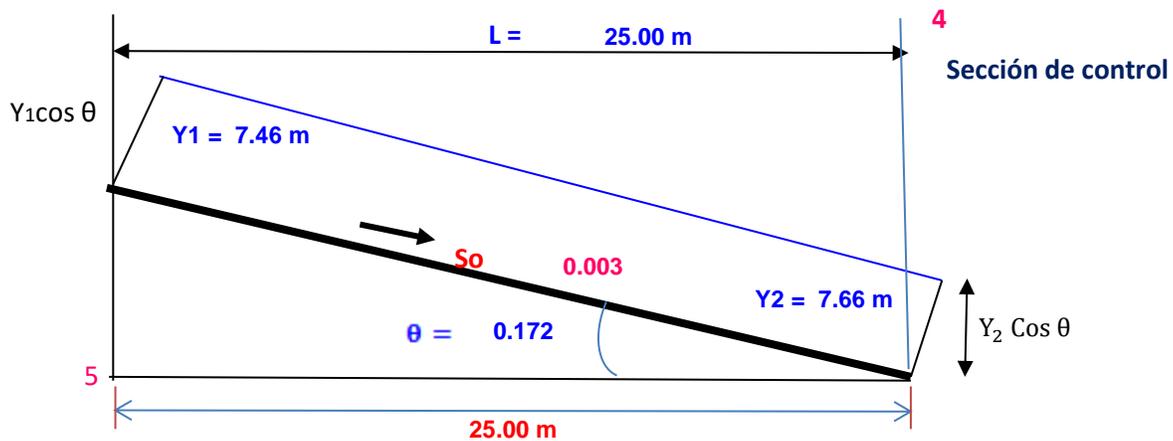
TRAMO DE PERFIL LONGITUDINAL

TRAMO DE 20 m
50.00 - 75.00

GASTO
3,763.00 m ³ /s

Tercer **Tramo 3**

L m	S	Z m	Ø grados	Y1 m	y*cos Ø m	A m ²	V m/s
25.00	0.003	0.075	0.172	7.460	7.460	619.590	6.073
hv m	P m	R m	$R^{2/3}$	hf m	P. Local m	SUMA m	
1.880	100.072	6.191	3.374	0.082	0.000	9.422	
L m	S	Z m	Ø grados	Y2 m	y*cos Ø m	A m ²	V m/s
25.00	0.003	0.075	0.172	7.660	7.660	638.882	5.890
hv m	P m	R m	$R^{2/3}$	hf m	P. Local m	SUMA m	
1.768	100.878	6.333	3.425	0.075	0.000	9.428	



TRAMO DE PERFIL LONGITUDINAL

TRAMO DE 20 m
75.0 - 100.0

GASTO
3,763.00 m ³ /s

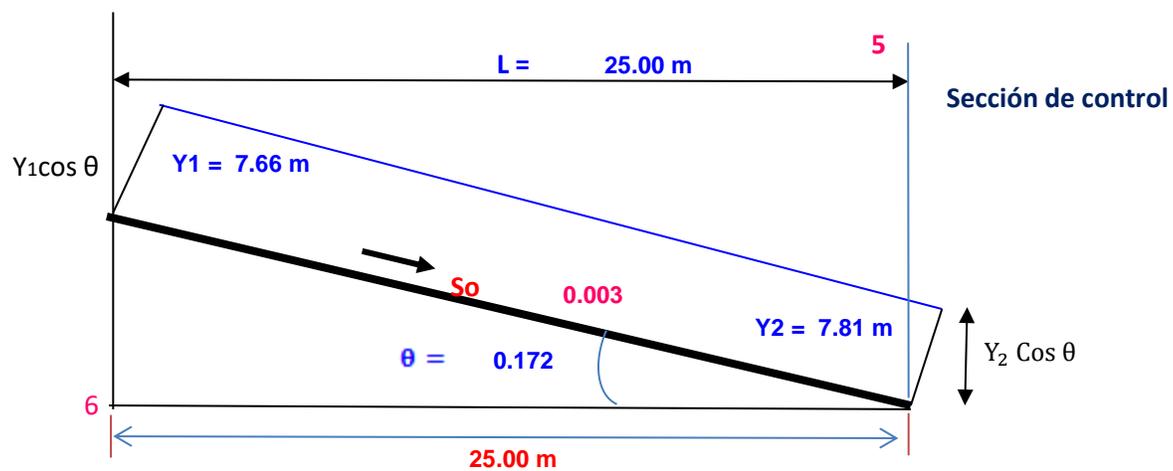
Cuarto **Tramo 4**

L m	S	Z m	θ grados	Y1 m	$y^* \cos \theta$ m	A m ²	V m/s
25.00	0.003	0.075	0.172	7.660	7.660	638.882	5.890

h _v m	P m	R m	$R^{2/3}$	h _f m	P. Local m	SUMA m
1.768	100.878	6.333	3.425	0.075	0.000	9.503

L m	S	Z m	θ grados	Y2 m	$y^* \cos \theta$ m	A m ²	V m/s
25.00	0.003	0.075	0.172	7.810	7.810	653.443	5.759

h _v m	P m	R m	$R^{2/3}$	h _f m	P. Local m	SUMA m
1.690	101.483	6.439	3.463	0.070	0.000	9.505



TRAMO DE PERFIL LONGITUDINAL

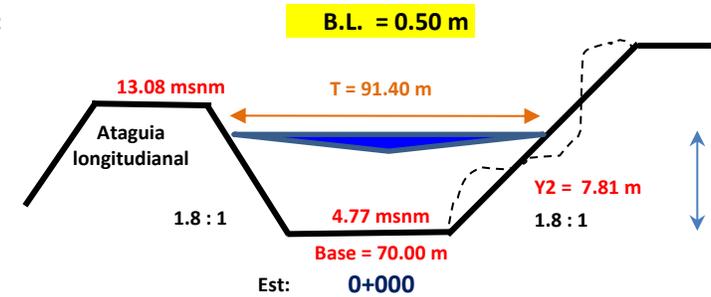
VELOCIDADES	
V _c = 7.63 m/s	V = 5.76 m/s

RESULTADOS

Por tanto las condiciones de funcionamiento del tajo de desvío son: escurrimiento variado, con sección crítica en la salida del tajo y escurrimiento con velocidades menores a **5.00 m/s**, dentro del tajo.

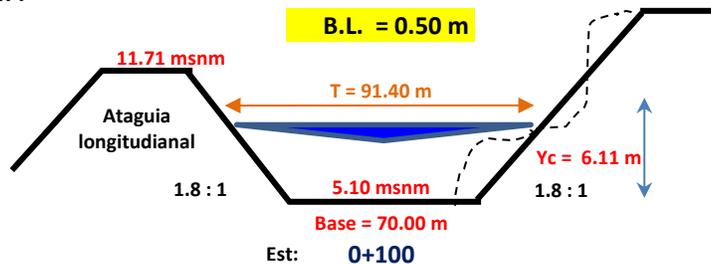
Los datos hidráulicos en la salida del tajo son :

Q =	3,763.00 m ³ /s
Y =	6.11 m
V =	7.63 m/s
b =	70.00 m
taludes	1.75
Pendiente	0.0033
Cadenamiento	0+000



Los datos hidráulicos en la entrada del tajo son :

Q =	3,763.00 m ³ /s
Y =	7.81 m
V =	5.76 m/s
b =	70.00 m
taludes	1.75
Pendiente	0.0033
Cadenamiento	0+100



El nivel de la corona de la ataguía de aguas arriba será :

Elev. Corona ataguía A. Arriba= Elev. Acceso tajo + y + L.B.

ENTRADA

Est: 0+100

Elevación = 11.71 msnm Elev. Cortina 7.30 msnm Revisar, arriba de la Cortina 4.4 m

El nivel de la corona de la ataguía de aguas abajo será :

Elev. Corona ataguía A. Abajo= Elev. Acceso tajo + y + L.B.

SALIDA

Est: 0+000

Elevación = 13.08 msnm

0

TRAMOS	LONGITUD	TIRANTES		VELOCIDAD	
		Y1	Y2	V1	V2
0+070	100.00 m	6.11 m	3.26 m	7.63 m/s	15.25 m/s
0.0 - 25.0	25.00 m	6.11 m	7.22 m	7.63 m/s	6.31 m/s
25.0 - 50.0	25.00 m	7.22 m	7.46 m	6.31 m/s	6.07 m/s
50.00 - 75.00	25.00 m	7.46 m	7.66 m	6.07 m/s	5.89 m/s
75.0 - 100.0	25.00 m	7.66 m	7.81 m	5.89 m/s	5.76 m/s
SUMA	100.00 m				

Esquemas

INICIO

Guardar

Exportar

PROGRAMÓ: M.I. BERNABÉ ANDRÉS MATA DE ELÍAS.

Imprimir

CALCULO DEL TIRANTE NORMAL

$$\frac{Qn}{\sqrt{s}} = Ar^{\frac{2}{3}}$$

Q en m ³ /s =	3,763 m ³ /s
B en m =	70.00 m
d en m =	d = 7.79 m
p en m =	101.41 m
r en m =	6.43 m
r ^{2/3} =	3.46 m
A en m ² =	651.71 m ²
V en m/s =	5.77 m/s
Q*n/s ^{0.5}	2394.759
A*r ^{2/3} =	2252.706

CONDICIONES CRÍTICAS

yc = 6.11 m	Sc = 0.0130
-------------	-------------

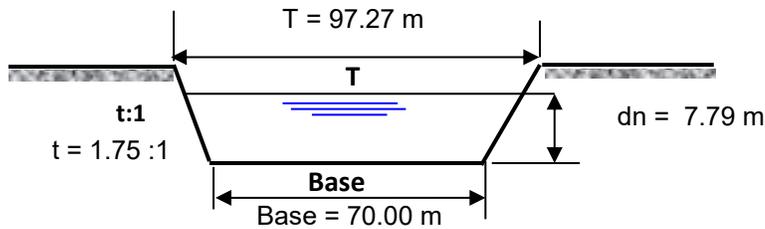
DATOS

t =	1.75 : 1	Li =	0.5
n =	0.045	Ls =	1.0
So =	0.005	Tolerancia =	0.001

Froude = 0.66040609

CONDICIONES NORMALES

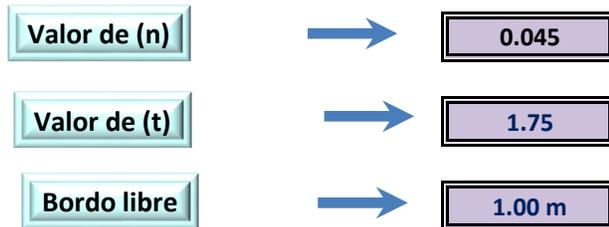
yn = 7.79 m	So = 0.0050	n = 0.045
-------------	-------------	-----------



Regimén: **! Régimen Sub-Crítico So<Sc!**

Regimén: **! Régimen Sub-Crítico Yo>Yc !**

DATOS	
Gasto de desvío	3,763.00 m ³ /s
Base del canal	70.00 m
Tirante normal (río)	7.79 m
Pendiente propuesta	0.0033
Longitud del Canal	100.00 m
Elev. Umbral entrada	5.10 msnm
Elev. Umbral salida	4.77 msnm
Coef.de Manning	0.045
Talud	1.75
Bordo libre	1.00 m



DISEÑO HIDRAULICO (CANAL TRAPEZOIDAL), TIRANTE NORMAL (Yn).

