

Manual de agua potable y alcantarillado sanitario

MAPAS 2015

Organismo de Cuenca Pacífico Sur
Dirección de Agua Potable,
Drenaje y Saneamiento

Ing. Raymundo Parada Lucero

C O N T E N I D O

a) OBJETIVO GENERAL

b) POBLACIÓN DE PROYECTO

Cálculo de la población de proyecto	1
-------------------------------------	---

ZONA RURAL-URBANA

Ejemplo	3
---------	---

c) DOTACIÓN

Cálculo de la dotación	7
Zonas Rurales	7
Zonas Urbanas	7
Clasificación Climática de Köppen modificada por Enriqueta García	8
Ejemplo para el cálculo de la dotación	9

d) CÁLCULO HIDRÁULICO PARA AGUA POTABLE

Línea de conducción	21
Línea de conducción por gravedad	24
Ejemplo para el cálculo hidráulico de una línea de conducción por gravedad	26
Válvulas, uso y ubicación	56
Línea de conducción por bombeo	61
Tabla de cálculo del diámetro económico	62
Fenómenos transitorios en líneas de conducción	63

Recomendaciones para conducciones de bombeo	64
Celeridad	64
Frecuencia de propagación de la onda de presión	65
Maniobras en las válvulas	66
Ejemplo para el cálculo hidráulico de una línea de conducción por bombeo	68
Tanque de regulación	111
Ejemplo para el cálculo de la capacidad del tanque de regulación	114
Red de distribución	116
Red de distribución abierta	117
Ejemplo para el cálculo de una red de distribución abierta	118
Red de distribución cerrada	120
Ejemplo para el cálculo de una red de distribución cerrada	122

e) CLORACIÓN

Medición de cloro residual	135
Ejemplo para el cálculo de cloración	136

f) CÁLCULO HIDRÁULICO PARA ALCANTARILLADO SANITARIO

Atarjeas, colectores y emisores	139
Aportación de aguas residuales	139
Gastos de diseño	139
Variables hidráulicas permisibles	140
Pérdidas de carga por fricción	142
Profundidad de zanjas	143
Plantilla o cama	143
Obras accesorias	144
Conexiones	145
Ejemplo para el cálculo de una red de alcantarillado sanitario	146
Recomendaciones	159



OBJETIVO GENERAL

El presente manual tiene como finalidad unificar criterios y procedimientos entre los que realizan proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario, al momento de calcular la población de proyecto, la dotación y elaborar el diseño hidráulico de la línea de conducción, red de distribución y sistema de atarjeas de drenaje sanitario. Dicho manual se elaboró sin apartarse de los lineamientos generales establecidos en el Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (MAPAS 2015), de la Comisión Nacional del Agua.

El Organismo de Cuenca Pacífico Sur de la Comisión Nacional del Agua, como entidad normativa en materia de agua potable, alcantarillado sanitario y saneamiento en el Estado de Oaxaca, tiene dentro de sus funciones la de revisar los proyectos que se elaboren al respecto, para poder emitir la validación y con ello llevarse a cabo la ejecución de dichas obras, con la seguridad de que éstas tendrán un funcionamiento hidráulico óptimo, que hará que la población a beneficiarse quede satisfecha, de aquella expectativa que tenía durante el desarrollo de los trabajos de campo, gabinete, integración del expediente técnico, gestión de recursos y ejecución de la obra.



CÁLCULO DE LA POBLACIÓN DE PROYECTO

CÁLCULO DE LA POBLACIÓN DE PROYECTO

Con la publicación de la versión 2015 del Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, en el libro **Datos Básicos para Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado**, se señala que la población actual, se refiere a los datos censales que proporciona el Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI) para el año en que se hizo el levantamiento de la información. Para los años posteriores al censo, se deberán utilizar los datos de las proyecciones del Consejo Nacional de Población (CONAPO); que es la única dependencia facultada para hacer las proyecciones de la población en México.

La población de proyecto es la cantidad de personas que se espera tener en una localidad al final del período de diseño del sistema de agua potable y alcantarillado. Como ya se había mencionado, para la proyección de la población se debe emplear los datos oficiales de CONAPO. La tasa de crecimiento por lo general es variable en el tiempo, ya que en cuestiones de población es altamente improbable que se mantenga constante esa tasa.

Para la proyección deben utilizarse los datos de fuentes oficiales, que son los publicados por el CONAPO y el INEGI. En caso de que se publique un nuevo censo o conteo y no se hayan actualizado las proyecciones de CONAPO, estas se pueden ajustar con la nueva información poblacional del INEGI con las tendencias de crecimiento de CONAPO. **Ya no es necesario utilizar métodos adicionales de proyección basados en datos históricos, en caso de que no existan proyecciones de CONAPO para el sitio específico, se pueden inferir con base a las del municipio al que pertenezca.**

En la página oficial del CONAPO (<https://www.gob.mx/conapo/documentos/reconstruccion-y-proyecciones-de-la-poblacion-de-los-municipios-de-mexico-1990-2040>), se presentan cifras de población a mitad de año de 2,475 municipios de México, de 1990 a 2020 y proyecciones de la población 2021 a 2040.

Se entiende por **período de diseño**, el intervalo de tiempo durante el cual la obra llega a su nivel de saturación, este período debe ser menor que la vida útil. Para determinar la población de proyecto en localidades urbanas, se sugiere utilizar un periodo de diseño de **15 años** y para localidades rurales de **10 años**.

Tabla 1.2 Periodos de diseño para elementos de sistemas de agua potable y alcantarillado

Elemento	Periodos de diseño (años)
Fuente:	10 hasta 50
Pozo	De 10 a 20 años
Embalse (presa)	Hasta 50 años
Línea de conducción	de 20 a 30
Planta potabilizadora	de 10 a 20 (más crecimiento modular)
Estación de bombeo	de 10 a 20 (más crecimiento modular)
Tanque	de 10 a 20
Distribución primaria	de 10 a 20
Distribución secundaria	Estará en función de la saturación
Red de atarjeas	Estará en función de la saturación
Colector y emisor	De 10 a 20
Planta de tratamiento	de 10 a 20 (más crecimiento modular)

La **vida útil** es el tiempo que se espera que la obra sirva a los propósitos de diseño, sin tener gastos de operación y mantenimiento elevados que hagan antieconómico su uso o que requiera ser eliminada por insuficiente.

Tabla 1.1 Vida útil de elementos de un sistema de agua potable y alcantarillado

Elemento	Vida útil (Años)
Pozo:	
Obra civil	de 10 a 30
Equipo electromecánico	de 8 a 20
Línea de conducción	de 30 a 40
Planta potabilizadora:	
Obra civil	40
Equipo electromecánico	de 15 a 20
Estación de bombeo:	
Obra civil	40
Equipo electromecánico	de 8 a 20
Tanque:	
Elevado	20
Superficial	40
Red de distribución primaria	de 20 a 40
Red de distribución secundaria	de 15 a 30
Red de atarjeas	de 15 a 30
Colector y emisor	de 20 a 40
Planta de tratamiento	
Obra civil	40
Equipo electromecánico	de 15 a 20

Como se puede observar en las proyecciones del CONAPO, en muchos municipios del Estado de Oaxaca se aprecian **decrecimientos poblacionales**, originándose con ello tasas de crecimiento negativas; sin embargo, es la fuente oficial para determinar la proyección de la población y son los datos que debemos de tomar para calcular la tasa de crecimiento poblacional y con ello obtener la población actual y de proyecto.

POBLACIÓN ACTUAL Y DE PROYECTO **ZONA RURAL y URBANA**

LOCALIDAD: **0004 ASUNCIÓN ATOYAQUILLO**
MUNICIPIO: **073 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
DISTRITO: **PUTLA**

OBRA: **Construcción del sistema de agua potable de la localidad de ASUNCIÓN ATOYAQUILLO**

Para la proyección de la población se utilizarán los datos de fuentes oficiales, que son los publicados por el CONAPO y del INEGI. El Consejo Nacional de Población (CONAPO) en su página oficial <https://www.gob.mx/conapo/documentos/reconstruccion-y-proyecciones-de-la-poblacion-de-los-municipios-de-mexico-1990-2040>, proporciona información de la proyección de población 1990 a 2040 a nivel municipal.

Municipio: **073 PUTLA VILLA DE GUERRERO**



PROYECCIONES DE POBLACIÓN CONAPO 2020-2040

CLAVE	MUNICIPIO	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036	2037	2038	2039	2040
20070	Pinotepa de Don Luis	6,479	6,461	6,459	6,458	6,461	6,457	6,461	6,453	6,446	6,430	6,421	6,403	6,392	6,371	6,351	6,328	6,308	6,295	6,267	6,238	6,222
20071	Pluma Hidalgo	3,330	3,404	3,480	3,571	3,659	3,751	3,838	3,929	4,019	4,112	4,201	4,293	4,380	4,475	4,566	4,657	4,750	4,850	4,940	5,027	5,116
20072	San José del Progreso	8,258	8,308	8,378	8,461	8,542	8,623	8,697	8,780	8,844	8,916	8,981	9,046	9,108	9,164	9,231	9,281	9,342	9,398	9,452	9,498	9,548
20073	Putla Villa de Guerrero	35,293	35,513	35,778	36,132	36,462	36,798	37,122	37,425	37,716	38,002	38,283	38,543	38,801	39,046	39,292	39,531	39,764	39,989	40,206	40,412	40,611
20074	Santa Catarina Quioquitani	463	457	459	462	460	461	459	461	463	458	460	459	458	456	455	456	455	448	449	447	439
20075	Reforma de Pineda	2,895	2,687	2,681	2,683	2,678	2,670	2,673	2,672	2,666	2,661	2,655	2,645	2,638	2,630	2,621	2,613	2,604	2,591	2,588	2,576	2,571
20076	La Reforma	3,465	3,496	3,519	3,548	3,589	3,615	3,642	3,676	3,700	3,722	3,748	3,769	3,793	3,809	3,827	3,840	3,861	3,878	3,890	3,897	3,900
20077	Reyes Etla	4,475	4,522	4,565	4,631	4,690	4,752	4,810	4,861	4,918	4,973	5,023	5,066	5,117	5,164	5,210	5,259	5,301	5,338	5,377	5,415	5,449
20078	Rojas de Cuauhtémoc	1,333	1,346	1,361	1,372	1,393	1,407	1,424	1,445	1,456	1,477	1,490	1,504	1,517	1,533	1,547	1,560	1,573	1,583	1,600	1,616	1,630
20079	Salina Cruz	85,407	84,181	83,094	82,165	81,216	80,243	79,261	78,229	77,186	76,114	75,017	73,926	72,795	71,687	70,546	69,406	68,263	67,124	65,966	64,800	63,800

Datos proporcionados por el CONAPO: **Se toma como inicio el último censo o conteo del INEGI, y como final, el año al que se desea obtener la población de proyecto.**

Periodo económico: **10 años** * Por tratarse de una localidad rural RURAL: 10 años

Año del último censo o conteo del INEGI: **2020** URBANO: 15 años

Año a actualizar: **2024**

Año a proyectar: **2034**

Tomando los datos de las proyecciones de población que publica el Consejo Nacional de Población (CONAPO) en su página oficial, se calcularán las tasas de crecimiento tanto para el año al que se desea actualizar, como para el que se va a proyectar.

AÑO	HABIT.	Tc %
2020	35,293	- - -
2024	36,462	0.82
2034	39,292	0.77

Tc (%) del 2020 al 2024

Tc (%) del 2020 al 2034

FUENTE: <https://www.gob.mx/conapo/documentos/reconstruccion-y-proyecciones-de-la-poblacion-de-los-municipios-de-mexico-1990-2040>

$$Tc \% = \left(\left(\frac{P_{i+n}}{P_i} \right)^{1/n} - 1 \right) \times 100$$

Tc % = Tasa de crecimiento en %

P_{i+n} = Población para el j+1 -iésimo periodo

P_i = Población para el j-iésimo periodo

n = Años transcurridos entre censos o conteos

$T_c \%$ (2020 al 2024) = **0.82**

$T_c \%$ (2020 al 2034) = **0.77**

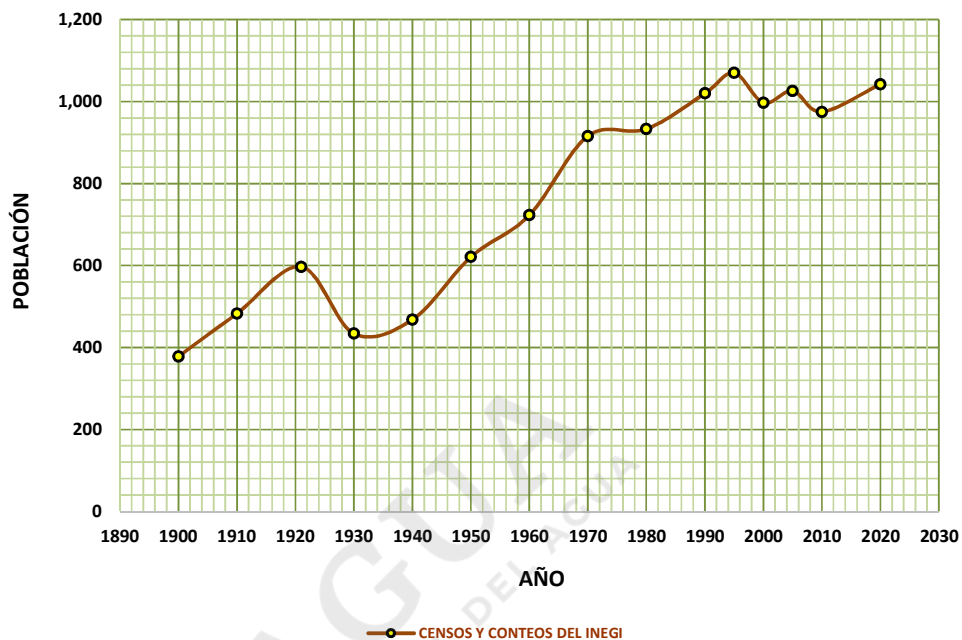
Clave geoestadística: 200730004
 Área Geoestadística Estatal: Oaxaca
 Área Geoestadística Municipal: Putla Villa de Guerrero
 Latitud: 16°48'19.567"N
 Longitud: 97°46'54.923"W
 Altitud: 601
 Carta topográfica: E14D54
 Tipo: Rural

Datos de población

Evento censal	Fuente	Total de habitantes	Hombres	Mujeres
2020	Censo	1,042	513	529
2010	Censo	975	485	490
2005	Conteo	1,026	503	523
2000	Censo	997	476	521
1995	Conteo	1,070	508	562
1990	Censo	1,020	495	525
1980	Censo	933	-	-
1970	Censo	916	-	-
1960	Censo	723	380	343
1950	Censo	621	323	298
1940	Censo	468	242	226
1930	Censo	434	224	210
1921	Censo	597	296	301
1910	Censo	483	246	237
1900	Censo	378	192	186

FUENTE: <https://www.inegi.org.mx/app/geo2/ahl/>

Año	Habit
1900	378
1910	483
1921	597
1930	434
1940	468
1950	621
1960	723
1970	916
1980	933
1990	1,020
1995	1,070
2000	997
2005	1,026
2010	975
2020	1,042



Año del último dato del INEGI = 2020

Año a actualizar = 2024

Año a proyectar = 2034

$n_{\text{actualizar}} = 4$

$n_{\text{proyectar}} = 14$

$P_{\text{último censo}} = 1,042$

$T_c \% \text{ (2020 al 2024)} = 0.82$

$T_c \% \text{ (2020 al 2034)} = 0.77$

$$P_{i+n} = P_i (1 + T_c)^n$$

P_{i+n} = Población de proyecto

P_i = Población del último censo o conteo del INEGI

n = Número de años a proyectara partir del último censo o conteo

T_c = Tasa de crecimiento

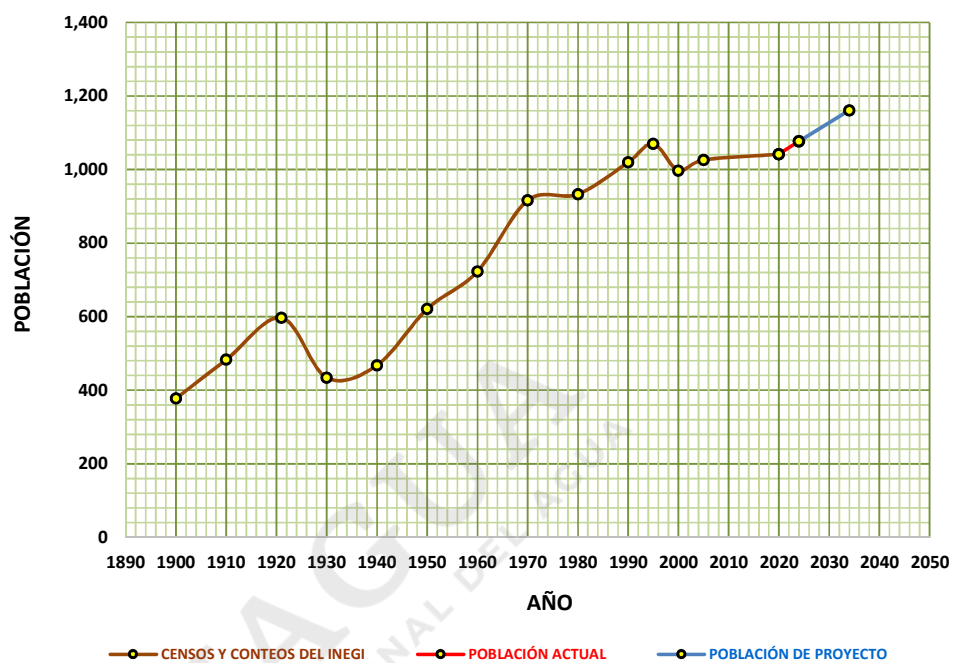
$$P_{\text{actual}} = 1,042 \left(1 + \frac{0.82}{100} \right)^4$$

$P_{\text{actual 2024}} = 1,077 \text{ Habitantes}$

$$P_{\text{proyecto}} = 1,042 \left(1 + \frac{0.77}{100} \right)^{14}$$

$P_{\text{proyecto 2034}} = 1,161 \text{ Habitantes}$

Año	Habit
1900	378
1910	483
1921	597
1930	434
1940	468
1950	621
1960	723
1970	916
1980	933
1990	1,020
1995	1,070
2000	997
2005	1,026
2020	1,042
2024	1,077
2034	1,161





CÁLCULO DE LA DOTACIÓN

CÁLCULO DE LA DOTACIÓN

Con la publicación de la versión 2015 del Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, en el libro **Datos Básicos para Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado**, se señala que la dotación es la cantidad de agua asignada a cada habitante, considerando todos los consumos de los servicios y las pérdidas físicas en el sistema, en un día medio anual; sus unidades están dadas en lt/hab al día.

