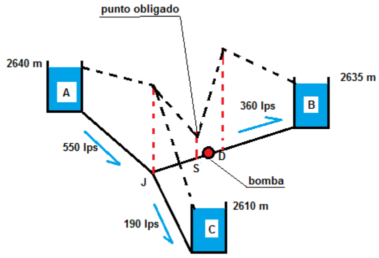
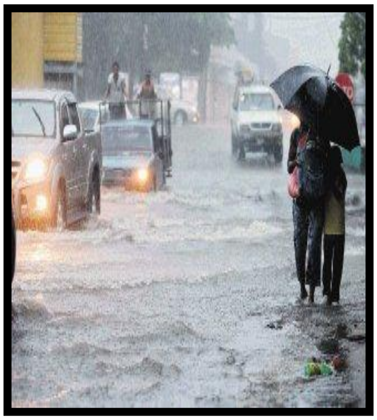
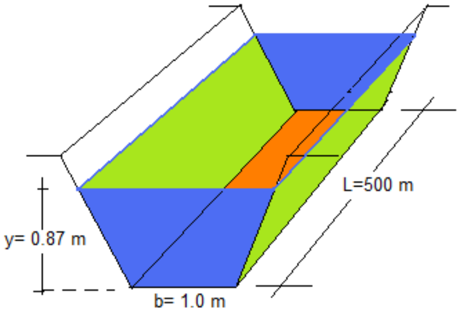
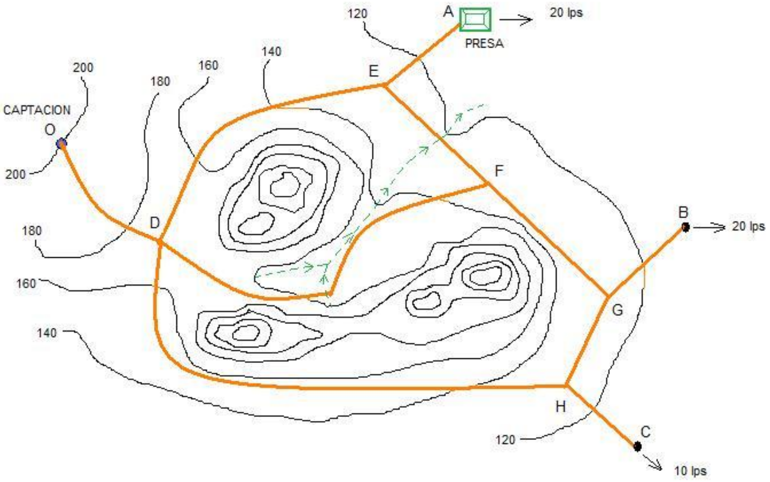


2012

TEXTO DE EJERCICIOS RESUELTOS DE HIDRAULICA 2 NELAME







DR. NESTOR JAVIER LANZA MEJIA

04/09/2012

ACERCA DEL AUTOR

Néstor Javier Lanza Mejía, profesor de ingeniería civil en la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI), se graduó como Ingeniero Civil en la Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua (UNAN) en 1985, y como Doctor en filosofía (PhD) en Catedra de Ingeniería Sanitaria del Instituto de Construcción de Kiev, Ucrania (URSS) en 1990.

De 1994 a 1998, el Dr. Lanza administro el departamento de Hidráulica y de 1998 a 2002 fue elegido como decano de la Facultad de Tecnología de la Construcción (FTC), su labor como administrador académico de la FTC, logra impulsar la primera maestría en dicha facultad, tal como la maestría en “Vías terrestre” auspiciado por el Banco Mundial y dirigida a los profesionales del Misterio de Transporte e Infraestructura (MTI); estableciendo una vinculación del conocimiento del pregrado al postgrado y fortaleciendo los cursos de postgrado en la FTC, diplomados como: Obras Verticales, Obrad Horizontales, Desarrollo Agrícola, Agua y Saneamiento, etc. En su gestión como decano, instalo el primer centro para la investigación agrícola llamado “Finca experimental”, con el objeto de iniciar una etapa fundamental y para el desarrollo en la investigación para sector agrícola del país. Instalo el primer centro de documentación para las carreras de ingeniería civil y agrícola, y el primer congreso de ingeniería civil con carácter internacional.

Es autor de artículos técnicos teóricos sobre la migración de la contaminación en las aguas subterráneas y textos académicos de Hidráulica I y II e Hidrología (todavía no publicados).

En 2008, es gestor principal del segundo ciclo de la maestría en “Vías Terrestre” financiado por el Banco Mundial para el MTI y participando como catedrático en la asignatura de Hidrotecnia vial.

En su aspecto profesional, ha participado en varios proyectos de desarrollo municipales en el área de diseño de sistemas de alcantarillado sanitario, mini acueducto de agua potable en sistema rurales, diseño de canales pluviales, diseño de instalaciones sanitarias en edificaciones, etc.

En 2011, desarrollo curso para postgrado en el área de Infraestructura Vial Municipales orientado por la cooperación Suiza para el Desarrollo (COSUDE).

PROLOGO

Este texto va dirigido a estudiantes de ingeniería que se interesan en aprender algunos aspectos fundamentales de la Mecánica de Fluidos, Hidráulica e Hidrología. Estas áreas resultan evidentes que una cobertura de todos sus aspectos no se puede lograr en un solo texto. El objeto es creado para usarse como consulta y que el estudiante logre iniciarse en los diferentes tipos de problemas presentado. Este texto ha sido preparado después de varios años de experiencia en la vida académica universitaria, presentando así, estas disciplinas como una realidad estimulante y útil para la vida diaria, presentando un mensaje que el movimiento de los fluidos es consistente con leyes físicas bien establecidas, que requieren de correlaciones basadas en datos experimentales y análisis dimensionales, además de las ecuaciones básicas para obtener una solución.

En esta edición, se presentan un sin numero de ejercicios resueltos en la Mecánica de Fluidos, Hidráulica, Hidrología, Hidráulica de Pozos, Hidrotecnia Vial, Hidráulica de conducto.

Los alumnos que estudien este texto y comprendan su desarrollo deben de adquirir un conocimiento útil de los principios de la Mecánica de Fluidos e Hidráulica e Hidrología, facultades de alcanzar las competencias de sus propios cursos.

Queremos agradecer a los muchos colegas que ayudaron al desarrollo de este texto, principalmente los ingenieros del departamento de Hidráulica y medio ambiente de la Faculta de Tecnología de la Construcción de la Universidad Nacional de Ingeniería.

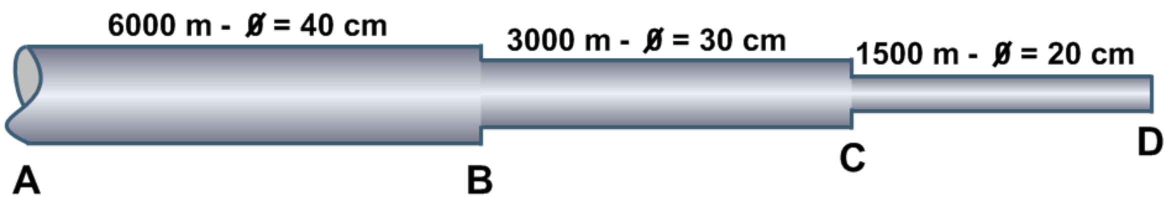
Deseamos expresar nuestro agradecimiento a los alumnos que proporcionaron fotografías, dibujos, ejercicios resueltos que fueron dejados como tarea para el desarrollo del texto.

Agradecemos a nuestras familias por su aliento continuo durante la elaboración de este texto. Trabajar con estudiantes a lo largo de los años nos ha enseñado mucho sobre la enseñanza de la Ingeniería civil. Hemos intentado sacar provecho de esta experiencia para el beneficio de los usuarios de este texto. Evidentemente, aun estamos aprendiendo y agradecemos las sugerencias y comentarios del lector.

CONTENIDO

1. TUBERIAS EN SERIE, PARALELO Y EQUIVALENTES

1. La tubería compuesta (sistema de tuberías en serie) ABCD está constituida por 6000 m de tubería de 40 cm, 3000 m de 30 cm y 1500 m de 20 cm (C_1=100). (a) Calcular el caudal cuando la perdida de carga entre A y D es de 60 m. (b) ¿Qué diámetro ha de tener una tubería de 1500 m de longitud, colocada en paralelo con la existente de 20 cm y con nodos en C y D para que la nueva sección c-c sea equivalente a la sección ABC (C_1=100), (c) si entre los puntos C y D se pone en paralelo con la tubería de 20 cm CD otra de 30 cm y 2400 m de longitud ¿Cuál será la perdida de carga total entre A y D para Q = 80 lps?



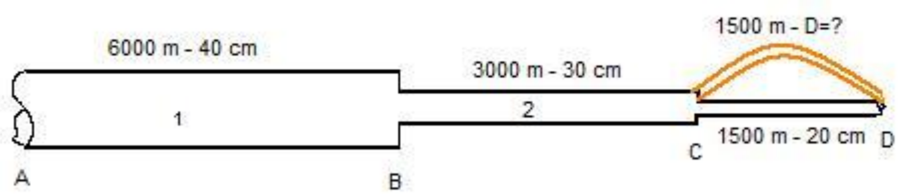
(a) Calculo del caudal cuando la pérdida de carga entre A y D es de 60 m en sistema de tuberías en serie:

$$hp_A = 10.67\left(\frac{Q}{C}\right)^{1.852}\left(\frac{L_1}{{D_1}^{4.87}}+\frac{L_2}{{D_2}^{4.87}}+\frac{L_3}{{D_3}^{4.87}}\right)$$

$$60 = 10.67\left(\frac{Q}{100}\right)^{1.852}\left[\frac{6000}{0.4^{4.87}}+\frac{3000}{0.3^{4.87}}+\frac{1500}{0.2^{4.87}}\right]$$

$$Q = 59\ l/s$$

(b) Calculo del diámetro ha de tener una tubería de 1500 m de longitud, colocada en paralelo con la existente de 20 cm y con nodos en C y D para que la nueva sección c-c sea equivalente a la sección ABC (C_1=100).



Por equivalencia, tenemos: $hp_{AC} = hp_{CD}$ con Q = 59 lps.

$$hp_{AC} = 10.67\left(\frac{Q}{C}\right)^{1.852}\left[\frac{L_1}{D_1^{4.87}}+\frac{L_2}{D_2^{4.87}}\right] = 10.67\left(\frac{0.059}{100}\right)^{1.852}\left[\frac{6000}{(0.4)^{4.87}}+\frac{3000}{(0.3)^{4.87}}\right] = 5.81 + 11.78 = 17.59\ m$$

Como en el tramo CD esta en paralelo y es equivalente al tramo AC, se puede conocer el caudal del tramo de L=1500 m y d=20 cm:

$$Q_{20} = 0.2785(100)(0.20)^{2.63}\left({}^{17.59}/_{1500}\right)^{0.54} = 36.63\ lps$$

Se sabe que el caudal Q = 59 lps es la suma de los caudales en cada tubería en paralelo, o sea:

$$Q = Q_{20} + Q_D \rightarrow Q_D = (59 - 36.63) = 22.37\ lps$$

Determinando el diámetro de la tubería:

$$D = 1.626\left(\frac{Q}{C}\right)^{0.38}\left(\frac{L}{hp}\right)^{0.2053} = 1.626\left(\frac{0.02237}{100}\right)^{0.38}\left(\frac{1500}{17.59}\right)^{0.2053} = 0.1661\ m$$

(c) Si entre los puntos C y D se pone en paralelo con la tubería de 20 cm CD otra de 30 cm y 2400 m de longitud ¿Cuál será la perdida de carga total entre A y D para Q = 80 lps?

$$hp_{AB} = 10.67\left(\frac{0.080}{100}\right)^{1.852}\frac{6000}{(0.4)^{4.87}} = 10.20\ m$$
$$hp_{AC} = 10.67\left(\frac{0.080}{100}\right)^{1.852}\frac{3000}{(0.3)^{4.87}} = 20.71\ m$$

Como el tramo CD, las tuberías están en paralelo con un caudal total de entrada de 80 lps, la solucione es:

$$Q_1 = K_{12}Q_2 \quad \therefore \quad K_{12} = \frac{C_1}{C_2}\left(\frac{L_2}{L_1}\right)^{0.54}\left(\frac{D_1}{D_2}\right)^{2.63} \quad \therefore \quad Q_2 = \frac{Q_e}{1+K_{12}}$$

$$K_{12} = \frac{100}{100}\left(\frac{2400}{1500}\right)^{0.54}\left(\frac{20}{30}\right)^{2.63} = 0.44 \quad \therefore \quad Q_2 = \frac{80}{1+0.44} = 55.41\ lps \quad \therefore \quad Q_1 = 0.44(55.41) = 24.59\ lps$$

Las pérdidas en el sistema en paralelo:

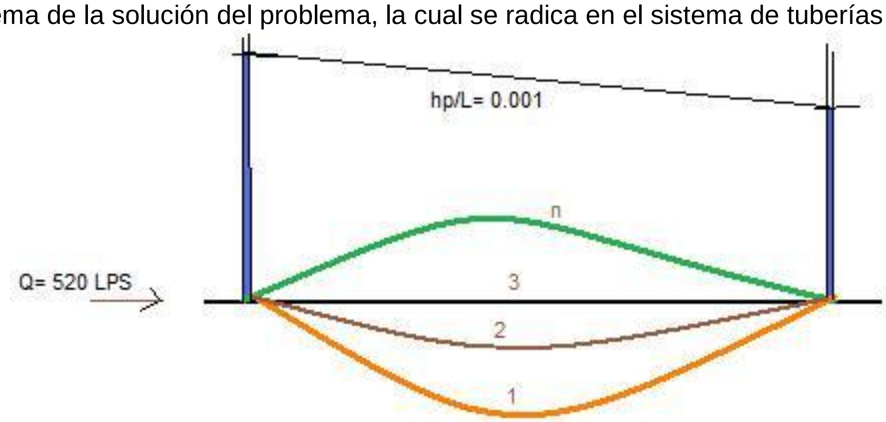
$$hp_{CD} = 10.67\left(\frac{0.05541}{100}\right)^{1.852}\frac{2400}{(0.3)^{4.87}} = 8.39\ m$$

Las pérdidas de AD seria las sumatoria:

$$hp_{AD} = hp_{AB} + hp_{BC} + hp_{CD} = 10.20 + 20.71 + 8.39 = 39.3\ m$$

2. Se quieren transportar 520 lps a través de una tubería de fundición vieja (C1=100) con una pendiente de la línea de altura Piezometrica de 1.0 m/1000 m teóricamente ¿Qué número de tuberías de 40 cm serán necesarias? ¿y de 50 cm? ¿y de 60 cm? ¿y de 90 cm?

Haciendo un esquema de la solución del problema, la cual se radica en el sistema de tuberías en paralelo, o sea:



De la primera condición del sistema de tubería en paralelo:

$$Q_0 = \sum_{i=1}^{n} Q_i$$

Si el diámetro de la tubería es constante e igual su línea Piezometrica, para el sistema de tuberías en paralelo, de la Ec. anterior se obtiene:

$$Q_0 = nQ_t$$

Donde n es el número de tuberías del diámetro solicitado.

- Numero de tuberías para un diámetro de 40 cm:

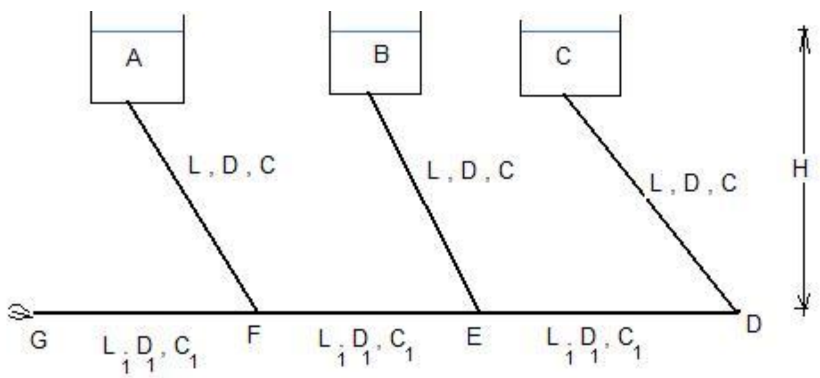
$$Q_t = 0.2785CD^{2.63}\left({hp}/{L}\right)^{0.54} = 0.2785(100)(0.40)^{2.63}\left({1}/{1000}\right)^{0.54} = 60\ lps$$

$$n = \frac{520}{60} = 8.67$$

De igual forma se determina el número de tuberías de los demás diámetros.

2. SISTEMAS HIDRAULICA DE DEPOSITOS

3. De los tres depósitos con el mismo nivel de superficie H = 10 m, con tubos de igual dimensión (L= 50 m, d= 100 mm, C= 100) se unen a una tubería principal que se compone de tres tramos iguales (L1 = 80 m, d1 = 200 mm, C1 = 150). Determine: a) el caudal que se derrama a través de la tubería principal a la atmosfera, si las llaves de pase están completamente abiertas, b) las presiones en los nodos de los tramos y c) los caudales que circulan a través de los tubos de los depósitos a la tubería principal.



Se trata de un sistema de depósitos con dos nodos de confluencia en E y F, o sea:

$$Q_{EF} = Q_{CE} + Q_{BE} \quad y \quad Q_{FG} = Q_{AF} + Q_{EF}$$

De las perdidas tenemos:

$$hp_{CE} = 10.67Q_{CE}^{1.852}\left[\frac{50}{(100)^{1.852}(0.1)^{4.87}} + \frac{80}{(150)^{1.852}(0.2)^{4.87}}\right] = 8020.59Q_{CE}^{1.852}$$

$$hp_{BE} = 10.67Q_{BE}^{1.852}\left[\frac{50}{(100)^{1.852}(0.1)^{4.87}}\right] = 7818.70Q_{BE}^{1.852}$$

$$hp_{EF} = 10.67Q_{EF}^{1.852}\left[\frac{80}{(150)^{1.852}(0.2)^{4.87}}\right] = 201.89Q_{EF}^{1.852}$$

$$hp_{AF} = 10.67Q_{AF}^{1.852}\left[\frac{50}{(100)^{1.852}(0.1)^{4.87}}\right] = 7818.70Q_{AF}^{1.852}$$

$$hp_{FG} = 10.67Q_{FG}^{1.852}\left[\frac{80}{(150)^{1.852}(0.2)^{4.87}}\right] = 201.89Q_{FG}^{1.852}$$

Haciendo la tabla de cálculo para las iteraciones, comenzando para un Z_E= 5 m. (valor medio de la altura H)

ITERACION 1		ZE=	5.00	m
TUBERIA	COTA(m)	hp(m)	Q(M3/S)	Q(LPS)
CE	10.00	5.00	0.01859	18.59
BE	10.00	5.00	0.01885	18.85
EF		0.46	0.03744	37.44
		ZF=	4.54	m
AF	10.00	5.46	0.01977	19.77
FG	0.00	4.54	0.12886	128.86
		SUMA	-0.07165	-71.65

Se observa que el caudal que sale del nodo F es mayor que los caudales que entran al nodo F, por lo tanto hay que disminuir el valor de Z_E a 2.0 m.

ITERACION 2		ZE=	2.00	m
TUBERIA	COTA(m)	hp(m)	Q(M3/S)	Q(LPS)
CE	10.00	8.00	0.02396	23.96
BE	10.00	8.00	0.02429	24.29
EF		0.74	0.04826	48.26
		ZF=	1.26	m
AF	10.00	8.74	0.02548	25.48
FG	0.00	1.26	0.06460	64.60
		SUMA	0.00914	9.14

Se observa que el caudal que sale del nodo F es menor que los caudales que entran al nodo F, por lo tanto hay que aumentar el valor de Z_E.

Interpolando para los pares ordenados (5.0, -71.65) y (2.0, 9.14) y encontrando para una suma de caudales igual a cero en el nodo F se tiene un Z_E = 2.271 m.

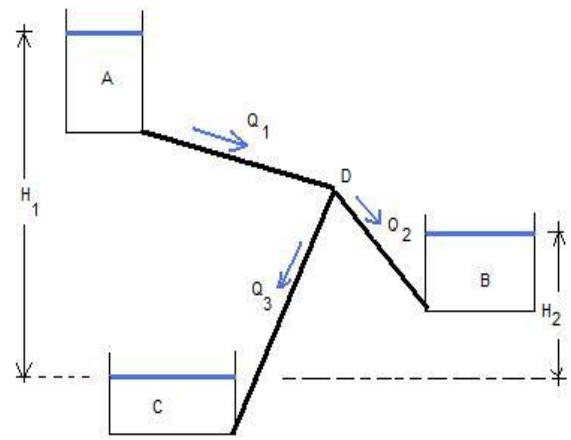
ITERACION 3		ZE=	2.271	m
TUBERIA	COTA(m)	hp(m)	Q(M3/S)	Q(LPS)
CE	10.00	7.73	0.02352	23.52
BE	10.00	7.73	0.02385	23.85
EF		0.71	0.04737	47.37
		ZF=	1.56	m
AF	10.00	8.44	0.02501	25.01
FG	0.00	1.56	0.07237	72.37
		SUMA	0.00000	0.00

El caudal que se derrama a través de la tubería principal a la atmosfera es Q_{FG}=72.37 lps y los caudales que circulan a través de los tubos de los depósitos a la tubería principal son: Q_{AF}= 25.01 lps, Q_{BE}= 23.85 lps y Q_{CE}= 23.52 lps.

Las presiones en los nodos son:

nodo	z(m)	(z+ P/γ) (m)	P/γ (m)
D	0	2.466	2.466
E	0	2.271	2.271
F	0	1.56	1.56
G	0	0	0

4. Determine la carga H1, si H2= 3 m, Q1= 1.2 lps. Calcúlese los caudales Q2 y Q3, si los tramos entre nodos y los depósitos tienen las siguientes características: L= 8 m, D= 20 mm y C= 150.