Q	n	S	K	B	Yn
m ³ /s	Adis.	m/m	Adis.	m	m
3,763.00	0.045	0.005	1.8	70.00 m	7.7922
A	P	Rh ^(2/3)	Q*n/(S ^{0.5})	A*Rh ^(2/3)	V
m ²	m	m			m/s
651.71	101.41	3.46	2394.76	2252.71	5.43
Vmax per	BORDO LIBRE	ALTURA TOTAL	ALTURA PRAC.	T	Y'
m/s	L= 0.30+0.25y	m	m	m	m
5.6	2.2	10.0	6.4	92.4	7.05

REVISION EN REGIMÉN SUBCRITICO, TIRANTE CRÍTICO Yc.

Q	n	g	k	B	Yc
m ³ /s	Adis.	m/s ²	Adis.	m	m
3,763.00	0.0450	9.81	1.8	70.00 m	6.115
Ac	Tc	Q ² /g	A ³ /Tc	P	Rh ^(2/3)
m ²	m			m	
493.45	91.40	1,443,442.30	1,314,552.14	94.65	3.007
Vc	Sc				
m/s	m/m				
7.626	0.0130				

Si un flujo uniforme se presenta en un canal con pendiente menor $S_o < S_c$, el flujo es con régimen Subcrítico, si $S_o > S_c$ es un Régimen Supercrítico.

APROXIMACIONES

GASTO = 3,763.00 m3/s

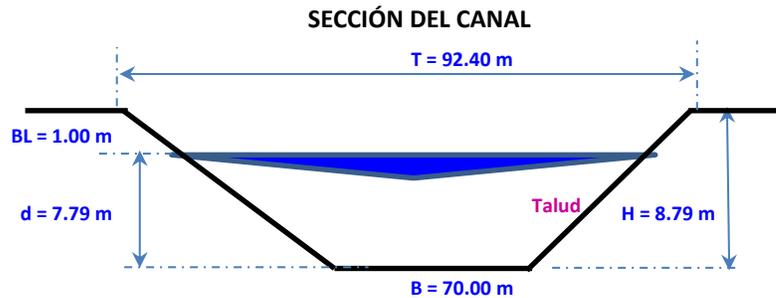
(n) de Maning = 0.045

BASE m	CÁLCULO DEL TIRANTE NORMAL			CÁLCULO DEL TIRANTE CRÍTICO.		
	TIRANTE NORMAL (m)	VELOCIDAD NORMAL (m/s)	PENDIENTE NORMAL	TIRANTE CRÍTICO (m)	VELOCIDAD (m/s)	PENDIENTE CRÍTICA
70.00	7.79	5.43	0.0050	6.11	7.626	0.0130

Régimen **! Régimen Subcrítico $S_0 < S_c$!**

Régimen **! Régimen Sub Crítico $Y_0 > Y_c$!**

RESUMEN	
GASTO DE DISEÑO	3,763.00 m3/s
BORDO LIBRE	1.00 m
TIRANTE NORMAL	7.79 m
ALTURA TOTAL	6.35 m
AITURA PRACTICA	6.40 m
VELOCIDAD NORMAL	7.79 m/s
TIRANTE CRITICO	6.11 m
VELOCIDAD CRITICA	7.63 m/s
PENDIENTE NORMAL	0.0050
PENDIENTE CRITICA	0.0130
COEF. DE MANNING	0.0450
PLANTILLA	70.0 m
ANCHO HIDRÁULICO	92.40 m
FROUD	0.4136
TALUD	1.8



$$D = \frac{A}{T} \quad F = \frac{V}{\sqrt{gA/T}}$$

$$S_c = \left(\frac{n V_c}{Rh^{2/3}} \right)^2$$

$$V_c = \frac{Q_c}{A_c} \quad Q = \frac{(b + zy)}{n} \left(\frac{(b + zy)y}{b + 2y\sqrt{1 + z^2}} \right)^{3/2} \sqrt{S}$$

CLASIFICACIÓN DEL FLUJO

TIRANTES	
Yn =	7.79 m
Yc =	6.11 m

PENDIENTES	
S0 =	0.0050
Sc =	0.0130

Pendiente Subcrítica	$S_0 < S_c$	$Y_0 > Y_c$	$F_0 < 1$
Pendiente Crítica	$S_0 = S_c$	$Y_0 = Y_c$	$F_0 = 1$
Pendiente Supercrítica	$S_0 > S_c$	$Y_0 < Y_c$	$F_0 > 1$

Tipo **! PERFIL TIPO M ($Y_n > Y_c$)!**

Perfil M2

CALCULO DEL PERFIL HIDRAULICO

Datos del canal	
Rugosidad	0.0450
Espejo	92.40 m
Base	70.00 m
Gasto	3,763.00 m ³ /s
Yn=	7.79 m
Yc=	6.11 m
Δy=(Yn-Yc)/20	0.0839
Talud	1.8
Pendiente (1/4 Sc)	0.0033
Velocidad	7.79 m/s

$$A = by + zy^2$$

$$Rh = \frac{A}{Pm}$$

$$Pm = b + 2y \sqrt{1 + k^2}$$

$$\Delta x = \frac{(E2 - E1)}{(So - Sf)}$$

$$T = b + 2zy$$

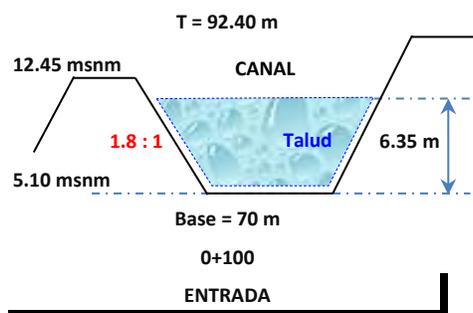
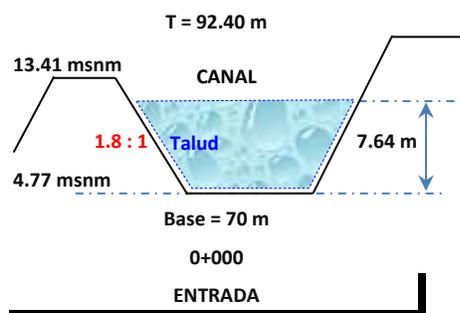
$$Sf = \left(\frac{Vn}{Rh^{2/3}} \right)^2$$

Y	A	P	Rh ^(2/3)	V=Q/A	V ² /2g	E=Y+V ² /2g	
6.1146	493.450	94.649	3.007	7.626	2.964	9.079	0
6.1985	501.129	94.987	3.031	7.509	2.874	9.072	1
6.2823	508.833	95.325	3.054	7.395	2.788	9.070	2
6.3662	516.562	95.663	3.078	7.285	2.705	9.071	3
6.4501	524.315	96.001	3.101	7.177	2.625	9.075	4
6.5340	532.093	96.339	3.125	7.072	2.549	9.083	5
6.6179	539.895	96.678	3.148	6.970	2.476	9.094	6
6.7018	547.722	97.016	3.171	6.870	2.406	9.108	7
6.7856	555.574	97.354	3.193	6.773	2.338	9.124	8
6.8695	563.450	97.692	3.216	6.678	2.273	9.143	9
6.9534	571.351	98.030	3.239	6.586	2.211	9.164	10
7.0373	579.276	98.368	3.261	6.496	2.151	9.188	11
7.1212	587.227	98.706	3.283	6.408	2.093	9.214	12
7.2051	595.201	99.045	3.305	6.322	2.037	9.242	13
7.2889	603.201	99.383	3.327	6.238	1.984	9.273	14
7.3728	611.225	99.721	3.349	6.156	1.932	9.305	15
7.4567	619.274	100.059	3.371	6.076	1.882	9.339	16
7.5406	627.347	100.397	3.393	5.998	1.834	9.374	17
7.6245	635.445	100.735	3.414	5.922	1.787	9.412	18
7.7084	643.568	101.073	3.435	5.847	1.743	9.451	19
7.7922	651.715	101.412	3.457	5.774	1.699	9.491	20

CONTINUACIÓN

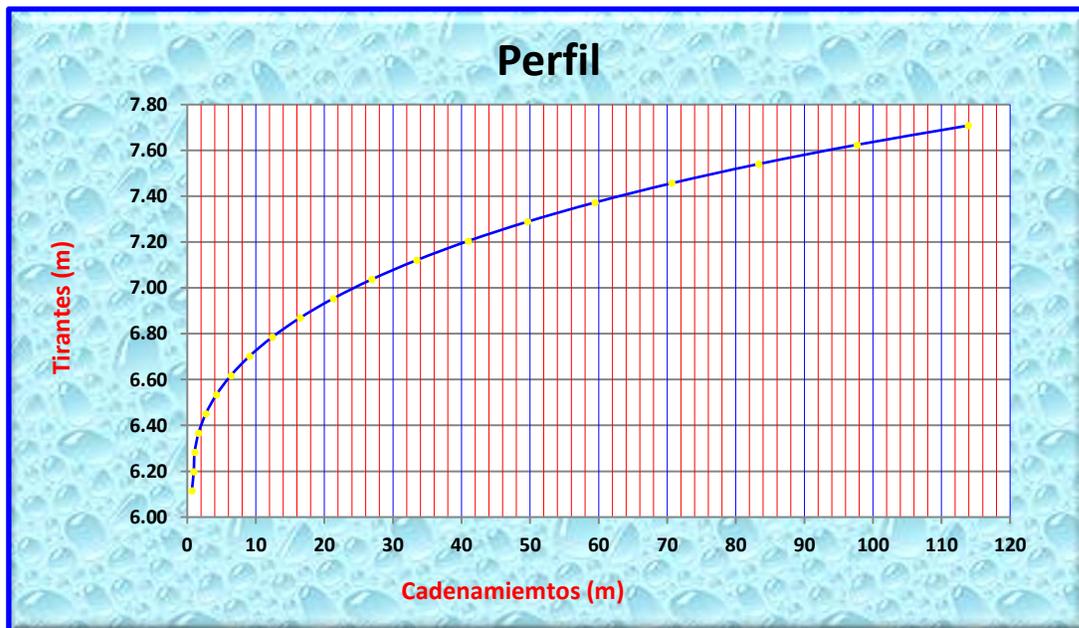
Y	ΔE	Sf	$Sf=(Sf1+Sf2)/2$	So-Sf	ΔX	X
6.1146	0.0000	0.0130	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
6.1985	-0.0063	0.0124	0.0127	-0.0095	0.661	0.661
6.2823	-0.0025	0.0119	0.0122	-0.0089	0.279	0.940
6.3662	0.0011	0.0113	0.0116	-0.0084	-0.131	1.071
6.4501	0.0045	0.0108	0.0111	-0.0078	-0.572	1.643
6.5340	0.0077	0.0104	0.0106	-0.0074	-1.046	2.690
6.6179	0.0107	0.0099	0.0102	-0.0069	-1.557	4.247
6.7018	0.0136	0.0095	0.0097	-0.0065	-2.108	6.355
6.7856	0.0164	0.0091	0.0093	-0.0061	-2.704	9.059
6.8695	0.0190	0.0087	0.0089	-0.0057	-3.349	12.408
6.9534	0.0214	0.0084	0.0086	-0.0053	-4.049	16.457
7.0373	0.0238	0.0080	0.0082	-0.0049	-4.810	21.266
7.1212	0.0260	0.0077	0.0079	-0.0046	-5.639	26.905
7.2051	0.0282	0.0074	0.0076	-0.0043	-6.545	33.451
7.2889	0.0302	0.0071	0.0073	-0.0040	-7.539	40.990
7.3728	0.0321	0.0068	0.0070	-0.0037	-8.633	49.623
7.4567	0.0340	0.0066	0.0067	-0.0035	-9.840	59.463
7.5406	0.0358	0.0063	0.0065	-0.0032	-11.179	70.643
7.6245	0.0374	0.0061	0.0062	-0.0030	-12.671	83.314
7.7084	0.0391	0.0059	0.0060	-0.0027	-14.342	97.656
7.7922	0.0406	0.0057	0.0058	-0.0025	-16.224	113.880