El **consumo** es la parte del suministro de agua potable que generalmente utilizan los usuarios, sin considerar las pérdidas en el sistema. Se expresa en unidades de m³/d o lt/d, o bien cuando se trata de consumo per cápita se utiliza **lt/hab/día**. Los organismos operadores lo manejan regularmente en m³/toma/mes.

ZONAS RURALES

El consumo en zonas rurales varía con respecto a la región. Las condiciones climatológicas e hidrológicas, las costumbres locales y la actividad de los habitantes tienen una influencia directa en la cantidad de agua consumida. Para zonas rurales se recomienda considerar un consumo promedio diario de **100 lt/hab**, el cual está en función del uso doméstico de acuerdo a la Tabla 2.1.

USO	CONSUMO DIARIO (lt/habit)
Bebida, cocina y limpieza	30
Eliminación de excretas	40
Aseo personal	30
TOTAL	100

Tabla 2.1 Consumo doméstico en el medio rural

ZONAS URBANAS

En zonas urbanas el consumo de agua se determina de acuerdo con el tipo de usuarios, se divide según su uso en: doméstico y no doméstico; el consumo doméstico, se subdivide según la clase socioeconómica de la población en alto, medio y bajo. El consumo doméstico se refiere al agua usada en las viviendas. Este consumo depende principalmente del clima y la clase socioeconómica de los usuarios.

La obtención del consumo se realiza a través de un análisis de los consumos del organismo operador considerando las tomas con medición y sin tandeo, ya que representa el agua que la población está dispuesta a consumir a la tarifa actual. En caso de que no se cuente con esta información, la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) a través del Centro de Investigación y Docencia Económicas (CIDE), desarrolló un estudio de sobre consumos de agua potable en zonas urbanas denominado **"Estimación de los factores y funciones de la demanda de agua potable en el sector doméstico en México"** en localidades mayores de **20,000 habitantes** para determinar cuáles son los factores que intervienen en la determinación del consumo de agua potable y sus variaciones de acuerdo al clima, del cual se pueden utilizar los datos de la Tabla 2.2.

CLIMA	CONSUMO (lt/hab/día)		
	BAJO	MEDIO	ALTO
CÁLIDO HÚMEDO	198	206	243
CÁLIDO SUBHÚMEDO	175	203	217
SECO ó MUY SECO	184	191	202
TEMPLADO ó FRÍO	140	142	145

Tabla 2.2. Promedio del consumo de agua potable estimado por clima predominante

Para obtener el clima de cada localidad se utiliza el **Sistema de Clasificación Climática de Köppen**.

Köppen publica su clasificación definitiva en 1936. En 1953 dos de sus alumnos, Geiger y Pohl, revisan la clasificación, por lo que también se conoce como clasificación de Köppen-Geiger-Pohl. En la clasificación el clima se divide en grupos climáticos, subgrupos, subdivisiones y combinaciones.

La maestra Enriqueta García Amaro de Miranda, fue destacada estudiante de la Escuela Nacional de Ingenieros de la UNAM, en donde obtuvo el premio como la mejor pasante de su generación en 1948. En una segunda estancia, en 1970, obtuvo la Maestría en Ciencias (Geografía), con la tesis: MODIFICACIONES AL SISTEMA DE CLASIFICACIÓN DE CLIMAS DE KÖPPEN PARA LA REPÚBLICA MEXICANA, trabajo de grandes repercusiones en el ámbito científico del país.

Ese trabajo es el resultado de una serie de estudios cuya finalidad ha sido la de ajustar el sistema de clasificación climática de Köppen a las condiciones particulares de la República Mexicana, para que correspondieran mejor a las condiciones de los climas de México. Las modificaciones y adaptaciones al sistema de Köppen se hicieron necesarias porque este sistema climático tiene concebido fundamentalmente para definir las zonas climáticas del mundo que se extienden en la latitud. Por consiguiente, los valores y cálculos en que se funda pueden no corresponder exactamente a las condiciones de un país como México, en el que los cambios esenciales de clima no son debidos solamente a la latitud, sino también a las grandes variaciones de la altitud que crean condiciones muy especiales en los cambios y distribución de los elementos climáticos.

Las modificaciones y adaptaciones al sistema se hicieron sin apartarse de los lineamientos generales de la clasificación original, de manera que en la clasificación modificada se siguen empleando todos los símbolos y fórmulas de Köppen. En resumen, de acuerdo a las modificaciones al sistema de clasificación de climas de Köppen para la República Mexicana, puede considerarse la siguiente clasificación para cada grupo climático:

GRUPO CLIMÁTICO	CLASIFICACIÓN
A	CÁLIDO HÚMEDO
C	CÁLIDO SUBHÚMEDO
B	SECO ó MUY SECO
E	TEMPLADO ó FRÍO

Tabla 2.3. Clasificación climática

Para determinar el clima del sitio en estudio de acuerdo a la clasificación de Köppen modificado por Enriqueta García, es necesario obtener la TEMPERATURA MEDIA NORMAL y la PRECIPITACIÓN NORMAL histórica de la Estación Climatológica más cercana, para lo cual nos apoyaremos de la información del Servicio Meteorológico Nacional (SMN) y de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA).

EJEMPLO:

SERVICIO METEOROLÓGICO NACIONAL

NORMALES CLIMATOLÓGICAS

ESTADO DE: OAXACA

PERIODO: 1971-2000

ESTACION: 00020232 PUTLA DE GUERRERO

LATITUD: 17°01'00" N.

LONGITUD: 097°55'59" W.

ALTURA: 730.0 MSNM.

ELEMENTOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
TEMPERATURA MAXIMA													
NORMAL	30.2	27.9	31.2	31.3	30.7	30.1	30.0	29.8	31.1	30.4	30.5	29.7	30.2
MAXIMA MENSUAL	32.6	33.7	35.5	35.8	35.5	37.1	33.8	35.5	33.0	33.0	33.6	33.8	
AÑO DE MAXIMA	1980	1981	1988	1981	1980	1988	1988	1988	1987	1987	1979	1979	
MAXIMA DIARIA	36.0	37.0	39.0	38.0	38.5	42.0	40.0	40.5	36.0	35.0	37.5	35.0	
FECHA MAXIMA DIARIA	25/1980	12/1976	29/1979	05/1981	23/1980	06/1988	22/1988	04/1988	03/1988	21/1987	11/1977	12/1978	
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
TEMPERATURA MEDIA													
NORMAL	21.3	20.1	22.4	23.1	23.4	24.0	23.6	23.6	24.5	23.7	22.8	21.5	22.8
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
TEMPERATURA MINIMA													
NORMAL	12.5	12.2	13.5	14.9	16.1	17.9	17.3	17.4	17.8	17.0	15.1	13.4	15.4
MINIMA MENSUAL	7.9	3.4	8.1	9.9	10.1	10.2	9.6	9.9	13.2	8.7	10.2	7.8	
AÑO DE MINIMA	1989	1984	1986	1989	1986	1986	1986	1986	1987	1989	1989	1985	
MINIMA DIARIA	4.5	0.0	5.0	8.0	7.0	8.0	7.0	6.5	10.0	6.0	8.0	6.0	
FECHA MINIMA DIARIA	23/1983	01/1984	10/1989	03/1986	29/1989	03/1986	27/1986	01/1989	20/1988	05/1989	04/1987	19/1985	
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
PRECIPITACION													
NORMAL	13.6	13.6	16.6	22.1	251.0	451.5	402.7	357.8	411.3	208.2	26.2	21.0	2,195.6
MAXIMA MENSUAL	75.8	64.0	67.5	73.5	967.7	880.3	631.5	611.5	846.5	456.2	91.0	106.5	
AÑO DE MAXIMA	1984	1986	1989	1987	1987	1974	1984	1985	1988	1986	1975	1989	
MAXIMA DIARIA	50.0	35.5	67.5	33.5	170.0	135.0	118.0	130.5	200.0	165.5	53.5	60.0	
FECHA MAXIMA DIARIA	11/1984	12/1986	23/1989	23/1986	31/1987	21/1989	27/1989	27/1976	19/1988	02/1986	03/1978	28/1986	
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	

Con esta información y por medio de una hoja de cálculo podemos obtener el clima para el sitio en estudio.

DATOS GENERALES DE LA ESTACIÓN CLIMATOLÓGICA

Localidad: **PUTLA VILLA DE GUERRERO**

Municipio: **PUTLA VILLA DE GUERRERO**

Estado: **OAXACA**

Estación: **00020232 PUTLA DE GUERRERO**

Coordenadas Geográficas

Latitud: **17 ° 1 ' 0.0 " N**

Longitud: **97 ° 55 ' 59.0 " W**

Altitud: **730 msnm**

Años con datos:

Temperatura: **16** años

Precipitación: **16** años

MES DEL AÑO	TEMPERATURA MEDIA NORMAL	PRECIPITACIÓN NORMAL
ENERO	21.3	13.6
FEBRERO	20.1	13.6
MARZO	22.4	16.6
ABRIL	23.1	22.1
MAYO	23.4	251.0
JUNIO	24.0	451.5
JULIO	23.6	402.7
AGOSTO	23.6	357.8
SEPTIEMBRE	24.5	411.3
OCTUBRE	23.7	208.2
NOVIEMBRE	22.8	26.2
DICIEMBRE	21.5	21.0

CALCULAR

BORRAR DATOS

Clasificación de climas según el sistema modificado KÖPPEN-GARCÍA

DATOS GENERALES

Localidad:	PUTLA VILLA DE GUERRERO
Estado:	OAXACA
Estación:	00020332 PUTLA DE GUERRERO
Coordenadas Geográficas:	
Latitud:	17°4'0" N
Longitud:	97°55'59" W
Altitud:	730 msnm
Años con datos:	
Temperatura	16 años
Precipitación	16 años

DATOS GENERALES DEL CLIMA

Temp. (°C)	Prec. (mm)	Mes
Temp. Máxima:	24.5	Septiembre
Temp. Mínima:	20.1	Febrero
Temp. Media:	22.8	
Prec. Máxima:	451.5	Junio
Prec. Mínima:	13.6	Enero
Prec. Total:	2,195.6	
P/T	96.16	
% Prec. Inverna	1.99%	
Oscilación	4.4	

Grupo climático	CLASIFICACIÓN CLIMÁTICA
A	Am(w) iw"
C	
B	
E	
Descripción:	Cálido Húmedo isotermal no es tipo ganges canícula

DATOS CLIMÁTICOS

DATOS	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Anual
Temperatura	21.3	20.1	22.4	23.1	23.4	24.0	23.6	23.6	24.5	23.7	22.8	21.5	22.8
Precipitación	13.6	13.6	16.6	22.1	251.0	451.5	402.7	357.8	411.3	208.2	26.2	21.0	2195.6

Del resultado que nos arroje la hoja de cálculo en el recuadro de clasificación climática, tomamos la letra del grupo climático (**A, C, B** ó **E**), y la comparamos con la tabla 2.3.

De acuerdo con la tabla 2.2.- Promedio del consumo de agua potable estimado por clima dominante, existen tres tipo de consumo: BAJO, MEDIO y ALTO, sugiriéndose utilizar para los cálculos el **MEDIO**.

Para el caso de la localidad de PUTLA VILLA DE GUERRERO se tiene una clasificación climática **Am(w)iw**, por lo que se toma la letra **A** para obtener el grupo climático, siendo este **CÁLIDO HÚMEDO**, y entrando en la tabla 2.2. obtenemos una dotación de **206 lt/hab/día** para un consumo **MEDIO**.

Adjunto al presente manual se encuentra:

- 1.- Archivo en Excel para determinar la Clasificación Climática según el Sistema Modificado KÖPPEN-GARCÍA.
- 2.- Archivo ejecutable en Sistema Operativo de Disco (DOS) para determinar la Clasificación Climática según el Sistema Modificado KÖPPEN-GARCÍA.
- En ambos archivos, para determinar la Clasificación Climática solo se requiere introducir los valores de **PRECIPITACIÓN NORMAL** y **TEMPERATURA MEDIA NORMAL**, datos que se obtienen de la Estación Climatológica más cercana al sitio de la población donde se realizará el proyecto.
- 3.- Archivo KMZ de las Estaciones Climatológicas.
- 4.- Archivo en PDF de las Proyecciones de Población Oaxaca 2010-2030, extraído de la página oficial de CONAPO.
- 5.- Archivo en Excel para calcular la tasa de crecimiento poblacional.

La clasificación climática también se puede determinar utilizando los 5 cuadros y los límites para separar grupos y tipos climáticos, empleados por la maestra Enriqueta García. A continuación se muestra un ejercicio de aplicación.

Para este ejemplo, la estación más cercana al sitio del proyecto es la **00020350 JAMILTEPEC**.

1.- Se requiere obtener el registro de la estación climatológica, ya que se utilizarán la temperatura media anual y la precipitación total anual.

SERVICIO METEOROLÓGICO NACIONAL													
NORMALES CLIMATOLÓGICAS													
ESTADO DE: OAXACA				LATITUD: 16°16'59" N.				LONGITUD: 097°49'59" W.				PERIODO: 1981-2010	
ESTACION: 00020350 JAMILTEPEC												ALTURA: 462.0 MSNM.	
ELEMENTOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
TEMPERATURA MAXIMA													
NORMAL	34.2	34.6	35.0	36.0	36.1	34.6	33.7	33.2	32.2	32.5	33.3	33.4	34.1
MAXIMA MENSUAL	36.2	37.1	37.1	37.8	38.9	38.8	38.8	38.1	35.9	35.5	35.5	35.2	
AÑO DE MAXIMA	2008	2008	2007	2002	2003	2003	2003	2003	2002	2001	2001	2001	
MAXIMA DIARIA	38.0	39.0	39.0	39.0	40.5	41.0	39.5	39.5	36.5	36.0	38.0	38.0	
FECHA MAXIMA DIARIA	02/2008	15/2008	22/2007	12/2002	25/1988	01/1988	02/1988	02/1988	05/2002	31/1987	28/2007	06/2002	
AÑOS CON DATOS	16	16	18	18	20	20	21	20	20	20	20	20	
TEMPERATURA MEDIA													
NORMAL	26.6	26.6	27.2	28.3	28.5	27.6	27.2	27.0	26.2	26.4	26.5	26.3	27.0
AÑOS CON DATOS	16	16	18	18	20	20	21	20	20	20	20	20	
TEMPERATURA MINIMA													
NORMAL	19.0	18.7	19.4	20.6	20.9	20.6	20.7	20.8	20.3	20.3	19.8	19.2	20.0
MINIMA MENSUAL	16.7	16.0	16.6	17.1	17.0	16.7	16.7	16.7	16.6	16.6	16.8	15.4	
AÑO DE MINIMA	2004	1992	1992	2003	2003	2003	2003	2003	2003	2003	2003	2003	
MINIMA DIARIA	16.0	12.0	15.0	16.5	16.0	15.0	16.0	16.0	14.0	16.0	15.0	14.0	
FECHA MINIMA DIARIA	03/1992	13/1988	13/1992	18/2003	24/2001	20/1988	01/2003	05/2003	13/1987	01/2003	08/2010	29/1987	
AÑOS CON DATOS	16	17	18	18	20	20	21	21	20	20	20	20	
PRECIPITACION													
NORMAL	3.1	9.3	3.0	1.2	99.6	292.4	262.2	310.7	380.4	198.0	18.9	0.8	1,579.6
MAXIMA MENSUAL	32.8	79.0	20.5	8.5	388.5	648.0	522.5	604.0	718.0	496.5	139.5	10.0	
AÑO DE MAXIMA	2004	2010	2001	2007	2000	2003	2006	2010	2000	2005	2002	1991	
MAXIMA DIARIA	12.7	72.0	18.0	7.7	87.5	143.0	139.0	167.0	158.8	161.0	60.0	10.0	
FECHA MAXIMA DIARIA	17/2004	04/2010	05/1987	23/2005	29/1992	26/2003	22/2006	27/1981	04/1983	03/2005	02/2002	24/1991	
AÑOS CON DATOS	16	17	18	18	20	20	21	21	21	20	20	20	

2.- Con el valor de la temperatura media anual se busca el grupo climático al que pertenece (A,C,B,E), utilizando el cuadro 1.