Se trata de un sistema de depósitos con un nodo de confluencia en D, o sea:

$$\boldsymbol{Q_1 = Q_2 + Q_3}$$

Para el tramo AD las pérdidas son (estas son constante):

$$\boldsymbol{hp_{AD} = 10.67\left(\frac{0.0012}{150}\right)^{1.852}\left[\frac{8}{(0.02)^{4.87}}\right] = 5.83\ m}$$

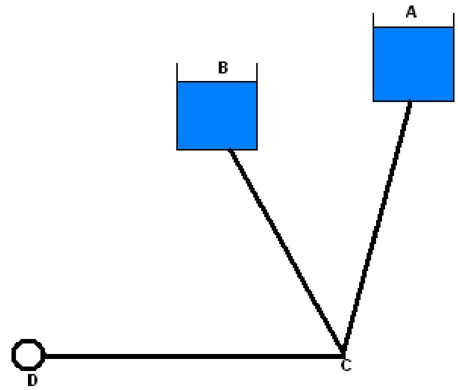
Haciendo la tabla de cálculo para las iteraciones, comenzando para un Z_D= 4 m, (Z_D>3 m).

Realizando las iteraciones (adjunta) se tienen los caudales en los tramos son: Q_2= 0.298 lps y Q_3= 0.902 lps y altura H_1= 9.27 m.

ITERACIONES DEL PROBLEMA DE LOS DEPOSITOS CON UN NODO DE CONFLUENCIA
SEGUN HAZEN WILLIAMS

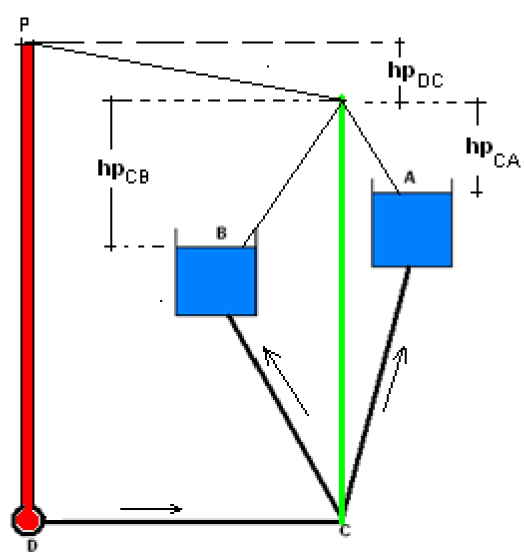
Zj(m)= 4.00									
TUBERIA		Zi(m)	hp(m)	L(m)	D(cm)	C	K	Q(lps)	Q/hp
A	D	9.83	5.83	8	2	150	1496639.89	1.200	0.00021
B	D	3.00	-1.00	8	2	150	1496639.89	-0.463	0.00046
C	D	0.00	-4.00	8	2	150	1496639.89	-0.978	0.00024
DELTA Zj= -0.49 m							SUMA	-0.241	0.00091
Zj(m)= 3.51									
TUBERIA		Zi(m)	hp(m)	L(m)	D(cm)	C	K	Q(lps)	Q/hp
A	D	9.34	5.83	8	2	150	1496639.89	1.200	0.00021
B	D	3.00	-0.51	8	2	150	1496639.89	-0.322	0.00063
C	D	0.00	-3.51	8	2	150	1496639.89	-0.912	0.00026
DELTA Zj= -0.06 m							SUMA	-0.034	0.00110
Zj(m)= 3.45 m									
TUBERIA		Zi(m)	hp(m)	L(m)	D(cm)	C	K	Q(lps)	Q/hp
A	D	9.28	5.83	8	2	150	1496639.89	1.200	0.00021
B	D	3.00	-0.45	8	2	150	1496639.89	-0.302	0.00067
C	D	0.00	-3.45	8	2	150	1496639.89	-0.904	0.00026
DELTA Zj= -0.01 m							SUMA	-0.006	0.00113
Zj(m)= 3.44 m									
TUBERIA		Zi(m)	hp(m)	L(m)	D(cm)	C	K	Q(lps)	Q/hp
A	D	9.28	5.83	8	2	150	1496639.89	1.200	0.00021
B	D	3.00	-0.44	8	2	150	1496639.89	-0.299	0.00067
C	D	0.00	-3.44	8	2	150	1496639.89	-0.902	0.00026
DELTA Zj= -0.002 m							SUMA	-0.001	0.00114
Zj(m)= 3.438 m									
TUBERIA		Zi(m)	hp(m)	L(m)	D(cm)	C	K	Q(lps)	Q/hp
A	D	9.27	5.83	8	2	150	1496639.89	1.200	0.00021
B	D	3.00	-0.44	8	2	150	1496639.89	-0.298	0.00067
C	D	0.00	-3.44	8	2	150	1496639.89	-0.902	0.00026
DELTA Zj= 0 m							SUMA	0.000	0.00114

5. El agua se conduce desde la conducción magistral por los tramos CD (L=100m, D=300mm, λ=0.015), AC (L=200m, D=150mm, λ=0.018) Y BC (L=300m, D=200mm, λ=0.020) hacia los depósitos A y B, con cota de nivel de agua de 250m y 200m respectivamente por encima de la conducción magistral. Determine, con qué presión P en la conducción magistral deberá llegar Q2 = 20 lps hacia el depósito A.



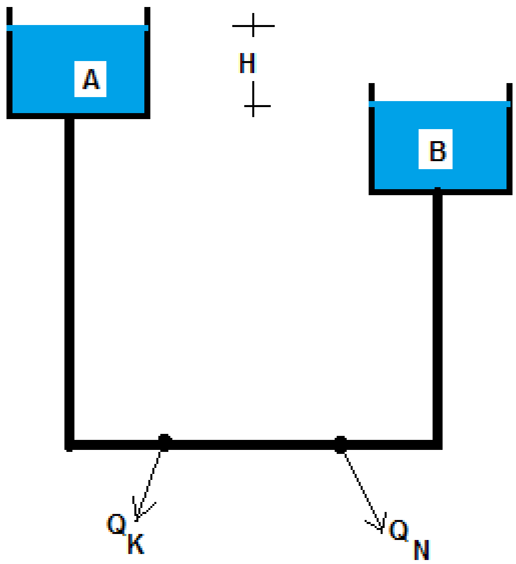
En la conducción magistral D, alimenta los depósitos A y B, con la condición específica que hacia el depósito A deberá llegar un caudal de 20 lps. Haciendo un esquema del sistema hidráulico de los depósitos con la conducción magistral y su presión requerida, obtenemos los siguientes cálculos:

ITERACIONES DEL PROBLEMA DE LOS DEPOSITOS CON UN NODO DE CONFLUENCIA									
SEGUN DARCY-WEISBACH									
TABLA DE CALCULO									
			Zc(m) =	251.57					
TUBERIA	COTA	hp(m)	L(m)	D(cm)	LAN	K	Q(mcs)	Q/hp	Q(lps)
DC	253.7	2.09	100	30	0.015	51.00	0.202	0.09685	202.44
BC	200	-51.57	300	20	0.020	1549.25	-0.182	0.00354	-182.44
AC	250	-1.57	200	15	0.018	3917.13	-0.020	0.01276	-20.00
						SUMA	0.000	0.11315	

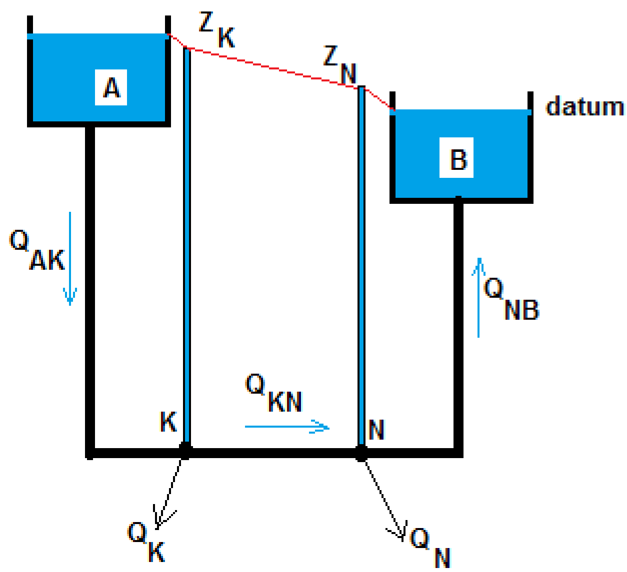


La presión requerida en la conducción magistral es de 253.7 mca, o sea 25.37 kgf/cm^2.

6. Determine los caudales en cada tramo del sistema de depósitos, si para cada tramo tienen los datos geométricos: L=200 m, D=200 mm y C=150. H=15 m y Q_N = Q_K=10 lps



Estableciendo un esquema del funcionamiento hidráulico, se tendría:



Tomando un Datum en el nivel del depósito B, y suponiendo una altura de carga piezométrica en K y verificando la cota del Datum igual cero. Los cálculos se presentan de forma tabulada

- Para una carga de altura piezométrica Z_K = 10 m

ITERACIONES DEL PROBLEMA DE LOS DEPOSITOS								
CON DOS NODOS DE CONFLUENCIA HAZEN WILLIANS								
ITERACION		ZK=	10.000	m				
TUBERIA	COTA(m)	hp(m)	C	L(m)	D(cm)	K	Q(M3/S)	Q(LPS)
AK	15.00	5.00	150	200	20	504.73	0.08277	82.77
KN		3.94	150	200	20	504.73	0.07277	72.77
		ZN=	6.06					
NB	3.07	3.00	150.00	200.00	20.00	504.73	0.06277	62.77

Se observa que el nivel en el depósito B tiene una cota de 3.07 m, este resultado no satisface la verificación por lo tanto hay que disminuir la cota de altura piezométrica de K.

- Para una carga de altura piezométrica Z_K = 8 m

ITERACIONES DEL PROBLEMA DE LOS DEPOSITOS								
CON DOS NODOS DE CONFLUENCIA HAZEN WILLIANS								
ITERACION		ZK=	8.000	m				
TUBERIA	COTA(m)	hp(m)	C	L(m)	D(cm)	K	Q(M3/S)	Q(LPS)
AK	15.00	7.00	150	200	20	504.73	0.09926	99.26
KN		5.75	150	200	20	504.73	0.08926	89.26
		ZN=	2.25					
NB	-2.36	4.61	150.00	200.00	20.00	504.73	0.07926	79.26

Se observa que el nivel en el depósito B tiene una cota de -2.36 m, este resultado no satisface la verificación por lo tanto hay que aumentar la cota de altura piezométrica de K. con estos valores se puede hacer una interpolación lineal para buscar un valor de Z_K para que el nivel del depósito B tenga un valor de cero.

- interpolando

ZK	cota B
10	3.07
8	-2.36
8.87	0

- Para una carga de altura piezométrica Z_K = 8.87 m

ITERACIONES DEL PROBLEMA DE LOS DEPOSITOS								
CON DOS NODOS DE CONFLUENCIA HAZEN WILLIANS								
ITERACION		ZK=	8.870	m				
TUBERIA	COTA(m)	hp(m)	C	L(m)	D(cm)	K	Q(M3/S)	Q(LPS)
AK	15.00	6.13	150	200	20	504.73	0.09240	92.40
KN		4.96	150	200	20	504.73	0.08240	82.40
		ZN=	3.91					
NB	0.01	3.90	150.00	200.00	20.00	504.73	0.07240	72.40

Si se permite un error de cierre de 0.01 m en la cota del nivel en el deposito B, se puede decir que los caudales en los tramos son; Q_{AK} = 92.40 lps, Q_{KN} = 82.40 lps , Q_{NB} = 72.40 lps.

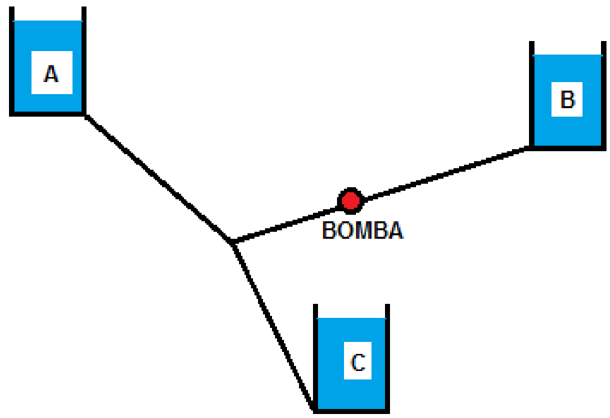
Estos caudales se pueden comprobar con el funcionamiento hidráulico del sistema que la carga hidráulica deberá de ser de 15 m, aplicando Bernoulli entre los depósitos se tiene

$$hp_{AB} = 10.67\left(\frac{0.0924}{150}\right)^{1.852}\frac{200}{(0.2)^{4.87}} + 10.67\left(\frac{0.08240}{150}\right)^{1.852}\frac{200}{(0.2)^{4.87}} + 10.67\left(\frac{0.07240}{150}\right)^{1.852}\frac{200}{(0.2)^{4.87}} = 14.98\ m$$

Donde se obtiene un error de

$$E\% = \frac{15 - 14.98}{15} = 0.013\%$$

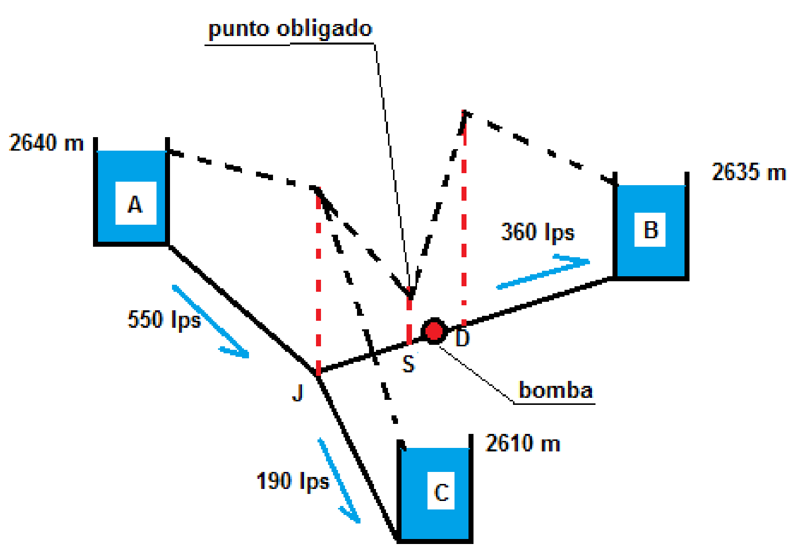
7. Hacer un análisis hidráulico del sistema de depósitos mostrado. a) Cuando la bomba produce una carga de 10 mca para un caudal de 360 lps, b) No colocar la bomba. La constante de Hazen Williams es de 100.



Tramo	AJ	BJ	CJ		Nodo	A	B	C
L(m)	1350	2450	1710		Q(lps)		360	190
D(plg)	36	30	14		Cota (m)	2640	2635	2610

a) Cuando la bomba tiene una carga de 10 m con un caudal de 360 lps.

Haciendo un esquema del funcionamiento hidráulico del sistema propuesto



Como no hay información de la ubicación de la bomba, se instalara en el punto medio del tramo JB, o sea a una longitud de 1225 m, por lo tanto las perdidas en los tramos JS y DB serian:

$$hp_{JS} = hp_{DB} = 10.67\left(\frac{0.360}{100}\right)^{1.852}\frac{1225}{(0.75)^{4.87}} = 1.58\ m$$

La presión de descarga de la bomba seria: (despreciando la carga de velocidad)

$$\left(z + \frac{P}{\gamma}\right)_D = 2635 + 1.58 = 2636.58\ m$$

La presión de carga de la bomba seria: (punto obligado del funcionamiento hidráulico)

$$\left(z + \frac{P}{\gamma}\right)_S = 2636.58 - 10 = 2626.58\ m\ m$$

- Si el tramo JS tiene un diámetro de 30 plg.

Los cálculos hidráulicos se presentan en la siguiente tabla

ITERACIONES DEL PROBLEMA DE LOS DEPOSITOS CON UN NODO DE CONFLUENCIA Y BOMBA												
SEGUN HAZEN WILLIAMS												
ITERACION									HB(m) =		10	
TUBERIA		(Z+P/γ)(m)	(Z+P/γ)(m)	hp(m)	hp(m)	L(m)	D(cm)	C	K	Q(lps)	Q(lps)	%Q
A	J	2640.00	2638.43	1.57	1.57	1350	90	100	4.76	548.42	550.00	0.29%
J	S	2638.43	2626.58	11.85	1.58	1225	75	100	10.49	1064.85	360.00	-195.79%
D	B	2636.58	2635.00	1.58	1.58	1225	75	100	10.49	358.94	360.00	0.29%
J	C	2638.43	2610.00	28.43	27.66	1710	35	100	599.17	192.24	190.00	-1.18%
									Σ	-708.67	0.00	

Se observa que el caudal en el tramo JS es de 1064.85 lps, con un error de 195.79%, que difiere del caudal que la bomba trasiega al depósito B de 360 lps. Si se aplica la ecuación de continuidad en el nodo J, se observa que existe una diferencia de 708.67 lps (negativa), por lo tanto se tendrá que cambiar el diámetro para que las pérdidas en el tramo puedan aumentar, si se mantiene la ubicación de la bomba.

- Se propone un diámetro de 18 plg.

SEGUN HAZEN WILLIAMS												
ITERACION									HB(m) =		10	
TUBERIA		(Z+P/γ)(m)	(Z+P/γ)(m)	hp(m)	hp(m)	L(m)	D(cm)	C	K	Q(lps)	Q(lps)	%Q
A	J	2640.00	2638.43	1.57	1.57	1350	90	100	4.76	548.42	550.00	0.29%
J	S	2638.43	2626.58	11.85	19.03	1225	45	100	126.23	277.86	360.00	22.82%
D	B	2636.58	2635.00	1.58	1.58	1225	75	100	10.49	358.94	360.00	0.29%
J	C	2638.43	2610.00	28.43	27.66	1710	35	100	599.17	192.24	190.00	-1.18%
									Σ	78.32	0.00	

Se observa que el caudal en el tramo JS es de 277.86 lps, con un error de 22.82 %, que difiere del caudal que la bomba trasiega al depósito B de 360 lps, con respecto a la continuidad en el nodo J se tiene una diferencia de 78.32 lps (positiva), por lo tanto se tendrá que cambiar el diámetro para que las pérdidas en el tramo puedan disminuirse, si se mantiene la ubicación de la bomba.

Con estos datos se puede interpolar el diámetro para que la continuidad del flujo en el nodo J se cumpla, o sea:

D(plg)	D(cm)	S Q(lps)
30.00	75.00	-708.67
18.00	45.00	78.32
19.19	47.99	0.00

- Se propone un diámetro de 20 plg

ITERACIONES DEL PROBLEMA DE LOS DEPOSITOS CON UN NODO DE CONFLUENCIA												
SEGUN HAZEN WILLIAMS												
ITERACION									HB(m) =		10	
TUBERIA		(Z+P/γ)(m)	(Z+P/γ)(m)	hp(m)	hp(m)	L(m)	D(cm)	C	K	Q(lps)	Q(lps)	%Q
A	J	2640.00	2638.43	1.57	1.57	1350	90	100	4.76	548.42	550.00	0.29%
J	S	2638.43	2626.58	11.85	11.39	1225	50	100	75.56	366.58	360.00	-1.83%
D	B	2636.58	2635.00	1.58	1.58	1225	75	100	10.49	358.94	360.00	0.29%
J	C	2638.43	2610.00	28.43	27.66	1710	35	100	599.17	192.24	190.00	-1.18%
									Σ	-10.40	0.00	

Se observa que el caudal en el tramo JS es de 366.58 lps, con un error de 1.83% que sería admisible en los cálculos, que difiere del caudal que la bomba trasiega al depósito B de 360 lps. Con respecto a la continuidad en el nodo J se tiene una diferencia de 10.40 lps (negativa), por lo tanto se tendrá que cambiar el diámetro para que las pérdidas en el tramo puedan aumentarse, si se mantiene la ubicación de la bomba.

Con estos datos se puede interpolar el diámetro para que la continuidad del flujo en el nodo J se cumpla, o sea:

D(plg)	D(cm)	S Q(lps)
20.00	50.00	-10.40
18.00	45.00	78.32
19.77	49.41	0.00

Donde se observa que el diámetro seria de 19.77 plg, que técnicamente se seleccionaría el de 20 plg para el tramo de succión JS de la bomba.

b) No colocar la bomba

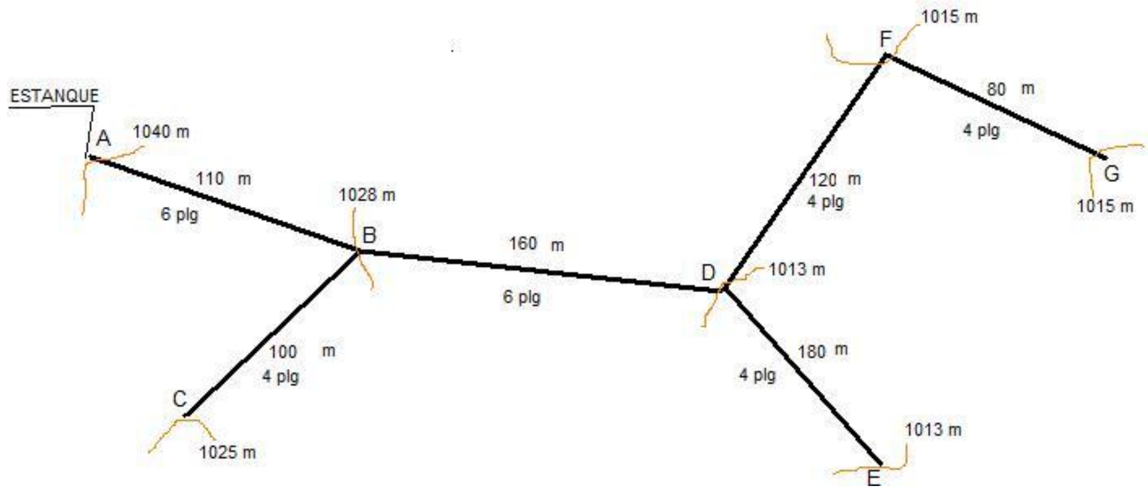
Este caso es menos complicado, se supone una altura de carga piezométrica en el nodo J, y se seleccionara el que cumpla la ecuación de continuidad en el nodo J con un error permisible.