ELEVACIONES	ATAGÜIA	ENTRADA	SALIDA	Datos
13.411 msnm	Longitud =	L = 100 m	L = 100 m	L = 100 m
12.450 msnm	Bordo libre=	BL = 1.00 m	BL = 1.00 m	T = 92.40 m
	Tirantes =	Yc = 6.115 m	d = 7.64 m	V = 5.91 m/s
	Altura =	H = 7.11 m	H = 8.64 m	t = 1.8 : 1
	Altura practica=	H = 7.00 m	H = 9.00 m	Base = 70 m
	Pendiente =	S = 0.0033	S = 0.0033	



Intervalo	5
-----------	---

Estación	Long. Tramo	Elevación	Tirante del	Bordo	Altura del
	del canal	Rasante	Flujo	Libre	Canal
	(m)	(msnm)	(m)	(m)	(m)
0+000.00		5.10	7.7922	1.00	8.7922
0+005.00	5.00	5.08	7.7084	1.00	8.7084
0+010.00	5.00	5.06	7.6245	1.00	8.6245
0+015.00	5.00	5.04	7.5406	1.00	8.5406
0+020.00	5.00	5.02	7.4567	1.00	8.4567
0+025.00	5.00	5.00	7.3728	1.00	8.3728
0+030.00	5.00	4.98	7.2889	1.00	8.2889
0+035.00	5.00	4.96	7.2051	1.00	8.2051
0+040.00	5.00	4.94	7.1212	1.00	8.1212
0+045.00	5.00	4.92	7.0373	1.00	8.0373
0+050.00	5.00	4.90	6.9534	1.00	7.9534
0+055.00	5.00	4.88	6.8695	1.00	7.8695
0+060.00	5.00	4.86	6.7856	1.00	7.7856
0+065.00	5.00	4.84	6.7018	1.00	7.7018
0+070.00	5.00	4.82	6.6179	1.00	7.6179
0+075.00	5.00	4.80	6.5340	1.00	7.5340
0+080.00	5.00	4.78	6.4501	1.00	7.4501
0+085.00	5.00	4.76	6.3662	1.00	7.3662
0+090.00	5.00	4.74	6.2823	1.00	7.2823
0+095.00	5.00	4.72	6.1985	1.00	7.1985
0+100.00	5.00	4.70	6.1146	1.00	7.1146



M.I. BERNABÉ ANDRÉS MATA DE ELÍAS.

INICIO



PROGRAMÓ: M.I. BERNABÉ ANDRÉS MATA DE ELÍAS.

INICIO

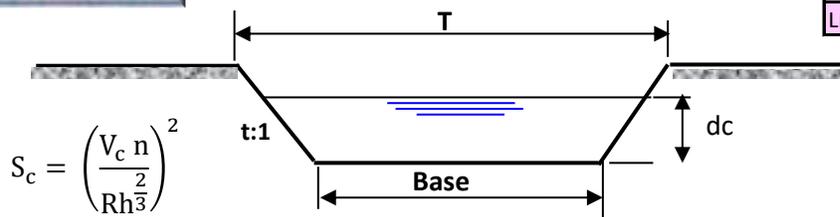
La obra de desvío considera un tajo de sección trapezoidal, alojado en la margen derecha de la boquilla.

Gasto de desvío para un periodo de retorno de 30 años
Sección trapezoidal con los parámetros siguientes

GASTO DISEÑO	CORTINA
Q = 2,298 m3/s	80.00 m
S = 0.0100	7.30 msnm

La Base del canal, será que por análisis hidráulico se optenga la menor velocidad.

Ir a resultados



Límite inferior	5.00
Límite superior	1.00

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad V_c = \frac{Q}{A_c}$$

SECCION TIPO

$$A = (B + K * d_c) d_c \quad R_c = \frac{A_c}{P_c}$$

Toelerancia: 0.001

Valor de (n)

n = 0.045

Valor de (t)

2.50 : 1

Tr	Q	B	dc	A	$\frac{Q^2}{g}$
años	m ³ /s	m	m	m ²	
100 Años	2,298 m3/s	25.00 m	7.4012 m	321.97 m2	538,308.3

Vc	Pc	Rc	Sc	T	$\frac{A^3}{T}$
m/s	m	m		m	
7.14 m/s	64.86 m	4.96 m	0.01218	62.01 m	538,308.3

RESUMEN: H = 8.40 m

TANTEOS

Q =	2,298.00 m3/s
Base =	Base = 25 m
Tirante crítico.	Yc = 7.401 m
Tirante normal.	Yn = 7.781 m
Velocidad =	V = 7.14 m/s
So = (1/3) de Sc	Sc = 0.00305
Se adopta la cuarta parte de la crítica.	

Insertar valores de la base para determinar la velocidad en el canal.

Bases	Tirante Yc	Velocidades
25.00 m	7.40 m	7.14 m/s

Base = 25 m yc = 7.40 m Vc = 7.14 m/s

So Crítica	Sc = 0.01218
Velocidad crítica	7.14 m/s

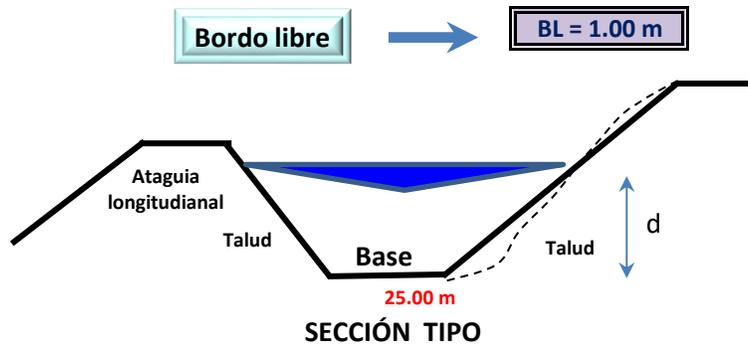
DATOS	
Gasto de desvío	2,298.00 m ³ /s
Base del canal	25.00 m
Elev. del fondo del río-	5.10 msnm
Pendiente (1/4 Sc)	0.0035
Longitud del Canal	80.00 m
Coef.de Manning	0.045
Talud	2.50
Bordo libre	1.00 m
Elev. Cortina vertedora	7.30 msnm

Método del Paso Directo.

Flujo Gradualmente Variado. Cálculo de un perfil hidráulico de Flujo Subcrítico. Procedimiento general de cálculo para canales trapeciales en dirección hacia aguas arriba.

Si un flujo uniforme se presenta en un canal con pendiente menor $So < Sc$, el flujo es con régimen Subcrítico, si $So > Sc$ es un Régimen Supercrítico.

! Régimen Sub-Crítico $Y_n > Y_c$ Perfil M. !



Se inicia el Bernoulli en la sección de aguas abajo, que es la sección crítica.

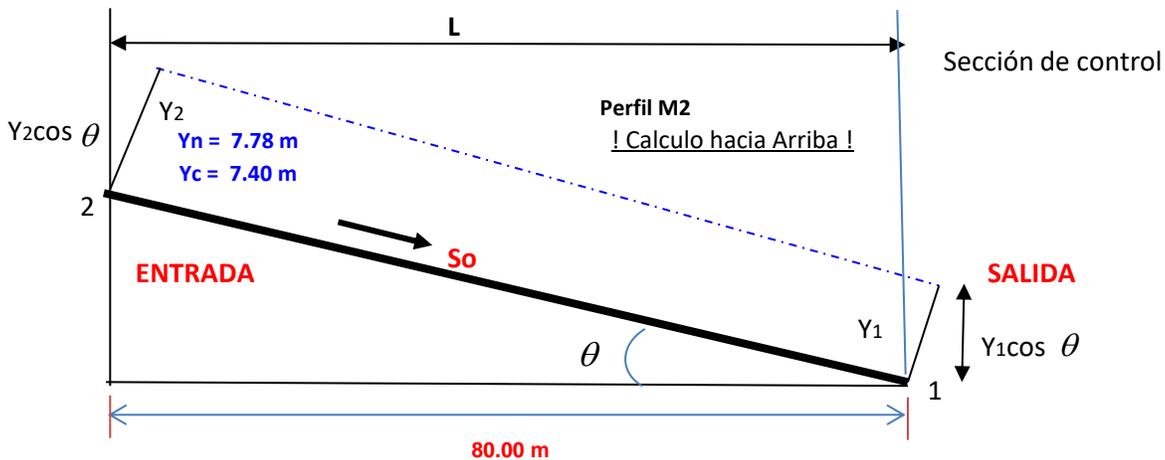
La longitud del tajo de desvío es de **80.00 m** y los tramos de análisis de Bernoulli serán de

Primer análisis de un solo tramo total de canal: **80.00 m** Dividir entre cuatro tramos

Segundo análisis en tramos sucesivos de la salida hacia la entrada

Primero	Segundo	Tercero	Cuarto	SUMA TOTAL
20.00 m	20.00 m	20.00 m	20.00 m	Total= 80.00 m

Con los tirantes calculados en la sección final e inicial se determinan la altura de las ataguías.