2a.- Como la temperatura del mes más frío es 26.2°C y es mayor de 18°C, por lo tanto, se ubica en el grupo climático **A cálido húmedo y subhúmedo**.

CUADRO 1 GRUPOS, SUBGRUPOS, TIPOS Y SUBTIPOS CLIMÁTICOS				
GRUPO CLIMÁTICO	SUBGRUPO CLIMÁTICO	TIPOS	SUBTIPOS	VARIANTES
A Cálido húmedo y subhúmedo Temperatura del mes más frío > 18 °C Precipitación anual igual o mayor al valor calculado por la fórmula rh del cuadro 2	A Cálido temperatura media anual >22 °C temperatura del mes más frío >18 °C	f f(m) mf m m(w)		
	A(C) Semicálido del grupo A Temperatura media anual entre 18 y 22 °C temperatura del mes más frío >18 °C	w(x) w w(w) x' x(w)	w ₂ (C); w ₂ (C); w ₂ (C) w ₂ ; w ₂ ; w ₂ w ₂ (w); w ₂ (w); w ₂ (w) x' x(w ₂); x(w ₂); x(w ₂)	w' presencia de canícula
C Templado húmedo y subhúmedo Temperatura media del mes más frío entre -3 y 18 °C	A(C) Semicálido del grupo C Temperatura media anual > 18 °C Temperatura del mes más frío <18 °C	m (m)(w) (w)(C)	(w ₂)(C); (w ₂)(C); (w ₂)(C)	i isotermal

2b.- La temperatura media anual es de 27.0°C y es mayor de 22°C, se ubica en el subgrupo climático **A cálido**.

CUADRO 1 GRUPOS, SUBGRUPOS, TIPOS Y SUBTIPOS CLIMÁTICOS				
GRUPO CLIMÁTICO	SUBGRUPO CLIMÁTICO	TIPOS	SUBTIPOS	VARIANTES
A Cálido húmedo y subhúmedo Temperatura del mes más frío > 18 °C Precipitación anual igual o mayor al valor calculado por la fórmula rh del cuadro 2	A Cálido temperatura media anual >22 °C temperatura del mes más frío >18 °C	f f(m) mf m m(w)		
	A(C) Semicálido del grupo A Temperatura media anual entre 18 y 22 °C temperatura del mes más frío >18 °C	w(x) w w(w) x' x(w)	w ₂ (C); w ₂ (C); w ₂ (C) w ₂ ; w ₂ ; w ₂ w ₂ (w); w ₂ (w); w ₂ (w) x' x(w ₂); x(w ₂); x(w ₂)	w' presencia de canícula
C Templado húmedo y subhúmedo Temperatura media del mes más frío entre -3 y 18 °C	A(C) Semicálido del grupo C Temperatura media anual > 18 °C Temperatura del mes más frío <18 °C	m (m)(w) (w)(C)	(w ₂)(C); (w ₂)(C); (w ₂)(C)	i isotermal

A

3.- Utilizamos el cuadro 4 para obtener los grupos de climas húmedos y subhúmedos de A, C y E. Se observa que para el grupo CALIDO solo es A.

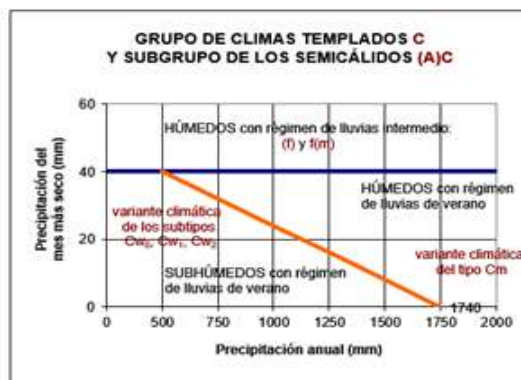
CUADRO 4
CONDICIONES DE TEMPERATURA

Designaciones para describir las condiciones de temperatura		Temperatura Media			Símbolos para los grupos de climas Húmedos y Subhúmedos A, C y E	Símbolos para el grupo de climas Secos B (Bs1, BS0 y BW)
		Anual (°C)	del mes más frío (°C)	del mes más caliente (°C)		
CALIDO		sobre 22	sobre 18 bajo 18	no se da límite	A	(h) (h')h
SEMICÁLIDO DEL GRUPO A		entre 18 Y 22	sobre 18	no se da límite	A(C)	h'(h)
SEMICÁLIDO DEL GRUPO C		sobre 18	bajo 18	sobre 22	(A)C	a
TEMPLADO	con verano cálido	entre 12 y 18	entre -3 y 18	sobre 22	C	a
	con verano fresco y largo			bajo 22		b
	con verano fresco y largo			bajo 18		k'
SEMIFRÍO	con verano fresco y largo	entre 5 y 12	entre -3 y 18	bajo 22	Cb'	k''
	con verano fresco y corto			menos de 4 meses con temperatura mayor a 10°	Cc	
FRÍO		entre -2 y 5	sobre 0 bajo 0	entre 0 y 6.5	E(T)C E(T)C	
MUY FRÍO		bajo -2	bajo 0	bajo 0	EF	

4.- Utilizamos el cuadro 3 para interpolar la precipitación total anual – precipitación del mes más seco, es decir, **1,579.6 mm – 0.8 mm**, observándose que se encuentra en la zona de SUBHÚMEDOS, es decir del tipo w_0 , w_1 ó w_2 , que se determinará más adelante.

ELEMENTOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
PRECIPITACION													
NORMAL	3.1	9.3	3.0	1.2	99.6	292.4	262.2	310.7	380.4	198.0	18.9	0.8	1,579.6
MAXIMA MENSUAL	32.8	79.0	20.5	8.5	388.5	648.0	522.5	604.0	718.0	496.5	139.5	10.0	
AÑO DE MAXIMA	2004	2010	2001	2007	2000	2003	2006	2010	2000	2005	2002	1991	
MAXIMA DIARIA	12.7	72.0	18.0	7.7	87.5	143.0	139.0	167.0	158.8	161.0	60.0	10.0	
FECHA MAXIMA DIARIA	17/2004	04/2010	05/1987	23/2005	29/1992	26/2003	22/2006	27/1981	04/1983	03/2005	02/2002	24/1991	
AÑOS CON DATOS	16	17	18	18	20	20	21	21	21	20	20	20	

CUADRO 3
GRÁFICAS PARA SEPARAR LOS CLIMAS HÚMEDOS DE LOS SUBHÚMEDOS



5.- Para utilizar el cuadro 2, es necesario obtener los siguientes datos:

5a.- El régimen de lluvia: Se busca cual es el mes más lluvioso del año, que para el ejercicio es SEPTIEMBRE con una precipitación de **380.4 mm**, así como el mes menos lluvioso, que es DICIEMBRE con una precipitación de **0.8 mm**.

ELEMENTOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
PRECIPITACION													
NORMAL	3.1	9.3	3.0	1.2	99.6	292.4	262.2	310.7	380.4	198.0	18.9	0.8	1,579.6
MAXIMA MENSUAL	32.8	79.0	20.5	8.5	388.5	648.0	522.5	604.0	718.0	496.5	139.5	10.0	
AÑO DE MAXIMA	2004	2010	2001	2007	2000	2003	2006	2010	2000	2005	2002	1991	
MAXIMA DIARIA	12.7	72.0	18.0	7.7	87.5	143.0	139.0	167.0	158.8	161.0	60.0	10.0	
FECHA MAXIMA DIARIA	17/2004	04/2010	05/1987	23/2005	29/1992	26/2003	22/2006	27/1981	04/1983	03/2005	02/2002	24/1991	
AÑOS CON DATOS	16	17	18	18	20	20	21	21	21	20	20	20	

Mes más lluvioso > (Mes menos lluvioso * 10) si es cierto, entonces es **DE VERANO**, de lo contrario es **INTERMEDIO**.

Mes más lluvioso > (Mes menos lluvioso * 3) si es cierto, entonces es **DE INVIERNO**, de lo contrario es **INTERMEDIO**.

CUADRO 2
GRADOS DE HUMEDAD Y RÉGIMEN DE LLUVIAS

GRADOS DE HUMEDAD	COCIENTE P/T	REGIMENES DE LLUVIAS						
		De verano		Intermedio entre verano e invierno		De invierno		
		Por lo menos 10 veces mayor cantidad de precipitación en el mes más húmedo de la mitad caliente del año, que en el mes más seco. Esto no necesariamente se cumple con		Si el máximo de precipitación se encuentra en la mitad caliente del año pero no llega a 10 veces la del mes más seco; y si está en invierno no llega a 3 veces.		Por lo menos 3 veces mayor cantidad de lluvia en el mes más húmedo de la mitad fría del año, que en el mes más seco.		
		$r_v = (2t-28)/2$ $r_v = (2t-21)/2$		$r_v = (2t-14)/2$		$r_v = 2t/2$		
		PORCENTAJE DE PRECIPITACIÓN INVERNAL RESPECTO A LA TOTAL ANUAL						
		menor de 5	entre 5 y 10.2	mayor de 10.2	menor de 18	mayor de 18	menor de 36	mayor de 36
HUMEDOS de los grupos A C	Su límite no se establece por P/T, sino según las gráficas del cuadro 3	m(w) (m)(w)	m (m)	m(f) (m)(f)	f(m) (f)(m)	f (f)	no se presenta en México	
SUBHUMEDOS de los grupos	P/T > 55.0 en los climas C, (A/C, E)	(w)(w)	(w)	(w)(f)	(f)(w)			

380.4 mm > (0.8 mm * 10) Como se cumple, por lo tanto es un régimen de lluvia **DE VERANO**.

6.- Obtenemos el porcentaje de precipitación invernala, con relación a la precipitación total anual. La precipitación normal es la que ocurre en los meses de enero, febrero y marzo.

$$\% \text{ Precipitación invernala} = ((\text{Enero} + \text{Febrero} + \text{Marzo}) / \text{Precipitación anual}) * 100$$

ELEMENTOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
PRECIPITACION													
NORMAL	3.1	9.3	3.0	1.2	99.6	292.4	262.2	310.7	380.4	198.0	18.9	0.8	1,579.6
MAXIMA MENSUAL	32.8	79.0	20.5	8.5	388.5	648.0	522.5	604.0	718.0	496.5	139.5	10.0	
AÑO DE MAXIMA	2004	2010	2001	2007	2000	2003	2006	2010	2000	2005	2002	1991	
MAXIMA DIARIA	12.7	72.0	18.0	7.7	87.5	143.0	139.0	167.0	158.8	161.0	60.0	10.0	
FECHA MAXIMA DIARIA	17/2004	04/2010	05/1987	23/2005	29/1992	26/2003	22/2006	27/1981	04/1983	03/2005	02/2002	24/1991	
AÑOS CON DATOS	16	17	18	18	20	20	21	21	21	20	20	20	

$$\% \text{ Precipitación invernala} = ((3.1 + 9.3 + 3.0) / 1,579.6) * 100 = 0.97 \%$$

7.- Con los datos obtenidos en el punto 4: **SUBHÚMEDOS** y el del punto 6: **0.97%**, utilizamos el cuadro 2 y obtenemos la nomenclatura del subgrupo al que pertenece.

Será necesario determinar el valor de la PRECIPITACIÓN MEDIA ANUAL / TEMPERATURA MEDIA ANUAL, y obtener de la tabla de la estación el valor de la precipitación del mes más seco (PS).

$$P/T = 1,579.6 / 27.0 = 58.50$$

$$PS = 0.8 \text{ mm}$$

SERVICIO METEOROLÓGICO NACIONAL

NORMALES CLIMATOLÓGICAS

ESTADO DE: OAXACA

PERIODO: 1981-2010

ESTACION: 00020350 JAMILTEPEC

LATITUD: 16°16'59" N.

LONGITUD: 097°49'59" W.

ALTURA: 462.0 MSNM.

ELEMENTOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
TEMPERATURA MAXIMA NORMAL	34.2	34.6	35.0	36.0	36.1	34.6	33.7	33.2	32.2	32.5	33.3	33.4	34.1
MAXIMA MENSUAL	36.2	37.1	37.1	37.8	38.9	38.8	38.8	38.1	35.9	35.5	35.5	35.2	
AÑO DE MAXIMA	2008	2008	2007	2002	2003	2003	2003	2003	2002	2001	2001	2001	
MAXIMA DIARIA	38.0	39.0	39.0	39.0	40.5	41.0	39.5	39.5	36.5	36.0	38.0	38.0	
FECHA MAXIMA DIARIA	02/2008	15/2008	22/2007	12/2002	25/1988	01/1988	02/1988	02/1988	05/2002	31/1987	28/2007	06/2002	
AÑOS CON DATOS	16	16	18	18	20	20	21	20	20	20	20	20	
TEMPERATURA MEDIA NORMAL	26.6	26.6	27.2	28.3	28.5	27.6	27.2	27.0	26.2	26.4	26.5	26.3	27.0
AÑOS CON DATOS	16	16	18	18	20	20	21	20	20	20	20	20	
TEMPERATURA MINIMA NORMAL	19.0	18.7	19.4	20.6	20.9	20.6	20.7	20.8	20.3	20.3	19.8	19.2	20.0
MINIMA MENSUAL	16.7	16.0	16.6	17.1	17.0	16.7	16.7	16.6	16.6	16.6	16.8	15.4	
AÑO DE MINIMA	2004	1992	1992	2003	2003	2003	2003	2003	2003	2003	2003	2003	
MINIMA DIARIA	16.0	12.0	15.0	16.5	16.0	15.0	16.0	16.0	14.0	16.0	15.0	14.0	
FECHA MINIMA DIARIA	03/1992	13/1988	13/1992	18/2003	24/2001	20/1988	01/2003	05/2003	13/1987	01/2003	08/2010	29/1987	
AÑOS CON DATOS	16	17	18	18	20	20	21	21	20	20	20	20	
PRECIPITACION NORMAL	3.1	9.3	3.0	1.2	99.6	292.4	262.2	310.7	380.4	198.0	18.9	0.8	1,579.6
MAXIMA MENSUAL	32.8	79.0	20.5	8.5	388.5	648.0	522.5	604.0	718.0	496.5	139.5	30.0	
AÑO DE MAXIMA	2004	2010	2001	2007	2000	2003	2006	2010	2000	2005	2002	1991	
MAXIMA DIARIA	12.7	72.0	18.0	7.7	87.5	143.0	139.0	167.0	158.8	161.0	60.0	10.0	
FECHA MAXIMA DIARIA	17/2004	04/2010	05/1987	23/2005	29/1992	26/2003	22/2006	27/1981	04/1983	03/2005	02/2002	24/1991	
AÑOS CON DATOS	16	17	18	18	20	20	21	21	21	20	20	20	

CUADRO 2
GRADOS DE HUMEDAD Y RÉGIMEN DE LLUVIAS

GRADOS DE HUMEDAD	COCIENTE P/T	RÉGIMENES DE LLUVIAS					
	P = precipitación anual en mm. T = temperatura media anual en °C	De verano Por lo menos 10 veces mayor cantidad de precipitación en el mes más húmedo de la mitad caliente del año, que en el mes más seco. Esto no necesariamente se cumple con	Intermedio entre verano e invierno Si el máximo de precipitación se encuentra en la mitad caliente del año pero no llega a 10 veces la del mes más seco, y si está en invierno no llega a 3 veces.	De invierno Por lo menos 3 veces mayor cantidad de lluvia en el mes más húmedo de la mitad fría del año, que en el mes más seco.			
		$t_h = 2t + 28$ $t_s = (2t+28)/2$	$t_h = 2t + 21$ $t_s = (2t+21)/2$	$t_h = 2t + 14$ $t_s = (2t+14)/2$	$t_h = 2t$ $t_s = 2t/2$		
		PORCENTAJE DE PRECIPITACIÓN INVERNAL RESPECTO A LA TOTAL ANUAL					
		menor de 5	entre 5 y 10.2	mayor de 10.2	menor de 18	mayor de 18	menor de 36 mayor de 36
HUMEDOS de los grupos A, C, E	Su límite no se establece por P/T, sino según las gráficas del cuadro 3	m(w) (m)(w)	m (m)	m(f) (m)(f)	f(m) (f)(m)	f (f)	no se presenta en México
SUBHUMEDOS de los grupos A, C, E	P/T > 55.0 en los climas C, (A/C, E) P/T > 55.3 en los climas A, A(C) 43.2 < P/T < 55.0 en los climas C, (A/C, E) 43.2 < P/T < 55.3 en los climas A, A(C) P/T < 43.2 en los climas C, (A/C, E) en los climas A, A(C)	(w) ₂ (w) w ₂ (w) (w) ₁ (w) w ₁ (w) (w) ₂ (w) w ₂ (w)	(w) ₂ w ₂ (w) ₁ w ₁ (w) ₂ w ₂	(w) ₂ (x) w ₂ (x) (w) ₁ (x) w ₁ (x) (w) ₂ (x) w ₂ (x)	(x)(w) ₂ x(w) ₂ (x)(w) ₁ x(w) ₁ (x)(w) ₂ x(w) ₂	x s(x)	s
SEMIÁRIDOS	P/T > 22.9	w ₂ (w)	w ₂	w ₂ (x)	x(w) ₂		

A w₂ (w)

8.- Utilizamos la tabla de límites para separar grupos y tipos climáticos.