- Para una carga de altura piezométrica en el nodo J de 2637.72 m

ITERACIONES DEL PROBLEMA DE LOS DEPOSITOS CON UN NODO DE CONFLUENCIA									
SEGUN HAZEN WILLIAMS									
ITERACION									
TUBERIA		(Z+P/γ)(m)	(Z+P/γ)(m)	hp(m)	L(m)	D(cm)	C	K	Q(lps)
A	J	2640.00	2637.72	2.28	1350	90	100	4.76	672.24
J	B	2637.72	2635.00	2.72	1225	75	100	10.49	482.46
J	C	2637.72	2610.00	27.72	1710	35	100	599.17	190.21
								Σ Q	-0.43

3. SISTEMAS HIDRAULICO EN REDES ABIERTAS

8. En el sistema de distribución con una población de 4000 habitantes y una dotación de 300 lppd. El tramo AB no posee conexiones domiciliares. Si la presión mínima requerida es de 22 mca, ¿determine si es necesario una torre para el estanque, si este tiene una altura de 5 m? Haga un detalle de la torre.



a) Calculo del caudal demandado:

$$Q = Poblacion * dotacion = \frac{(4000)(300)}{86400} = 13.89\ lps$$

b) Determinación del caudal específico: (nota: el tramo AB no posee caudal distribuidos)

$$q_l = \frac{(Q - \sum Q_{alta\ concentracion})}{\sum longitudes\ distribuidas} = \frac{13.89}{(100 + 160 + 180 + 120 + 80)} = 0.0217\ {}^{lps}/_{m}$$

c) Determinación de los caudales concentrados en los nodos:

$$Q_{concentrado} = 0.5 \sum (q_l * longitud)$$

Para el nodo D:

$$Q_D = 0.5(0.0217)(160 + 120 + 180) = 4.99\ lps$$

En la tabla se resume los caudales concentrados en los nodos de la red ramificada.

CAUDALES CONCENTRADOS EN LOS NODOS		
NODO	LONGITUD (m)	Qcon. (lps)
A	0	0.00
B	260	2.82
C	100	1.09
D	460	4.99
E	180	1.95
F	200	2.17
G	80	0.87
SUMA		13.89

Se verifica que la sumatoria de los caudales que salen de los nodos concentrados sea igual al caudal demandado. $Q_{demandado} = 13.89\ lps = \sum Q_{nodo} = 13.89\ lps$

d) Determinación de los caudales en los tramos: (el caudal en el tramo es igual a la sumatoria de los caudales en el nodo extremo en la dirección del flujo, o sea se aplica la ecuación de continuidad en el nodo)

$$Q_{trsmo} = \sum Q_{nodo\ extremo}$$

Para el tramo BD: (nodo extremo es D)

$$Q_{BD} = Q_D + Q_{DF} + Q_{DE} = 4.99 + (0.87 + 2.17) + (1.95) = 9.98\ lps$$

En la tabla se resume los caudales en los tramos:

tramo	Long. (m)	caudal (lps)
BC	100	1.09
BD	160	9.98
DF	120	3.04
FG	80	0.87
DE	180	1.95
AB	110	13.89

Se verifica que el caudal en el tramo AB sea igual al caudal demandado. $Q_{demandado} = 13.89\ lps = Q_{AB} = 13.89\ lps$.

e) Calculo hidráulico de la red ramificada: (se selecciona un material de tubería de PVC con una constante de HW de 150.

Calculo hidráulico de la red ramificada								
tramo	Long. (m)	caudal (lps)	diámetro (plg)	diámetro (cm)	hp (m)	V (m/s)	C	hp/km
BC	100	1.09	4	10	0.02	0.13	150	0.2
BD	160	9.98	6	15	0.30	0.55	150	1.9
DF	120	3.04	4	10	0.18	0.37	150	1.5
FG	80	0.87	4	10	0.01	0.11	150	0.1
DE	180	1.95	4	10	0.12	0.24	150	0.7
AB	110	13.89	6	15	0.38	0.76	150	3.4

En la tabla en la columna de la velocidad, solo el tramo AB cumple con la mínima de 0.6 m/s y las perdidas por km son muy pequeñas. Para que los otros tramos cumplan se debería disminuir el diámetro, o sea:

DIAMETROS CALCULADOS SEGÚN VELOCIDAD LIMITE										
tramo	Long. (m)	caudal (lps)	velocidad limite (m/s)	diám calc (plg)	diám prop (plg)	diam (cm)	hp (m)	V (m/s)	C	hp/km
BC	100	1.09	0.99	1.50	1 1/2	4	2.62	0.95	150	26.2
BD	160	9.98	1.08	4.34	4	10	2.15	1.23	150	13.5
DF	120	3.04	1.01	2.48	2 1/2	6	1.76	0.96	150	14.7
FG	80	0.87	0.99	1.34	1 1/2	4	1.39	0.76	150	17.3
DE	180	1.95	1.00	2.00	2	5	3.45	0.96	150	19.2
AB	110	13.89	1.12	5.03	6	15	0.38	0.76	150	3.4

f) Determinando el punto crítico:

- El punto más alejado que produzca más perdidas es el punto G:

Aplicando Bernoulli entre los punto A y G:(despreciando la diferencia de las carga de velocidades)

$$\frac{P_A}{\gamma_G} = (1015 - 1040) + 22 + (0.38 + 2.15 + 1.76 + 1.39) = 2.68\, mca$$

- El punto más alto que pueda producir mayor pérdida es el punto C:

Aplicando Bernoulli entre los punto A y B:(despreciando la diferencia de las carga de velocidades)

$$\frac{P_A}{\gamma_B} = (1028 - 1040) + 22 + (0.38) = 10.38\, mca$$

De las dos opciones se selecciona la que produzca mayor presión en el punto A, o sea que el punto crítico de la red es el punto B.

g) El cuadro de presiones en la red:

nodo	z(m)	P/γ (m)	(z+ P/γ) (m)
A	1040	10.38	1050.38
B	1028	22.00	1050.00
C	1025	22.38	1047.38
D	1013	34.85	1047.85
E	1013	31.39	1044.39
F	1015	31.09	1046.09
G	1015	29.70	1044.70

h) Determinando la altura de la torre, si es necesaria:

$$\left(z + \frac{P}{\gamma}\right) = 1050.38 = 1040 + H_T + 5 \rightarrow H_T = 5.38\, m$$

El esquema deberá dibujarla el estudiante.

9. Complete la tabla de la red abierta y determine los caudales en los tramos, para la segunda iteración el Zj resulto de 125.45 m (Qj=0). Método de Hazen Williams. Haga el esquema de la red abierta con sus caudales.

TUBERIA		hp(m)	K	Q(lps)	Q/hp
A	J		1030.43	242.203	
B	J	-5.42		-72.416	
C	J	-25.42	2226.92		
D	J		5411.50		
DZj= 0.03 m			SUMA	0.384	

- Realizando el llenado de la tabla y la siguiente iteración del sistema de depósitos con un nodo de confluencia:

ITERACION			Zj(m)=	125.42				
TUBERIA	Zi(m)	hp(m)	L(m)	D(cm)	C	K	Q(lps)	Q/hp
A J	200.00	74.58	10000	45	100	1030.43	242.203	0.00325
B J	120.00	-5.42	2000	35	100	700.78	-72.416	0.01336
C J	100.00	-25.42	3000	30	100	2226.92	-89.341	0.00351
D J	75.00	-50.42	3000	25	100	5411.50	-80.061	0.00159
D Zj= 0.03 m						SUMA	0.384	0.02171
ITERACION			Zj(m)=	125.45				
TUBERIA	Zi(m)	hp(m)	L(m)	D(cm)	C	K	Q(lps)	Q/hp
A J	200.00	74.55	10000	45	100	1030.43	242.145	0.00325
B J	120.00	-5.45	2000	35	100	700.78	-72.652	0.01332
C J	100.00	-25.45	3000	30	100	2226.92	-89.404	0.00351
D J	75.00	-50.45	3000	25	100	5411.50	-80.090	0.00159
D Zj= 0.00 m						SUMA	0.000	0.02167

El esquema deberá hacerlo el estudiante.

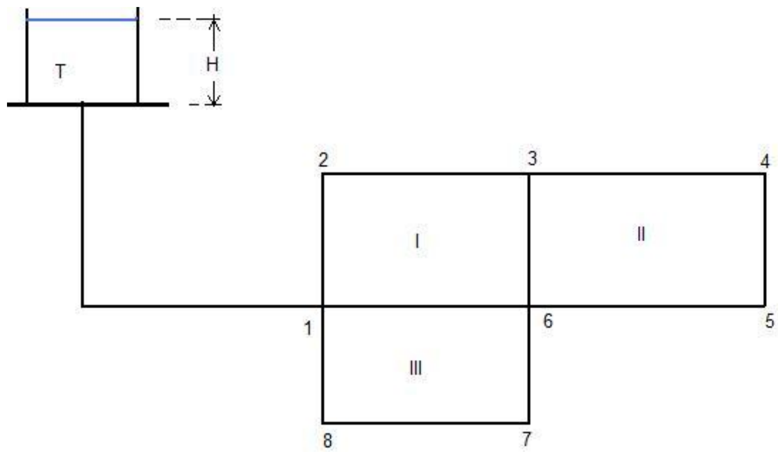
4. SISTEMA DE HIDRAULICAS EN REDES CERRADAS

10. En la fig., la red está siendo abastecida por un tanque de almacenamiento. a) Establezca la distribución final de caudales, b) garantice una presión mínima de 14 mca en cada nodo. C=150. H=2.5 m

Tubería	T1	12	23	34	54	65	36	67	16	87	18
L(m)	800	300	250	125	200	125	225	350	250	200	300
D(cm)	35	20	25	30	20	25	20	15	20	15	25
Q(lps)			63.58	32.89	12.11	82.11		6.83		65.17	

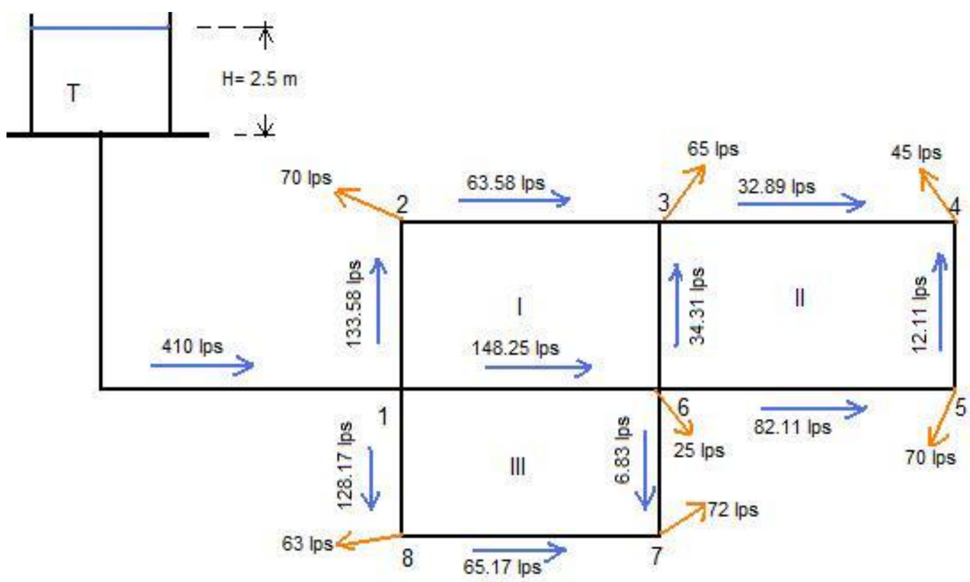
Los datos en los nodos son:

Nodo	T	1	2	3	4	5	6	7	8
Cota(m)	150	72	80	93	97	97	96	98	95
$Q_{concentado}$(lps)			70	65			25		63



El esquema hidráulico que se presenta es Tanque – Red. La altura del agua en el tanque es la carga hidráulica predominante en la red de distribución. Por lo tanto, el análisis energético es un esquema del tanque y la red de distribución donde se verificara si el tanque necesita una torre con su altura de agua dada, cumpliendo con la presión mínima requerida en los nodos.

Realizando una distribución de caudales en la red cerrada de acuerdo con los datos dados en las tablas:



Realizando un balance de carga en la red cerrada:

DISTRIBUCION DE CAUDALES POR METODO DE HARDY-CROSS

CARACTERISTICA DE LAS TUBERIAS. HAZEN-WILLIAMS PARA TRES ANILLOS DE CUATRO LADOS

ITERACION												
TUBERIA			L(m)	D(cm)	K	Q(m3/s)	hp(m)	1.852(hp/Q)	Qcorreg.	Q(lps)	C	V
I	1	2	300	20	757.09	0.13358	18.20	252.3	0.13358	133.58	150	4.3
	2	3	250	25	212.82	0.06358	1.29	37.7	0.06358	63.58	150	1.3
	3	6	225	20	567.82	-0.03431	-1.10	59.4	-0.03431	-34.31	150	1.1
	1	6	250	20	630.91	-0.14825	-18.39	229.8	-0.14825	-148.25	150	4.7
			DQ=		0.00000	mcs	0.00	579.18				
II	3	4	125	30	43.79	0.03289	0.08	4.4	0.03290	32.90	150	0.5
	5	4	200	20	504.73	-0.01211	-0.14	21.8	-0.01210	-12.10	150	0.4
	6	5	125	25	106.41	-0.08211	-1.04	23.4	-0.08210	-82.10	150	1.7
	3	6	225	20	567.82	0.03431	1.10	59.4	0.03432	34.32	150	1.1
			DQ=		0.00001	mcs	0.00	109.0				
III	1	6	250	20	630.91	0.14825	18.39	229.8	0.14826	148.26	150	4.7
	6	7	350	15	3585.48	0.00683	0.35	94.9	0.00684	6.84	150	0.4
	8	7	200	15	2048.84	-0.06517	-13.04	370.4	-0.06516	-65.16	150	3.7
	1	8	300	25	255.39	-0.12817	-5.69	82.2	-0.12816	-128.16	150	2.6
			DQ=		-0.00003	mcs	0.02	777.2				

Las iteraciones se detiene cuando DQ en todos los anillos es menor en valor absoluto de 0.20 lps y que las pérdidas en sea menores de 0.5 m en valor absoluto. Afirmamos que la red esta balanceada.

Las velocidades en los tramos: 12, 16 y 87 son mayores de 3 m/s que permite las normas de Enacal, se podría aumentar sus diámetros para disminuir sus velocidades, así como sus pérdidas.

Las velocidades en los tramos: 34, 54, 67 y 18 son menores de 0.6 m/s que permite las normas de Enacal, se podría disminuir sus diámetros para aumentar sus velocidades.

i) Determinando el punto crítico:

- El punto más alejado que produzca más perdidas es el punto 4:

Aplicando Bernoulli entre los punto 1 y 4:(despreciando la diferencia de las carga de velocidades)

$$\frac{P_1}{\gamma_4} = (97 - 72) + 14 + (18.20 + 1.29 + 0.08) = 58.57\ mca$$

- El punto más alto que pueda producir mayor pérdida es el punto 7:

Aplicando Bernoulli entre los punto 1 y 7:(despreciando la diferencia de las carga de velocidades)

$$\frac{P_1}{\gamma_7} = (98 - 72) + 14 + (5.69 + 13.04) = 58.72\ mca$$

De las dos opciones se selecciona la que produzca mayor presión en el punto 1, o sea que el punto crítico de la red es el punto 7.

j) El cuadro de presiones en la red:

- Verificando las perdidas en los tramos de la red:

Tubería	12	23	34	54	65	36	67	16	87	18
hp(m)	18.20	1.29	0.08	0.14	1.04	1.10	0.35	18.39	13.04	5.69

- El cuadro de presiones según la red de distribución:

nodo	z(m)	(z+ P/γ) (m)	P/γ (m)
1	72.00	130.72	58.72
2	80.00	112.52	32.52
3	93.00	111.25	18.25
4	97.00	111.17	14.17
5	97.00	111.31	14.31
6	96.00	112.35	16.35
7	98.00	112.00	14.00
8	95.00	125.04	30.04

Las presiones en los nodos son mayores que la presión mínima requerida de 14 mca y la presión estática máxima será de:

$$\boldsymbol{CE = 130.72 - 80 = 50.72\ m}$$

Verificando si el tanque necesita una torre con esa altura de agua dada:

- Determinando las pérdidas de fricción entre el tanque y el punto 1:

$$\boldsymbol{hp_{T-1} = 10.67\left(\frac{Q}{C}\right)^{1.852}\frac{L}{D^{4.87}} = 10.67\left(\frac{0.410}{150}\right)^{1.852}\frac{800}{(0.35)^{4.87}} = 25.37\ m}$$

$$\boldsymbol{\frac{hp}{km} = \frac{25.37}{0.8} = 31.71}$$

Aplicando Bernoulli entre el punto T y el punto 1:

$$\boldsymbol{150 + 2.5 + H_T = 130.72 + \frac{8(0.410)^2}{g\pi^2(0.35)^4} + 25.37 \quad \therefore \quad H_T = 4.52\ m}$$

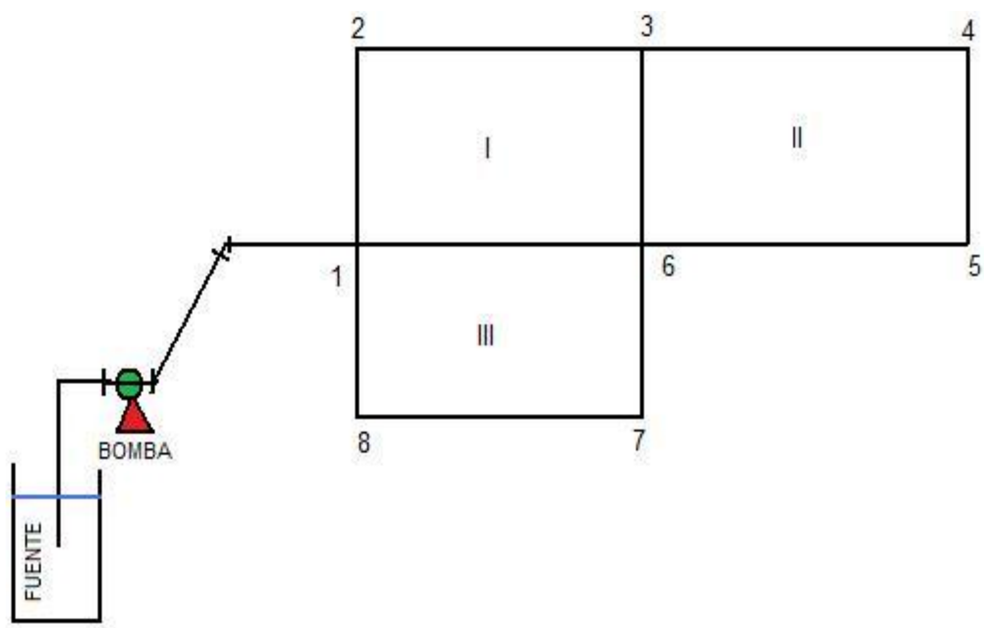
El tanque necesita una torre de 4.52 m de altura en la cota 150 m para tener una presión en el punto 1 de 58.72 mca. Si H_T hubiese resultado negativa, el tanque seria sobre suelo en esa cota.

11. En la figura, la red está siendo abastecida por una bomba que comunica una potencia de 18 CV. a) Establezca la distribución final de caudales, b) garantice una presión mínima de 14 mca en cada nodo. C=150. Las pérdidas de energía entre la fuente y el punto 1 es de 7 veces su carga de velocidad.

Tubería	F1	12	23	34	54	65	36	67	16	87	18
L(m)		300	250	125	200	125	225	350	250	200	300
D(cm)	15	20	25	30	20	25	20	15	20	15	25
Q(lps)			63.58	32.89	12.11	82.11		6.83		65.17	

Los datos en los nodos son:

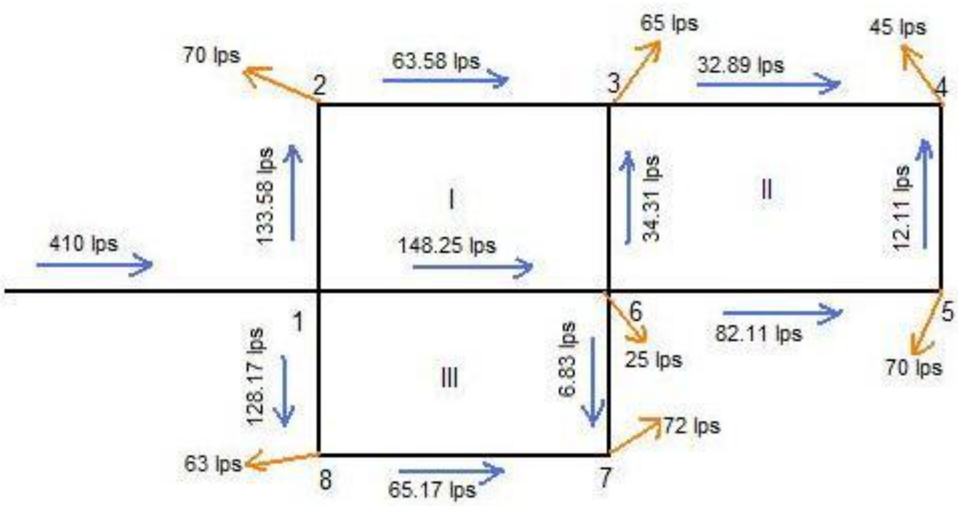
Nodo	F	1	2	3	4	5	6	7	8
Cota	65	72	80	93	97	97	96	98	95
$Q_{concentado}$(lps)			70	65			25		63



El esquema hidráulico que se presenta es Bomba – Red. La carga hidráulica en la sección de descarga de la bomba es la energía predominante en la red de distribución, que depende de la altura de energía que suple la potencia de la bomba, o sea de H_B.