TRAMO DE PERFIL LONGITUDINAL

Inferior	1.00
Superior	2.00

$$A = by + zy^2 \quad T = b + 2zy \quad p_m = b + 2y \sqrt{1 + k^2}$$

$$Q = VA \quad V = \frac{Q}{A} = v = \frac{1}{n} Rh^{\frac{2}{3}} So^{\frac{1}{2}}$$

$$h_{f1} = \left(\frac{V_1 n}{R_1^{\frac{2}{3}}} \right)^2 L$$

$$Y1 \cos \theta + \frac{V_1^2}{2g} + h_f = Y2 \cos \theta + \frac{V_2^2}{2g} + Z$$

$$h_f = \frac{(h_{f1} + h_{f2})}{2}$$

Base	***** 1 solo Tramo *****		Talud	Gasto	Velocidad
B = 25.00 m	Sc = 0.0035	Lt = 80.00 m	2.5 : 1	Q = 2,298 m3/s	V = 11.64 m/s

L m	S	Z m	Ø grados	Y1 m	y*cos Ø m	A m²	V m / s
80.00	0.0035	0.280	0.201	Y2 = 7.40 m	7.401	321.975	7.1372

hv m	P m	R m	$R^{2/3}$	hf m	P. Local m	SUMA m
2.596	64.857	4.964	2.910	0.487	0.000	10.485

L m	S	Z m	Ø grados	Y2 m	y*cos Ø m	A m²	V m / s
80.00	0.0035	0.280	0.201	Y1 = 5.19 m	5.195	197.345	11.645

hv m	P m	R m	$R^{2/3}$	hf m	P. Local m	SUMA m
6.911	52.976	3.725	2.403	1.902	0.000	10.484

Primer Tramo
Tramo 20 m

GASTO
2,298.00 m3/s

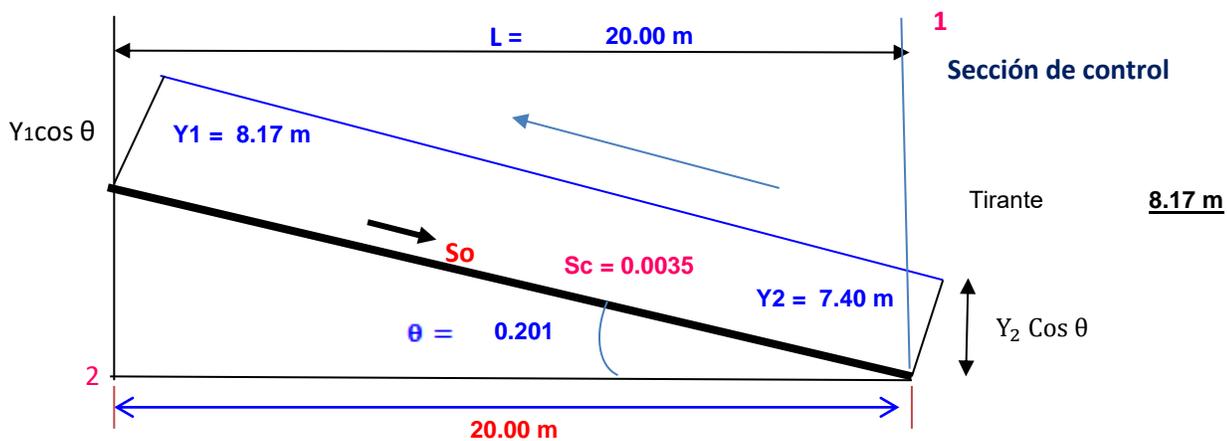
Primer **Tramo 1**

L m	S	Z m	Ø grados	Y1 m	y*cos Ø m	A m²	V m / s
20.00	0.004	0.070	0.201	7.40 m	7.401	321.975	7.137

hv m	P m	R m	$R^{2/3}$	hf m	P. Local m	SUMA m
2.596	64.857	4.964	2.910	0.122	0.000	10.119

L m	S	Z m	Ø grados	Y2 m	y*cos Ø m	A m²	V m / s
20.00	0.004	0.070	0.201	8.17 m	8.170	371.122	6.192

hv m	P m	R m	$R^{2/3}$	hf m	P. Local m	SUMA m
1.954	68.997	5.379	3.070	0.082	0.000	10.112



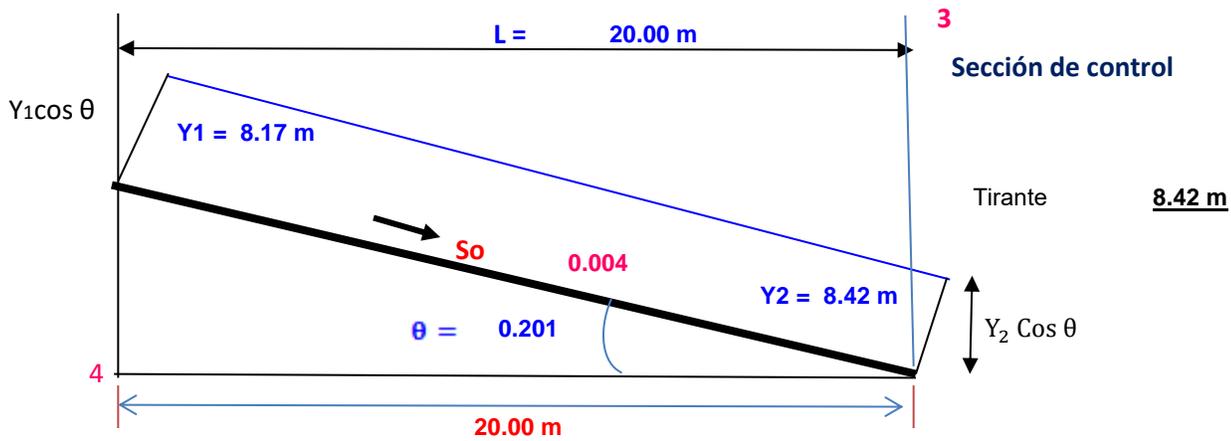
TRAMO DE PERFIL LONGITUDINAL

Segundo Tramo
Tramo 20 m

GASTO
2,298.00 m ³ /s

Segundo **Tramo 2**

L m	S	Z m	Ø grados	Y1 m	y*cos Ø m	A m ²	V m/s
20.00	0.0035	0.070	0.201	8.17 m	8.170	371.122	6.192
hv m	P m	R m	$R^{2/3}$	hf m	P. Local m	SUMA m	
1.954	68.997	5.379	3.070	0.082	0.000	10.207	
L m	S	Z m	Ø grados	Y2 m	y*cos Ø m	A m ²	V m/s
20.00	0.0035	0.070	0.201	8.42 m	8.420	387.741	5.927
hv m	P m	R m	$R^{2/3}$	hf m	P. Local m	SUMA m	
1.790	70.343	5.512	3.120	0.073	0.000	10.207	



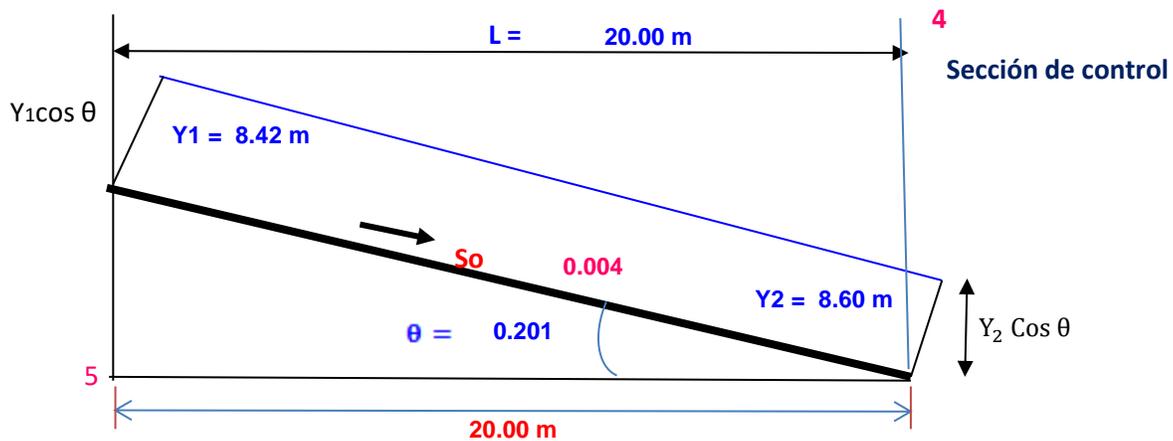
TRAMO DE PERFIL LONGITUDINAL

Tercer Tramo
Tramo 20 m

GASTO
2,298.00 m ³ /s

Tercer **Tramo 3**

L m	S	Z m	Ø grados	Y1 m	y*cos Ø m	A m ²	V m/s
20.00	0.0035	0.070	0.201	8.420	8.420	387.741	5.927
hv m	P m	R m	$R^{2/3}$	hf m	P. Local m	SUMA m	
1.790	70.343	5.512	3.120	0.073	0.000	10.283	
L m	S	Z m	Ø grados	Y2 m	y*cos Ø m	A m ²	V m/s
20.00	0.0035	0.070	0.201	8.600	8.600	399.900	5.746
hv m	P m	R m	$R^{2/3}$	hf m	P. Local m	SUMA m	
1.683	71.312	5.608	3.156	0.067	0.000	10.286	Sube



TRAMO DE PERFIL LONGITUDINAL

Cuarto Tramo
Tramo 20 m

GASTO
2,298.00 m ³ /s

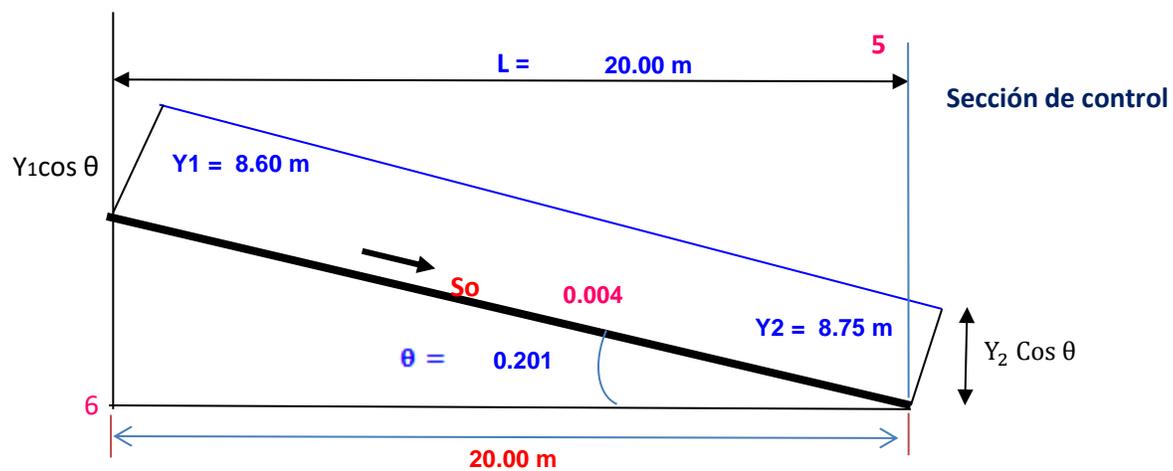
Cuarto **Tramo 4**

L m	S	Z m	θ grados	Y1 m	$y^* \cos \theta$ m	A m ²	V m/s
20.00	0.0035	0.070	0.201	8.600	8.600	399.900	5.746

h _v m	P m	R m	$R^{2/3}$	h _f m	P. Local m	SUMA m
1.683	71.312	5.608	3.156	0.067	0.000	10.350

L m	S	Z m	θ grados	Y2 m	$y^* \cos \theta$ m	A m ²	V m/s
20.00	0.0035	0.070	0.201	8.750	8.750	410.156	5.603

h _v m	P m	R m	$R^{2/3}$	h _f m	P. Local m	SUMA m
1.600	72.120	5.687	3.186	0.063	0.000	10.357



TRAMO DE PERFIL LONGITUDINAL

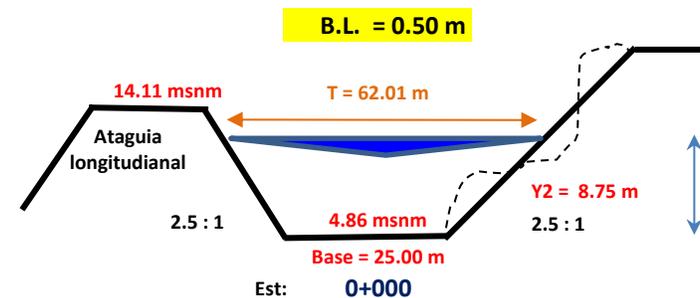
VELOCIDADES	
V _c = 7.14 m/s	V = 5.60 m/s

RESULTADOS

Por tanto las condiciones de funcionamiento del tajo de desvío son: escurrimiento variado, con sección crítica en la salida del tajo y escurrimiento con velocidades menores a **5.00 m/s**, dentro del tajo.