Buscamos el dato obtenido en el punto 7: A w₂ (w), que corresponde a CÁLIDO y SUBHÚMEDO, debe satisfacer la condición para este tipo de clima, que en este caso por tratarse de un clima A w₂ es:

P/T > 55.3 Donde P es la precipitación total anual en mm y T la temperatura media anual en °C.

$$1,579.6 / 27.0 = 58.50$$

Comprobándose que 58.50 > -55.3

LÍMITES PARA SEPARAR GRUPOS Y TIPOS CLIMÁTICOS
CLASIFICACIÓN CLIMÁTICA DE KÖPPEN - GARCÍA

Por el grado de humedad	HUMEDOS		SUBHUMEDOS			SEMISECO o SEMIÁRIDOS		SECO o ÁRIDOS
Por el tipo de temperatura	f	m	w2	w1	w0	BS1	BS0	BW
CALIDOS	A(f)m	A(m)	A(w2)	A(w1)	A(w0)	BS1(A)	BS0(A)	BW(A)
SEMICALIDOS A	A(C)f(m)	A(C)m	A(C)w2	A(C)w1	A(C)w0	BS1(A)	BS0(A)	BW(A)
SEMICALIDOS C	(A)C(f)m	(A)C(m)	(A)C(w2)	(A)C(w1)	(A)C(w0)	BS1	BS0	BW
TEMPLADOS	C(f)m	C(m)	C(w2)	C(w1)	C(w0)	BS1	BS0	BW
	Cb(f)m	Cb(m)	Cb(w2)	Cb(w1)	Cb(w0)	BS1b	BS0b	BWb
SEMIFRIOS	Cb(f)m	Cb(m)	Cb(w2)	Cb(w1)	Cb(w0)	BS1b	BS0b	BWb
	Cc(f)m	Cc(m)	Cc(w2)	Cc(w1)	Cc(w0)	BS1b	BS0b	BWb
FRIOS	E(T)							
MUY FRÍOS	EF							
Clima A y A(C)	PS > 60 mm	PS > 60 - ((P-1000)/25)	P/T > 55.3	P/T > 43.2	P/10rk > 1 P/T < 43.2	P/10rk < 1 P/T > 22.3	P/T < 22.3	2P/rk < 1
Clima C y (A)C	PS > 40 mm	PS > 40 - ((P/500)/31)	P/T > 55.0					

9.- Calculamos el VALOR DE LA OSCILACIÓN, que es la diferencia que existe entre el valor de la temperatura del mes más caliente y el mes más frío del año:

ELEMENTOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
TEMPERATURA MEDIA NORMAL	26.6	26.6	27.2	28.3	28.5	27.6	27.2	27.0	26.2	26.4	26.5	26.3	27.0
AÑOS CON DATOS	16	16	18	18	20	20	21	20	20	20	20	20	

Mes más caliente es mayo con 28.5°C

Mes más frío es septiembre con 26.2°C

Diferencia = 28.5 - 26.2 = 2.3°C

Con este valor entramos en el cuadro 5:

El valor obtenido es menor de 5°C, por lo tanto, le corresponde el símbolo **i** que es **ISOTERMAL**.

A w₂ (w) i

CUADRO 5
OTROS SÍMBOLOS EMPLEADOS EN LA CLASIFICACIÓN

Símbolo	Descripción	
	Los símbolos siguientes se emplean para describir la oscilación anual de las temperaturas medias mensuales, o sea, las diferencias en temperatura entre el mes más caliente y el mes más frío del año, y corresponden a las siguientes condiciones:	
	designación	valores de la oscilación
i	isotermal	menor de 5 °C
f	con poca oscilación	entre 5 y 7 °C
e	extremoso	entre 7 y 14 °C
e*	muy extremoso	mayor de 14 °C

10.- El siguiente símbolo que se va a determinar, es el que señala a los lugares que presentan el mes más caliente antes de junio para el hemisferio norte, y que se denomina **TEMPERATURA TIPO GANGES**.

ELEMENTOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
TEMPERATURA MEDIA NORMAL	26.6	26.6	27.2	28.3	28.5	27.6	27.2	27.0	26.2	26.4	26.5	26.3	27.0
AÑOS CON DATOS	16	16	18	18	20	20	21	20	20	20	20	20	

El mes más caliente es mayo, y efectivamente se presenta antes de junio.

CUADRO 5
OTROS SÍMBOLOS EMPLEADOS EN LA CLASIFICACIÓN

Símbolo	Descripción	
	Los símbolos siguientes se emplean para describir la oscilación anual de las temperaturas medias mensuales, o sea, las diferencias en temperatura entre el mes más caliente y el mes más frío del año, y corresponden a las siguientes condiciones:	
	designación	valores de la oscilación
i	isotermal	menor de 5 °C
i'	con poca oscilación	entre 5 y 7 °C
e	extremoso	entre 7 y 14 °C
e'	muy extremoso	mayor de 14 °C
g	Este símbolo se refiere a la marcha anual de la temperatura; señala a los lugares que presentan el mes más caliente antes del solsticio de verano, o sea, antes de junio en el hemisferio norte o diciembre en el sur. Significa una marcha de temperatura tipo Ganges .	

A w₂ (w) i g

11.- Para saber si existe la presencia de canícula, se tiene que revisar las precipitaciones de los meses de junio, julio, agosto y septiembre, para ver si en los meses de julio y agosto no existe una disminución de precipitación con relación al mes anterior.

ELEMENTOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
PRECIPITACION NORMAL	3.1	9.3	3.0	1.2	99.6	292.4	262.2	310.7	380.4	198.0	18.9	0.8	1,579.6
MAXIMA MENSUAL	32.8	79.0	20.5	8.5	388.5	689.0	522.5	604.0	718.0	496.5	139.5	10.0	
AÑO DE MAXIMA	2004	2010	2001	2007	2000	2003	2006	2010	2000	2005	2002	1991	
MAXIMA DIARIA	12.7	72.0	18.0	7.7	87.5	143.0	139.0	167.0	158.8	161.0	60.0	10.0	
FECHA MAXIMA DIARIA	17/2004	04/2010	05/1987	23/2005	29/1992	26/2003	22/2006	27/1981	04/1983	03/2005	02/2002	24/1991	
AÑOS CON DATOS	16	17	18	18	20	20	21	21	21	20	20	20	

Se observa que la precipitación de julio tiene un decremento con relación a la de junio, mientras que la de agosto se incrementa con respecto a la de julio, por lo tanto, **hay presencia de canícula** y se le agrega el símbolo **w''** a la clasificación, quedando esta:

**CUADRO 5
OTROS SÍMBOLOS EMPLEADOS EN LA CLASIFICACIÓN**

Símbolo	Descripción	
	Los símbolos siguientes se emplean para describir la oscilación anual de las temperaturas medias mensuales, o sea, las diferencias en temperatura entre el mes más caliente y el mes más frío del año, y corresponden a las siguientes condiciones:	
	designación	valores de la oscilación
i	isotermal	menor de 5 °C
i'	con poca oscilación	entre 5 y 7 °C
e	extremoso	entre 7 y 14 °C
e'	muy extremoso	mayor de 14 °C
g	Este símbolo se refiere a la marcha anual de la temperatura, señala a los lugares que presentan el mes más caliente antes del solsticio de verano, o sea, antes de junio en el hemisferio norte o diciembre en el sur. Significa una marcha de temperatura tipo Ganges .	
w"	Indica la presencia de canícula en los meses con régimen de lluvias de verano. Se llama canícula, sequía de medio verano o sequía intraestival a una pequeña temporada menos húmeda que se presenta en la mitad caliente y lluviosa del año; se manifiesta como una merma en las cantidades de lluvia de los meses veraniegos.	

A w₂ (w) i g w" Cálido subhúmedo, isotermal, tipo ganges y con presencia de canícula.

Que es la clasificación climática del sitio del proyecto.

A continuación se muestran los cuadros y límites utilizados.

**CUADRO 1
GRUPOS, SUBGRUPOS, TIPOS Y SUBTIPOS CLIMÁTICOS**

GRUPO CLIMÁTICO	SUBGRUPO CLIMÁTICO	TIPOS	SUBTIPOS	VARIANTES
A Cálido húmedo y subhúmedo Temperatura del mes más frío > 18 °C Precipitación anual igual o mayor al valor calculado por la fórmula rh del cuadro 2	A Cálido temperatura media anual >22 °C temperatura del mes más frío >18 °C	f f(m) m(f) m m(w) w(x') w w(w) x' x'(w)	w ₂ (x'); w ₁ (x'); w ₂ (x') w ₂ ; w ₁ ; w ₂ w ₂ (w); w ₁ (w); w ₂ (w)	w" presencia de canícula
	A(C) Semicálido del grupo A Temperatura media anual entre 18 y 22 °C temperatura del mes más frío >18 °C			
C Templado húmedo y subhúmedo Temperatura media del mes más frío entre -3 y 18 °C Temperatura media del mes más caliente > 6.5 °C Precipitación anual igual o mayor al valor calculado por la fórmula rh del cuadro 2	(A)C Semicálido del grupo C Temperatura media anual > 18 °C Temperatura del mes más frío <18 °C	m (m)(w) (w)(x') (w) (w)(w)	(w ₂)(x'); (w ₁)(x'); (w ₂)(x') (w ₂); (w ₁); (w ₂) (w ₂)(w); (w ₁)(w); (w ₂)(w)	i isotermal (f) con poca oscilación (e) extremoso (e') muy extremoso g marcha de temperatura tipo ganges
	C Templado Temperatura media anual entre 12 y 18 °C	x'		
	Cb' Semifríos	(x')(w)	(x')(w ₂); (x')(w ₁); (x')(w ₂)	
	Cc Temperatura media anual entre 5 y 12 °C	s(x')		
B Seco Precipitación anual inferior al valor calculado por la fórmula rh del cuadro 2	B(h') Cálidos	x'	S₁ Semiseco	
	B(h')h	x'(w)		
	Bh'(h) Semicálidos	w(x')	S₂ Seco	
	Bh	w		
	Bk Templados	w(w)	W Muy seco	
	Bk'	s(x')		
E Frío Temperatura media del mes más caliente < 6.5 °C	Bk" Semifríos	s		
	E(T)HC Fríos	(w)	(w ₂); (w ₁); (w ₂)	
	E(T)HC Temperatura media anual entre -2 y 5 °C	w(w)	(w ₂)(w); (w ₁)(w); (w ₂)(w)	
	EFH Muy fríos	w(x')	(w ₂)(x'); (w ₁)(x'); (w ₂)(x')	
	Temperatura media anual < -2 °C			

Nota:

En este cuadro sólo se señalan los valores a nivel de grupo y subgrupo. Los parámetros restantes se indican en los cuadros siguientes.

El ordenamiento de los símbolos en la fórmula climática es como aparece en este cuadro. Ejemplo: A(C)m(f)w"(f)g excepto en los climas secos B en los que la letra del subtipo va a continuación de la del grupo y la del tipo después de la del subgrupo. Ejemplo: BS(h')hw(e)g

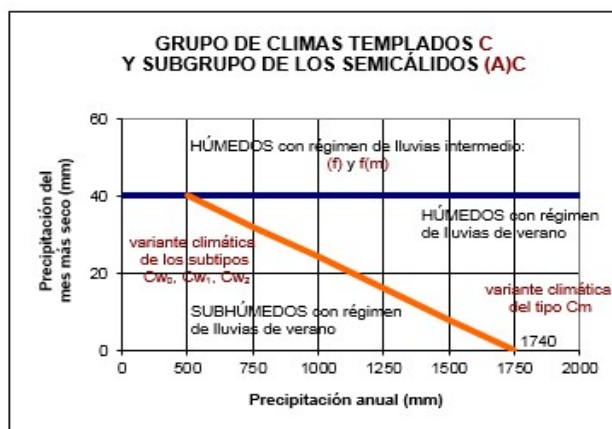
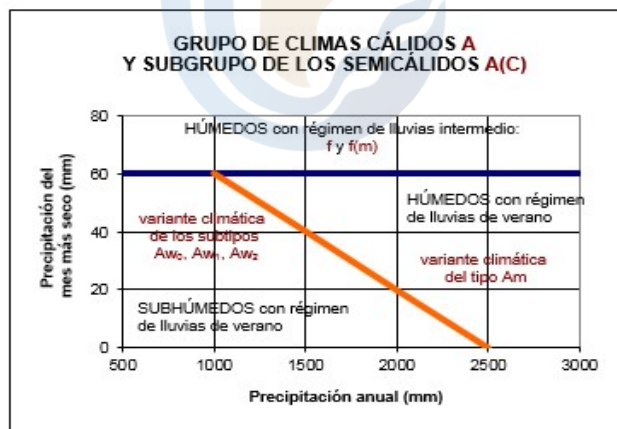
CUADRO 2
GRADOS DE HUMEDAD Y RÉGIMEN DE LLUVIAS

GRADOS DE HUMEDAD	COCIENTE P/T	RÉGIMENES DE LLUVIAS					
	P = precipitación anual en mm. T = temperatura media anual en °C	De verano Por lo menos 10 veces mayor cantidad de precipitación en el mes más húmedo de la mitad caliente del año, que en el mes más seco. Esto no necesariamente se cumple con los climas Am.		Intermedio entre verano e invierno Si el máximo de precipitación se encuentra en la mitad caliente del año pero no llega a 10 veces la del mes más seco; y si está en invierno no llega a 3 veces.		De invierno Por lo menos 3 veces mayor cantidad de lluvia en el mes más húmedo de la mitad fría del año, que en el mes más seco.	
		$r_h = 2t + 28$ $r_s = (2t+28)/2$	$r_h = 2t + 21$ $r_s = (2t+21)/2$	$r_h = 2t + 14$ $r_s = (2t+14)/2$		$r_h = 2t$ $r_s = 2t/2$	
		PORCENTAJE DE PRECIPITACIÓN INVERNAL RESPECTO A LA TOTAL ANUAL					
		menor de 5	entre 5 y 10.2	mayor de 10.2	menor de 18	mayor de 18	menor de 36 mayor de 36
HÚMEDOS de los grupos A, C	Su límite no se establece por P/T, sino según las gráficas del cuadro 3	m(w) (m)(w)	m (m)	m(f) (m)(f)	f(m) (f)m	f (f)	no se presenta en México
SUBHÚMEDOS de los grupos A, C, ó E	P/T > 55.0 en los climas C, (A)C, E P/T > 55.3 en los climas A, A(C)	(w ₂)(w) w ₂ (w)	(w ₂) w ₂	(w ₂)(x') w ₂ (x')	(x')(w ₂) x'(w ₂)	x'	s(x') s
	43.2 < P/T < 55.0 en los climas C, (A)C, E 43.2 < P/T < 55.3 en los climas A, A(C)	(w ₁)(w) w ₁ (w)	(w ₁) w ₁	(w ₁)(x') w ₁ (x')	(x')(w ₁) x'(w ₁)		
	P/T < 43.2 en los climas C, (A)C, E en los climas A, A(C)	(w ₀)(w) w ₀ (w)	(w ₀) w ₀	(w ₀)(x') w ₀ (x')	(x')(w ₀) x'(w ₀)		
SEMIÁRIDOS BS ₁	P/T > 22.9	w(w)	w	w(x')	x'(w)		
ÁRIDOS BS ₂	P/T < 22.9						
MUY ÁRIDOS BW	Su límite no se establece por P/T, sino conforme a la fórmula rs						

Notas:

- r_h = cantidad mínima necesaria de precipitación anual (expresada en cm), para que el clima sea húmedo o subhúmedo; si la estación cuyo clima se clasifica tiene una precipitación anual menor que el valor calculado de r_h , su clima es seco; r_h es el límite entre los secos y los húmedos.
- r_s = cantidad mínima necesaria de precipitación anual (expresada en cm), para que el clima sea BS en cualquiera de sus modalidades; si la estación cuyo clima se clasifica tiene una precipitación anual menor que el valor calculado para r_s el clima es muy árido BW; r_s es el límite BS/BW o límite de los secos entre sí.
- t = temperatura media anual expresada en grados centígrados.
la mitad caliente del año en el hemisferio norte comprende de abril a septiembre.