Por lo tanto, el análisis energético es un esquema de la bomba y la red de distribución, verificando la potencia de la bomba dada es suficiente para garantizar la presión mínima requerida dada en los nodos de la red de distribución.

Realizando una distribución de caudales en la red cerrada de acuerdo con los datos dados en las tablas:



Realizando un balance de carga en la red cerrada:

TUBERIA	L(m)	D(cm)	K	Q(m3/s)	hp(m)	.852(hp/Q)	Qcorreg.	Q(lps)
	1	2	300	20	757.09	0.13358	18.20	252.3
	2	3	250	25	212.82	0.06358	1.29	37.7
	3	6	225	20	567.82	-0.03431	-1.10	59.4
I	1	6	250	20	630.91	-0.14825	-18.39	229.8
			DQ=		0.00000	mcs	0.00	579.18
	3	4	125	30	43.79	0.03289	0.08	4.4
	5	4	200	20	504.73	-0.01211	-0.14	21.8
	6	5	125	25	106.41	-0.08211	-1.04	23.4
II	3	6	225	20	567.82	0.03431	1.10	59.4
			DQ=		0.00001	mcs	0.00	109.0
	1	6	250	20	630.91	0.14825	18.39	229.8
	6	7	350	15	3585.48	0.00683	0.35	94.9
	8	7	200	15	2048.84	-0.06517	-13.04	370.4
III	1	8	300	25	255.39	-0.12817	-5.69	82.2
			DQ=		-0.00003	mcs	0.02	777.2

Las iteraciones se detiene cuando DQ en todos los anillos es menor en valor absoluto de 0.20 lps y que las pérdidas en sea menores de 0.5 m en valor absoluto. Afirmamos que la red esta balanceada.

(a) Determinando el punto crítico:

- El punto más alejado que produzca más perdidas es el punto 4:

Aplicando Bernoulli entre los punto 1 y 4:(despreciando la diferencia de las carga de velocidades)

$$\frac{P_1}{\gamma_4} = (97 - 72) + 14 + (18.20 + 1.29 + 0.08) = 58.57\, mca$$

- El punto más alto que pueda producir mayor pérdida es el punto 7:

Aplicando Bernoulli entre los punto 1 y 7:(despreciando la diferencia de las carga de velocidades)

$$\frac{P_1}{\gamma_7} = (98 - 72) + 14 + (5.69 + 13.04) = 58.72\, mca$$

De las dos opciones se selecciona la que produzca mayor presión en el punto 1, o sea que el punto crítico de la red es el punto 7.

(b) El cuadro de presiones en la red:

- Verificando las perdidas en los tramos de la red:

Tubería	12	23	34	54	65	36	67	16	87	18
hp(m)	18.20	1.29	0.08	0.14	1.04	1.10	0.35	18.39	13.04	5.69

- El cuadro de presiones según la red de distribución para una presión mínima de 14 mca:

nodo	z(m)	(z+ P/γ) (m)	P/γ (m)
1	72.00	130.72	58.72
2	80.00	112.52	32.52
3	93.00	111.25	18.25
4	97.00	111.17	14.17
5	97.00	111.31	14.31
6	96.00	112.35	16.35
7	98.00	112.00	14.00
8	95.00	125.04	30.04

Verificando si la bomba puede mantener una presión mínima en la red de 14 mca con una potencia de 18 CV:

- Determinando las pérdidas de fricción entre la fuente y el punto 1:

$$hp_{F-1} = 7\frac{8Q^2}{g\pi^2 D^4} = 7\frac{8(0.410)^2}{g\pi^2 (0.15)^4} = 192.05\, m$$

- Determinando la altura generada por la bomba con una potencia de 18 CV:

$$P_{bomba} = \frac{\gamma H_B Q}{75\eta} \;\rightarrow\; H_B = \frac{P_{bomba} 75\eta}{\gamma Q} = \frac{(18)(75)(100/100)}{(1000)(0.410)} = 3.29\, m$$

Aplicando Bernoulli entre el punto F y el punto 1, para determinar la presión residual que la bomba suministra al punto 1:

$$\mathbf{65+3.29=72+\frac{P_1}{\gamma}+\frac{8(0.410)^2}{g\pi^2(0.15)^4}+192.05 \quad \therefore \quad \frac{P_1}{\gamma}=-222.57\,mca}$$

La presión en el punto 1 es de succión (-222.57 mca < 58.72 mca), por lo tanto se deberá cambiar la potencia de la bomba para poder mantener una presión en el punto 1 de 58.72 mca.

$$\mathbf{65+H_B=72+58.72+\frac{8(0.410)^2}{g\pi^2(0.15)^4}+192.05 \quad \therefore \quad H_B=285.21\,m}$$

La potencia de la bomba seria:

$$\mathbf{P_B=\frac{1000(0.410)(285.21)}{75\left({}^{100}/_{100}\right)}=1559.1\,CV}$$

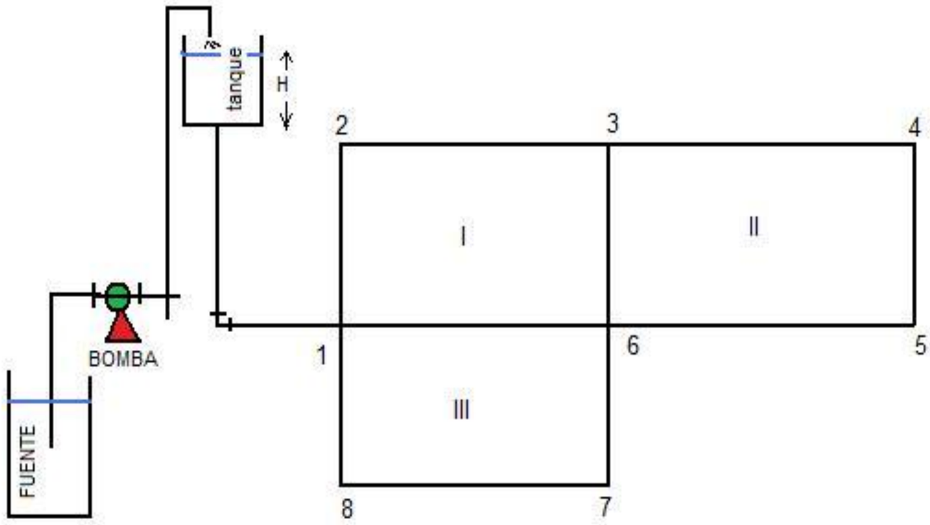
Si se observa la altura que debe generar la bomba es muy alta, igual que su potencia. Lo recomendable es aplicar un sistema de bombeo en serie en la línea de conducción para seleccionar una bomba de menor potencia, lo cual sería lo económico.

12. En la figura la red está siendo abastecida por un tanque de almacenamiento. a) Establezca la distribución final de caudales, b) garantice una presión mínima de 14 mca en cada nodo. C=150. , c) calcule el caudal y la carga de la bomba si está comunicando una potencia de 18 CV., sabiendo que la perdida de energía entre la fuente y el tanque es de 7 veces su carga de velocidad. ¿Necesita el tanque una torre? Haga un detalle constructivo del tanque. H=2.5 m

Tubería	F1	12	23	34	54	65	36	67	16	87	18
L (m)	800	300	250	125	200	125	225	350	250	200	300
D (cm)	35	20	25	30	20	25	20	15	20	15	25
Q (lps)			63.58	32.89	12.11	82.11		6.83		65.17	

Los datos en los nodos son:

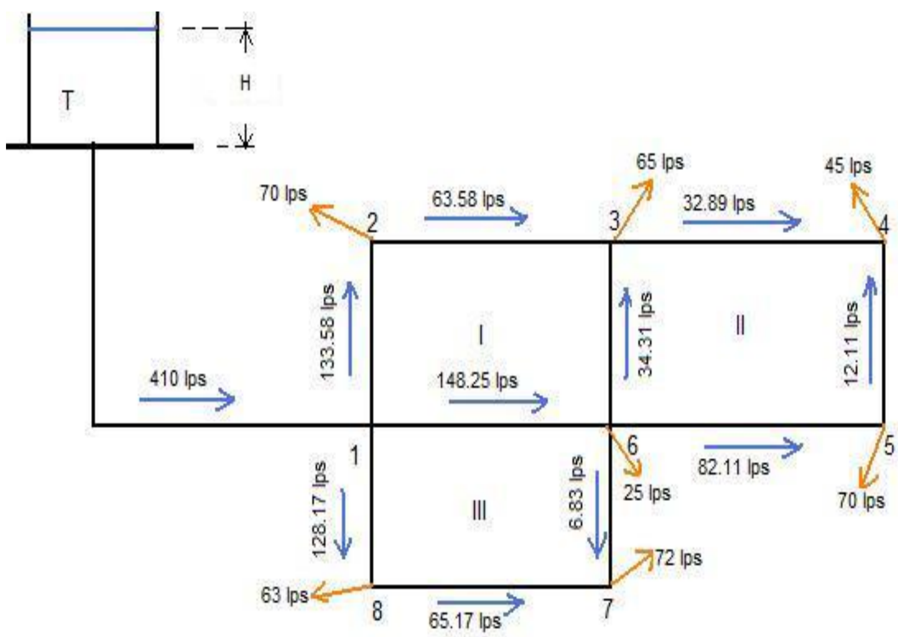
Nodo	F	T	1	2	3	4	5	6	7	8
Cota	100	112	72	80	93	97	97	96	98	95
$Q_{concentado}$ (lps)				70	65			25		63



El esquema hidráulico que se presenta es Bomba – Tanque - Red. La altura del agua en el tanque es la carga hidráulica predominante en la red de distribución, la cual deberá la bomba suminístrala. La carga hidráulica en la sección de descarga de la bomba es la energía predominante en la determinación de la altura del agua en el tanque, que depende de la altura de energía que suple la potencia de la bomba, o sea de H_B.

Por lo tanto, el análisis energético se deberá dividir en dos partes: 1) un esquema del tanque y la red de distribución donde se verificara si el tanque necesita una torre con su altura de agua dada, cumpliendo con la presión mínima requerida en los nodos y 2) el esquema de la bomba y el tanque, verificando la potencia de la bomba dada es suficiente para garantizar el nivel del agua en el tanque de la solución de la parte 1).

Realizando una distribución de caudales en la red cerrada de acuerdo con los datos dados en las tablas:



Realizando un balance de carga en la red cerrada:

DISTRIBUCION DE CAUDALES POR METODO DE HARDY-CROSS

CARACTERISTICA DE LAS TUBERIAS. HAZEN-WILLIAMS PARA TRES ANILLOS DE CUATRO LADOS

ITERACION 1

TUBERIA			L(m)	D(cm)	K	Q(m3/s)	hp(m)	1.852(hp/Q)	Qcorreg.	Q(lps)	C	V
I	1	2	300	20	757.09	0.13358	18.20	252.3	0.13358	133.58	150	4.3
	2	3	250	25	212.82	0.06358	1.29	37.7	0.06358	63.58	150	1.3
	3	6	225	20	567.82	-0.03431	-1.10	59.4	-0.03431	-34.31	150	1.1
	1	6	250	20	630.91	-0.14825	-18.39	229.8	-0.14825	-148.25	150	4.7
			DQ=		0.00000	mcs	0.00	579.18				
II	3	4	125	30	43.79	0.03289	0.08	4.4	0.03290	32.90	150	0.5
	5	4	200	20	504.73	-0.01211	-0.14	21.8	-0.01210	-12.10	150	0.4
	6	5	125	25	106.41	-0.08211	-1.04	23.4	-0.08210	-82.10	150	1.7
	3	6	225	20	567.82	0.03431	1.10	59.4	0.03432	34.32	150	1.1
			DQ=		0.00001	mcs	0.00	109.0				
III	1	6	250	20	630.91	0.14825	18.39	229.8	0.14826	148.26	150	4.7
	6	7	350	15	3585.48	0.00683	0.35	94.9	0.00684	6.84	150	0.4
	8	7	200	15	2048.84	-0.06517	-13.04	370.4	-0.06516	-65.16	150	3.7
	1	8	300	25	255.39	-0.12817	-5.69	82.2	-0.12816	-128.16	150	2.6
			DQ=		-0.00003	mcs	0.02	777.2				

Las iteraciones se detiene cuando DQ en todos los anillos es menor en valor absoluto de 0.20 lps y que las pérdidas en sea menores de 0.5 m en valor absoluto. Afirmamos que la red esta balanceada.

(a) Determinando el punto crítico:

- El punto más alejado que produzca más perdidas es el punto 4:

Aplicando Bernoulli entre los punto 1 y 4:(despreciando la diferencia de las carga de velocidades)

$$\frac{P_1}{\gamma_4} = (97 - 72) + 14 + (18.20 + 1.29 + 0.08) = 58.57\ mca$$

- El punto más alto que pueda producir mayor pérdida es el punto 7:

Aplicando Bernoulli entre los punto 1 y 7:(despreciando la diferencia de las carga de velocidades)

$$\frac{P_1}{\gamma_7} = (98 - 72) + 14 + (5.69 + 13.04) = 58.72\ mca$$

De las dos opciones se selecciona la que produzca mayor presión en el punto 1, o sea que el punto crítico de la red es el punto 7.

(b) El cuadro de presiones en la red:

- Verificando las perdidas en los tramos de la red:

Tubería	12	23	34	54	65	36	67	16	87	18
hp(m)	18.20	1.29	0.08	0.14	1.04	1.10	0.35	18.39	13.04	5.69

- El cuadro de presiones según la red de distribución:

nodo	z(m)	(z+ P/γ) (m)	P/γ (m)
1	72.00	130.72	58.72
2	80.00	112.52	32.52
3	93.00	111.25	18.25
4	97.00	111.17	14.17
5	97.00	111.31	14.31
6	96.00	112.35	16.35
7	98.00	112.00	14.00
8	95.00	125.04	30.04

Verificando si el tanque necesita una torre con esa altura de agua:

- Determinando las pérdidas de fricción entre el tanque y el punto 1:

$$hp_{T-1} = 10.67\left(\frac{Q}{C}\right)^{1.852}\frac{L}{D^{4.87}} = 10.67\left(\frac{0.410}{150}\right)^{1.852}\frac{800}{(0.35)^{4.87}} = 25.37\ m$$

$$\frac{hp}{km} = \frac{25.37}{0.8} = 31.71$$

Aplicando Bernoulli entre el punto T y el punto 1, para determinar la cota topográfica y la necesidad de una torre:

$$Z_T = 130.72 + \frac{8(0.410)^2}{g\pi^2(0.35)^4} + 25.37 \quad \therefore \quad Z_T = 157.02\ m$$

El nivel de la superficie del agua en el tanque es de 157.02 m, de la representación geométrica de la ubicación del tanque:

$$Z_T = 112 + 2.5 + H_T = 157.02 \quad \therefore \quad H_T = 42.52\ m$$

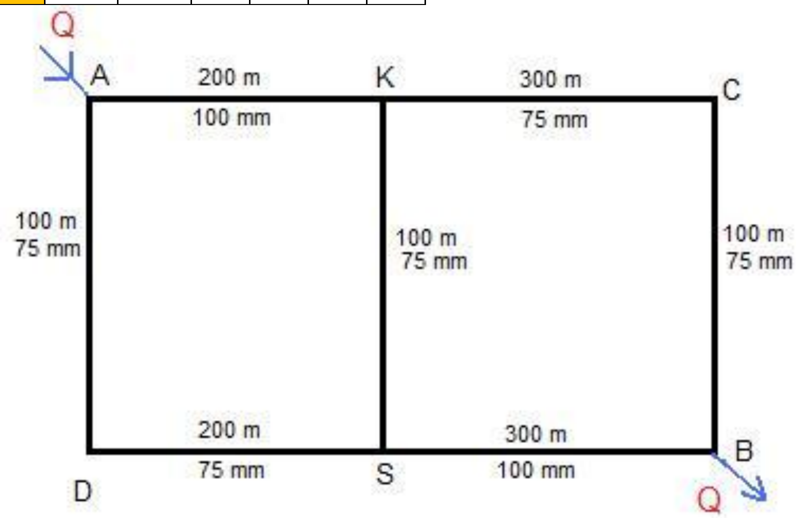
El tanque necesita una torre de 42.52 m, lo cual sería equivalente a tener una edificación de 14 pisos que es muy alta. La alternativa seria aumentar el diámetro de la conducción entre la torre y el punto 1 para disminuir las pérdidas de 25.37 m

Aplicando Bernoulli entre el punto F y el tanque:

$$100 += 112 + H_T + \frac{8(0.410)^2}{g\pi^2(0.35)^4} + 25.37 \quad \therefore \quad H_T = 157.02\ m$$

13. Si la perdida entre los nodos A y B es de 12 m. ¿determinar los caudales en las tuberías en la red?, si λ= 0.032 (para todas las tuberías). La presión mínima requerida es de 12 mca. Calcule el cuadro de presiones.

Nodo	A	K	C	B	S	D
Cota	100	102	99	98	99	99



(c) La distribución de caudales iníciales supuestos y balanceando cada nodo:

$$\frac{Q}{Q_{AK}} = 1 + \left(\frac{L_{AK}}{L_{AD}}\right)^{0.54}\left(\frac{D_{AD}}{D_{AK}}\right)^{2.63} = 1 + \left(\frac{250}{100}\right)^{0.54}\left(\frac{75}{100}\right)^{2.63} \therefore\ Q_{AK} = 0.56Q\ \ y\ Q_{AD} = 0.44Q$$

$$\frac{0.56Q}{Q_{KC}} = 1 + \left(\frac{50}{100}\right)^{0.54}\left(\frac{75}{75}\right)^{2.63} \therefore\ Q_{KC} = 0.32Q\ \ y\ Q_{AD} = 0..24Q$$

(d) Balance de carga en la red:

DISTRIBUCION DE CAUDALES POR METODO DE HARDY-CROSS

CARACTERISTICA DE LAS TUBERIAS. DARCY-WEISBACH

===

CORRECCION 1

CIRCUITO	TUBERIA	L(M)	D(CM)	Q(M3/S)	LAMBDA	K	HP(M)	2(HP/Q)	Qcorreg.
	AK	250	10	0.56	0.0320	66101	20729.43	74033.7	0.65
I	KS	100	7.5	0.24	0.0320	111420	6417.82	53481.8	0.33
	DS	200	7.5	-0.44	0.0320	222841	-43142.00	196100.0	-0.35
	AD	100	7.5	-0.44	0.0320	111420	-21571.00	98050.0	-0.35
			DQ=	0.09		SUM	-37565.75	421665.46	

CIRCUITO	TUBERIA	L(M)	D(CM)	Q(M3/S)	LAMBDA	K	HP(M)	2(HP/Q)	Qcorreg.
	KC	50	7.5	0.32	0.0320	55710	5704.73	35654.5	0.46
II	CB	50	7.5	0.32	0.0320	55710	5704.73	35654.5	0.46
	BS	265	10	-0.68	0.0320	70068	-32399.25	95291.9	-0.54

	KS	100	7.5	-0.33	0.0320	111420	-12066.79	73334.5	-0.19

DQ= 0.14 SUM -33056.58 239935.5

===

CORRECCION 2

CIRCUITP	TUBERIA	L(M)	D(CM)	Q(M3/S)	LAMBDA	K	HP(M)	2(HP/Q)	Qcorreg.
	AK	250	10	0.65	0.0320	66101	27849.65	85811.5	0.67
I	KS	100	7.5	0.19	0.0320	111420	4078.20	42633.1	0.22
	DS	200	7.5	-0.35	0.0320	222841	-27440.30	156394.6	-0.33
	AD	100	7.5	-0.35	0.0320	111420	-13720.15	78197.3	-0.33

DQ= 0.03 SUM -9232.60 363036.53

CIRCUITO	TUBERIA	L(M)	D(CM)	Q(M3/S)	LAMBDA	K	HP(M)	2(HP/Q)	Qcorreg.
	KC	50	7.5	0.46	0.0320	55710	11674.41	51005.2	0.47
II	CB	50	7.5	0.46	0.0320	55710	11674.41	51005.2	0.47
	BS	265	10	-0.54	0.0320	70068	-20600.59	75985.1	-0.53
	KS	100	7.5	-0.22	0.0320	111420	-5234.49	48300.3	-0.21

DQ= 0.01 SUM -2486.27 226295.9

===

CORRECCION 3

CIRCUITP	TUBERIA	L(M)	D(CM)	Q(M3/S)	LAMBDA	K	HP(M)	2(HP/Q)	Qcorreg.
	AK	250	10	0.67	0.0320	66101	30074.72	89173.6	0.68
I	KS	100	7.5	0.21	0.0320	111420	4717.27	45852.0	0.21
	DS	200	7.5	-0.33	0.0320	222841	-23607.06	145060.2	-0.32
	AD	100	7.5	-0.33	0.0320	111420	-11803.53	72530.1	-0.32

DQ= 0.00 SUM -618.59 352615.95

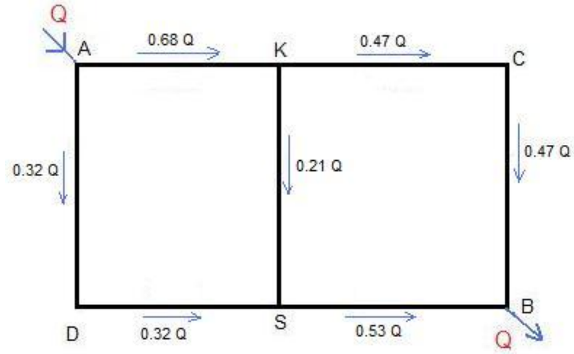
CIRCUITO	TUBERIA	L(M)	D(CM)	Q(M3/S)	LAMBDA	K	HP(M)	2(HP/Q)	Qcorreg.
	KC	50	7.5	0.47	0.0320	55710	12241.52	52229.4	0.47
II	CB	50	7.5	0.47	0.0320	55710	12241.52	52229.4	0.47
	BS	265	10	-0.53	0.0320	70068	-19774.22	74445.5	-0.53
	KS	100	7.5	-0.21	0.0320	111420	-4798.05	46242.9	-0.21

DQ= 0.00 SUM -89.24 225147.2

===

Las iteraciones se detiene cuando DQ en todos los anillos es menor en valor absoluto de 0.20 lps y que las pérdidas en sea menores de 0.5 m en valor absoluto. Afirmamos que la red esta balanceada.