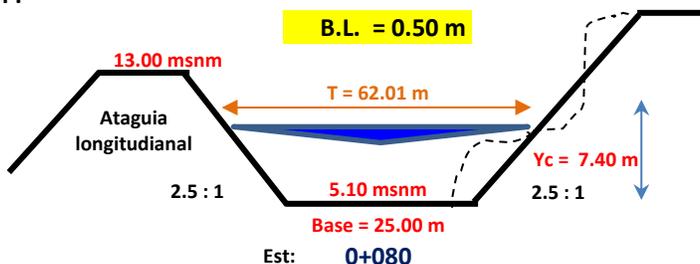
Los datos hidráulicos en la salida del tajo son :

Q =	2,298.00 m ³ /s
Y =	7.40 m
V =	7.14 m/s
b =	25.00 m
taludes	2.50
Pendiente	0.0030
Cadenamiento	0+000



Los datos hidráulicos en la entrada del tajo son :

Q =	2,298.00 m ³ /s
Y =	8.75 m
V =	5.60 m/s
b =	25.00 m
taludes	2.50
Pendiente	0.0030
Cadenamiento	0+080



El nivel de la corona de la ataguía de aguas arriba será :

Elev. Corona ataguía A. Arriba= Elev. Acceso tajo + y + L.B.

ENTRADA

Est: 0+080

Elevación = 13.00 msnm Elev. Cortina 7.30 msnm Revisar, arriba de la Cortina 5.7 m

El nivel de la corona de la ataguía de aguas abajo será :

Elev. Corona ataguía A. Abajo= Elev. Acceso tajo + y + L.B.

SALIDA

Est: 0+000

Elevación = 14.11 msnm

P.D. ARMERIA, COL.

TRAMOS	LONGITUD	TIRANTES		VELOCIDAD	
		Y1	Y2	V1	V2
0+025	80.00 m	7.40 m	5.19 m	7.14 m/s	11.64 m/s
0+020	20.00 m	7.40 m	8.17 m	7.14 m/s	6.19 m/s
0+020	20.00 m	8.17 m	8.42 m	6.19 m/s	5.93 m/s
0+020	20.00 m	8.42 m	8.60 m	5.93 m/s	5.75 m/s
20.+	20.00 m	8.60 m	8.75 m	5.75 m/s	5.60 m/s
SUMA	80.00 m				

Esquemas

INICIO

Guardar

Exportar

PROGRAMÓ: M.I. BERNABÉ ANDRÉS MATA DE ELÍAS.

Imprimir

CALCULO DEL TIRANTE NORMAL

$$\frac{Qn}{\sqrt{s}} = A r^{\frac{2}{3}}$$

Q en m ³ /s =	2,298 m ³ /s
B en m =	25.00 m
d en m =	d = 7.78 m
p en m =	66.90 m
r en m =	5.17 m
r ^{2/3} =	2.99 m
A en m ² =	345.87 m ²
V en m/s =	Vn = 6.64 m/s
Q*n/s ^{0.5}	1034.100
A*r ^{2/3} =	1034.101

CONDICIONES CRÍTICAS

yc = 7.40 m	Sc = 0.0122
-------------	-------------

DATOS

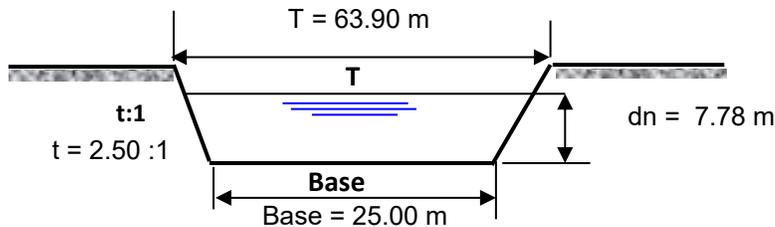
t =	2.50 : 1	Li =	0.5
n =	0.045	Ls =	1.0
So =	0.010	Tolerancia =	0.001



Froude = 0.76049472

CONDICIONES NORMALES

yn = 7.78 m	So = 0.0100	n = 0.045
-------------	-------------	-----------



Regimén: **! Régimen Sub-Crítico So<Sc!**

Regimén: **! Régimen Sub-Crítico Yo>Yc !**



DATOS	
Gasto de desvío	2,298 m ³ /s
Base del canal	25.00 m
Tirante normal (río)	7.78 m
Pendiente propuesta	0.0100
Longitud del Canal	80.00 m
Elev. Umbral entrada	5.10 msnm
Elev. Umbral salida	4.30 msnm
Coef.de Manning	0.045
Talud	2.50
Bordo libre	1.00 m



Valor de (n)	→	0.045
Valor de (t)	→	2.50
Bordo libre	→	1.00 m

DISEÑO HIDRAULICO (CANAL TRAPEZOIDAL), TIRANTE NORMAL (Yn).

Q	n	S	K	B	Yn
m ³ /s	Adis.	m/m	Adis.	m	m
2,298.00	0.045	0.0100	2.5	25.00 m	7.7807
A	P	Rh ^(2/3)	Q*n/(S ^{0.5})	A*Rh ^(2/3)	V
m ²	m	m			m/s
345.87	66.90	2.99	1034.10	1034.10	6.64
Vmax per	BORDO LIBRE	ALTURA TOTAL	ALTURA PRAC.	T	Y'
m/s	L= 0.30+0.25y	m	m	m	m
5.6	2.2	10.0	6.4	57.0	6.07

REVISION EN REGIMÉN SUBCRITICO, TIRANTE CRÍTICO Yc.

Q	n	g	k	B	Yc
m ³ /s	Adis.	m/s ²	Adis.	m	m
2,298.00	0.0450	9.81	2.5	25.00 m	7.401
Ac	Tc	Q ² /g	A ³ /Tc	P	Rh ^(2/3)
m ²	m			m	
321.97	62.01	538,308.26	538,308.26	64.86	2.910
Vc	Sc				
m/s	m/m				
7.137	0.0122				

Si un flujo uniforme se presenta en un canal con pendiente menor $S_o < S_c$, el flujo es con régimen Subcrítico, si $S_o > S_c$ es un Régimen Supercrítico.

APROXIMACIONES

GASTO = 2,298.00 m³/s

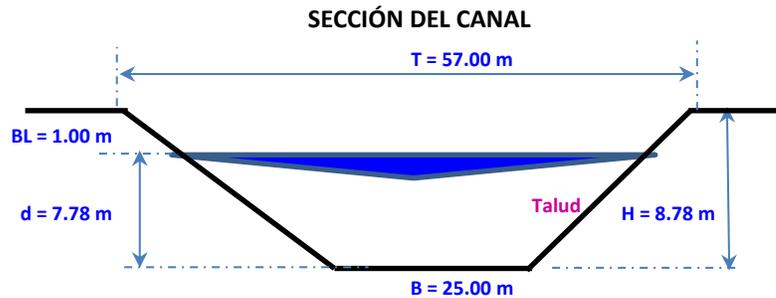
(n) de Maning = 0.045

BASE m	CÁLCULO DEL TIRANTE NORMAL			CÁLCULO DEL TIRANTE CRÍTICO.		
	TIRANTE NORMAL (m)	VELOCIDAD NORMAL (m/s)	PENDIENTE NORMAL	TIRANTE CRÍTICO (m)	VELOCIDAD (m/s)	PENDIENTE CRÍTICA
25.00	7.78	6.64	0.0100	7.40	7.137	0.0122

Régimen **! Régimen Subcrítico $S_0 < S_c$!**

Régimen **! Régimen Sub Crítico $Y_0 > Y_c$!**

RESUMEN	
GASTO DE DISEÑO	2,298.00 m ³ /s
BORDO LIBRE	1.00 m
TIRANTE NORMAL	7.78 m
ALTURA TOTAL	6.35 m
AITURA PRACTICA	6.40 m
VELOCIDAD NORMAL	7.78 m/s
TIRANTE CRITICO	7.40 m
VELOCIDAD CRITICA	7.14 m/s
PENDIENTE NORMAL	0.0100
PENDIENTE CRITICA	0.0122
COEF. DE MANNING	0.0450
PLANTILLA	25.0 m
ANCHO HIDRÁULICO	57.00 m
FROUD	0.4136
TALUD	2.5



$$D = \frac{A}{T} \quad F = \frac{V}{\sqrt{\frac{gA}{T}}} \quad S_c = \left(\frac{n V_c}{Rh^{\frac{2}{3}}} \right)^2$$

$$V_c = \frac{Q_c}{A_c} \quad Q = \frac{(b + zy)}{n} \left(\frac{(b + zy)y}{b + 2y\sqrt{1 + z^2}} \right)^{\frac{2}{3}} \sqrt{S}$$

CLASIFICACIÓN DEL FLUJO

TIRANTES	
$Y_n =$	7.78 m
$Y_c =$	7.40 m

PENDIENTES	
$S_0 =$	0.0100
$S_c =$	0.0122

Pendiente Subcrítica	$S_0 < S_c$	$Y_0 > Y_c$	$F_0 < 1$
Pendiente Crítica	$S_0 = S_c$	$Y_0 = Y_c$	$F_0 = 1$
Pendiente Supercrítica	$S_0 > S_c$	$Y_0 < Y_c$	$F_0 > 1$