CUADRO 3
GRÁFICAS PARA SEPARAR LOS CLIMAS HÚMEDOS DE LOS SUBHÚMEDOS



CUADRO 4
CONDICIONES DE TEMPERATURA

Designaciones para describir las condiciones de temperatura		Temperatura Media			Símbolos para los grupos de climas Húmedos y Subhúmedos A, C y E		Símbolos para el grupo de climas Secos B (Bs1, BS0 y BW)
		Anual (°C)	del mes más frío (°C)	del mes más caliente (°C)			
CALIDO		sobre 22	sobre 18 bajo 18	no se da límite	A		(h') (h')h
SEMICÁLIDO DEL GRUPO A		entre 18 Y 22	sobre 18	no se da límite	A(C)		h'(h)
SEMICÁLIDO DEL GRUPO C		sobre 18	bajo 18	sobre 22	(A)C	a	h
TEMPLADO	con verano cálido	entre 12 y 18	entre -3 y 18	sobre 22	C	a	k
	bajo 22			b			
	con verano fresco y largo					bajo 18	k'
SEMIFRÍO	con verano fresco y largo	entre 5 y 12	entre -3 y 18	bajo 22	Cb'		k''
	con verano fresco y corto			menos de 4 meses con temperatura mayor a 10°	Cc		
FRÍO		entre -2 y 5	sobre 0 bajo 0	entre 0 y 6.5	E(T)C		
			E(T)C				
MUY FRÍO		bajo -2	bajo 0	bajo 0	EF		

CUADRO 5
OTROS SÍMBOLOS EMPLEADOS EN LA CLASIFICACIÓN

Símbolo	Descripción		
	Los símbolos siguientes se emplean para describir la oscilación anual de las temperaturas medias mensuales, o sea, las diferencias en temperatura entre el mes más caliente y el mes más frío del año, y corresponden a las siguientes condiciones:		
	designación	valores de la oscilación	
i	isotermal	menor de 5 °C	
i'	con poca oscilación	entre 5 y 7 °C	
e	extremoso	entre 7 y 14 °C	
e'	muy extremoso	mayor de 14 °C	
g	Este símbolo se refiere a la marcha anual de la temperatura; señala a los lugares que presentan el mes más caliente antes del solsticio de verano, o sea, antes de junio en el hemisferio norte o diciembre en el sur. Significa una marcha de temperatura tipo Ganges .		
w''	Indica la presencia de canícula en los meses con régimen de lluvias de verano. Se llama canícula, sequía de medio verano o sequía intraestival a una pequeña temporada menos húmeda que se presenta en la mitad caliente y lluviosa del año; se manifiesta como una merma en las cantidades de lluvia de los meses veraniegos.		
H	Se emplea únicamente en los climas fríos E para indicar que en México sólo se localizan a gran altitud.		

Nota:

Estos símbolos se ubican al final de la fórmula de clasificación climática. Cuando se emplean varios de ellos, se ubican en el orden en que están enlistados en esta tabla. Ejemplo: Aw1(w)(e)gw''. La excepción es el símbolo H, el cual se ubica en seguida del subgrupo climático.

LÍMITES PARA SEPARAR GRUPOS Y TIPOS CLIMÁTICOS
CLASIFICACIÓN CLIMÁTICA DE KÖPPEN - GARCÍA

Límites para los climas A, C y E				Límites para los climas B							
Temperatura a mes más CALUROSO	Temperatura a mes más FRÍO	Temperatura media ANUAL	Temperatura a mes más FRÍO	Temperatura media ANUAL	Temperatura a mes más FRÍO	Temperatura a mes más CALUROSO					
			°C	°C							
22	18	22	18	18	18	18	18				
								18	18	18	18
12	12	12	12	12	12	12	12				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0	0	0	0	0				
								-3	-3	-3	-3
-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2				
								5	5	5	5
0	0	0	0								

T = Temperatura Media Anual (°C)
P = Precipitación Total Anual (mm)
PS = Precipitación del mes más seco (mm)
PH = Precipitación del mes más húmedo (mm)
rh = Fórmula de acuerdo a régimen de lluvias

Lluvias de verano: (PH) > 10(PS), PH en época cálida
%P hv. < 10.2 rh = 2T + 28
%P hv. > 10.2 rh = 2T + 21
Lluvias intermedias: (PH) < 10(PS), PH en época cálida
Lluvias intermedias: (PH) < 3(PS), PH en época fría
rh = 2T + 14
Lluvias de invierno: (PH) > 3(PS), PH en época fría
rh = 2T



**CÁLCULO
HIDRÁULICO
PARA
AGUA POTABLE**

CÁLCULO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN

El abastecimiento del agua, consiste en dotar de este servicio a los asentamientos humanos, para lo cual se transporta el agua desde una fuente, que puede ser superficial o subterránea, y posteriormente a un tratamiento, se distribuye en la mancha poblacional. Las conducciones deberán entregar el agua a un tanque de regularización, para tener un mejor control en la operación de los mismos, y asegurar un funcionamiento adecuado del sistema las 24 horas del día. El abastecimiento del agua a los usuarios puede realizarse de las siguientes maneras:

- Bombeo
- Gravedad
- Combinado

Las pérdidas de carga pueden ser lineales o de fricción y singulares o locales. Las primeras, son ocasionadas por la fuerza de rozamiento en la superficie de contacto entre el fluido y la tubería; y las segundas son producidas por las deformaciones de flujo, cambio en sus movimientos y velocidad (estrechamientos o ensanchamientos bruscos de la sección, válvulas, codos, etc.).

PÉRDIDAS DE ENERGÍA POR FRICCIÓN EN LA CONDUCCIÓN

Para obtener las pérdidas de energía en el diseño de conductos a presión de sistemas de agua, se utilizan las ecuaciones de:

1. Darcy-Weisbach
2. Hazen-Williams
3. Manning

En el presente manual, las pérdidas de carga se obtienen aplicando las ecuaciones de **Darcy-Weisbach**, ya que son las que se indican en el Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (MAPAS), Versión 2015, de la Comisión Nacional del Agua, que es la instancia normativa en la revisión y validación de proyectos de agua potable.

Esto se debe a:

- El modelo de Darcy-Weisbach tiene un fundamento teórico, respecto al esfuerzo cortante entre la pared de la tubería y el líquido, así como a la viscosidad del mismo.
- Su rango de aplicación no se restringe a las variables experimentales, como sucede con los modelos experimentales de Hazen-Williams y Manning.
- Este modelo considera a los tres tipos de regímenes de flujo (laminar, transición y turbulento), lo cual no ocurre con el modelo empírico de Hazen-Williams, y como se ha podido observar en redes de agua potable y líneas de conducción, se han detectado tramos en los que el flujo se comporta, en el rango de transición o turbulento. En el régimen laminar el agua se desplaza en capas cilíndricas concéntricas al eje de la tubería, y su velocidad decrece desde el eje a las paredes del tubo. En el régimen turbulento las partículas de agua no siguen trayectorias definidas y por lo tanto, tienen grandes rozamientos contra las paredes del tubo.

La pérdida de carga se calcula a través de la ecuación de Darcy-Weisbach (1856):

donde:

f = Coeficiente de pérdidas
(adimensional)

L = Longitud de la tubería (m)

D = Diámetro de la tubería (m)

V = Velocidad media del flujo (m/s)

g = Aceleración gravitacional (m/s²)

h_f = Pérdida de energía por fricción (m)

$$h_f = f \frac{L V^2}{2gD}$$

La fórmula de Darcy-Weisbach puede expresarse en función del caudal:

$$hf = 0.08263 f \left(\frac{L}{D^5} \right) Q^2$$

El coeficiente de pérdidas está en función de la rugosidad de las paredes de la tubería, sin embargo, ésta no es homogénea a lo largo de la conducción, por lo que para fines de diseño se establece un valor medio equivalente. Conviene aclarar que en dicho valor intervienen otros factores como la frecuencia y alineamiento de las juntas o bien el tipo de costura o remachado en tuberías de acero, por ejemplo, y el efecto de las incrustaciones y acumulamientos, por la acción corrosiva del agua.

El coeficiente de rugosidad f depende del tamaño promedio de las protuberancias de la pared interior de la tubería ϵ (rugosidad absoluta), el diámetro de la tubería, la velocidad del flujo y viscosidad del fluido que circula en la tubería; estos factores se resumen en la llamada rugosidad relativa ϵ/d y el número de Reynolds Re .

A través de estudios experimentales se determinó el coeficiente f , el cual se asoció al diámetro y la rugosidad del material de la tubería y número de Reynolds, el cual se define como:

donde:

$$Re = \frac{V D}{\nu}$$

V = Velocidad media del flujo, en m/s
 D = Diámetro de la tubería, en m
 ν = Viscosidad cinemática del fluido, en m^2/s

$Re < 2000$, Régimen laminar
 $Re > 4000$, Régimen turbulento
 $2000 < Re < 4000$, hay incertidumbre sobre el régimen

Dynamic (Absolute) and Kinematic Viscosity of Water

Temperature - t - (°C)	Dynamic Viscosity - μ - (Pa s, N s/m ²) x 10 ⁻³	Kinematic Viscosity - ν - (m ² /s) x 10 ⁻⁶
0	1.787	1.787
5	1.519	1.519
10	1.307	1.307
20	1.002	1.007
30	0.798	0.801
40	0.653	0.658
50	0.547	0.553
60	0.467	0.475
70	0.404	0.413
80	0.355	0.365
90	0.315	0.326
100	0.282	0.29

$$\nu = \frac{40}{T + 20} \times 10^{-6}$$

Para 10°C < T < 40°C

$$\nu = \frac{0.168}{10,000 (T^{0.88})}$$

Para 25°C < T < 250°C

Colebrook y White (1939) presentaron una ecuación empírica para números de Reynolds mayores a 4,000 en tubos comerciales.

donde:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\frac{\varepsilon}{D}}{3.71} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

ε = Rugosidad absoluta de la pared interior del tubo
 Re = Número de Reynolds (adimensional)

El factor de pérdidas de carga " f " no puede ser obtenido directamente de la ecuación, dado que interviene en la parte izquierda y derecha de la ecuación, siendo necesario proponer un valor inicial de " f ", para calcular primeramente el valor de la ecuación del lado derecho y posteriormente sustituir este valor de " f " en el lado izquierdo. El valor calculado se compara con el que inicialmente se propuso y se calcula la diferencia que existe entre ellos en %. Si la diferencia no es igual o cercana al 0%, será necesario repetir el procedimiento antes indicado, pero ahora, se tomará como valor inicial de " f ", el que se obtuvo como resultado en el lado izquierdo de la ecuación. A continuación se presenta un ejemplo para mayor detalle.

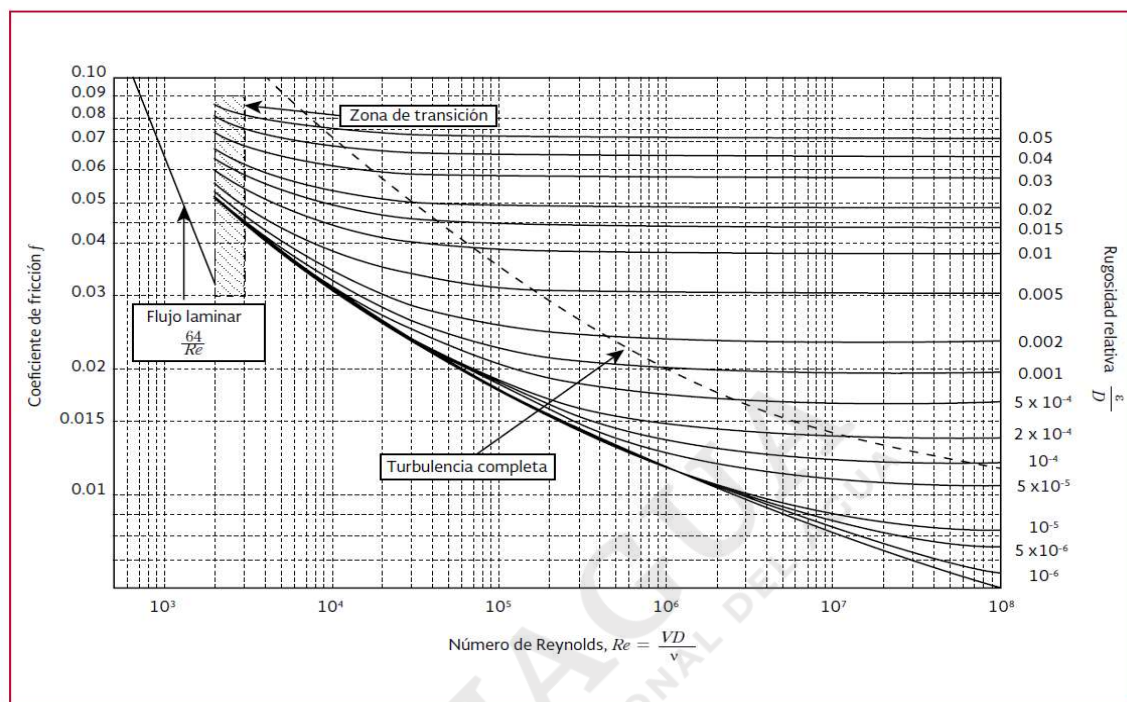
Calculando f con la ecuación de **Colebrook-White**:

Rugosidad relativa (ε/D) 0.00001
Número de Reynolds 296,923.00634

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\frac{\varepsilon}{D}}{3.71} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

Coefficiente f	Inicio	f propuesto	1er término	2do término	Dif (%)
		1.00000	0.010254	9.87543	9652.41
	Intento 1	0.010254	0.015147	8.12527	32.30
	Intento 2	0.015147	0.014558	8.28806	4.05
	Intento 3	0.014558	0.014616	8.27156	0.40
	Intento 4	0.014616	0.014610	8.27322	0.04
	Intento 5	0.014610	0.014611	8.27305	0.00

La gráfica conocida como Diagrama de Moody, permite obtener este valor directamente.



Se han realizado varios estudios para obtener expresiones explícitas para el cálculo del factor de pérdida de carga "f" ajustado a los resultados de la ecuación de Colebrook-White y poder aprovechar las ventajas que tiene esta ecuación. Una fórmula explícita para estimar "f" con un error menor al 1% es la de Swamee y Jain:

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{\epsilon}{3.71D} + \frac{5.74}{Re^{0.90}} \right) \right]^2}$$

Con la cual se calculan las pérdidas de energía por fricción en una conducción. En la siguiente tabla se presenta algunos valores de rugosidad absoluta para diversos materiales, los cuales fueron tomados de la referencia indicada y no constituyen ordenanza por parte de la Conagua, por lo que es responsabilidad del diseñador el uso de estos datos. Lo más recomendable, para el caso de tubería nueva, es consultar las especificaciones de cada proveedor, las cuales deberán estar fundamentadas en la normatividad correspondiente.

Tabla 2.10 Rugosidades absolutas para algunos materiales (Sotelo, 2002)

Material	ε(mm)
Tubos lisos	
Vidrio, cobre, latón, madera (bien cepillada), acero nuevo soldado y con una mano interior de pintura; tubos de acero de precisión sin costura, serpentines industriales, plástico, hule	0.0015
Tubos industriales de latón	0.025
Tubos de madera	0.2 a 1
Fierro forjado	0.05
Fierro fundido nuevo	0.25
Fierro fundido, con protección interior de asfalto	0.12
Fierro fundido oxidado	1 a 1.5
Fierro fundido, con incrustaciones	1.5 a 3
Fierro fundido, centrifugado	0.05
Fierro fundido nuevo, con bridas o juntas de macho y campana	0.15 a 0.3
Fierro fundido usado, con bridas o juntas de macho y campana	2 a 3.5
Fierro fundido para agua potable con bastantes incrustaciones y diámetro de 50 a 125 mm.	1 a 4
Fierro galvanizado	0.15
Acero rolado, nuevo	0.04 a 0.1
Acero laminado, nuevo	0.05
Acero laminado con protección interior de asfalto	0.05

DISEÑO DE UNA LÍNEA DE CONDUCCIÓN POR GRAVEDAD

La "línea piezométrica" es la representación de la presión hidrostática (presión interna) en la tubería y a su vez es el reflejo de las pérdidas de fricción a lo largo de la línea de conducción. Al diseñar una línea de conducción por gravedad, se debe tener muy en cuenta que el cálculo de la línea piezométrica (línea de energía) se encuentre siempre por encima del eje de la tubería, evitando así presiones negativas en la línea.

Los pasos a seguir en un diseño hidráulico son:

Antes de iniciar con cualquier cálculo de la línea de conducción, debemos de obtener primeramente el **aforo de la fuente de abastecimiento**, de tal forma que nos permita compararlo con el gasto máximo diario requerido en el proyecto. El gasto que proporcione la fuente de abastecimiento, debe ser igual o superior a éste, ya que en caso contrario, deberá de buscarse una segunda fuente para complementar el gasto requerido. En caso de que no existiera otra fuente, entonces el diseño del diámetro de la tubería se tendría que llevar a cabo con el gasto que aporte dicha fuente.