(e) Distribución final de caudales y perdidas en la red:



(f) Calculo del caudal de entrada:

$$hp_{AB} = \sum K(fQ)^2 = (30074.72 + 12241.52 + 12241.52)Q^2 = 12 \therefore Q = 14.83\ lps$$

(g) Determinando el punto crítico:

- El punto más alejado que produzca más perdidas es el punto B:

Aplicando Bernoulli entre los punto A y b:(despreciando la diferencia de las carga de velocidades)

$$\frac{P_A}{\gamma_B} = (98 - 100) + 12 + 12 = 22\ mca$$

- El punto más alto que pueda producir mayor pérdida es el punto K:

Calculando las pérdidas en el tramo AK:

$$hp_{AK} = K_{AK}(0.68Q)^2 = 66101(0.68 * 14.83/1000)^2 = 6.72\ m$$

$$\frac{P_A}{\gamma_k} = (102 - 100) + 12 + 6.72 = 20.72\ mca$$

De las dos opciones se selecciona la que produzca mayor presión en el punto A, o sea que el punto crítico de la red es el punto B.

(h) El cuadro de presiones en la red:

- Calculando las perdidas en los tramos de la red:

Tramo	AK	KC	BC	BS	KS	DS	AD
Hp (m)	6.72	2.71	2.71	4.33	1.08	5.02	2.51

- El cuadro de presiones:

Nodo	A	K	C	B	D	S
P/γ (m)	22	13.8	13.57	12	20.49	15.47

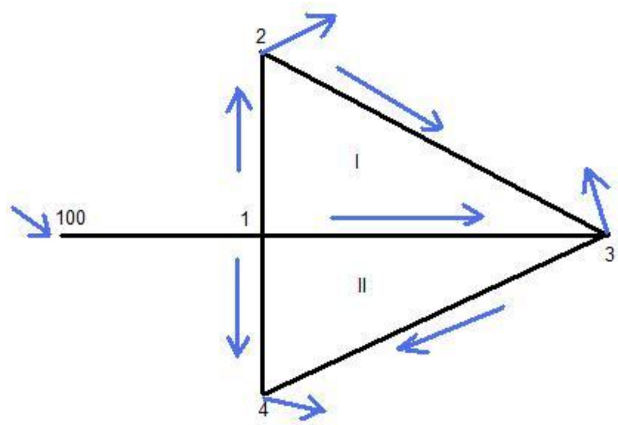
14. Determine la presión en el nodo 100 en la red cerrada, si la presión mínima requerida es de 15 mca (C=100).

Tubería	100-1	1-2	2-3	1-3	1-4	3-4
L (m)	1000	1500	1000	2000	2000	2000
D (cm)	40	35	30	15	25	25

Nodo	100	1	2	3	4
Cota (m)	45	0	3	1	0
$Q_{concentrado}$ (lps)			30	30	30

Haciendo un esquema y una distribución de caudales en la red cerrada:

$$Q_{100} = Q_{12} + Q_{13} + Q_{14}$$



Si dividimos la Ec. por el Q_{12}, tenemos:

$$\frac{Q_{100}}{Q_{12}} = 1 + \frac{Q_{13}}{Q_{12}} + \frac{Q_{14}}{Q_{12}}$$

El caudal del tramo se puede expresar:

$$Q = 0.2785CD^{2.63}\left(\frac{hp}{L}\right)^{0.54}$$

Supongamos que las pérdidas en los tramos sean iguales, así como su C que es constante, entonces se puede calcular el caudal en el tramo 12, si se conoce Q_{100}=90 lps que sería igual a la suma de los caudales concentrados en los nodos.

:

$$\frac{Q_{100}}{Q_{12}} = 1 + \left(\frac{L_{12}}{L_{13}}\right)^{0.54}\left(\frac{D_{13}}{D_{12}}\right)^{2.63} + \left(\frac{L_{12}}{L_{14}}\right)^{0.54}\left(\frac{D_{14}}{D_{12}}\right)^{2.63}$$

$$\frac{Q_{100}}{Q_{12}} = 1 + \left(\frac{1500}{2000}\right)^{0.54}\left(\frac{15}{35}\right)^{2.63} + \left(\frac{1500}{2000}\right)^{0.54}\left(\frac{25}{35}\right)^{2.63} = 1.4775$$

El caudal Q_{12} seria:

$$Q_{12} = \frac{Q_{100}}{1.4775} = \frac{90}{1.4775} = 60.91\ lps$$

De la misma forma análoga:

$$Q_{13} = 6.34\ lps\ \ y\ Q_{14} = 22.75\ lps$$

Con estos caudales distribuidos iníciales supuestos podemos hacer el balance de caudales en cada nodo para determinar los caudales en los otros tramos, así como su dirección. Estos se muestran en la tabla de cálculo:

DISTRIBUCION DE CAUDALES POR METODO DE HARDY-CROSS

CARACTERISTICA DE LAS TUBERIAS, HAZEN-WILLIAMS PARA DOS ANILLOS DE TRES LADOS

ITERACION 1

	TUBERIA		L(M)	D(CM)	K	Q(lps)	HP(M)	1.852(HP/Q)	Qcorr(lps)	C	V	HP/KM
	1	2	1500	35	525.59	60.91	2.95	89.710	60.55	100	0.63	19.7
I	2	3	1000	30	742.31	30.91	1.19	71.087	30.55	100	0.43	11.9
	1	3	2000	15	43414.02	-6.34	-3.69	1078.080	-6.70	100	0.38	18.5
			DQ=		-0.36	lps	0.45	1238.88	CORREGIR	OK		0

	TUBERIA		L(M)	D(CM)	K	Q(lps)	HP(M)	1.852(HP/Q)	Qcorr(lps)	C	V	HP/KM
	1	3	2000	15	43414.02	6.70	4.09	1130.053	5.89	100	0.33	20.4
II	3	4	2000	25	3607.67	7.25	0.39	100.433	6.44	100	0.13	2.0
	1	4	2000	25	3607.67	-22.75	-3.27	266.082	-23.56	100	0.48	16.3
			DQ=		-0.81	lps	1.21	1496.6	CORREGIR	CORREGIR		0

ITERACION 2

	TUBERIA		L(M)	D(CM)	K	Q(lps)	HP(M)	1.852(HP/Q)	Qcorr(lps)	C	V	HP/KM
	1	2	1500	35	525.59	60.55	2.92	89.258	59.82	100	0.62	19.5
I	2	3	1000	30	742.31	30.55	1.16	70.380	29.82	100	0.42	11.6
	1	3	2000	15	43414.02	-5.89	-3.22	1012.494	-6.62	100	0.37	16.1
			DQ=		-0.73	lps	0.86	1172.13	CORREGIR	CORREGIR		0

	TUBERIA		L(M)	D(CM)	K	Q(lps)	HP(M)	1.852(HP/Q)	Qcorr(lps)	C	V	HP/KM
	1	3	2000	15	43414.02	6.62	4.00	1118.917	6.06	100	0.34	20.0
II	3	4	2000	25	3607.67	6.44	0.32	90.784	5.88	100	0.12	1.6
	1	4	2000	25	3607.67	-23.56	-3.49	274.138	-24.12	100	0.49	17.4
			DQ=		-0.56	lps	0.83	1483.8	CORREGIR	CORREGIR		0

ITERACION 3

	TUBERIA		L(M)	D(CM)	K	Q(lps)	HP(M)	1.852(HP/Q)	Qcorr(lps)	C	V	HP/KM
	1	2	1500	35	525.59	59.82	2.85	88.336	59.34	100	0.62	19.0
I	2	3	1000	30	742.31	29.82	1.11	68.939	29.34	100	0.42	11.1
	1	3	2000	15	43414.02	-6.06	-3.40	1037.934	-6.54	100	0.37	17.0
			DQ=		-0.47	lps	0.56	1195.21	CORREGIR	CORREGIR		0

	TUBERIA		L(M)	D(CM)	K	Q(lps)	HP(M)	1.852(HP/Q)	Qcorr(lps)	C	V	HP/KM
	1	3	2000	15	43414.02	6.54	3.90	1106.442	6.18	100	0.35	19.5
II	3	4	2000	25	3607.67	5.88	0.27	84.025	5.52	100	0.11	1.3
	1	4	2000	25	3607.67	-24.12	-3.64	279.669	-24.48	100	0.50	18.2
			DQ=		-0.36	lps	0.53	1470.1	CORREGIR	CORREGIR		0

ITERACION 4

	TUBERIA	L(M)	D(CM)	K	Q(lps)	HP(M)	1.852(HP/Q)	Qcorr(lps)	C	V	HP/KM
	1 2	1500	35	525.59	59.34	2.81	87.741	59.04	100	0.61	18.7
I	2 3	1000	30	742.31	29.34	1.08	68.007	29.04	100	0.41	10.8
	1 3	2000	15	43414.02	-6.18	-3.52	1054.283	-6.48	100	0.37	17.6
		DQ=		-0.31	lps	0.37	1210.03	CORREGIR	OK		0

	TUBERIA	L(M)	D(CM)	K	Q(lps)	HP(M)	1.852(HP/Q)	Qcorr(lps)	C	V	HP/KM
	1 3	2000	15	43414.02	6.48	3.85	1098.983	6.25	100	0.35	19.2
II	3 4	2000	25	3607.67	5.52	0.24	79.621	5.29	100	0.11	1.2
	1 4	2000	25	3607.67	-24.48	-3.74	283.223	-24.71	100	0.50	18.7
		DQ=		-0.23	lps	0.34	1461.8	CORREGIR	OK		0

ITERACION 5

	TUBERIA	L(M)	D(CM)	K	Q(lps)	HP(M)	1.852(HP/Q)	Qcorr(lps)	C	V	HP/KM
	1 2	1500	35	525.59	59.04	2.78	87.353	58.83	100	0.61	18.6
I	2 3	1000	30	742.31	29.04	1.06	67.398	28.83	100	0.41	10.6
	1 3	2000	15	43414.02	-6.25	-3.60	1065.146	-6.45	100	0.37	18.0
		DQ=		-0.20	lps	0.25	1219.90	CORREGIR	OK		0

	TUBERIA	L(M)	D(CM)	K	Q(lps)	HP(M)	1.852(HP/Q)	Qcorr(lps)	C	V	HP/KM
	1 3	2000	15	43414.02	6.45	3.81	1094.371	6.30	100	0.36	19.1
II	3 4	2000	25	3607.67	5.29	0.22	76.739	5.13	100	0.10	1.1
	1 4	2000	25	3607.67	-24.71	-3.81	285.526	-24.87	100	0.51	19.1
		DQ=		-0.15	lps	0.22	1456.6	OK	OK		1

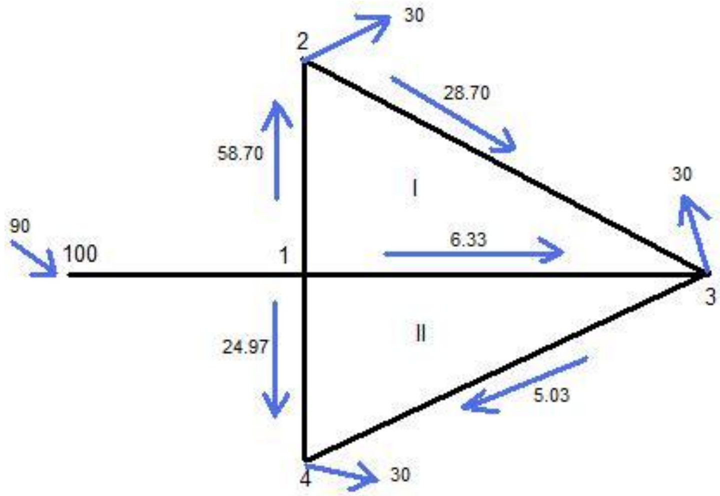
ITERACION 6

	TUBERIA	L(M)	D(CM)	K	Q(lps)	HP(M)	1.852(HP/Q)	Qcorr(lps)	C	V	HP/KM
	1 2	1500	35	525.59	58.83	2.77	87.098	58.70	100	0.61	18.4
I	2 3	1000	30	742.31	28.83	1.04	66.998	28.70	100	0.41	10.4
	1 3	2000	15	43414.02	-6.30	-3.65	1072.320	-6.43	100	0.36	18.2
		DQ=		-0.13	lps	0.16	1226.42	OK	OK		1

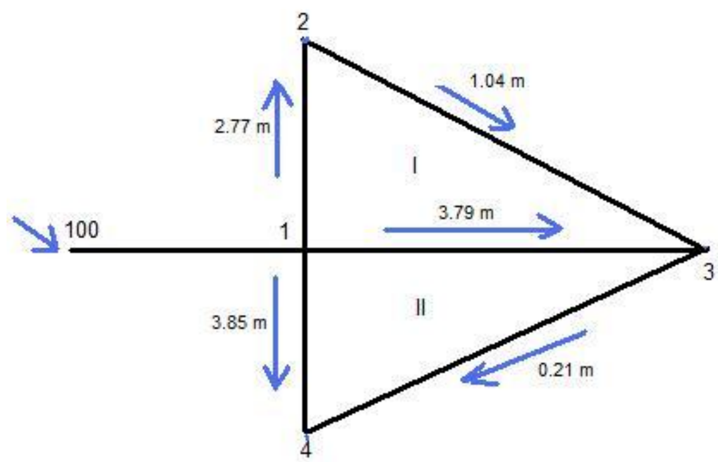
	TUBERIA	L(M)	D(CM)	K	Q(lps)	HP(M)	1.852(HP/Q)	Qcorr(lps)	C	V	HP/KM
	1 3	2000	15	43414.02	6.43	3.79	1091.462	6.33	100	0.36	19.0
II	3 4	2000	25	3607.67	5.13	0.21	74.852	5.03	100	0.10	1.0
	1 4	2000	25	3607.67	-24.87	-3.85	287.024	-24.97	100	0.51	19.3
		DQ=		-0.10	lps	0.14	1453.3	OK	OK		1

Las iteraciones se detiene cuando DQ en todos los anillos es menor en valor absoluto de 0.20 lps y que las pérdidas en sea menores de 0.5 m en valor absoluto. Afirmamos que la red esta balanceada.

La distribución final de los caudales en la red seria:



La distribución de final de las perdidas en la red seria:



Calculando el punto crítico de la red:

- El punto más alejado que pueda producir mayor pérdida seria: el punto 4.

Aplicando Bernoulli entre los punto 1 y 4:(despreciando la diferencia de las carga de velocidades)

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} = z_4 + \frac{P_4}{\gamma} + hp_{14}$$

$$\frac{P_1}{\gamma} = (z_4 - z_1) + \frac{P_4}{\gamma} + hp_{14} = (0 - 0) + 15 + 3.85 = 18.85\ mca$$

- El punto más alto que pueda producir mayor pérdida seria: el punto 2.

  Aplicando Bernoulli entre los punto 1 y 2:(despreciando la diferencia de las carga de velocidades)

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + hp_{12}$$

$$\frac{P_1}{\gamma} = (z_2 - z_1) + \frac{P_2}{\gamma} + hp_{12} = (3 - 0) + 15 + 2.77 = 17.77\ mca$$

De las dos opciones se selecciona la que produzca mayor presión en el punto 1, o sea que el punto crítico de la red es el punto 4. Calculando las perdidas en el tramo del punto 100 al 1, tenemos:

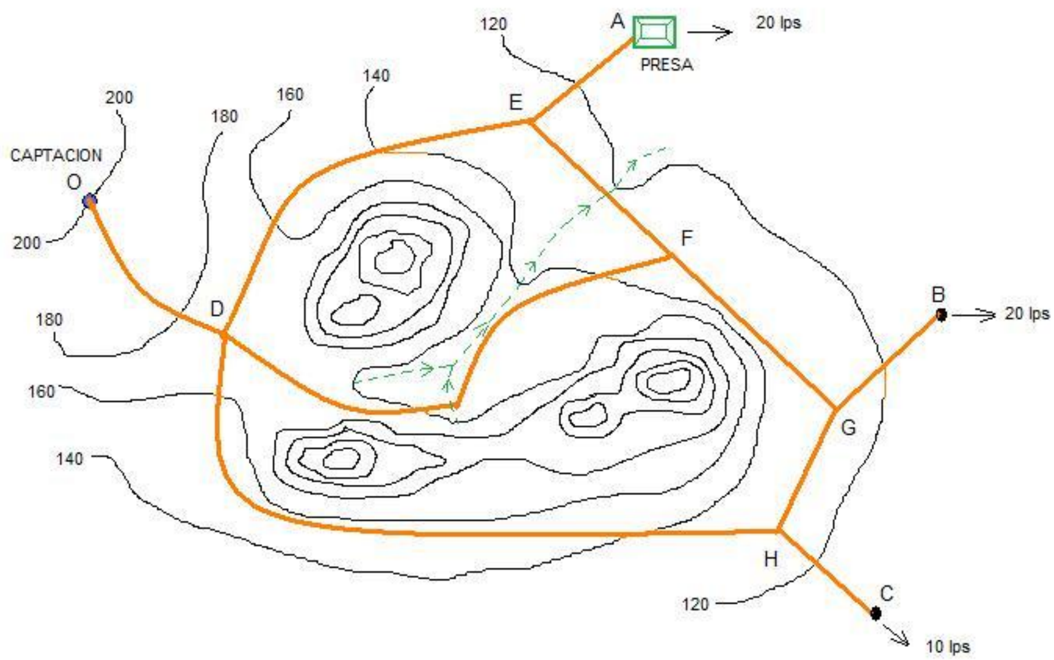
$$hp_{100-1} = 10.67\left(\frac{Q}{C}\right)^{1.852}\frac{L}{D^{4.87}} = 10.67\left(\frac{0.090}{100}\right)^{1.852}\frac{10000}{(0.4)^{4.87}} = 21.15\ m$$

Aplicando Bernoulli entre los puntos 100 y 1:

$$z_{100} + \frac{P_{100}}{\gamma} = z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + hp_{100-1}$$

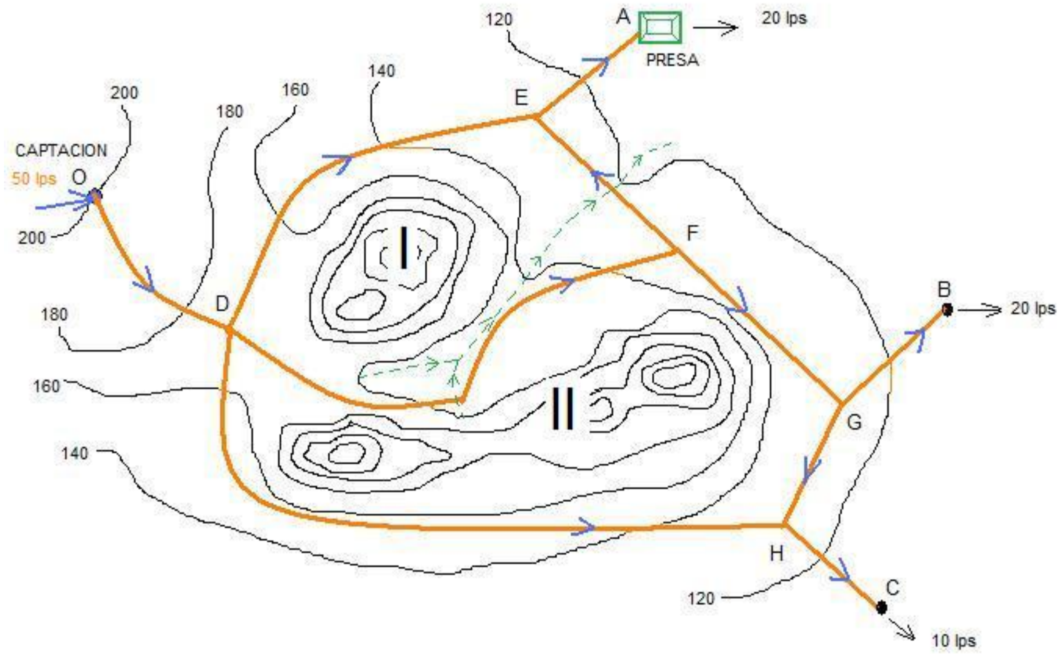
$$\frac{P_{100}}{\gamma} = (0 - 45) + 18.85 + 21.15 = -5.0\ mca$$

15. Calcular la cota Piezometrica y la cota topográfica disponible en los terminales A, B y C de la red de tuberías cuyo esquema en planta se adjunta. La captación se realiza en el punto O a la cota 200, con una presión de 5 mca. (C= 100)



Tubería	OD	DE	EA	EF	DF	FG	GB	GH	HC	DH
L (m)	500	1500	300	500	2000	500	500	300	200	2500
D (cm)	20	10	10	20	20	20	20	10	10	10

Haciendo una distribución de caudales en la red cerrada:



Supongamos que las pérdidas en los tramos sean iguales, así como su C que es constante, entonces se puede calcular el caudal en el tramo 12, si se conoce Q_{100}=90 lps que sería igual a la suma de los caudales concentrados en los nodos.