Tipo **! PERFIL TIPO M ($Y_n > Y_c$) !**

Perfil M2

CALCULO DEL PERFIL HIDRAULICO

Datos del canal	
Rugosidad	0.0450
Espejo	57.00 m
Base	25.00 m
Gasto	2,298 m ³ /s
Yn=	7.78 m
Yc=	7.40 m
Δy=(Yn-Yc)/20	0.0190
Talud	2.5
Pendiente (1/4 Sc)	0.0030
Velocidad	7.78 m/s

$$A = by + zy^2$$

$$Rh = \frac{A}{Pm}$$

$$p_m = b + 2y \sqrt{1 + k^2}$$

$$\Delta x = \frac{(E2 - E1)}{(So - Sf)}$$

$$T = b + 2zy$$

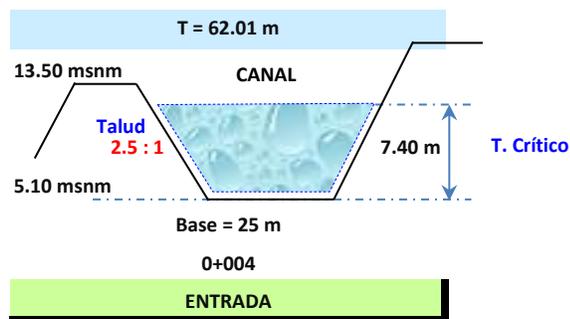
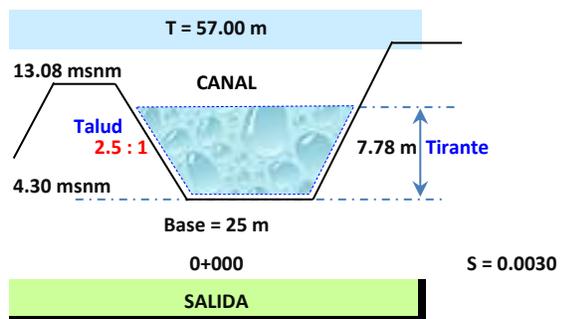
$$S_f = \left(\frac{Vn}{Rh^{2/3}} \right)^2$$

Y	A	P	Rh ^(2/3)	V=Q/A	V ² /2g	E=Y+V ² /2g	
7.4012	321.975	64.857	2.910	7.137	2.596	9.998	0
7.4202	323.152	64.959	2.914	7.111	2.577	9.998	1
7.4392	324.331	65.061	2.918	7.085	2.559	9.998	2
7.4581	325.513	65.163	2.922	7.060	2.540	9.998	3
7.4771	326.696	65.265	2.926	7.034	2.522	9.999	4
7.4961	327.880	65.368	2.930	7.009	2.504	10.000	5
7.5151	329.067	65.470	2.934	6.983	2.486	10.001	6
7.5340	330.255	65.572	2.938	6.958	2.468	10.002	7
7.5530	331.445	65.674	2.942	6.933	2.450	10.003	8
7.5720	332.637	65.776	2.946	6.908	2.433	10.005	9
7.5910	333.831	65.879	2.950	6.884	2.415	10.006	10
7.6099	335.026	65.981	2.954	6.859	2.398	10.008	11
7.6289	336.224	66.083	2.958	6.835	2.381	10.010	12
7.6479	337.423	66.185	2.962	6.810	2.364	10.012	13
7.6669	338.624	66.287	2.966	6.786	2.347	10.014	14
7.6858	339.827	66.390	2.970	6.762	2.331	10.017	15
7.7048	341.031	66.492	2.974	6.738	2.314	10.019	16
7.7238	342.237	66.594	2.978	6.715	2.298	10.022	17
7.7428	343.446	66.696	2.982	6.691	2.282	10.025	18
7.7617	344.655	66.798	2.986	6.668	2.266	10.028	19
7.7807	345.867	66.900	2.990	6.644	2.250	10.031	20

CONTINUACIÓN

Y	ΔE	Sf	$Sf=(Sf1+Sf2)/2$	So-Sf	ΔX	X
7.4012	0.0000	0.0122	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
7.4202	0.0001	0.0121	0.0121	-0.0091	-0.010	0.010
7.4392	0.0003	0.0119	0.0120	-0.0090	-0.030	0.040
7.4581	0.0004	0.0118	0.0119	-0.0088	-0.050	0.089
7.4771	0.0006	0.0117	0.0118	-0.0087	-0.070	0.160
7.4961	0.0008	0.0116	0.0116	-0.0086	-0.091	0.251
7.5151	0.0010	0.0115	0.0115	-0.0085	-0.112	0.364
7.5340	0.0011	0.0114	0.0114	-0.0084	-0.134	0.498
7.5530	0.0013	0.0112	0.0113	-0.0083	-0.156	0.653
7.5720	0.0014	0.0111	0.0112	-0.0081	-0.178	0.831
7.5910	0.0016	0.0110	0.0111	-0.0080	-0.200	1.032
7.6099	0.0018	0.0109	0.0110	-0.0079	-0.223	1.255
7.6289	0.0019	0.0108	0.0109	-0.0078	-0.247	1.501
7.6479	0.0021	0.0107	0.0108	-0.0077	-0.270	1.772
7.6669	0.0022	0.0106	0.0107	-0.0076	-0.294	2.066
7.6858	0.0024	0.0105	0.0105	-0.0075	-0.319	2.384
7.7048	0.0025	0.0104	0.0104	-0.0074	-0.343	2.728
7.7238	0.0027	0.0103	0.0103	-0.0073	-0.368	3.096
7.7428	0.0028	0.0102	0.0102	-0.0072	-0.394	3.490
7.7617	0.0030	0.0101	0.0101	-0.0071	-0.420	3.910
7.7807	0.0031	0.0100	0.0100	-0.0070	-0.447	4.357

ELEVACIONES	ATAGÜIA	ENTRADA	SALIDA	Datos
13.081 msnm	Longitud =	L = 80 m	L = 80 m	L = 4.00 m
13.501 msnm	Bordo libre=	BL = 1.00 m	BL = 1.00 m	T = 57.00 m
	Tirantes =	Yc = 7.401 m	d = 7.78 m	V = 57.00 m/s
	Altura =	H = 8.40 m	H = 8.78 m	t = = 2.5 : 1
	Altura practica=	H = 8.00 m	H = 9.00 m	Base = 25 m
	Pendiente =	S = 0.0030	S = 0.0030	



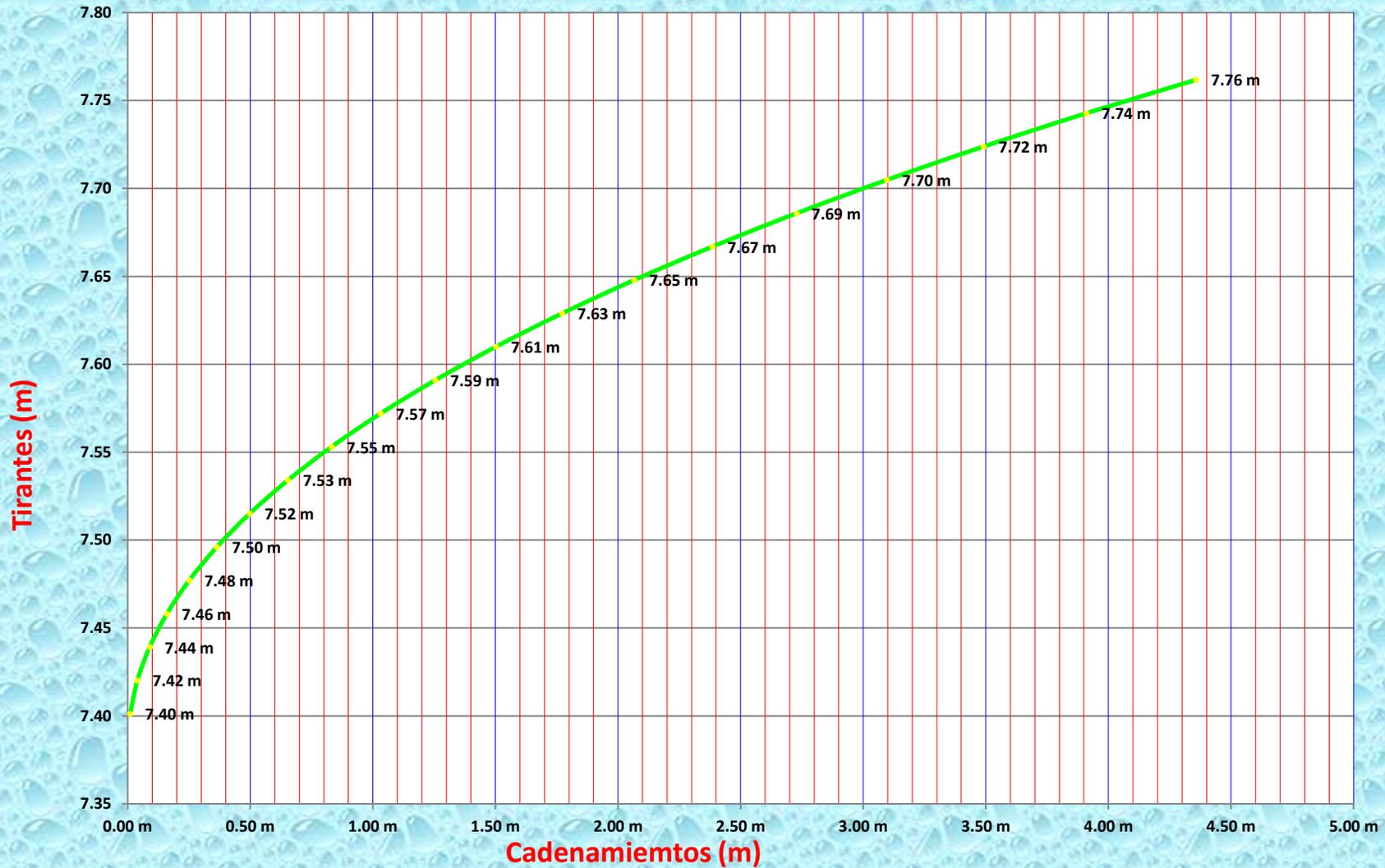
Intervalo	10
-----------	----

Estación	Long. Tramo	Elevación	Tirante del	Bordo	Altura del
	del canal	Rasante	Flujo	Libre	Canal
	(m)	(msnm)	(m)	(m)	(m)
0+000.00		5.10	7.7807	1.00	8.7807
0+010.00	10.00	5.00	7.7617	1.00	8.7617
0+020.00	10.00	4.90	7.7428	1.00	8.7428
0+030.00	10.00	4.80	7.7238	1.00	8.7238
0+040.00	10.00	4.70	7.7048	1.00	8.7048
0+050.00	10.00	4.60	7.6858	1.00	8.6858
0+060.00	10.00	4.50	7.6669	1.00	8.6669
0+070.00	10.00	4.40	7.6479	1.00	8.6479
0+080.00	10.00	4.30	7.6289	1.00	8.6289
0+090.00	10.00	4.20	7.6099	1.00	8.6099
0+100.00	10.00	4.10	7.5910	1.00	8.5910
0+110.00	10.00	4.00	7.5720	1.00	8.5720
0+120.00	10.00	3.90	7.5530	1.00	8.5530
0+130.00	10.00	3.80	7.5340	1.00	8.5340
0+140.00	10.00	3.70	7.5151	1.00	8.5151
0+150.00	10.00	3.60	7.4961	1.00	8.4961
0+160.00	10.00	3.50	7.4771	1.00	8.4771
0+170.00	10.00	3.40	7.4581	1.00	8.4581
0+180.00	10.00	3.30	7.4392	1.00	8.4392
0+190.00	10.00	3.20	7.4202	1.00	8.4202
0+200.00	10.00	3.10	7.4012	1.00	8.4012

INICIO

M.I. BERNABÉ ANDRÉS MATA DE ELÍAS.

Perfil hidráulico.