1. Proponer tipo de tubería y diámetro para transportar el flujo de diseño ($Q_{\max, \text{diario}}$).
2. Calcular el gasto teórico y compararlo con el gasto de diseño. Redimensionar tubería en caso de ser necesario, hasta que el gasto calculado sea mayor que el gasto de diseño.
3. Comparar la velocidad de flujo con los límites permisibles ($V_{\min}$ y $V_{\max}$). Proponer nuevo diámetro hasta que Q y V sean apropiados.
4. Dibujar la línea piezométrica sobre el perfil del terreno.

- a) Verificar que la línea piezométrica se localice al menos 5.0 m.c.a. (metros columna de agua) por arriba del nivel de terreno.
- b) Las presiones máximas de operación deben ser menores a las que puede soportar la tubería. En caso de requerirse, se debe proponer otra tubería más resistente o construir cajas rompedoras de presión. Se recomienda que se propongan CRP cuando se superen los 100 m.c.a.
- c) Identificar posible formación de vacíos y el potencial "aplastamiento" de la tubería.
- d) Especificar la instalación de válvulas de admisión y expulsión de aire en los puntos altos de la línea para liberar aire atrapado.
- e) Colocar desagües en puntos bajos para permitir limpieza (desazolves) o drenado de la línea para reparaciones.

RECORDEMOS QUE:

$$1 \text{ KG/CM}^2 = 10 \text{ M.C.A.}$$

Para determinar la pérdida de carga por tramo es necesario conocer los valores de carga disponible, el gasto de diseño y la longitud del tramo de tubería. Con dicha información y con el uso de fórmulas, se determina el diámetro teórico de la tubería, pudiéndose utilizar la fórmula propuesta por Swamee y Jain:

$$D = 0.66 \left(\frac{Q^2}{g S_f} \right)^{0.20} \left[\varepsilon^{1.25} \left(\frac{g S_f}{Q^2} \right)^{0.25} + \nu \left(\frac{1}{g S_f Q^3} \right)^{0.20} \right]^{0.04}$$

Donde:

D = Diámetro teórico de la tubería en mts

Q = Gasto máximo diario en m³/seg

g = Fuerza de gravedad (9.81 m/seg²)

Sf = Pendiente

ε = rugosidad absoluta en mts

Una fórmula muy utilizada por su facilidad en su manejo es la de Dupuit, sin embargo, no se considera la pendiente, por lo que el resultado es bastante cuestionable.

$$D = 1.5 \sqrt{Q}$$

Donde:

D = Diámetro teórico de la tubería en plg

Q = Gasto máximo diario en lps

El **diámetro mínimo** a considerar para la línea de conducción será de **38 mm (1.5")**, sin importar que en el cálculo resulte un diámetro inferior.

En caso de que el diámetro calculado se encuentre entre los rangos de dos diámetros comerciales, se selecciona el rango superior o se desarrolla la combinación de tuberías. Con el diámetro o los diámetros seleccionados, se calculan las pérdidas de carga unitaria para finalmente estimar la pérdida de carga por tramo. El método para diseñar la línea de conducción mediante la combinación de tuberías tiene las ventajas de: manipular las pérdidas de carga, conseguir presiones dentro de los rangos admisibles y disminuir considerablemente los costos del proyecto; al emplearse tuberías de menor diámetro y en algunos casos, se evita o se reduce el número de cajas rompedoras de presión. La longitud de cada tubería debe ser suficiente, como para que la suma de las pérdidas de carga de cada una, sea igual a la pérdida de carga total deseada.

Una forma de determinar las longitudes exactas para cada diámetro de la tubería, es partiendo de:

$$H_f = H_{disp}$$

$$H_{disp} = \frac{f_1 L_1 V_1^2}{2g D_1} + \frac{f_2 L_2 V_2^2}{2g D_2} \quad \text{COMO:} \quad V_1 = Q / A_1 \quad \text{Y} \quad V_2 = Q / A_2$$

$$K_1 = \frac{f_1}{2g D_1 A_1^2} \quad K_2 = \frac{f_2}{2g D_2 A_2^2} \quad \text{POR LO TANTO:} \quad H_{disp} = K_1 L_1 Q^2 + K_2 L_2 Q^2$$

$$L_1 = \frac{H_{disp} - K_2 L_2 Q^2}{Q^2 (K_1 - K_2)} \quad L_2 = \frac{H_{disp} - K_1 L_1 Q^2}{Q^2 (K_2 - K_1)}$$

La suma de las longitudes L_1 y L_2 debe ser igual a la longitud total L de la línea de conducción:

$$L = L_1 + L_2$$

Finalmente se calcularán las pendientes hidráulicas, con las expresiones:

$$S_1 = \frac{Hf_1}{L_1} \quad S_2 = \frac{Hf_2}{L_2}$$

A continuación se presenta el cálculo hidráulico para una línea de conducción, teniéndose 3 alternativas de solución: la primera de ellas es utilizando un sólo diámetro de tubería, la segunda con la combinación de dos diámetros, y finalmente la tercera, con un solo diámetro pero utilizando una caja rompedora de presión.

COMO CONCLUSIÓN SE TIENE: PARA UN MISMO PROYECTO, PUEDE HABER MÁS DE UNA SOLUCIÓN, PERO LA MEJOR DE ELLAS SIEMPRE SERÁ LA QUE RESULTE MÁS ECONÓMICA.

DEBEMOS DE TENER CUIDADO, EN AQUELLAS LÍNEAS DE CONDUCCIÓN DONDE EL DESNIVEL TOPOGRÁFICO QUE EXISTE ENTRE LA CAPTACIÓN Y EL TANQUE DE REGULACIÓN ES PEQUEÑO, YA QUE AL CALCULAR EL DIÁMETRO DE LA TUBERÍA, LO REALIZAMOS CON EL GASTO MÁXIMO DIARIO REQUERIDO, SIN EMBARGO, CUANDO EN LA CAPTACIÓN SE TIENE UN MAYOR GASTO DE APORTACIÓN, ÉSTE PUEDE INTRODUCIRSE POR LA TUBERÍA, LO QUE HARÁ QUE SE INCREMENTEN LAS PÉRDIDAS POR FRICCIÓN, QUE TRAERÁ COMO CONSECUENCIA, LA DISMINUCIÓN DEL GASTO REQUERIDO EN SU LLEGADA AL TANQUE DE REGULACIÓN, O INCLUSO EN UN CASO EXTREMO, QUE EL AGUA NO LLEGUE, YA QUE LA LÍNEA PIEZOMÉTRICA PUEDE QUEDAR POR DEBAJO DEL TERRENO NATURAL.

Lo anterior, debido a que las cargas por fricción están directamente relacionadas con el gasto que se conduce por la tubería. A continuación se muestra un ejemplo, donde el gasto máximo diario requerido de **30.74 lps** debe conducirse por una tubería de **6.00 pulgadas**, en una longitud de **3,108.34 metros**, teniéndose unas pérdidas por fricción de **91.79 metros**.

$$H_f = 0.08263 \left(\frac{0.01454}{0.1309} \right)^5 \left(\frac{3,108.34}{(0.03074)^2} \right)^2 = 91.79 \text{ m}$$

Dejando constante el diámetro y la longitud, pero incrementándose el gasto a conducir a **35.00 lps**, se tendrían unas pérdidas por fricción de **119.00 metros**, es decir, se incrementaron **27.21 metros**.

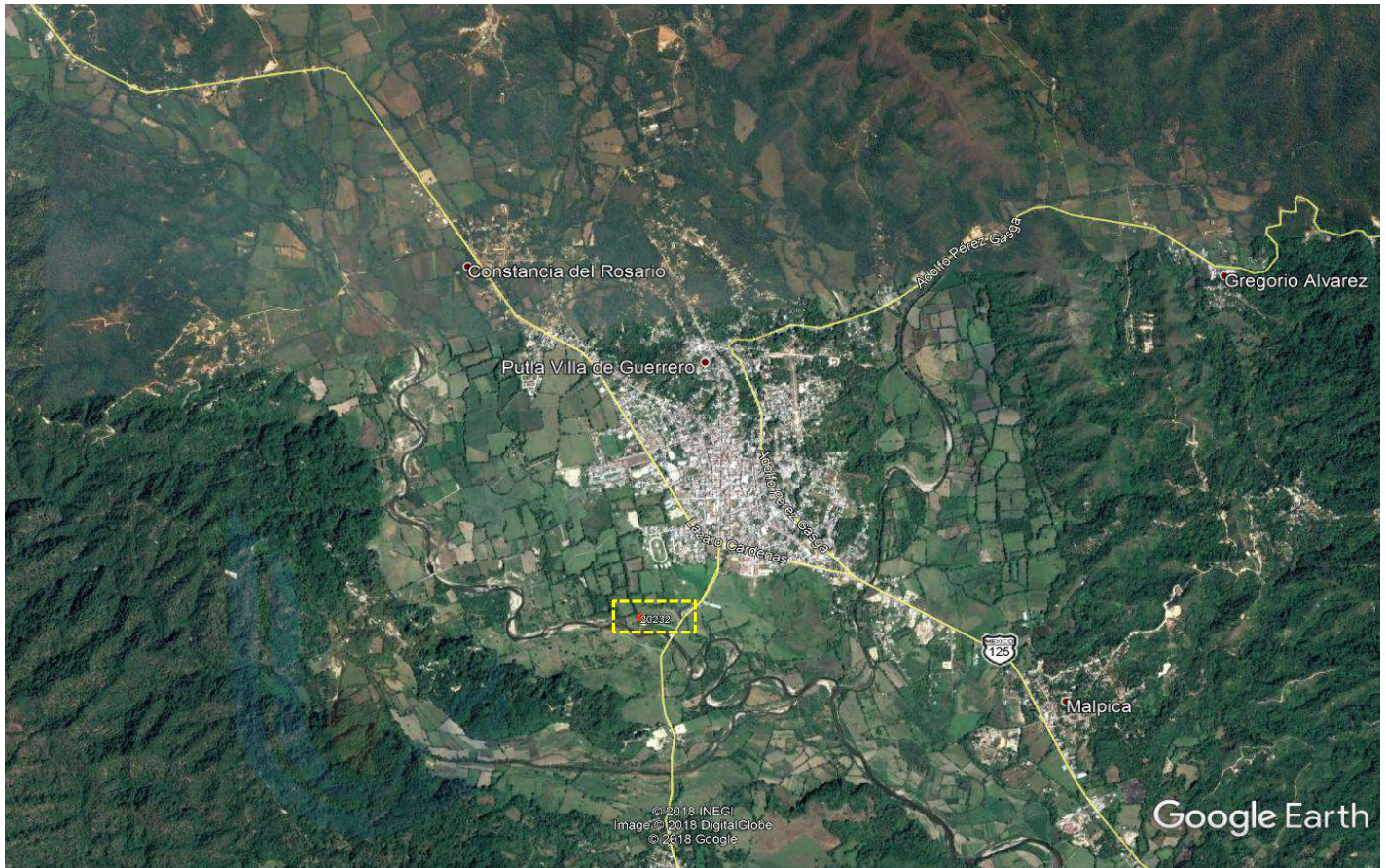
$$H_f = 0.08263 \left(\frac{0.01454}{0.1309} \right)^5 \left(\frac{3,108.34}{(0.03500)^2} \right)^2 = 119.00 \text{ m}$$

MEMORIA DE CÁLCULO PARA LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN CON UN DIÁMETRO

LOCALIDAD: **0001 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
MUNICIPIO: **073 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
DISTRITO: **PUTLA**

OBRA: **Ampliación del sistema de
agua potable de la localidad de
PUTLA VILLA DE GUERRERO**

PARA PODER DETERMINAR LA DOTACIÓN PARA CADA UNO DE LOS HABITANTES DE LA LOCALIDAD A BENEFICIAR, SE TOMARÁ LA INFORMACIÓN ESTADÍSTICA DE LA ESTACIÓN METEOROLÓGICA MÁS CERCANA, Y POSTERIORMENTE UTILIZAREMOS LA TABLA 2.2 DEL LIBRO DATOS BÁSICOS PARA PROYECTOS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LA CONAGUA 2015.



SERVICIO METEOROLÓGICO NACIONAL

NORMALES CLIMATOLÓGICAS

ESTADO DE: OAXACA

PERIODO: 1951-2010

ESTACION: 00020232 PUTLA DE GUERRERO

LATITUD: 17°01'00" N.

LONGITUD: 097°55'59" W.

ALTURA: 730.0 MSNM.

ELEMENTOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
TEMPERATURA MAXIMA													
NORMAL	30.2	27.9	31.2	31.3	30.7	30.1	30.0	29.8	31.1	30.4	30.5	29.7	30.2
MAXIMA MENSUAL	32.6	33.7	35.5	35.8	35.5	37.1	33.8	35.5	33.0	33.0	33.6	33.8	
AÑO DE MAXIMA	1980	1981	1988	1981	1980	1988	1988	1988	1987	1987	1979	1979	
MAXIMA DIARIA	36.0	37.0	39.0	38.0	38.5	42.0	40.0	40.5	36.0	35.0	37.5	35.0	
FECHA MAXIMA DIARIA	25/1980	12/1976	29/1979	05/1981	23/1980	06/1988	22/1988	04/1988	03/1988	21/1987	11/1977	12/1978	
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
TEMPERATURA MEDIA													
NORMAL	21.3	20.1	22.4	23.1	23.4	24.0	23.6	23.6	24.5	23.7	22.8	21.5	22.8
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
TEMPERATURA MINIMA													
NORMAL	12.5	12.2	13.5	14.9	16.1	17.9	17.3	17.4	17.8	17.0	15.1	13.4	15.4
MINIMA MENSUAL	7.9	3.4	8.1	9.9	10.1	10.2	9.6	9.9	13.2	8.7	10.2	7.8	
AÑO DE MINIMA	1989	1984	1986	1989	1986	1986	1986	1986	1987	1989	1989	1985	
MINIMA DIARIA	4.5	0.0	5.0	8.0	7.0	8.0	7.0	6.5	10.0	6.0	8.0	6.0	
FECHA MINIMA DIARIA	23/1983	01/1984	10/1989	03/1986	29/1989	03/1986	27/1986	01/1989	20/1988	05/1989	04/1987	19/1985	
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
PRECIPITACION													
NORMAL	13.6	13.6	16.6	22.1	251.0	451.5	402.7	357.8	411.3	208.2	26.2	21.0	2,195.6
MAXIMA MENSUAL	75.6	64.0	67.5	73.5	967.7	880.3	631.5	611.5	846.5	456.2	91.0	106.5	
AÑO DE MAXIMA	1984	1986	1989	1987	1987	1974	1984	1985	1988	1986	1975	1989	
MAXIMA DIARIA	50.0	35.5	67.5	33.5	170.0	135.0	118.0	130.5	200.0	165.5	53.5	60.0	
FECHA MAXIMA DIARIA	11/1984	12/1986	23/1989	23/1986	31/1987	21/1989	27/1989	27/1976	19/1988	02/1986	03/1978	28/1986	
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
EVAPORACION TOTAL													
NORMAL													
AÑOS CON DATOS													
NUMERO DE DIAS CON LLUVIA	1.5	1.9	1.3	1.8	11.0	21.5	21.1	22.3	22.3	11.1	2.8	2.0	120.6
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
NIEBLA	3.6	5.5	3.0	2.2	6.3	10.9	12.1	11.3	17.3	13.4	6.9	2.1	94.6
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
GRANIZO	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
TORRENTA E.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	

ESTACIÓN METEOROLÓGICA: **00020232 PUTLA DE GUERRERO**

GRUPO CLIMÁTICO (KÖPPEN) **A**

CLIMA **CÁLIDO HÚMEDO**

Con este tipo de clima, ingresamos en la tabla 2.2 para obtener la dotación.

TIPO DE CONSUMO **MEDIO**

DOTACIÓN: **206** lts/hab/día

CLIMA	C O N S U M O (lts/hab/día)		
	BAJO	MEDIO	ALTO
CÁLIDO HÚMEDO	198	206	243
CÁLIDO SUBHÚMEDO	175	203	217
SECO ó MUY SECO	184	191	202
TEMPLADO ó FRÍO	140	142	145

Tabla 2.2. Promedio del consumo de agua potable estimado por clima predominante

POBLACIÓN ULTIMO CENSO (2010)	10,925	HABITANTES
POBLACIÓN ACTUAL (2018)	10,604	HABITANTES
POBLACIÓN DE PROYECTO (2033)	9,210	HABITANTES
PERIODO ECONÓMICO	15	AÑOS
DOTACIÓN	206	LTS/HAB/DIA
COEFICIENTE VARIACIÓN DIARIA	1.40	
COEFICIENTE VARIACIÓN HORARIO	1.55	
LONGITUD DE LA LINEA (L)	3,108.34	m.
COTA TOPOGRAFICA EN LA CAPTACIÓN	896.56	m.s.n.m.
COTA TOPOGRAFICA EN EL TANQUE DE REGULARIZACIÓN	672.55	m.s.n.m.
ALTURA DEL TANQUE	3.00	m.
DESNIVEL TOPOGRAFICO (H)	221.01	m.
PENDIENTE (S = H / L)	0.0711	
TIPO DE MATERIAL DE LA TUBERÍA	PEAD	
RUGOSIDAD DE LA TUBERÍA E	0.0015	mm

POBLACIÓN DE PROYECTO

Pp = 9,210 HABITANTES

GASTOS

GASTO MEDIO DIARIO

$$Q_{mda} = \frac{Pp(Dotación)}{\text{Número de seg/día}}$$

$$Q_{mda} = \frac{(9210 \text{ hab})(206 \text{ LTS/HAB/DIA})}{86400 \text{ seg / día}}$$

=

21.96 l.p.s.