:

$$\frac{Q_{OD}}{Q_{DF}} = 1 + \left(\frac{L_{DF}}{L_{DE}}\right)^{0.54}\left(\frac{D_{DE}}{D_{DF}}\right)^{2.63} + \left(\frac{L_{DF}}{L_{DH}}\right)^{0.54}\left(\frac{D_{DH}}{D_{DF}}\right)^{2.63}$$

$$\frac{Q_{OD}}{Q_{DF}} = 1 + \left(\frac{2000}{1500}\right)^{0.54}\left(\frac{10}{20}\right)^{2.63} + \left(\frac{2000}{2500}\right)^{0.54}\left(\frac{10}{20}\right)^{2.63} = 1.3614$$

El caudal Q_{DF} seria:

$$Q_{DF} = 36.73\ lps$$

De la misma forma análoga:

$$Q_{DE} = 7.55\ lps\ \ y\ Q_{DH} = 5.73\ lps$$

Con estos caudales distribuidos iníciales supuestos podemos hacer el balance de caudales en cada nodo para determinar los caudales en los otros tramos, así como su dirección. Estos se muestran en la tabla de cálculo:

DISTRIBUCION DE CAUDALES POR METODO DE HARDY-CROSS

CARACTERISTICA DE LAS TUBERIAS. HAZEN-WILLIAMS PARA DOS ANILLOS DE TRES LADOS

ITERACION 1

	TUBERIA		L(M)	D(CM)	K	Q(lps)	HP(M)	1.852(HP/Q)	Qcorr(lps)	C	V	HP/KM
	D	E	1500	10	234560.93	7.55	27.56	6759.389	7.15	100	0.91	183.7
I	E	F	500	20	2673.73	-12.45	-0.79	117.990	-12.85	100	0.41	15.9
	D	F	2000	20	10694.94	-36.72	-23.52	1186.087	-37.12	100	1.18	117.6
			DQ=		-0.40	lps	3.25	8063.47	CORREGIR	CORREGIR		0

	TUBERIA		L(M)	D(CM)	K	Q(lps)	HP(M)	1.852(HP/Q)	Qcorr(lps)	C	V	HP/KM
	D	F	2000	20	10694.94	37.12	24.00	1197.156	37.02	100	1.18	120.0
II	F	G	500	20	2673.73	24.27	2.73	208.372	24.17	100	0.77	54.6
	G	H	300	10	46912.19	4.27	1.92	831.862	4.27	100	0.54	63.9
	D	H	2500	10	390934.89	-5.73	-27.56	8906.214	-5.83	100	0.74	110.2
			DQ=		-0.10	lps	1.09	11143.6	OK	CORREGIR		0

ITERACION 2

	TUBERIA		L(M)	D(CM)	K	Q(lps)	HP(M)	1.852(HP/Q)	Qcorr(lps)	C	V	HP/KM
	D	E	1500	10	234560.93	7.15	24.90	6451.104	7.12	100	0.91	166.0
I	E	F	500	20	2673.73	-12.85	-0.84	121.232	-12.88	100	0.41	16.8
	D	F	2000	20	10694.94	-37.02	-23.88	1194.468	-37.05	100	1.18	119.4
			DQ=		-0.02	lps	0.18	7766.80	OK	OK		1

	TUBERIA		L(M)	D(CM)	K	Q(lps)	HP(M)	1.852(HP/Q)	Qcorr(lps)	C	V	HP/KM
	D	F	2000	20	10694.94	37.05	23.91	1195.091	37.04	100	1.18	119.5
II	F	G	500	20	2673.73	24.17	2.71	207.656	24.16	100	0.77	54.2
	G	H	300	10	46912.19	4.27	1.92	831.862	4.27	100	0.54	63.9
	D	H	2500	10	390934.89	-5.83	-28.43	9035.546	-5.84	100	0.74	113.7
			DQ=		-0.01	lps	0.10	11270.2	OK	OK		1

ITERACION 3

	TUBERIA		L(M)	D(CM)	K	Q(lps)	HP(M)	1.852(HP/Q)	Qcorr(lps)	C	V	HP/KM
	D	E	1500	10	234560.93	7.12	24.75	6433.672	7.12	100	0.91	165.0
I	E	F	500	20	2673.73	-12.88	-0.84	121.414	-12.88	100	0.41	16.9
	D	F	2000	20	10694.94	-37.04	-23.90	1194.842	-37.04	100	1.18	119.5
			DQ=		0.00	lps	0.01	7749.93	OK	OK		1

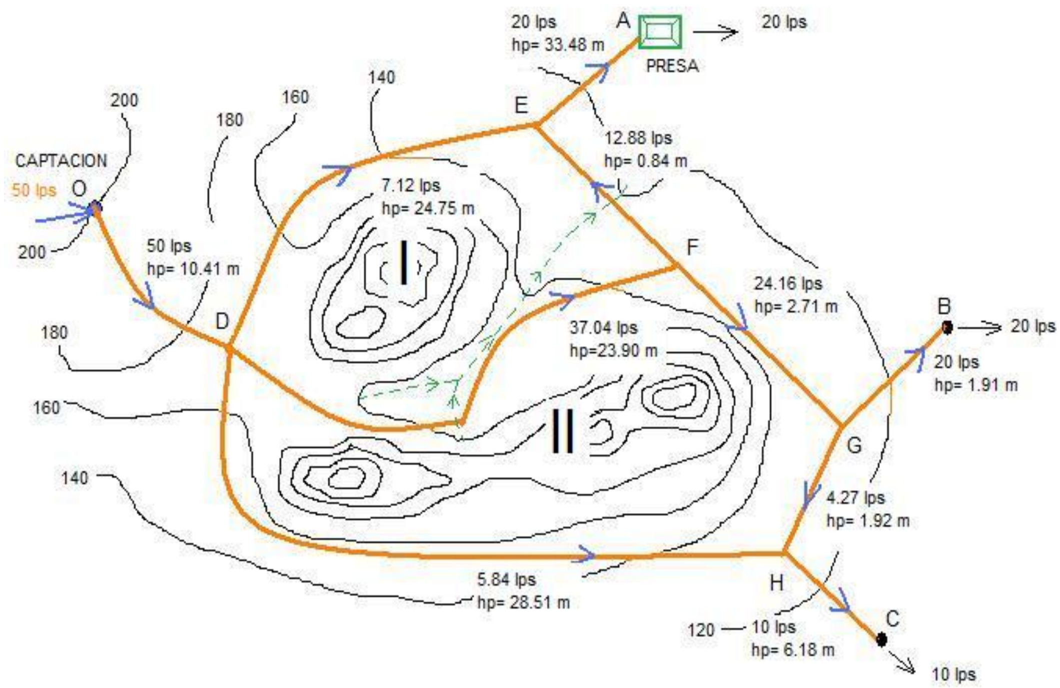
	TUBERIA		L(M)	D(CM)	K	Q(lps)	HP(M)	1.852(HP/Q)	Qcorr(lps)	C	V	HP/KM
	D	F	2000	20	10694.94	37.04	23.90	1194.881	37.04	100	1.18	119.5
II	F	G	500	20	2673.73	24.16	2.71	207.590	24.16	100	0.77	54.2
	G	H	300	10	46912.19	4.27	1.92	831.862	4.27	100	0.54	63.9
	D	H	2500	10	390934.89	-5.84	-28.51	9047.530	-5.84	100	0.74	114.1
			DQ=		0.00	lps	0.01	11281.9	OK	OK		1

Las iteraciones se detiene cuando DQ en todos los anillos es menor en valor absoluto de 0.20 lps y que las pérdidas en sea menores de 0.5 m en valor absoluto. Afirmamos que la red esta balanceada.

Calculando las pérdidas en los tramos restantes:

$$hp_{OD} = 10.41\ m \therefore hp_{EA} = 33.48\ m \therefore hp_{GB} = 1.91\ m \therefore hp_{HC} = 6.18\ m$$

La distribución final de los caudales y perdida en la red seria:



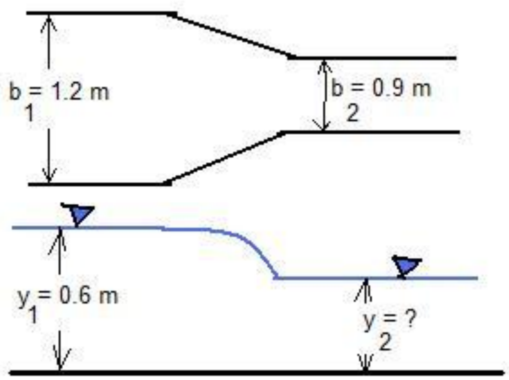
- El cuadro de presiones:

TABLA DE PRESIONES			
NODO	COTA(m)	lp(m)	P(m)
A	100.00	148.45	48.45
B	100.00	186.89	86.89
C	100.00	180.72	80.72
D	170.00	215.41	45.41
E	130.00	181.93	51.93
F	130.00	191.51	61.51
G	130.00	188.80	58.80
H	130.00	186.90	56.90
O	200.00	205.00	5.00

5. ENERGIA ESPÈCIFCA EN CANALES ABIERTOS

16. En un canal rectangular aguas arriba tiene un ancho de 1.2 m y una profundidad de 0.6 m circula agua hacia una sección de contracción gradual de ancho de 0.9 m, si el Q= 0.71 m3/s. Determine la profundidad corriente abajo. Haga todos los esquemas.

Haciendo los esquemas del movimiento del flujo en el canal rectangular:



Calculando los caudales unitarios de las secciones del canal rectangular:

$$q_1 = \frac{0.71}{1.2} = 0.592\frac{m^2}{s} \quad y \quad q_2 = \frac{0.71}{0.90} = 0.79\frac{m^2}{s}$$

$$E_1 = y_1 + \frac{q_1^2}{2gy_1^2} = 0.6 + \frac{(0.592)^2}{2g(0.6)^2} = 0.65\,m$$

$$E_2 = y_2 + \frac{q_2^2}{2gy_2^2} = y_2 + \frac{(0.79)^2}{2gy_2^2} = y_2 + \frac{0.032}{y_2^2}$$

Igualando las energías de ambas secciones:

$$E_1 = E_2$$

$$0.65 = y_2 + \frac{0.032}{y_2^2}$$

Transformando la Ec. en una Ec. cubica:

$$y_2^3 - 0.65y_2^2 + 0.032 = 0$$

Resolviendo la Ec. cubica, tenemos: y_2 = - 0.194 m, y_2 = 0.54 m y y_2 = 0.304 m

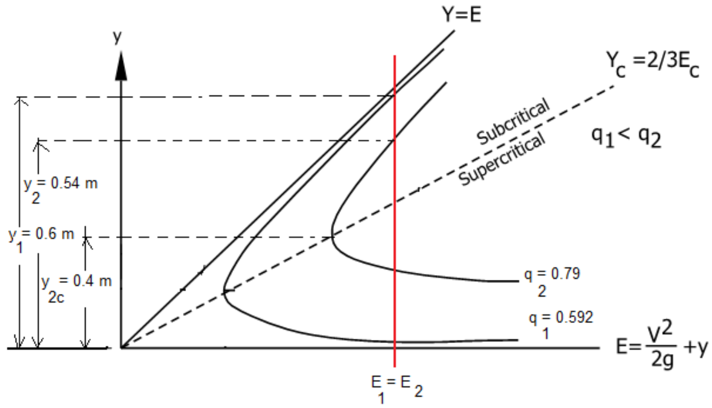
Calculando la profundidad critica para la segunda sección encontrada:

$$y_{2c} = \sqrt[3]{\frac{q_2^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{(0.79)^2}{9.81}} = 0.4\,m$$

Chequeando los tipos de flujos de las secciones del canal rectangular:

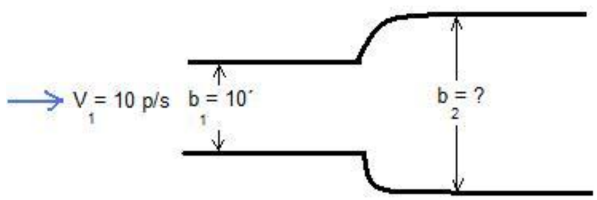
$$y_1 = 0.6\,m > y_2 = 0.54\,m > y_c = 0.4\,m$$

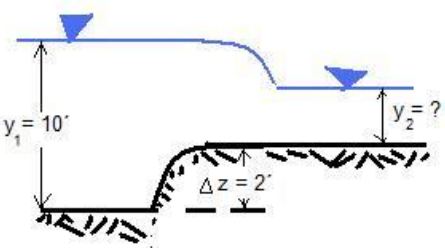
Se observa que la profundidad escogida para y_2 = 0.54 m produce un estado de flujo subcritico idéntico a la profundidad de y_1= 0.6 m. graficando:



17. El agua fluye en un canal rectangular con un ancho de 10 pies a una velocidad de 10 p/s y un tirante de 10 pies. Hay un escalón de 2 pies aguas abajo, ¿Qué expansión debe colocarse simultáneamente a lo ancho, para que el flujo sea posible?

Haciendo el esquema del problema: $b_1<b_2$ esto implica que $q_1>q_2$ para que se dé la expansión.





Calculo del caudal unitario y la energía de la sección aguas arriba:

$$q_1 = V_1 y_1 = (10)(10) = 100\ p^2/s$$

$$E_1 = y_1 + \frac{q_1^2}{2gy_1^2} = 10 + \frac{(100)^2}{2g(10)^2} = 11.55\ pie$$

Determinando la profundidad crítica para $q_1 = 100\ p^2/s$:

$$y_{1c} = \sqrt[3]{\frac{q_2^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{(100)^2}{32.2}} = 6.77\ pie$$

De la Ec. de energía con respecto al escalón:

$$E_1 = E_2 + \Delta z \ \therefore\ E_2 = E_1 - \Delta z = 11.55 - 2 = 9.55\ pie$$

La y_1= 10´ > y_{1c}=6.77´ por tanto en sección aguas arriba se clasifica como un flujo subcritico. Si la $y_2 = y_{1c}$, obtendremos una altura del escalón máximo para un $q_1 = 100\ p^2/s$:

$$E_{1min} = \frac{3}{2} y_{1c} = \frac{3}{2}(6.77) = 10.16\ pie$$
$$\Delta z_{max} = E_1 - E_{1min} = (1..55 - 10.16) = 1.39\ pie\ < 2\ pie$$

Se observa que una altura del escalón máximo producido por q_1 = 100 p^2/s es menor que la altura del escalón dado, de 2 pie, por lo tanto se necesita un caudal unitario menor para que su energía minina E_{2min} sea menor que E_{1min}= 10.16 pie para producir una altura mayor del escalón.

Por lo tanto, si $y_2 = y_{2c}$, se concluye que $q_2 < q_1$=100 p^2/s.

$$\boldsymbol{y_2 = y_{2c} = \frac{2}{3}E_2 = \frac{2}{3}(9.55) = 6.37\ pie}$$

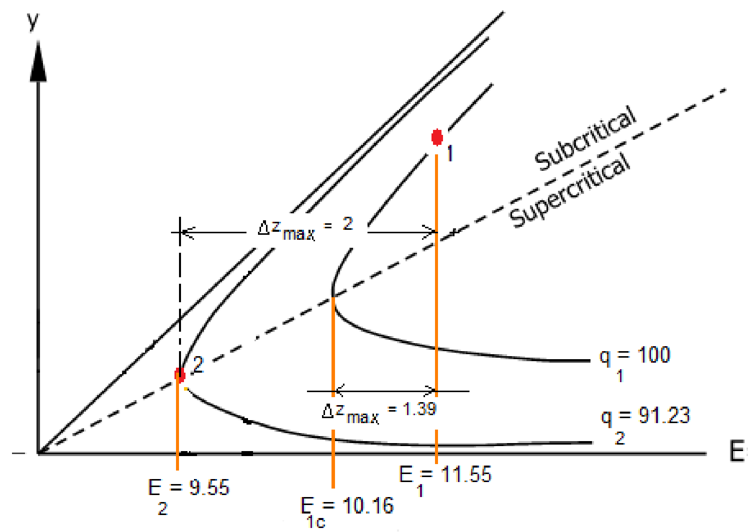
El caudal unitario para la sección aguas abajo:

$$\boldsymbol{q_2 = \sqrt{g y_{2c}^3} = \sqrt{32.2(6.37)^3} = 91.23\ p^2/s}$$

Determinando el ancho del escalón:

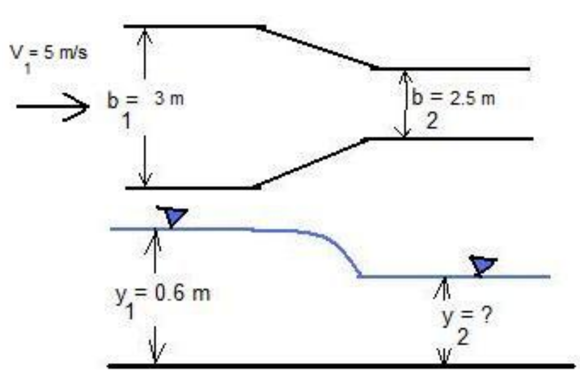
$$\boldsymbol{q_1 b_1 = q_2 b_2 \therefore\ b_2 = 10\frac{100}{91.23} = 10.96\ pie}$$

Gráficamente seria:



18. En un canal rectangular de 3 m de ancho fluye a una velocidad de 5 m/s con una profundidad de 0.6 m, determine la profundidad de flujo, si el ancho del canal se contrae hasta un valor de 2.5 m. Calcular el ancho mínimo del canal en la contracción para que se no altere las condiciones del flujo aguas arriba.

Haciendo los esquemas del movimiento del flujo en el canal rectangular:



Calculando los caudales unitarios de las secciones del canal rectangular:

$$q_1 = V_1 y_1 = (5)(0.6) = 3.0\ \frac{m^2}{s} \quad y \quad q_2 = q_1 \frac{b_1}{b_2} = (3.0)\frac{3.0}{2.5} = 3.6\frac{m^2}{s}$$

$$E_1 = y_1 + \frac{q_1^2}{2gy_1^2} = 0.6 + \frac{(3.0)^2}{2g(0.6)^2} = 1.874\ m$$

$$E_2 = y_2 + \frac{q_2^2}{2gy_2^2} = y_2 + \frac{(3.6)^2}{2gy_2^2} = y_2 + \frac{0.66}{y_2^2}$$

Igualando las energías de ambas secciones:

$$E_1 = E_2$$

$$1.874 = y_2 + \frac{0.66}{y_2^2}$$

Transformando la Ec. en una Ec. cubica:

$$y_2^3 - 1.874y_2^2 + 0.66 = 0$$

Resolviendo la Ec. cubica, tenemos: $y_2 = -5.25$ m, $y_2 = 1.624$ m y $y_2 = 0.775$ m

Calculando la profundidad critica para la segunda sección encontrada:

$$y_{2c} = \sqrt[3]{\frac{q_2^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{(3.6)^2}{9.81}} = 1.097\ m$$

Chequeando los tipos de flujos de las secciones del canal rectangular:

$$y_1 = 0.6\ m < y_2 = 0.775\ m < y_c = 1.097\ m$$

Se observa que la profundidad escogida para y_2 = 0.775 m produce un estado de flujo supercrítico idéntico al estado de flujo producido por la profundidad de y_1= 0.6 m, ver gráfica.