UTILIZANDO LOS CRITÉRIOS DE UNA PRESA DE ENROCAMIENTO, QUE SON CONSTRUIDAS POR UNA MASA DE PIEDRAS SUELTAS, CUYO TAMAÑO PUEDE VARIAR LOS 10 cm HASTA UNA DIMENSIÓN MUY GRANDE QUE SE PUEDE COLOCAR CO EQUIPOS MECÁNICOS QUE SE DISPONGAN EN EL LUGAR DE LA OBRA, PARA LO CUAL TENEMOS 3 (TRES) ELEMENTOS MUY IMPORTANTES. UN DIQUE

UN DIQUE DE ROCA SIN ACOMODAR QUE FORMA LA MASA PRINCIPAL DE LA ATAGUIA EN EL TALUD MOJADO Y UNA LOSA IMPERMEABLE QUE PUEDE SER DE MADERA, LÁMINA DE ACERO O DE CONCRETO ARMADO SOBRE LA PIEDRA BACOMODADFA QUE CONSTITUYE EL ELEMENTO IMPERMEABLE.

LA PIEDRA ACOMODAD SIRVE COMO MIEMBRO SEMI-RIGIDO ENTRE LA LOSA DE CONCRETO RIGIDO Y LA OTRA SIN ACOMODAR EXPUESTA A SUFRIR ASENTAMIENTOS EN VARIAS DIRECCIONES, SIRVE TAMBIÉN PARA PROPORCIONAR UN APOYO UNIFORME A LA LOSA.

EL DISEÑO CORRECTO DE LA LOSA DE CONCRETO ARMADO NO ES POSIBLE, TOMANDO EN CONSIDERACIÓN LOS ESFUERZOS DISTINTOS QUE SE PUEDEN ESPERAR Y NO PREVEER EN UN PUNTO DE LA LOSA, POR ESO ES QUE EL FIERRO SE COLOCA EN EL CENTRO; EN LO QUE RESPECTA A LAS JUNTAS DE DILATACIÓN SE HA OBSERVADO QUE NO TRABAJAN EN FORMA EFICIENTE POR NO ESTAR COLOCADA LA LOSA SOBRE EL ENROCAMIENTO LIBREMENTE PUES SIEMPRE SE AMOLDA A LOS HUECOS O SALIENTES DE LAS PIEDRAS, LO QUE DA LUGAR A CUARTEADURAS A MUY POCA DISTANCIA DE LAS JUNTAS DE DILATACIÓN, ADEMÁS LA LOSA TIENE EN GENERAL ESPUERZOS DE COMPRESIÓN POR LA PRESION DEL AGUA, HACIENDO QUE LAS JUNTAS DE DILATACIÓN TRABAJES COMO JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN TENIENDO A CERRARCE Y NO ABRIRSE, POR LO QUE COMO UNA OPCIÓN NO SE COLOQUEN ESTAS JUNTAS

EL DISEÑO DE PRESAS DE ENROCAMIENTO ESTÀ BASADO EN LA PROPIA EXPERECIA.

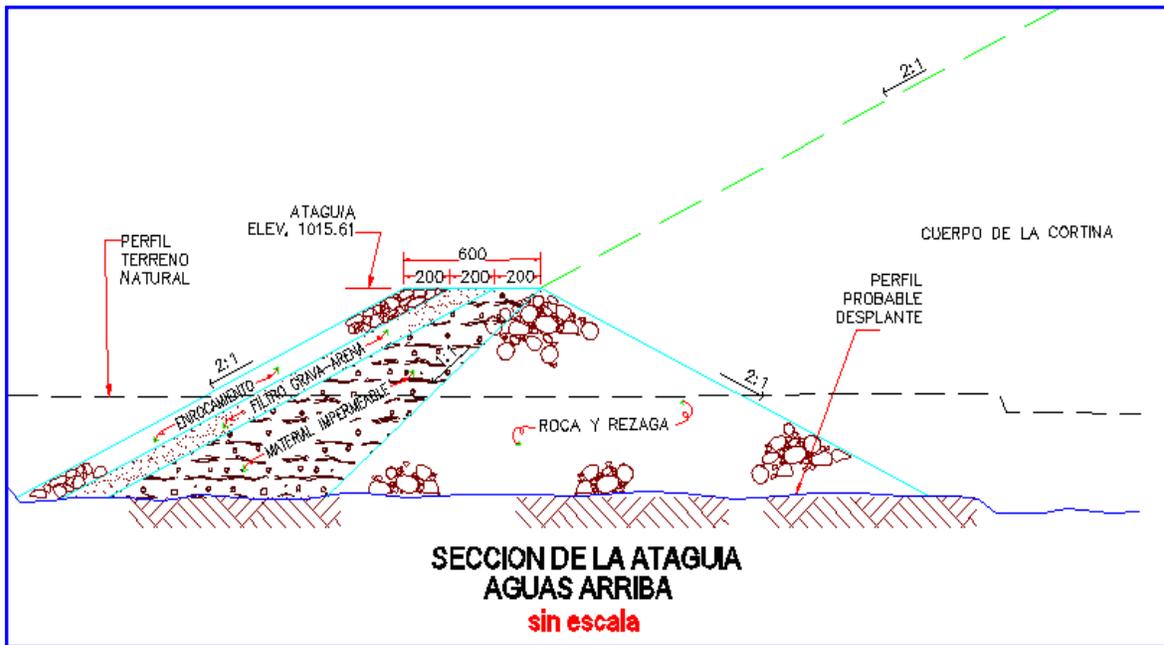
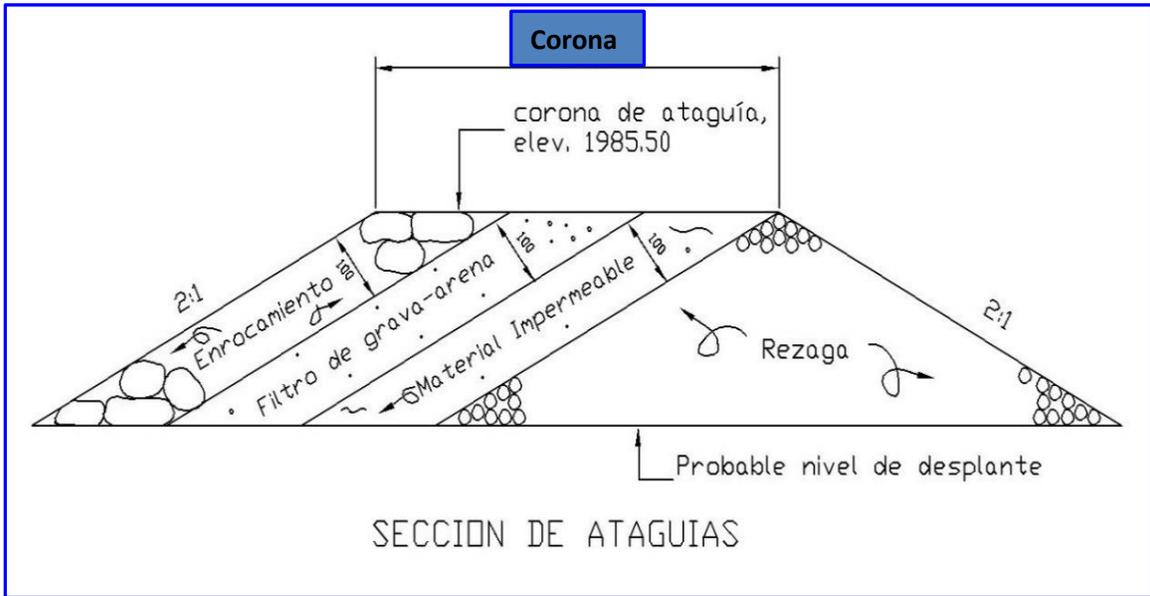
EL ANCHO DE LA CORONA SE FIJA CON EL CÓDIGO DE PRESAS DE ARIZONA,

ALTURA	CORONA
PARA PRESAS HASTA 15 m DE ALTURA	3.60 m
PARA ALTURAS DE 30 m	4.90 m
PARA ALTURAS MAYORES DE 30 m	4.90 m

EL REGLAMENTO ITALIANO FIJA COMO ANCHO H/6, SIENDO H LA ALTURA MÁXIMA DE LA CORTINA.

TALUDES:			
PERFIL ITALIANO	0.7:1	a	1:1

EL REGLAMENTO ITALIANO ADMITE DESDE 0.5:1 DEL ENROCAMIENTO A 2:1, SIENDO0 EL 1.4:1 EL MÁS EMPLEADO.



CORONA	4.00 m
---------------	---------------

TALUD	3.00 : 1
--------------	-----------------

INICIO

Programó: M.I. Bernabé Andrés Mata de Elías.

NO PASA, REVISAR EL TALUD < 1.3, CORREGIR EL TALUD.

Altura	H = 7.00 m
Talud	3.50 :1
Factor/Profundidad	nd = 1.20 m
Peso Vol. Humedo	1.8 Ton/m ³

$$n_d = \frac{n_d H}{H}$$

nd = 1.20 m

Gráfico

Ns (Gáfico).

Ns = 8.30

$$C = \frac{1}{2} q_u$$

qu = 4.00 Ton/m²

Cohesión =

2.0 Ton/m²

$$H_c = \frac{N_s C}{\gamma}$$

Altura crítica

Hc = 9.22 m

$$f_s = \frac{H_c}{H}$$

fs = 1.32

fs > 1.3, Correcto.!

Si, nd > 4

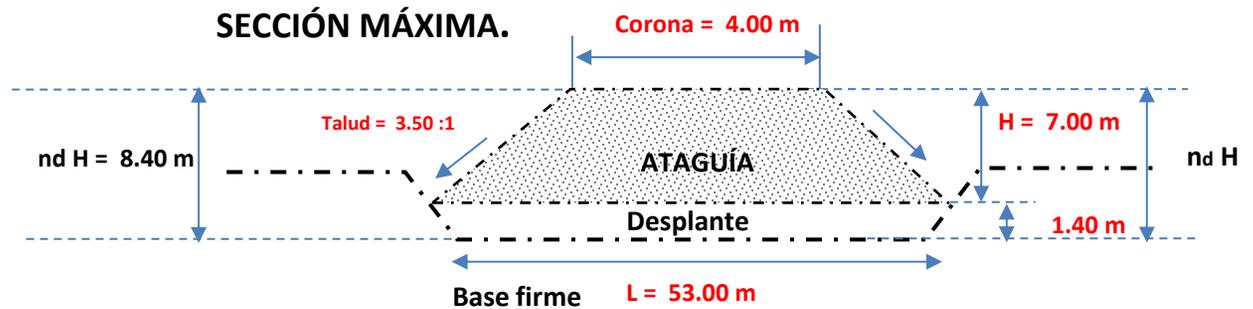
El talud se desliza por un circulo de punto medio, tangente a la base firme, cualquiera que se el valor de B

Si, 4 > nd > 1

La falla se produce por un circulo de talud, si el punto que representa los valores de nd y B, se encuentra por encima del área sombreada.

Si, 4 > nd > 1

Si el punto se encuentra **dentro** del **área sobreada**, el circulo crítico es un circulo de pie. Si el punto se encuentra **debajo** del **área sobreada**, el talud rompe por un circulo de punto medio tangente a la base firme.