GASTO MÁXIMO DIARIO

$$Q_{md} = CVD (Q_{mda})$$

$$1.4 (21.96)$$

=

30.74 l.p.s.

GASTO DE AFORO

Gasto que se aforó en la fuente de captación

=

55.00 l.p.s.

GASTO PARA FINES DE CALCULO :

Comparamos el gasto máximo diario requerido por la población y el gasto aforado en la fuente de captación, y tomamos el menor de ellos.

Qmd

Gasto aforado

30.74

<

55.00

=

30.74

L.p.s.

=

0.03074

m³/seg

GASTO MÁXIMO HORARIO

Qmh = CVH (Qmd)

1.55 (30.74)

=

47.65

l.p.s.

CAPACIDAD DEL TANQUE DE REGULACIÓN

Variación horaria a utilizarse=

Poblaciones pequeñas > 20,000 habitantes

Horas de aportación de la fuente =

24

Hora de inicio =

0

Hora de término =

24

Coefficiente de regulación =

14.58

CTR = 14.58 (Qmd)

14.58 (30.74) = 448.19 m³

Volumen total del tanque de regulación y geometría propuesta:

$$H = y + \Delta y \quad y = \frac{\text{Volumen}}{\text{Área}} \quad \Delta y = 0.25y$$

y = Tirante del agua (m)

Δy = Sobreelavación adicional como medida de seguridad (m)

Se propone una sección de la base de:

Largo = 14.00 m Ancho = 10.00 m Área = 140.00 m²

$$y = \frac{448.19}{140.00} = 3.20 \text{ m}$$

$$\Delta y = 0.25 (3.20) = 0.80 \text{ m}$$

$$H = 3.20 + 0.80 = 4.00 \text{ m}$$

Dimensiones interiores finales del tanque de regulación:

$$\text{Largo} = 14.00 \text{ m} \quad \text{Ancho} = 10.00 \text{ m}$$

$$\text{Altura} = 4.00 \text{ m}$$

$$V_{\text{total}} = 560.24 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{útil}} = 448.19 \text{ m}^3$$

DIÁMETRO DE LA TUBERÍA

Fórmula uno

$$D = 0.66 \left(\frac{Q^2}{g S_f} \right)^{0.20} \left[\epsilon^{1.25} \left(\frac{g S_f}{Q^2} \right)^{0.25} + v \left(\frac{1}{g S_f Q^3} \right)^{0.20} \right]^{0.04}$$

Propuesta por Swamee y Jain

$$\emptyset = 0.11069 \text{ m} = 4.36 \text{ plg}$$

Fórmula dos

$$\emptyset = 1.5 \sqrt{Q_{md}} = 1.5 \sqrt{30.74} = 8.32 \text{ plg}$$

Tomamos primeramente el diámetro comercial más pequeño que haya resultado de los 2 anteriores, para calcular las pérdidas por fricción. En caso de que las pérdidas que se calcularon sean mayores al desnivel topográfico que se tiene, incrementamos el diámetro hasta que dichas pérdidas sean positivas, y este será el diámetro requerido para la línea de conducción.

Para fines de cálculo, se propone el siguiente diámetro comercial:

$$6.00 \text{ pulgadas}$$

$$\begin{aligned} \emptyset \text{ nominal} &= 6.00 \text{ plg} = 0.1524 \text{ m} & L &= 3,108.34 \text{ m} & \epsilon &= 0.0015 \text{ mm} & \text{Tubería de} \\ \emptyset \text{ exterior} &= 0.16830 \text{ m} & \text{Espesor} &= 0.01870 \text{ m} & \emptyset \text{ interior} &= 0.13090 \text{ m} & \text{PEAD} \end{aligned}$$

PÉRDIDAS POR FRICCIÓN

Número de Reynolds: $Re = \frac{V D}{v}$

$$Re = \frac{2.28 \times 0.13090}{0.000001007} = 296,923.00634$$

Factor de pérdidas de carga por fricción f:

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{\varepsilon}{3.71 D} + \frac{5.74}{Re^{0.90}} \right) \right]^2}$$

$$f = \frac{0.25}{\left\{ \log \left[\frac{\frac{0.0015}{130.90}}{3.71} + \frac{5.74}{296,923.00634^{0.90}} \right] \right\}^2}$$

$$f = 0.01454$$

$$H_f = 0.08263 f (L/D^5) Q^2$$

$$H_f = 0.08263 (0.01454) \frac{3,108.34}{(0.1309)^5} (0.03074)^2 = \boxed{91.79 \text{ m}}$$

Calculando el valor de H_f a partir de la constante K:

$$K = \frac{f}{2g D A^2} = \frac{0.01454}{(2)(9.81)(0.1309)^2 (0.0135)^2} = 31.24977$$

$$H_f = K L Q^2 = (31.24977)(3,108.34)(0.03074)^2 = \boxed{91.79 \text{ m}}$$

$$\text{TOTAL } H_f = 91.79 \text{ m}$$

$$\text{DESNIVEL TOPOGRAFICO} = 224.01 \text{ m}$$

$$\text{CARGA DE LLEGADA DISPONIBLE} = 132.22 \text{ m}$$

El diámetro es el correcto**PENDIENTE HIDRÁULICA**

$$S = \frac{H_f}{L} = \frac{91.79}{3,108.34}$$

$$\boxed{0.02950}$$

VELOCIDAD

$$V = \frac{Q_{md}}{0.7854 \varnothing^2} = \frac{0.03074}{(0.7854)(0.13090)^2}$$

$$\boxed{2.28 \text{ m/seg}}$$

La velocidad es correcta

TABLA DE CÁLCULO PARA LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN CON UN DIÁMETRO

LOCALIDAD: **0001 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
MUNICIPIO: **073 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
DISTRITO: **PUTLA**

OBRA: **Ampliación del sistema de agua potable de la localidad de PUTLA VILLA DE GUERRERO**

POBLACIÓN SEGÚN CENSO (2010)	10,925	HABITANTES	DESNIVEL TOPOGRAFICO (H)	221.01	m.
POBLACIÓN ACTUAL (2018)	10,604	HABITANTES	PENDIENTE (S = H / L)	0.0711	
POBLACIÓN DE PROYECTO (2033)	9,210	HABITANTES	TIPO DE MATERIAL DE LA TUBERÍA	PEAD	
PERIODO ECONÓMICO	15	AÑOS	RUGOSIDAD DE LA TUBERÍA E	0.0015	mm
DOTACIÓN	206	LTS/HAB/DIA	GASTO MEDIO DIARIO	21.96	L.P.S
COEFICIENTE VARIACIÓN DIARIA	1.40		GASTO MÁXIMO DIARIO	30.74	L.P.S
COEFICIENTE VARIACIÓN HORARIO	1.55		GASTO MAXIMO HORARIO	47.65	L.P.S
LONGITUD DE LA LINEA (L)	3,108.34	m.	DIÁMETRO NOMINAL DE LA TUBERÍA	6.00	PLG
COTA TOPOGRAFICA EN LA CAPTACIÓN	896.56	m.s.n.m.	DIÁMETRO INTERIOR DE LA TUBERÍA	0.13090	m
COTA TOPOGRAFICA EN EL TANQUE DE REGULARIZACIÓN	672.55	m.s.n.m.	NUMERO DE REYNOLDS (Re)	296,923.00634	
ALTURA DEL TANQUE	3.00	m.			

CRUCERO	TRAMO	LONGITUD (mts)	CAD.	MATERIAL	DIÁMETRO (plg)	f	Q (lps)	Hf (mts)	PENDIENTE (S)	ÁREA (m²)	VELOCIDAD (m/seg)	C O T A		CARGA DISPONIBLE (m)
												T.N.	PIEZOMÉTRICA	
FUENTE	-	-	0+000.00	-	-	-	-	-	-	-	-	896.56	896.56	0.00
2	FUENTE-2	72.34	0+072.34	PEAD	6.00	0.01454	30.74	2.14	0.0295	0.0135	2.28	883.21	894.42	11.21
3	2-3	74.37	0+146.71	PEAD	6.00	0.01454	30.74	2.20	0.0295	0.0135	2.28	872.76	892.23	19.47
4	3-4	61.16	0+207.87	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.81	0.0295	0.0135	2.28	863.89	890.42	26.53
5	4-5	61.20	0+269.07	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.81	0.0295	0.0135	2.28	862.11	888.61	26.50
6	5-6	60.67	0+329.74	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.79	0.0295	0.0135	2.28	857.90	886.82	28.92
7	6-7	58.57	0+388.31	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.73	0.0295	0.0135	2.28	855.22	885.09	29.87
8	7-8	53.29	0+441.60	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.57	0.0295	0.0135	2.28	845.08	883.52	38.44
9	8-9	69.58	0+511.18	PEAD	6.00	0.01454	30.74	2.05	0.0295	0.0135	2.28	841.21	881.46	40.25
10	9-10	50.41	0+561.59	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.49	0.0295	0.0135	2.28	834.54	879.98	45.44
11	10-11	35.16	0+596.75	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.04	0.0295	0.0135	2.28	841.34	878.94	37.60
12	11-12	46.87	0+643.62	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.38	0.0295	0.0135	2.28	844.58	877.55	32.97
13	12-13	40.16	0+683.78	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.19	0.0295	0.0135	2.28	841.13	876.37	35.24
14	13-14	34.38	0+718.16	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.02	0.0295	0.0135	2.28	837.12	875.35	38.23
15	14-15	39.96	0+758.12	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.18	0.0295	0.0135	2.28	834.13	874.17	40.04
16	15-16	40.99	0+799.11	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.21	0.0295	0.0135	2.28	832.33	872.96	40.63
17	16-17	44.38	0+843.49	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.31	0.0295	0.0135	2.28	829.05	871.65	42.60
18	17-18	56.58	0+900.07	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.67	0.0295	0.0135	2.28	826.11	869.98	43.87
19	18-19	50.98	0+951.05	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.51	0.0295	0.0135	2.28	823.13	868.47	45.34
20	19-20	38.00	0+989.05	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.12	0.0295	0.0135	2.28	820.65	867.35	46.70
21	20-21	33.03	1+022.08	PEAD	6.00	0.01454	30.74	0.98	0.0295	0.0135	2.28	819.57	866.38	46.81
22	21-22	81.55	1+103.63	PEAD	6.00	0.01454	30.74	2.41	0.0295	0.0135	2.28	811.32	863.97	52.65

CRUCERO	TRAMO	LONGITUD (mts)	CAD.	MATERIAL	DIÁMETRO (plg)	f	Q (lps)	Hf (mts)	PENDIENTE (S)	ÁREA (m²)	VELOCIDAD (m/seg)	C O T A		CARGA DISPONIBLE (m)
												T.N.	PIEZOMÉTRICA	
23	22-23	51.22	1+154.85	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.51	0.0295	0.0135	2.28	802.79	862.46	59.67
24	23-24	46.29	1+201.14	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.37	0.0295	0.0135	2.28	790.74	861.09	70.35
25	24-25	89.24	1+290.38	PEAD	6.00	0.01454	30.74	2.64	0.0295	0.0135	2.28	784.96	858.45	73.49
26	25-26	46.80	1+337.18	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.38	0.0295	0.0135	2.28	777.11	857.07	79.96
27	26-27	55.17	1+392.35	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.63	0.0295	0.0135	2.28	762.43	855.44	93.01
28	27-28	43.75	1+436.10	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.29	0.0295	0.0135	2.28	754.90	854.15	99.25
29	28-29	47.65	1+483.75	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.41	0.0295	0.0135	2.28	749.76	852.74	102.98
30	29-30	32.95	1+516.70	PEAD	6.00	0.01454	30.74	0.97	0.0295	0.0135	2.28	741.76	851.77	110.01
31	30-31	36.59	1+553.29	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.08	0.0295	0.0135	2.28	733.58	850.69	117.11
32	31-32	35.21	1+588.50	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.04	0.0295	0.0135	2.28	731.34	849.65	118.31
33	32-33	48.70	1+637.20	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.44	0.0295	0.0135	2.28	730.54	848.21	117.67
34	33-34	37.91	1+675.11	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.12	0.0295	0.0135	2.28	710.88	847.09	136.21
35	34-35	41.58	1+716.69	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.23	0.0295	0.0135	2.28	700.11	845.87	145.76
36	35-36	45.27	1+761.96	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.34	0.0295	0.0135	2.28	675.12	844.53	169.41
37	36-37	48.28	1+810.24	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.43	0.0295	0.0135	2.28	661.23	843.10	181.87
38	37-38	41.76	1+852.00	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.23	0.0295	0.0135	2.28	647.99	841.87	193.88
39	38-39	48.18	1+900.18	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.42	0.0295	0.0135	2.28	636.23	840.45	204.22
40	39-40	45.81	1+945.99	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.35	0.0295	0.0135	2.28	643.75	839.09	195.34
41	40-41	31.74	1+977.73	PEAD	6.00	0.01454	30.74	0.94	0.0295	0.0135	2.28	651.22	838.16	186.94
42	41-42	38.41	2+016.14	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.13	0.0295	0.0135	2.28	657.91	837.02	179.11
43	42-43	31.05	2+047.19	PEAD	6.00	0.01454	30.74	0.92	0.0295	0.0135	2.28	663.08	836.11	173.03
44	43-44	25.32	2+072.51	PEAD	6.00	0.01454	30.74	0.75	0.0295	0.0135	2.28	672.34	835.36	163.02
45	44-45	56.03	2+128.54	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.65	0.0295	0.0135	2.28	680.75	833.70	152.95
46	45-46	64.49	2+193.03	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.90	0.0295	0.0135	2.28	688.23	831.80	143.57
47	46-47	45.27	2+238.30	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.34	0.0295	0.0135	2.28	692.34	830.46	138.12
48	47-48	45.72	2+284.02	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.35	0.0295	0.0135	2.28	695.76	829.11	133.35
49	48-49	44.81	2+328.83	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.32	0.0295	0.0135	2.28	693.12	827.79	134.67
50	49-50	43.89	2+372.72	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.30	0.0295	0.0135	2.28	691.11	826.49	135.38
51	50-51	55.52	2+428.24	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.64	0.0295	0.0135	2.28	690.23	824.85	134.62
52	51-52	61.48	2+489.72	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.82	0.0295	0.0135	2.28	689.54	823.04	133.50
53	52-53	50.18	2+539.90	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.48	0.0295	0.0135	2.28	686.26	821.56	135.30
54	53-54	51.00	2+590.90	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.51	0.0295	0.0135	2.28	685.33	820.05	134.72
55	54-55	90.10	2+681.00	PEAD	6.00	0.01454	30.74	2.66	0.0295	0.0135	2.28	684.27	817.39	133.12
56	55-56	78.42	2+759.42	PEAD	6.00	0.01454	30.74	2.32	0.0295	0.0135	2.28	685.24	815.07	129.83
57	56-57	79.28	2+838.70	PEAD	6.00	0.01454	30.74	2.34	0.0295	0.0135	2.28	686.24	812.73	126.49
58	57-58	57.01	2+895.71	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.68	0.0295	0.0135	2.28	687.38	811.05	123.67

CRUCERO	TRAMO	LONGITUD (mts)	CAD.	MATERIAL	DIÁMETRO (plg)	f	Q (lps)	Hf (mts)	PENDIENTE (S)	ÁREA (m²)	VELOCIDAD (m/seg)	C O T A		CARGA DISPONIBLE (m)
												T.N.	PIEZOMÉTRICA	
59	58-59	62.83	2+958.54	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.86	0.0295	0.0135	2.28	683.15	809.19	126.04
60	59-60	52.91	3+011.45	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.56	0.0295	0.0135	2.28	680.94	807.63	126.69
61	60-61	51.96	3+063.41	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.53	0.0295	0.0135	2.28	676.09	806.10	130.01
TANQUE	61-TANQUE	44.93	3+108.34	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.33	0.0295	0.0135	2.28	672.55	804.77	132.22