Para el cálculo del ancho mínimo del canal en la contracción para que no se alteren las condiciones del flujo aguas arriba, se tendrá que buscar un caudal unitario $q_3 > q_2$ para que $b_2 > b_3$, esto se logra con la energía mínima que produce q_3, o sea:

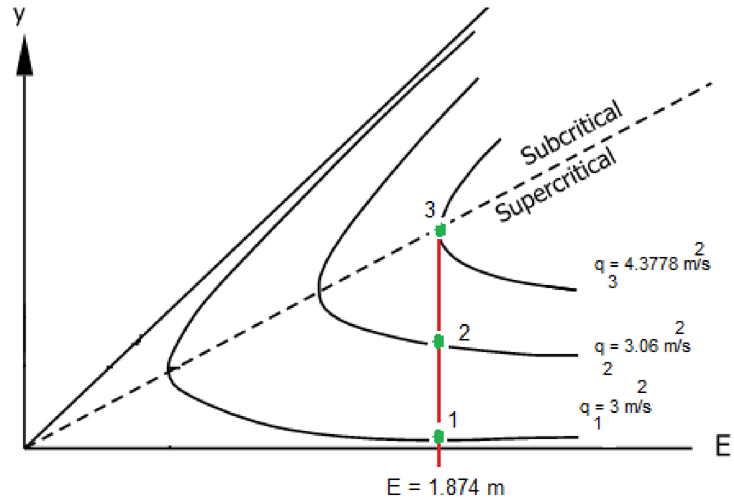
$$E_1 = E_{3c} \quad \therefore \quad E_{3c} = \frac{3}{2}y_{3c} \rightarrow 1.874 = 1.5y_{3c} \ \therefore y_{3c} = 1.25\ m$$

Determinando el ancho mínimo:

$$y_{3c} = \sqrt[3]{\frac{q_3^2}{g}} \ \rightarrow \ q_3 = \sqrt{gy_{3c}^3} = \sqrt{9.81(1.25)^3} = 4.377\ m^2/s$$

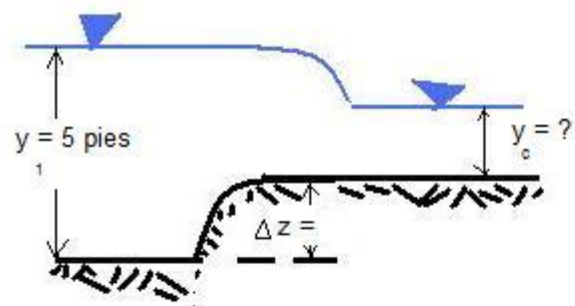
$$q_3 b_{min} = q_1 b_1 \therefore \ b_{min} = 3\,\frac{3}{4.377} = 2.06\ m$$

Haciendo la gráfica de los resultados:



19. Un flujo de 300 pcs ocurre a una profundidad de 5 pies en un canal rectangular de 10 pies ancho. Calcule la altura de un escalón plano que puede construirse en el fondo del canal, con el fin de producir una profundidad crítica. ¿Cuál será el resultado si el escalón es mayor o menor que la altura calculada?

a) Calculo de la altura mínima del escalón:



$$q = \frac{Q}{b} = \frac{300}{10} = 30\ pie^2/s$$

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{(30)^2}{32.2}} = 3.034\ pies$$

Determinando la energía en la sección 1:

$$E_1 = y_1 + \frac{q_1^2}{2gy_1^2} = 5 + \frac{(30)^2}{2(32.2)(5)^2} = 5.56\ pies$$

Para las condiciones críticas:

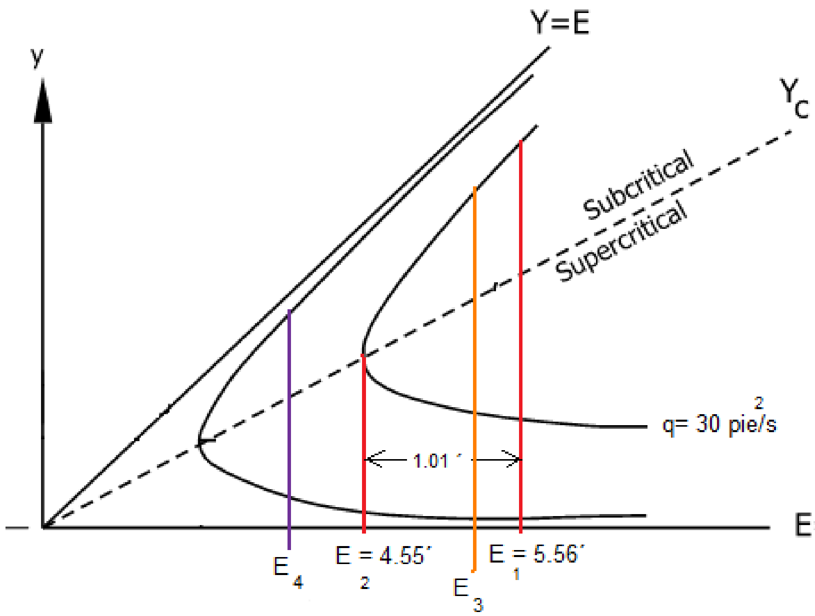
$$E_{min} = \frac{3}{2} y_c = 1.5(3.034) = 4.551 pies$$

$$E_1 = E_2 + \Delta_{z_{max}} \ \rightarrow \ \Delta_{z_{max}} = E_1 - E_2 = 5.56 - 4.551 = 10.1\ pies$$

b) ¿Cuál será el resultado si el escalón es mayor o menor que la altura calculada?

Haciendo una gráfica para la interpretación de los resultados:

Si la E_3 es menor que la E_2 se puede obtener un escalón menor que el escalón calculado de 1.01 pies y el flujo aguas arriba se mantendría, pero si E_4 es mayor E_2 que es la E_{min} para el q= 30 pies^2/s se tendría un q menor que q= 30 pies^2/s, o sea, se tendría que cambiar el ancho del canal para mantener el flujo aguas arriba.



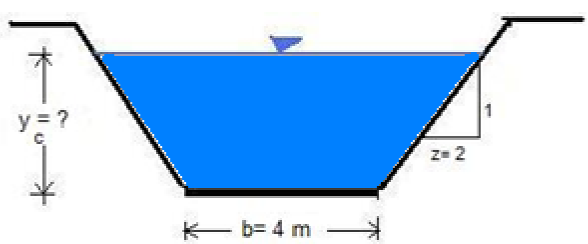
20. ¿Cuál es la profundidad de flujo en un canal rectangular, si el agua fluye en condiciones críticas con una velocidad de 1.2 m/s?

De las condiciones críticas en un canal rectangular:

$$y_c^3 = \frac{q^2}{g} = \frac{V_c^2 y_c^2}{g} = \frac{V_c^2}{g} = \frac{(1.2)^2}{9.81} = 0.147\ m$$

21. Un canal trapecial tiene un fondo de 4 m de ancho y z= 2. ¿Cuál es la profundidad critica del flujo cuando tiene un caudal de 85 m3/s?

Haciendo un esquema de canal:



De la Ec. de condiciones críticas:

$$A_c = (b + zy_c)y_c = (4 + 2y_c)y_c \quad y \quad T_c = b + 2zy_c = 4 + 4y_c$$

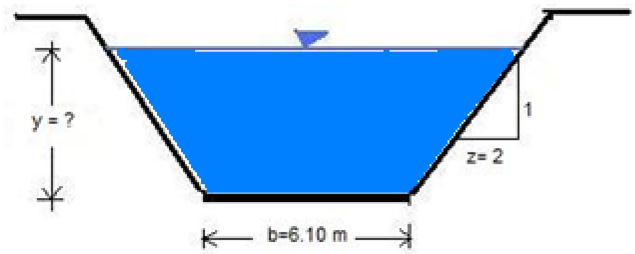
$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{T_c} \quad \rightarrow \quad \frac{(85)^2}{9.81} = \frac{[(4 + 2y_c)y_c]^3}{4 + 4y_c} = 736.49$$

Resolviendo la ecuación por métodos numéricos: la profundidad critica y_c= 2.44 m

6. FLUJO UNIFORME EN CANALES ABIERTO

22. Determínese la profundidad normal y critica del flujo en un canal trapecial con un ancho de 6.10 m en el fondo y taludes de 1 vertical a 2 horizontal. Si el Q=1.2 m3/s, n=0.016, S=0.0016.

Haciendo una gráfica del problema:



a) Calculo de la profundidad normal:

$$K = \frac{Qn}{\sqrt{S}} = \frac{1.2(0.016)}{\sqrt{0.0016}} = 0.48$$

$$A = (b + zy)y = (6.10 + 2y)y$$
$$P = b + 2y\sqrt{1+z^2} = 6.10 + 2y\sqrt{5} = 6.10 + 4.47y$$

De la ecuación de Manning:

$$\frac{Qn}{\sqrt{S}} = \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} \quad \rightarrow \quad 0.48 = \frac{[(6.10 + 2y)y]^{5/3}}{(6.10 + 4.47y)^{2/3}}$$

Resolviendo la ecuación por métodos numéricos: la profundidad normal y= 0.215 m.

b) Calculo de la profundidad critica:

De la Ec. de condiciones críticas para cualquier sección transversal del canal:

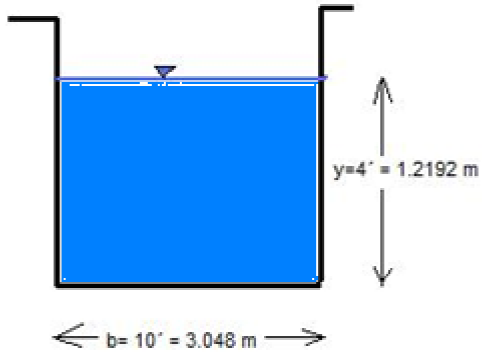
$$A_c = (b + zy_c)y_c = (6.10 + 2y_c)y_c \quad y \quad T_c = b + 2zy_c = 6.10 + 4y_c$$

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{T_c} \quad \rightarrow \quad \frac{(1.2)^2}{9.81} = \frac{[(6.10 + 2y_c)y_c]^3}{6.10 + 4y_c}$$

Resolviendo la ecuación por métodos numéricos: la profundidad critica y_c= 0.155 m

23. ¿Cuál es el diámetro de un canal semicircular que tiene la misma capacidad que un canal rectangular de 10 pies de ancho y de 4 pies de profundidad? Supóngase que la pendiente y el coeficiente de Manning son iguales para ambos canales. Compare la longitud de los perímetros mojados.

- Para el canal rectangular:

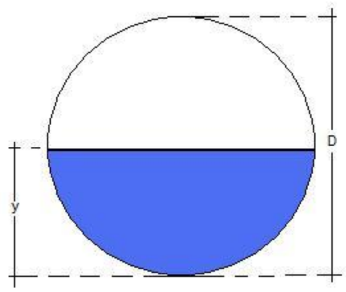


$$A = by = (3.048)(1.2192) = 3.716\ m^2$$

$$P = b + 2y = 3.018 + 2(1.2192) = 5.4864\ m$$

$$\frac{Qn}{\sqrt{S}} = \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} \quad \rightarrow \quad \frac{Qn}{\sqrt{S}} = \frac{(3.716)^{5/3}}{(5.4864)^{2/3}} = 2.866$$

- Para el canal circular: $\frac{Qn}{\sqrt{S}} = 2.866$ – es idéntica para el canal rectangular y la profundidad del flujo es la mitad del diámetro.



Se propone una la capacidad de llenado del canal circular de y/D=0.4, el ángulo de la capacidad es:

$$\frac{y}{D} = \text{sen}^2\frac{\theta}{4} \quad \therefore \quad \theta = 4\,\text{sen}^{-1}\sqrt{\frac{y}{D}} = 4\,\text{sen}^{-1}(0.4) = 2.7389\ rad$$

$$A = \frac{1}{8}(\theta - sen\theta)D^2 = \frac{1}{8}(2.7389 - sen2.7389)D^2 = 0.2934D^2$$

$$P = \frac{\theta}{2}D = \frac{2.7389}{2}D = 1.3695D$$

$$\frac{Qn}{\sqrt{S}} = \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} \quad \rightarrow \quad 2.866 = \frac{(0.2934D^2)^{5/3}}{(1.3695D)^{2/3}}$$

Resolviendo la Ec., obtenemos un diámetro D=3.456 m = 136 plg. Chequeando su área y su perímetro mojado:

$$A = 0.2934(3.456)^2 = 3.5\ m^2$$

$$P = 1.3695(3.456) = 4.73\ m$$

$$y = \text{sen}^2\frac{\theta}{4}(D) = \text{sen}^2\frac{2.7389}{4}(3.456) = 1.38\ m$$

24. Determínese la profundidad normal, la profundidad crítica y la pendiente critica si q= 1.0 m2/s, b = 2 m, n = 0.017 y S0 = 0.00025.

Para condiciones normales en el canal rectangular:

$$\frac{Qn}{\sqrt{S}}=\frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} \quad \rightarrow \quad \frac{qn}{\sqrt{S}}=\frac{(by)^{5/3}}{b(b+2y)^{2/3}} \rightarrow \frac{(1.0)(0.017)}{\sqrt{0.00025}}=\frac{(2y)^{5/3}}{2(2+2y)^{2/3}}=2.15 \rightarrow y=1.509\,m$$

De las condiciones críticas:

$$y_c=\sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}=\sqrt[3]{\frac{(1.0)^2}{9.81}}=0.467\,m$$

$$A_c=by_c=(2.0)(0.467)=0.93\,m^2$$

$$P_c=b+2y_c=2.0+2(0.467)=2.934\,m$$

De la Ec. de Manning, la pendiente crítica seria:

$$\frac{Qn}{\sqrt{S_c}}=\frac{A_c^{5/3}}{P_c^{2/3}} \quad \rightarrow \left[\frac{Qn}{\frac{A_c^{5/3}}{P_c^{2/3}}}\right]^2=\left[\frac{(2.09)(0.017)}{\frac{(0.93)^{5/3}}{(2.934)^{2/3}}}\right]^2=0.0061$$

25. Un conducto circular de ladrillo liso llevara 9 mcs a una velocidad de 2.5 m/s cuando está lleno. a) ¿Cuál será la pendiente necesaria expresada como caída por km? b) identifique si el flujo es subcritico.

El coeficiente de Manning, según V.T. Chow, se clasifica como (A-2) (j-normal).

TABLA 4.8 Valores del coeficiente de rugosidad *n* (Chow, 1959)

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
A. Conductor cerrados fluyendo llenos parcialmente			
A-2. No metal			
g. Mampostería de ladrillo			
1. Vidriada	0.011	0.013	0.015
2. Revestida con mortero de cemento	0.012	0.015	0.017
h. Colectores sanitarios revestidos con desechos de aguas negras, con codos y conexiones	0.012	0.013	0.016
i. Solera pavimentada, cloaca de fondo liso	0.016	0.019	0.020
j. Mampostería cepillada, cementada	0.018	$\boxed{0.025}$	0.030

Para condiciones a flujo lleno:

$$A=\frac{Q}{V}=\frac{9.0}{2.5}=3.6\,m^2=\frac{\pi}{4}D^2 \therefore D=2.141\,m$$

a) Calculo de la pendiente con la Ec. de Manning:

$$V=\frac{1}{n}R_h^{2/3}\sqrt{S} \quad \therefore \quad S=\left[\frac{Vn}{R_h^{2/3}}\right]^2=\left[\frac{(2.5)(0.025)}{\left(\frac{2.141}{4}\right)^{2/3}}\right]^2=0.008988=8.988\,m/km$$

b) Identificación del estado de flujo:

Para condiciones críticas del flujo:

$$A_c = \frac{1}{8}(\theta_c - sen\theta_c)D^2 = \frac{1}{8}(\theta_c - sen\theta_c)(2.141)^2 = 0.573(\theta_c - sen\theta_c)$$

$$P_c = \frac{\theta_c}{2}D = \frac{\theta_c}{2}(2.141) = 1.0705\theta_c$$

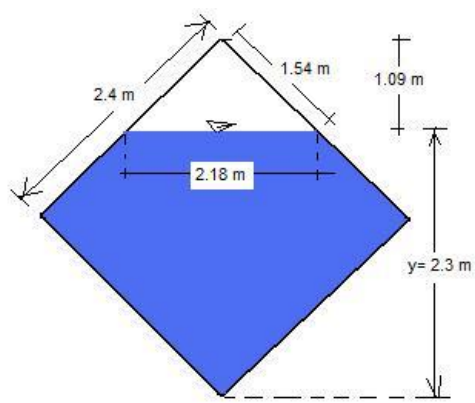
$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{T_c} \quad \rightarrow \quad \frac{(9.0)^2}{9.81} = \frac{[0.573(\theta_c - sen\theta_c)y_c]^3}{1.0705\theta_c} = 8.257 \quad \therefore \ \theta_c = 3.8253\ rad$$

$$\frac{y_c}{D} = \text{sen}^2\frac{\theta_c}{4} \quad \therefore \ y_c = (2.141)\,\text{sen}^2\frac{3.8253}{4} = 1.429\ m$$

Las condiciones de flujo son: y = D= 2.141 m > y_c = 1.429 m esto implica un flujo subcritico

26. Una alcantarilla de sección cuadrada tiene 2.4 m de lado y se instala con su diagonal vertical. a) ¿Cuál es el radio hidráulico si la profundidad es de 2.3 m? b) ¿Determine su caudal, si se traza con una pendiente de 0.02 y n=0.016 y c) ¿El flujo es supercrítico?

Haciendo un esquema del problema:



a) Determinando el radio hidráulico: su área y perímetro mojado.

$$A = (2.4)^2 - \frac{1}{2}(2.18)(10.9) = 4.572\ m^2$$

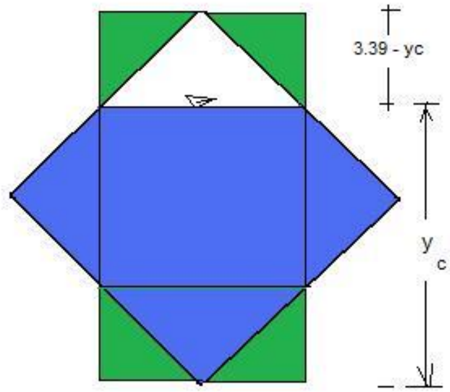
$$P = 2(2.4) + 2(2.4 - 1.54) = 6.52\ m$$

$$R_h = \frac{4.572}{6.52} = 0.701\ m$$

b) Calculando el caudal con una pendiente de 0.02:

$$Q = \frac{1}{n}AR_h^{2/3}\sqrt{S} = \frac{1}{0.016}(4.572)(0.701)^{2/3}\sqrt{0.02} = 31.89\ m^3/s$$

c) Calculo de la profundidad critica:



$$A = (2.4)^2 - (3.39 - y_c)^2$$

$$T_c = 2(3.39 - y_c)$$

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{T_c} \quad \rightarrow \quad \frac{(31.89)^2}{9.81} = \frac{[(2.4)^2 - (3.39 - y_c)^2]^3}{2(3.39 - y_c)} \quad \therefore \; y_c = 7.271\, m$$

El estado de flujo es supercrítico, dado que y = 2.3 m es menor que y_c = 7.271 m

27. Estímese el diámetro para que una alcantarilla con un 80% de llenado para un caudal de 120 lps en una pendiente del 0.32% y n = 0.016.

La capacidad de llenado del canal circular de y/D=0.8, el ángulo de la capacidad es:

$$\frac{y}{D} = \operatorname{sen}^2\frac{\theta}{4} \quad \therefore \quad \theta = 4\operatorname{sen}^{-1}\sqrt{\frac{y}{D}} = 4\operatorname{sen}^{-1}(0.8) = 4.4286\, rad$$

$$A = \frac{1}{8}(\theta - sen\theta)D^2 = \frac{1}{8}(4.4286 - sen4.4286)D^2$$

$$P = \frac{\theta}{2}D = \frac{4.4286}{2}D$$

$$K = \frac{Qn}{\sqrt{S}} = \frac{1.2(0.016)}{\sqrt{0.0032}} = 0.034$$

$$\frac{Qn}{\sqrt{S}} = \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} \quad 0.034 = \frac{\left[\frac{1}{8}(4.4286 - sen4.4286)D^2\right]^{5/3}}{(\frac{4.4286}{2}D)^{2/3}}$$

Resolviendo la Ec., obtenemos un diámetro D=0.4394 m = 17.29 plg. Se adoptara un diámetro de D=18 plg.

28. Un canal rectangular con pendiente de 0.005 conduce 1.2 mcs. Si el canal se ha de revestir con acero galvanizado, ¿Cuál es la cantidad mínima en metros cuadrados de metal que se necesita por cada 100 m de longitud del canal?

El valor del coeficiente de Manning, se obtuvo de las tablas del V.T Chow, pág. 109 con la siguiente clasificación: (B-1)(a-1)(normal):

TABLA 4.8 Valores del coeficiente de rugosidad n (Chow, 1959) (continuación)

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
B. Canales revestidos o fabricados			
B-1. Metal			
a. Superficie de acero liso			
1. Sin pintar	0.011	0.012	0.014
2. Pintada	0.012	0.013	0.017
b. Corrugado	0.021	0.025	0.030

La sección de máxima eficiencia nos dará el perímetro mínimo que implicara la cantidad mínima del revestimiento, o sea: b=2y

$$A = by = 2y^2$$

$$P = b + 2y = 4y$$

$$K = \frac{Qn}{\sqrt{S}} = \frac{1.2(0.012)}{\sqrt{0.005}} = 0.204$$

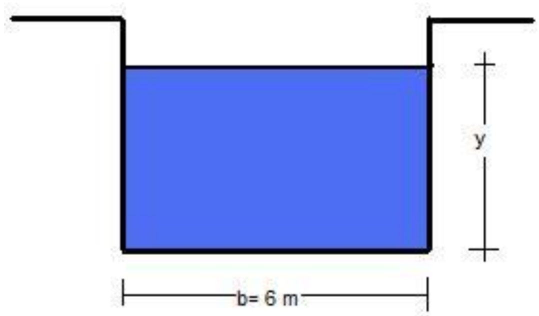
Calculando la profundidad del flujo:

$$\frac{Qn}{\sqrt{S}} = \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} \quad \rightarrow \quad 0.204 = \frac{(2y^2)^{5/3}}{(4y)^{2/3}} \quad \therefore \quad y = 0.701\ m\ y\ b = 1.402\ m$$

Calculando la cantidad mínima de revestimiento:

$$A_{revest.} = PL = 4(0.701)(100) = 280.4\ m^2$$

29. Un canal rectangular localizado en pendiente de 0.0025 tiene un ancho de 6 m, un coeficiente de Manning de 0.015 y transporta un caudal de 10 mcs. a) determine la profundidad normal y la profundidad critica, b) ¿es el flujo crítico? Haga todas las gráficas.



a) Determinando la profundidad normal y la profundidad critica:

$$A = by = 6y\,, \qquad P = b + 2y = 6 + 2y$$

$$\frac{Qn}{\sqrt{S}} = \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} \quad \rightarrow \quad \frac{10(0.015)}{\sqrt{0.0025}} = 3 = \frac{(6y)^{5/3}}{(6+2y)^{2/3}}$$

Resolviendo la Ec. tenemos: y =0.712 m

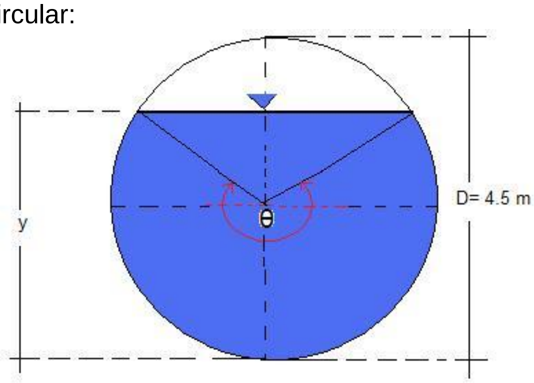
Para condiciones críticas:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{\left(^{10}/_{6}\right)^2}{9.81}} = 0.66\ m$$

Dado que la y= 0.712 m > y_c=0.66, el flujo se clasifica como subcritico.