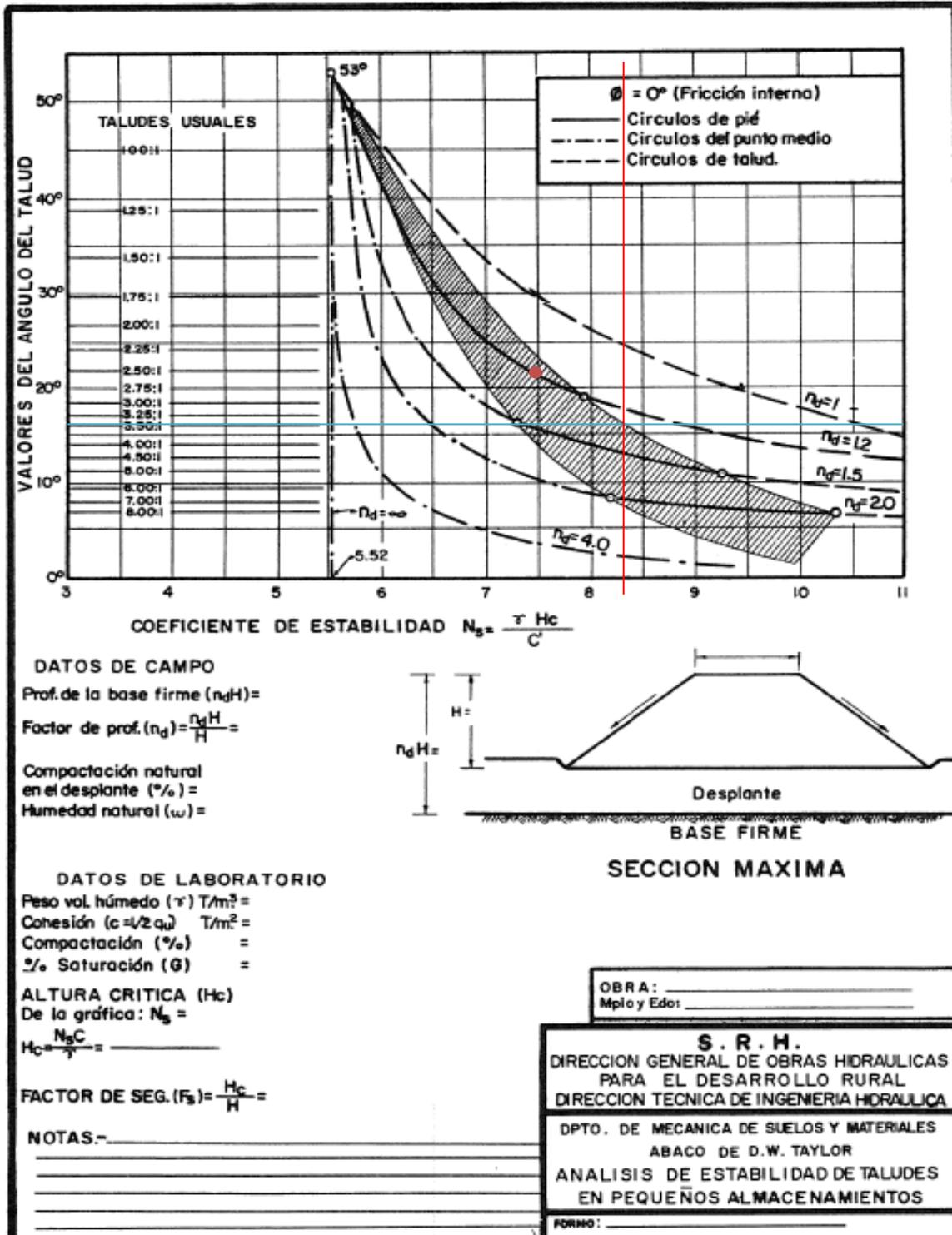


Consistencia	Identificación de campo	Resistencia a la compresión simple q_u (tons/m ²)
Muy blanda	El puño puede penetrar en ella fácilmente varios centímetros.	menos de 0.25
Blanda	El pulgar puede penetrar en ella fácilmente varios centímetros.	0.25 a 0.50
Media	El pulgar con esfuerzo moderado puede penetrar en ella varios centímetros.	0.50 - 1.00
Firme	El pulgar se encaja fácilmente pero sólo penetra con gran esfuerzo.	1.00 - 2.00
Muy firme	La uña del pulgar se encaja fácilmente.	2.00 - 4.00
Dura	La uña del pulgar se encaja con dificultad.	mayor de 4.00

INICIO

Exportar

Imprimir



Cálculo

PROGRAMÓ: M.I. BERNABÉ ANDRÉS MATA DE ELÍAS.

INICIO

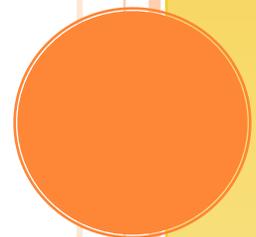


DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE
POSGRADO DE LA FACULTAD
DE INGENIERÍA, DEPT. DE
CAMPUS MORELOS.



C
O
C
L
U
S
I
O
N
E
S

M.I. Bernabé Andrés Mata de Elías



6.- CONCLUSIONES.

En el presente trabajo se citan brevemente los datos y estudios que el proyectista debe de conocer y dominar plenamente antes de iniciar un Diseño o un Proyecto ejecutivo, con antelación deberá percatarse primeramente de las condiciones físicas y socioeconómicas que reúne el aprovechamiento hidráulico propuesto, esto permitirá elaborar un proyecto con un mejor criterio de diseño, dando como resultado una obra puesta en operación, que contribuya al desarrollo económico de las comunidades rurales ya establecidas en la región. Las personas encomendadas a efectuar estos trabajos, en primer lugar deberán tener la capacidad y pericia al respecto, de tal manera que sabrán visualizar desde luego el problema y tomar de inmediato, en ciertos casos, alguna decisión sobre la factibilidad constructiva del aprovechamiento y hacer un ordenamiento de la continuación o suspensión de los demás estudios, es aconsejable que el Ingeniero responsable sea aconsejado y asesorados de personas conocedoras de la región y principalmente de técnicos de especialidad que intervengan en las etapas de estudio y detallado del proyecto ejecutivo.

El objetivo principal, es facilitar al personal encargado de estos trabajos con el único fin de sistematizar la información y de conocer en forma general las características fisiográficas y socio-económicas que privan la localidad que han solicitado o detectado un posible aprovechamiento para el riego como una primera etapa de los estudios técnicos y económicos.

Consideramos que la aplicación de los 32 Programas que el presente trabajo, son una guía; cuya perspectiva principal, es la de esclarecer la visualización de los elementos físicos que involucran a las Ingenierías **Hidráulica y Civil**, con la aplicación de los métodos de cálculo.

Este trabajo es susceptible de ampliarse en cualquiera de los procesos de cálculo de los temas desarrollados y en la aplicación de los criterios utilizados; cuyo objetivo representan un enfoque de la ingeniería como proyectista, no obstante este trabajo de sistematización están contenidos los conocimientos y experiencias adquiridas a través del paso de tiempo de las extintas Secretarías como son; la **SARH, SRA** y ahora se aplican en **CONAGUA**, la aplicación de la sistematización se divide en dos capítulos, en el primero, se considera fundamental entre otras cosas la Ingeniería de Proyecto, que surge como una primera pregunta existe el recurso "**Hay Agua**", el segundo Capítulo es la aplicación del Software con todos los procedimientos de cálculo de las estructuras de **Cortina, Obra de Toma, Desarenador y Desvío**.

En el proceso de cálculo se tomaron en cuenta las siguientes recomendaciones por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), para el diseño de una cortina flexible tipo Indio, se tomó en consideración que su altura máxima no debería exceder los 6 metros de altura que es una recomendación de la extinta S.A.R.H., por sus condiciones de flexibilidad y desplante, esta estructura no cuenta con los empotramientos en sus márgenes, como sucedería en el caso de una cortina de sección gravedad tipo Creager, si se diseña una cortina con una mayor altura a la sugerida, se incrementan considerablemente los esfuerzos en sus márgenes, originándose principalmente problemas con su cierre hidráulico y ocasionando un riesgo de un flaqueamiento y de estabilidad.

Para el paramento o talud aguas arriba de la cortina, se considera aconsejable para su diseño considerando este tipo de cortina, optar por taludes comprendidos entre valores de **(3:1 a 8:1)** que son recomendados por la extinta S.A.R.H. y en CONAGUA, para la longitud transversal el ancho de la cortina, es decir $a = \text{Cortina} + \text{Corona}$; deberá garantizarse que la lámina de flujo se adhiera a la cortina, este talud es un factor considerado principalmente por criterio del proyectista y de la propia experiencia adquirida en Proyectos y presas ya construidas en el país, así como de la bondad notoria de dichos materiales que se emplearan en su construcción.

Para el paramento aguas abajo de la cortina, se fijan valores de **8:1 a 14:1** para el talud de la rápida, con el propósito de que sus velocidades sobre sí misma no excedan la velocidad de **6.0 m/s** que presentan fenómenos de erosión o cavitación sobre su superficie, además se presenta el inconveniente de que al proponer un talud mayor, se representa un incremento en su longitud, por ende más colocación de materiales, por lo tanto, un aumento en su costo.

La elevación del patio de operación de los mecanismos debe estar de **1.0 m a 1.50 m** arriba del NAME (Nivel de Aguas Máximas, para el diseño del desarenador se tomaron en cuenta tres aspectos fundamentales, considerando la operación de las compuertas de la Obra de toma y de la compuerta radial, para el proyecto de un canal desarenador en primer lugar se debe propiciar un fácil acceso del agua a su canal y por otra parte su descarga deberá ser libre, el área total de las compuertas hasta el nivel de la cresta vertedora, deberá ser el doble de la sección de las compuertas de la obra de toma.

Cuando el régimen del escurrimiento es permanente, o cuando la construcción va tener un periodo de construcción mayor a **2 años** o más, se debe disponer de una Obra de desvío para poder controlar el escurrimiento del río durante el tiempo que se lleve la construcción de la presa.

Esta Obra consiste en interponer un cambio del sentido del escurrimiento de un lado a otro, en algunos casos en un traslado de todo el caudal del río fuera de su cauce natural, este tipo de obra es temporal en la presa inutilizándola una vez que se hayan terminado los trabajos. Dentro de los factores utilizados para su diseño son los Estudios Hidrológicos, Geológicos y Geotécnicos, estos estudios definen que tipo de Obra de desvío que es aconsejable hacer, como son Canales o Tajo de desvío y en algunos casos los Túneles de desvío, para la construcción de una Presa Derivadora, se utilizan tajos de desvío, lo que llamamos Ataguías que impiden el paso de los escurrimientos del río para realizar en seco las obras de construcción de la cortina, se colocan **2 Ataguías**, una aguas arriba, la cual está ligada con uno de los taludes del canal de desvío, da lugar a la formación de un pequeño vaso de almacenamiento, el cual proporciona la carga hidráulica necesaria para el flujo en el canal de desvío, la ataguía de aguas abajo cierra el cauce en este lado quedando también ligada con uno de los taludes del canal de desvío para que el agua no se regrese a la zona de construcción