30. Determínese la profundidad normal, la profundidad crítica y la pendiente critica, si Q= 2.8 mcs, n= 0.015, S= 0.0020 para una sección circular de 4.5 m de diámetro.

Haciendo un esquema del canal circular:



a) Determinando la profundidad normal:

$$\frac{Qn}{\sqrt{S}} = \frac{2.8(0.015)}{\sqrt{0.0020}} = 0.9391$$

$$A = \frac{1}{8}(\theta - sen\theta)D^2 = \frac{1}{8}(\theta - sen\theta)(4.5)^2, \qquad P = \frac{\theta}{2}D = \frac{\theta}{2}(4.5)$$

$$\frac{Qn}{\sqrt{S}} = \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} \quad \rightarrow \quad 0.9391 = \frac{\left(\frac{1}{8}(\theta - sen\theta)(4.5)^2\right)^{5/3}}{\left[\frac{\theta}{2}(4.5)\right]^{2/3}}$$

Resolviendo la Ec., obtenemos un ángulo de 1.6389 radianes.

$$y = \text{sen}^2\frac{\theta}{4}(D) = \text{sen}^2\frac{1.6389}{4}(4.5) = 0.715\ m$$

b) Calculo de la profundidad critica:

Para condiciones críticas del flujo:

$$A_c = \frac{1}{8}(\theta_c - sen\theta_c)D^2 = \frac{1}{8}(\theta_c - sen\theta_c)(4.5)^2\ , T_c = sen\left(\frac{\theta_c}{2}\right)D = sen\left(\frac{\theta_c}{2}\right)(4.5)$$

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{T_c} \quad \rightarrow \quad \frac{(2.8)^2}{9.81} = \frac{\left[\frac{1}{8}(\theta_c - sen\theta_c)(4.5)^2\right]^3}{sen\left(\frac{\theta_c}{2}\right)(4.5)} \quad \therefore\ \theta_c = 1.53398\ rad$$

$$\frac{y_c}{D} = \text{sen}^2\frac{\theta_c}{4} \quad \therefore\ y_c = (4.5)\,\text{sen}^2\frac{1.53398}{4} = 0.63\ m$$

c) Calculo de la pendiente critica:

$$A_c = \frac{1}{8}(1.53398 - sen1.53398)(4.5)^2 = 1.35\ m^2\ , T_c = sen\left(\frac{1.53398}{2}\right)(4.5) = 3.45\ m$$

$$\frac{Qn}{\sqrt{S_c}} = \frac{A_c^{5/3}}{P_c^{2/3}} \rightarrow \frac{2.8(0.015)}{\sqrt{0.0020}} = \frac{(1.35)^{5/3}}{(3.45)^{2/3}} \quad \therefore \quad S_c = 0.00338 = 3.38\ m/km$$

31. Determinar la sección optima de un canal trapecial, n=0.025, Q= 12.6 mcs. Para evitar la erosión la velocidad máxima ha de ser 0.90 m/s y las pendientes de las paredes del canal son 2 vertical y 4 horizontal. ¿Cuál deberá ser la pendiente del canal?

La sección optima seria la sección de máxima eficiencia:

$$\frac{b}{y} = 2\left[\sqrt{1+z^2} + z\right] = 2\left[\sqrt{1+(2)^2} - 2\right] = 0.4721$$

$$K = \frac{Qn}{\sqrt{S}} = \frac{12.6(0.025)}{\sqrt{S}} = \frac{0.315}{\sqrt{S}}$$

$$F = \frac{\left(\frac{b}{y} + z\right)^{5/3}}{\left(\frac{b}{y} + 2\sqrt{1+z^2}\right)^{2/3}} = \frac{(0.4721 + 2)^{5/3}}{(0.4721 + 4.47)^{2/3}} = 1.56$$

Tabla de resultados

b/yo	F	yo	b	A	P	V	Tipo de Flujo	restricción	**K**	pendiente (m/m)
		m	m	m2	M	m/s				
0.4721	1.56	3.09	1.46	23.58	15.27	0.534	SUBCRITICO	VERDADERO	31.500	0.0001
0.4721	1.56	2.71	1.28	18.18	13.41	0.693	SUBCRITICO	VERDADERO	22.274	0.0002
0.4721	1.56	2.51	1.19	15.62	12.43	0.807	SUBCRITICO	VERDADERO	18.187	0.0003
0.4721	1.56	2.38	1.12	14.02	11.77	0.899	SUBCRITICO	VERDADERO	15.750	0.0004
0.4721	1.56	2.28	1.08	12.89	11.29	0.977	SUBCRITICO	FALSO	14.087	0.0005
0.4721	1.56	2.21	1.04	12.04	10.91	1.046	SUBCRITICO	FALSO	12.860	0.0006
0.4721	1.56	2.14	1.01	11.37	10.60	1.109	SUBCRITICO	FALSO	11.906	0.0007

En la tabla de resultado todas las secciones cumple, excepto S = 0.0005 que su velocidad es mayor de 0.9 m/s. Desde el punto de vista económico se seleccionara la sección que produzca menor excavación, lo cual implica la que tenga menor perímetro mojado. La selecciones seria:

$$y = 2.38\ m, \quad b = 1.12\ m, \quad A = 14.02\ m^2, \quad P = 11.77\ m, \quad S = 0.0004$$

32. Para la sección trapecial, determine la cantidad mínima en metros cuadros de metal corrugado que se necesita por cada 500 m de longitud del canal. Si el Q =1.2 m3/s y la S= 0.0016. Haga todos los esquemas.

Para el canal trapecial, el suelo no influye en la estabilidad, ya que se va revestir con metal corrugado, su máxima eficiencia tiene un talud $z = \sqrt{3}/3$ el cual deberá tener un perímetro mojado mínimo, de la Ec. tenemos una relación del ancho del fondo con la profundidad del flujo:

$$\frac{b}{y} = 2\left[\sqrt{1+z^2} + z\right] = 2\left[\sqrt{1 + \left(\sqrt{3}/3\right)^2} - \sqrt{3}/3\right] = 1.1547$$

El valor del coeficiente de Manning, se obtuvo de las tablas del V.T Chow, pág. 109 con la siguiente clasificación: (B-1-b-normal):

B. Canales revestidos o fabricados			
B-1. Metal			
a. Superficie de acero liso			
1. Sin pintar	0.011	0.012	0.014
2. Pintada	0.012	0.013	0.017
b. Corrugado	0.021	$\boxed{0.025}$	0.030
B-2. No metal			

Calculando la profundidad del flujo:

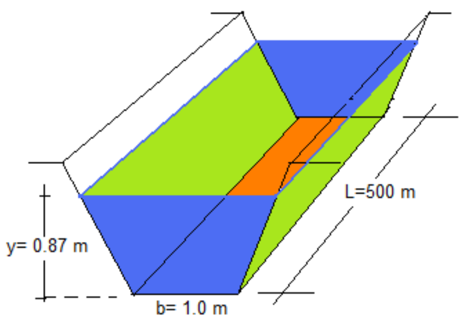
$$K = \frac{Qn}{\sqrt{S}} = \frac{1.2(0.025)}{\sqrt{0.0016}} = 0.75$$

$$F = \frac{\left(\frac{b}{y} + z\right)^{5/3}}{\left(\frac{b}{y} + 2\sqrt{1+z^2}\right)^{2/3}} = \frac{\left(1.1547 + \sqrt{3}/3\right)^{5/3}}{\left(1.1547 + 2\sqrt{1 + \left(\sqrt{3}/3\right)^2}\right)^{2/3}} = 1.09$$

$$y = \left(\frac{K}{F}\right)^{3/8} = \left(\frac{0.75}{1.09}\right)^{3/8} = 0.87\ m$$

$$\frac{b}{y} = 1.1547 \rightarrow b = 1.1547(0.87) = 1.0\ m$$

Determinando la cantidad mínima de metal corrugado:

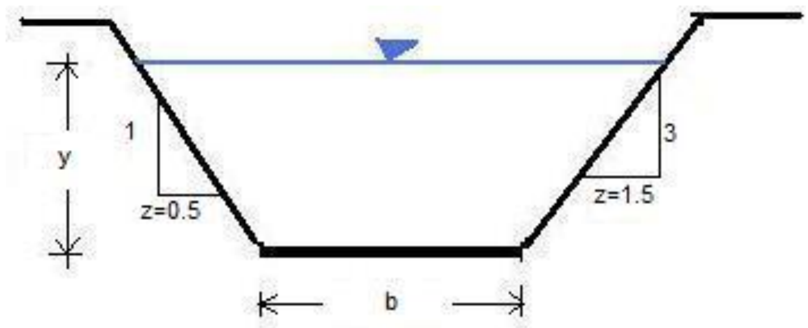


$$A_{min} = P_{mojado}\,L = \left(b + 2y\sqrt{1+z^2}\right)L = \left(1.0 + 2(0.87)\sqrt{1 + \left(\sqrt{3}/3\right)^2}\right)(500) = (3.01)(500) = 1500\ m^2$$

7. DISEÑO DE CANALES ABIERTO

33. Diseñar un canal trapecial con talud de 3 vertical y 1.5 horizontal, se debe ser construido de concreto sin terminar sobre un terreno cuya pendiente es de 0.000035. El canal transporta un caudal de 3 mcs a una velocidad máxima de 0.5 m/s. El ancho en la superficie libre no debe de exceder de 4.0 m.

Haciendo un esquema del canal:



El valor del coeficiente de Manning, se obtuvo de las tablas del V.T Chow, pág. 109 con la siguiente clasificación: (B-2-C-1 normal): n = 0.013.

TABLA 4.8 Valores del coeficiente de rugosidad *n* (Chow, 1959) (continuación)

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
B. Canales revestidos o fabricados			
B-2. No metal			
c. Concreto			
1. Terminado con cuchara	0.011	0.013	0.015
2. Terminado con lechada	0.013	0.015	0.016
3. Terminado con grava en el fondo	0.015	0.017	0.020

Calculando la profundidad de flujo cumpliendo las restricciones de ancho superficial y velocidad:

$$K = \frac{Qn}{\sqrt{S}} = \frac{3.0(0.013)}{\sqrt{0.000035}} = 6.59$$

$$A = (b + zy)y = (b + 0.5y)y$$

$$P = b + 2y\sqrt{1 + z^2} = b + 2y\sqrt{1.25} = b + 2.24y$$

$$F = \frac{\left(\frac{b}{y} + z\right)^{5/3}}{\left(\frac{b}{y} + 2\sqrt{1 + z^2}\right)^{2/3}} = \frac{\left(\frac{b}{y} + 0.5\right)^{5/3}}{\left(\frac{b}{y} + 2.24\right)^{2/3}}$$

$$y = \left(\frac{K}{F}\right)^{3/8}$$

Tabla de resultado

b/y	F	y	b	A	P	T	V	restricción
		m	m	m2	M	m	m/s	
0.10	0.24	3.45	0.35	7.14	8.06	3.80	0.42	VERDADERO
0.20	0.30	3.17	0.63	7.02	7.71	3.80	0.43	VERDADERO
0.30	0.37	2.94	0.88	6.93	7.46	3.83	0.43	VERDADERO
0.40	0.44	2.76	1.10	6.86	7.28	3.86	0.44	VERDADERO
0.50	0.51	2.61	1.30	6.81	7.14	3.91	0.44	VERDADERO
0.60	0.59	2.48	1.49	6.77	7.03	3.97	0.44	VERDADERO
0.70	0.66	2.37	1.66	6.74	6.96	4.03	0.45	FALSO

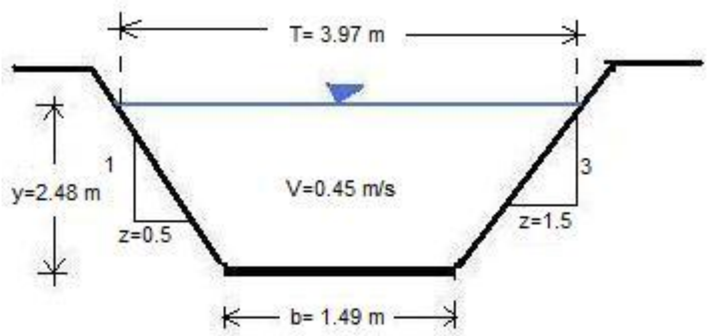
En la tabla de resultado todas las secciones cumple, excepto b/y = 0.7 que su ancho superficial es mayor de 4.0 m. Desde el punto de vista económico se seleccionara la sección que produzca menor excavación, lo cual implica la que tenga menor perímetro mojado. La selecciones seria:

$$\frac{\boldsymbol{b}}{\boldsymbol{y}} = \mathbf{0.60}, \quad \boldsymbol{F} = \mathbf{0.59}, \quad \boldsymbol{y} = \mathbf{2.48}\,\boldsymbol{m},$$

$$\boldsymbol{b} = \mathbf{1.49}\,\boldsymbol{m}, \quad \boldsymbol{A} = \mathbf{6.77}\,\boldsymbol{m}^{\mathbf{2}}, \qquad \boldsymbol{P} = \mathbf{7.03}\,\boldsymbol{m},$$

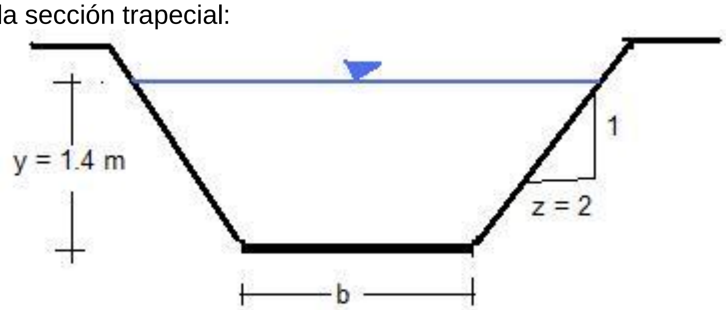
$$\boldsymbol{T} = \mathbf{3.97}\,\boldsymbol{m} \quad \boldsymbol{y} \quad \boldsymbol{V} = \mathbf{0.45}\,\boldsymbol{m/s}$$

Haciendo un esquema:



34. Un canal trapecial excavado en tierra tiene una profundidad de flujo de 1.4 m, talud z=2, S=0.004, n= 0.025 y debe conducir un Q= 8 m3/s. calcular el tipo de revestimiento de la fracción granular según Litchtvan Levediev. Haga todos los esquemas.

Haciendo un esquema de la sección trapecial:



Determinando las características geométricas de la sección:

$$A = (b + zy)y = [b + (2)(1.4)]1.4 = 1.4b + 3.92$$
$$P = b + 2y\sqrt{1 + z^2} = b + 2(1.4)\sqrt{5} = b + 6.26$$

De la ecuación de Manning:

$$\frac{Qn}{\sqrt{S}} = \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} \quad \rightarrow \quad \frac{8((0.025)}{\sqrt{0.004}} = 3.16 = \frac{(1.4b + 3.92)^{5/3}}{(b + 6.26)^{2/3}}$$

Resolviendo la ecuación por métodos numéricos: el ancho de fondo del canal es b = 0.21 m, por lo tanto: A= 4.21 m^2 y P=6.47 m.

Calculo de la velocidad del flujo a través de la ecuación de Manning:

$$V_f = \frac{1}{n} Rh^{2/3}\sqrt{S} = \frac{1}{0.025}\left(\frac{4.21}{6.47}\right)^{2/3} \sqrt{0.004} = 1.9\ m/s$$

Calculando la profundidad hidráulica de la sección:

$$T = b + 2zy = 0.21 + 2(2)(1.4) = 5.84\ m \quad , \qquad D = \frac{4.21}{5.84} = 0.725\ m$$

Si el material es granular, según Litchtvan Levediev, la profundidad hidráulica está en el intervalo entre 0.40 m y 1.0 m, se buscara una velocidad en la columna de la D=0.4 m que la V_{limite} = 2 m/s > V_{flujo} =1.9 m/s, esto implica para D > 0.4 m, la V_{limite} > V_{flujo}, esto garantiza que el suelo sea estable frente a la erosión con este tipo de diámetro de partícula como revestimiento sea de 75 mm.

TABLA 6.- VELOCIDADES LIMITES SEGÚN LITSCHVAN Y LEVEDIEV PARA MATERIAL GRANULAR

Tipo de Material del suelo	Diámetro medio de las partículas, en mm	Profundidad hidráulica (A/T), m					
		0.4	1.0	2.0	3.0	5.0	Más de 10
Grava fina	40	1.5	1.85	2.1	2.3	2.45	2.7
Guijarro fino	75	2.0	2.4	2.75	3.1	3.3	3.6
Guijarro medio	100	2.45	2.8	3.2	3.5	3.8	4.2

35. Un canal trapecial se debe diseñar para un Q = 11 m3/s, si el revestimiento del canal es de concreto terminado con cuchara y S=0.0016. Determine las dimensiones adecuadas del canal.

El valor del coeficiente de Manning, se obtuvo de las tablas del V.T Chow, pág. 109 con la siguiente clasificación: (B-2-C-1 normal): n = 0.013.

TABLA 4.8 Valores del coeficiente de rugosidad *n* (Chow, 1959) (continuación)

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
B. Canales revestidos o fabricados			
B-2. No metal			
c. Concreto			
1. Terminado con cuchara	0.011	0.013	0.015
2. Terminado con lechada	0.013	0.015	0.016
3. Terminado con grava en el fondo	0.015	0.017	0.020

Para el canal trapecial, el suelo no influye en la estabilidad, ya que este se va a revestir con concreto, su máxima eficiencia tiene un talud $z = \sqrt{3}/_3$ el cual deberá tener un perímetro mojado mínimo, de la Ec. tenemos una relación del ancho del fondo con la profundidad del flujo:

$$\frac{b}{y} = 2\left[\sqrt{1+z^2}+z\right] = 2\left[\sqrt{1+\left(\sqrt{3}/_3\right)^2} - \sqrt{3}/_3\right] = 1.1547$$

Calculando la profundidad de flujo:

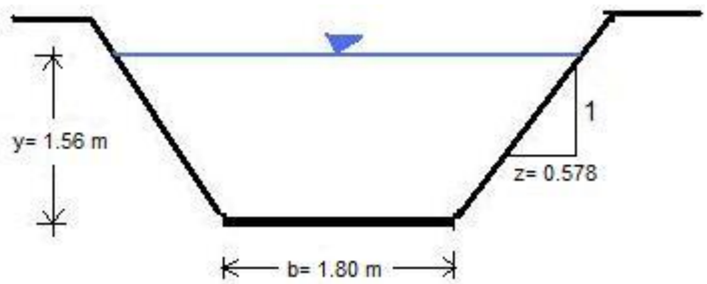
$$K = \frac{Qn}{\sqrt{S}} = \frac{11(0.013)}{\sqrt{0.0016}} = 3.575$$

$$F = \frac{\left(\frac{b}{y}+z\right)^{5/3}}{\left(\frac{b}{y}+2\sqrt{1+z^2}\right)^{2/3}} = \frac{\left(1.1547+\sqrt{3}/_3\right)^{5/3}}{\left(1.1547+2\sqrt{1+\left(\sqrt{3}/_3\right)^2}\right)^{2/3}} = 1.09$$

$$y = \left(\frac{K}{F}\right)^{3/8} = \left(\frac{3.575}{1.09}\right)^{3/8} = 1.56\,m$$

$$\frac{b}{y} = 1.1547 \rightarrow b = 1.1547(1.56) = 1.80\,m$$

Haciendo una gráfica de la sección transversal:



36. Diseñar un canal trapecial con talud de 2 vertical y 3 horizontal y el coeficiente de Manning es de 0.025 sobre un terreno cuya pendiente es de 0.0016. El canal debe transportar un caudal de 11.33 mcs, es sin revestir, y para evitar la erosión la velocidad máxima permitida es de 1.53 m/s. ¿Qué profundidad de flujo y ancho de fondo se puede recomendar? Explique sus resultados.

Calculando la profundidad de flujo cumpliendo las restricciones de la velocidad:

$$K = \frac{Qn}{\sqrt{S}} = \frac{11.33(0.025)}{\sqrt{0.0016}} = 7.08$$

$$A = (b+zy)y = (b+1.5y)y$$

$$P = b + 2y\sqrt{1+z^2} = b + 2y\sqrt{1+(1.5)^2} = b + 3.61y$$

$$F = \frac{\left(\frac{b}{y} + z\right)^{5/3}}{\left(\frac{b}{y} + 2\sqrt{1+z^2}\right)^{2/3}} = \frac{\left(\frac{b}{y} + 1.5\right)^{5/3}}{\left(\frac{b}{y} + 3.61\right)^{2/3}}$$

$$y = \left(\frac{K}{F}\right)^{3/8}$$

Tabla de resultado

b/yo	F	yo	B	A	P	T	V	
		m	M	m2	m	m	m/s	restricción
0.10	0.91	2.15	0.22	7.43	7.99	6.68	1.525	VERDADERO
0.20	0.99	2.09	0.42	7.42	7.95	6.68	1.528	VERDADERO
0.30	1.07	2.03	0.61	7.41	7.92	6.69	1.530	VERDADERO
0.40	1.16	1.97	0.79	7.40	7.90	6.71	1.531	FALSO

En la tabla de resultado todas las secciones cumple, excepto b/y = 0.4 que su velocidad es mayor de 1.53 m/s. Desde el punto de vista económico se seleccionara la sección que produzca menor excavación, lo cual implica la que tenga menor perímetro mojado. La selecciones seria:

$$\frac{b}{y} = 0.30, \quad F = 1.07, \quad y = 2.03\ m,$$

$$b = 0.61\ m, \quad A = 7.41\ m^2, \qquad P = 7.92\ m,$$

$$T = 6.69\ m \quad y \quad V = 1.53\ m/s$$