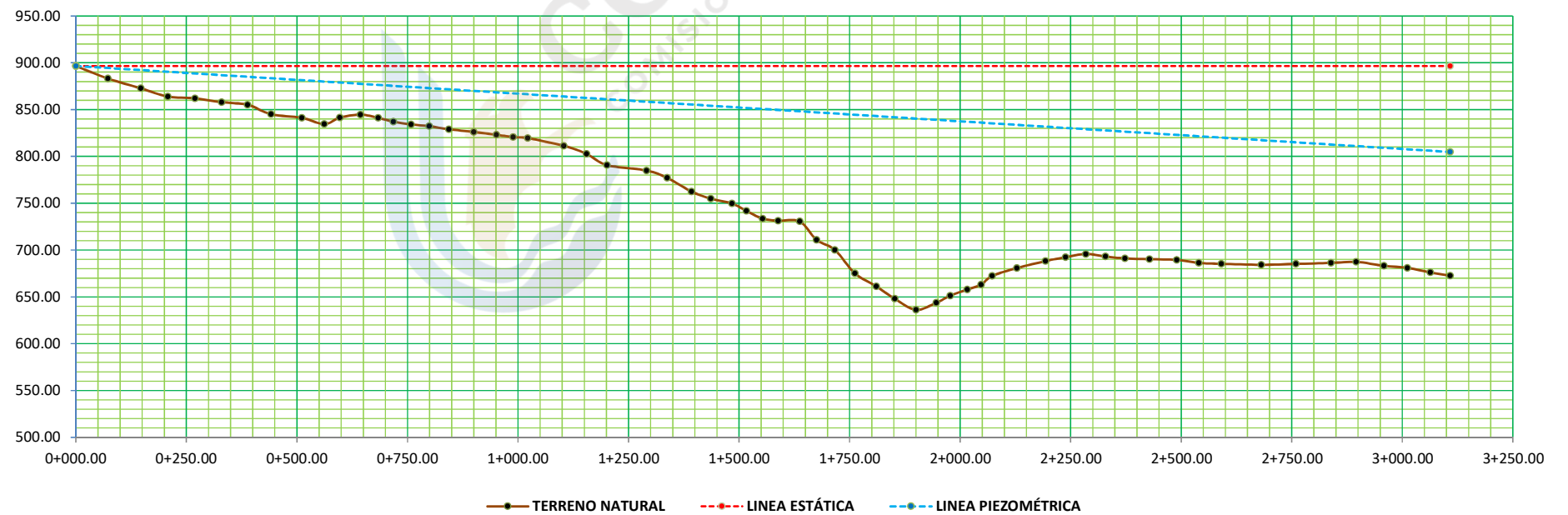
TOTALES

3,108.34

91.79

LINEA		KM	COTA
ESTÁTICA	INICIA	0+000.00	896.56
	TERMINA	3+108.34	896.56
PIEZOMÉTRICA	INICIA	0+000.00	896.56
	TERMINA	3+108.34	804.77

PERFIL DE LA LINEA DE CONDUCCIÓN

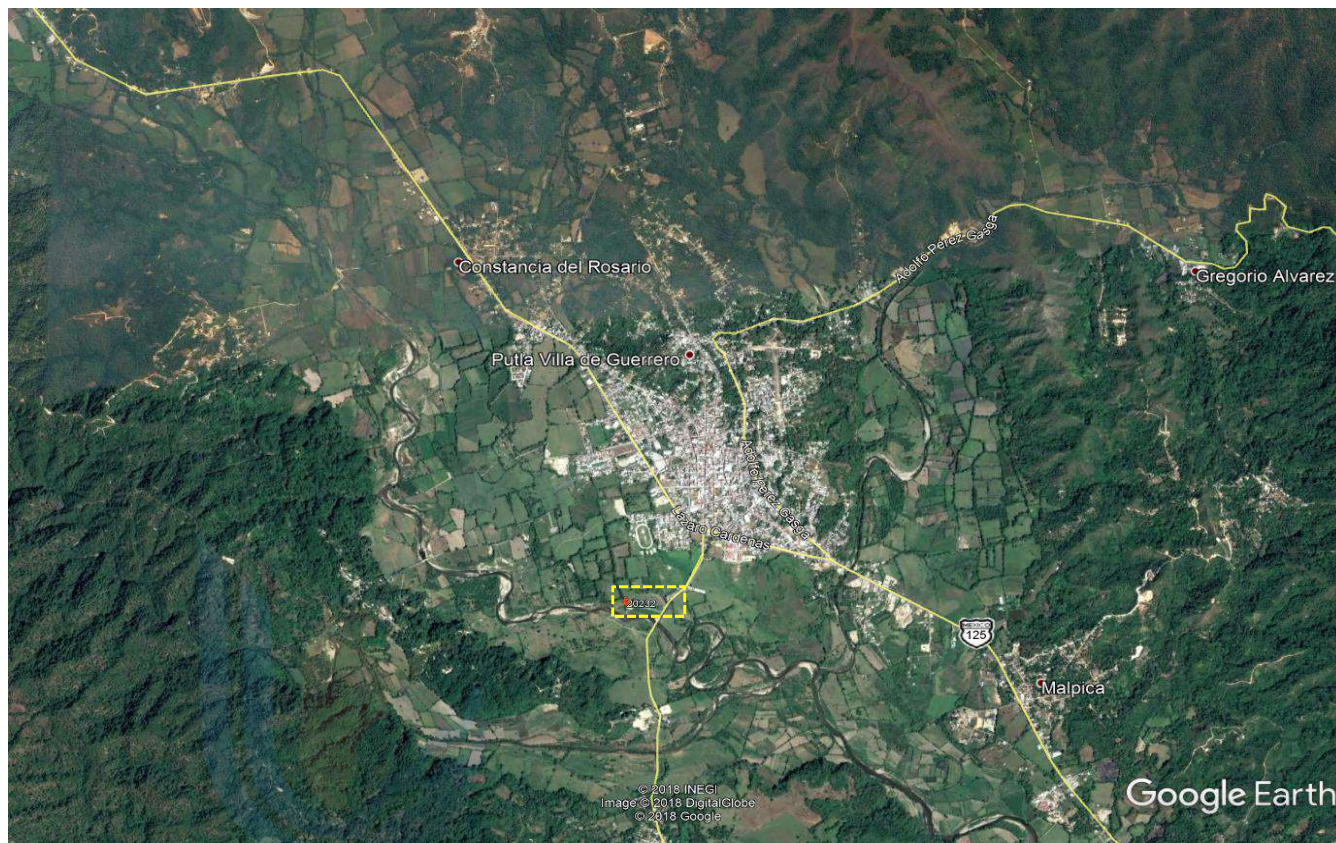


MEMORIA DE CÁLCULO PARA LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN CON 2 DIÁMETROS

LOCALIDAD: **0001 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
MUNICIPIO: **073 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
DISTRITO: **PUTLA**

OBRA: **Ampliación del sistema de
agua potable de la localidad de
PUTLA VILLA DE GUERRERO**

PARA PODER DETERMINAR LA DOTACIÓN PARA CADA UNO DE LOS HABITANTES DE LA LOCALIDAD A BENEFICIAR, SE TOMARÁ LA INFORMACIÓN ESTADÍSTICA DE LA ESTACIÓN METEOROLÓGICA MÁS CERCANA, Y POSTERIORMENTE UTILIZAREMOS LA TABLA 2.2 DEL LIBRO DATOS BÁSICOS PARA PROYECTOS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LA CONAGUA 2015.



SERVICIO METEOROLÓGICO NACIONAL

NORMALES CLIMATOLÓGICAS

ESTADO DE: OAXACA

PERIODO: 1951-2010

ESTACION: 00020232 PUTLA DE GUERRERO

LATITUD: 17°01'00" N.

LONGITUD: 097°55'59" W.

ALTURA: 730.0 MSNM.

ELEMENTOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
TEMPERATURA MAXIMA													
NORMAL	30.2	27.9	31.2	31.3	30.7	30.1	30.0	29.8	31.1	30.4	30.5	29.7	30.2
MAXIMA MENSUAL	32.6	33.7	35.5	35.8	35.5	37.1	33.8	35.5	33.0	33.0	33.6	33.8	
AÑO DE MAXIMA	1980	1981	1988	1981	1980	1988	1988	1988	1987	1987	1979	1979	
MAXIMA DIARIA	36.0	37.0	39.0	38.0	38.5	42.0	40.0	40.5	36.0	35.0	37.5	35.0	
FECHA MAXIMA DIARIA	25/1980	12/1976	29/1979	05/1981	23/1980	06/1988	22/1988	04/1988	03/1988	21/1987	11/1977	12/1978	
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
TEMPERATURA MEDIA													
NORMAL	21.3	20.1	22.4	23.1	23.4	24.0	23.6	23.6	24.5	23.7	22.8	21.5	22.8
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
TEMPERATURA MINIMA													
NORMAL	12.5	12.2	13.5	14.9	16.1	17.9	17.3	17.4	17.8	17.0	15.1	13.4	15.4
MINIMA MENSUAL	7.9	3.4	8.1	9.9	10.1	10.2	9.6	9.9	13.2	8.7	10.2	7.8	
AÑO DE MINIMA	1989	1984	1986	1989	1986	1986	1986	1986	1987	1989	1989	1985	
MINIMA DIARIA	4.5	0.0	5.0	8.0	7.0	8.0	7.0	6.5	10.0	6.0	8.0	6.0	
FECHA MINIMA DIARIA	23/1983	01/1984	10/1989	03/1986	29/1989	03/1986	27/1986	01/1989	20/1988	05/1989	04/1987	19/1985	
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
PRECIPITACION													
NORMAL	13.6	13.6	16.6	22.1	251.0	451.5	402.7	357.8	411.3	208.2	26.2	21.0	2,195.6
MAXIMA MENSUAL	75.6	64.0	67.5	73.5	967.7	880.5	631.5	611.5	846.5	456.2	91.0	106.5	
AÑO DE MAXIMA	1984	1986	1989	1987	1987	1974	1984	1985	1986	1986	1975	1989	
MAXIMA DIARIA	50.0	35.5	67.5	33.5	170.0	135.0	118.0	130.5	200.0	165.5	53.5	60.0	
FECHA MAXIMA DIARIA	11/1984	12/1986	23/1989	23/1986	31/1987	21/1989	27/1989	27/1976	19/1988	02/1986	03/1978	28/1986	
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
EVAPORACION TOTAL													
NORMAL													
AÑOS CON DATOS													
NUMERO DE DIAS CON LLUVIA	1.5	1.9	1.3	1.8	11.0	21.5	21.1	22.3	22.3	11.1	2.8	2.0	120.6
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
NIEBLA	3.6	5.5	3.0	2.2	6.3	10.9	12.1	11.3	17.3	13.4	6.9	2.1	94.6
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
GRANIZO	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
TORRENTA E.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	

ESTACIÓN METEOROLÓGICA: 00020232 PUTLA DE GUERRERO

GRUPO CLIMÁTICO (KOPPEN) A

CLIMA CÁLIDO HÚMEDO

Con este tipo de clima, ingresamos en la tabla 2.2 para obtener la dotación.

TIPO DE CONSUMO MEDIO

DOTACIÓN: 206 lts/hab/día

CLIMA	C O N S U M O (lts/hab/día)		
	BAJO	MEDIO	ALTO
CÁLIDO HÚMEDO	198	206	243
CÁLIDO SUBHÚMEDO	175	203	217
SECO ó MUY SECO	184	191	202
TEMPLADO ó FRÍO	140	142	145

Tabla 2.2. Promedio del consumo de agua potable estimado por clima predominante

POBLACIÓN ULTIMO CENSO (2010)	10,925	HABITANTES
POBLACIÓN ACTUAL (2018)	10,604	HABITANTES
POBLACIÓN DE PROYECTO (2033)	9,210	HABITANTES
PERIODO ECONÓMICO	15	AÑOS
DOTACIÓN	206	LTS/HAB/DIA
COEFICIENTE VARIACIÓN DIARIA	1.40	
COEFICIENTE VARIACIÓN HORARIO	1.55	
LONGITUD DE LA LINEA (L)	3,108.34	m.
COTA TOPOGRAFICA EN LA CAPTACIÓN	896.56	m.s.n.m.
COTA TOPOGRAFICA EN EL TANQUE DE REGULARIZACIÓN	672.55	m.s.n.m.
ALTURA DEL TANQUE	3.00	m.
DESNIVEL TOPOGRAFICO (H)	221.01	m.
PENDIENTE (S = H / L)	0.0711	
TIPO DE MATERIAL DE LA TUBERIA	PEAD	
RUGOSIDAD DE LA TUBERÍA E	0.0015	mm

POBLACIÓN DE PROYECTO

Pp = 9,210 HABITANTES

GASTOS

GASTO MEDIO DIARIO

$$Q_{mda} = \frac{P_p(\text{Dotación})}{\text{Número de seg/día}}$$

$$Q_{mda} = \left(\frac{9210 \text{ hab} \right) \left(\frac{206 \text{ LTS/HAB/DIA}}{86400 \text{ seg / día}} \right)$$

=

21.96 l.p.s.

GASTO MÁXIMO DIARIO

$$Q_{md} = CVD (Q_{mda})$$

$$1.40 (21.96)$$

=

30.74 l.p.s.

GASTO DE AFORO

Gasto que se aforó en la fuente de captación

=

55.00 l.p.s.

GASTO PARA FINES DE CALCULO :

Comparamos el gasto máximo diario requerido por la población y el gasto aforado en la fuente de captación, y tomamos el menor de ellos.

Qmd Gasto aforado
30.74 < 55.00

=

30.74 L.p.s. = 0.03074 m³/seg

GASTO MÁXIMO HORARIO

Qmh = CVH (Qmd)

1.55 (30.74)

=

47.65 l.p.s.

CAPACIDAD DEL TANQUE DE REGULACIÓN

Variación horaria a utilizarse=

Poblaciones pequeñas > 20,000 habitantes

Horas de aportación de la fuente =

24

Hora de inicio =

0

Hora de término =

24

Coefficiente de regulación =

14.58

CTR = 14.58 (Qmd)

14.58 (30.74) = 448.19 m³

Volumen total del tanque de regulación y geometría propuesta:

$$H = y + \Delta y \quad y = \frac{\text{Volumen}}{\text{Área}} \quad \Delta y = 0.25y$$

y = Tirante del agua (m)

Δy = Sobreelavación adicional como medida de seguridad (m)

Se propone una sección de la base de:

Largo = 14.00 m Ancho = 10.00 m Área = 140.00 m²

$$y = \frac{448.19}{140.00} = 3.20 \text{ m}$$

$$\Delta y = 0.25 (3.20) = 0.80 \text{ m}$$

$$H = 3.20 + 0.80 = 4.00 \text{ m}$$

Dimensiones interiores finales del tanque de regulación:

Largo = 14.00 m Ancho = 10.00 m Altura = 4.00 m

$V_{\text{total}} = 560.24 \text{ m}^3$

$V_{\text{útil}} = 448.19 \text{ m}^3$

DIÁMETRO DE LA TUBERÍA

Fórmula uno

$$D = 0.66 \left(\frac{Q^2}{g S_f} \right)^{0.20} \left[\varepsilon^{1.25} \left(\frac{g S_f}{Q^2} \right)^{0.25} + v \left(\frac{1}{g S_f Q^3} \right)^{0.20} \right]^{0.04}$$

Propuesta por Swamee y Jain

$\emptyset = 0.11069 \text{ m} = 4.36 \text{ plg}$

Fórmula dos

$\emptyset = 1.5 \sqrt{Q_{md}} = 1.5 \sqrt{30.74} = 8.32 \text{ plg}$

Como el valor calculado no coincide exactamente para un diámetro comercial, se tomará el diámetro inmediato superior e inmediato inferior para fines de cálculo:

Diámetro inmediato superior:

$\emptyset \text{ nominal}_1 = 6.00 \text{ plg} = 0.1524 \text{ m}$
 $\emptyset \text{ exterior} = 0.16830 \text{ m}$ Espesor = 0.01870 m $\emptyset \text{ interior} = 0.13090 \text{ m}$

Diámetro inmediato inferior:

$\emptyset \text{ nominal}_2 = 4.00 \text{ plg} = 0.1016 \text{ m}$
 $\emptyset \text{ exterior} = 0.11430 \text{ m}$ Espesor = 0.01270 m $\emptyset \text{ interior} = 0.08890 \text{ m}$

La pérdida de carga total en la conducción puede ser representada como:

$$H_{\text{disp}} = \frac{f_1 L_1 V_1^2}{2g D_1} + \frac{f_2 L_2 V_2^2}{2g D_2} \quad \text{Como } V_1 = Q / A_1 \text{ y } V_2 = Q / A_2$$

$$K_1 = \frac{f_1}{2g D_1 A_1^2} \quad K_2 = \frac{f_2}{2g D_2 A_2^2} \quad \text{Por lo tanto: } H_{\text{disp}} = K_1 L_1 Q^2 + K_2 L_2 Q^2$$

LONGITUD DE LA TUBERÍA POR DIÁMETRO

La suma de las longitudes L_1 y L_2 debe dar la longitud total L de la línea de conducción:

$$L = L_1 + L_2$$

CÁLCULO DE LAS CONSTANTES " K₁ y K₂ "

Para la tubería de 6.00 plg

Número de Reynolds: $Re = \frac{V D}{\nu}$

$$Re = \frac{2.28 \times 0.13090}{0.000001007} = 296,923.00634$$

Factor de pérdidas de carga por fricción f:

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{\frac{\epsilon}{D}}{3.71} + \frac{5.74}{Re^{0.90}} \right) \right]^2}$$

Fórmula de **Swamee y Jain**

$$f = \frac{0.25}{\left\{ \log \left[\frac{\frac{0.0015}{130.90}}{3.71} + \frac{5.74}{296,923.00634^{0.90}} \right] \right\}^2}$$

$$f = 0.01454$$

$$K_1 = \frac{f_1}{2g D_1 A_1^2} = \frac{0.01454}{(2)(9.81)(0.1309)^2} = 31.24977$$

Para la tubería de 4.00 plg

Número de Reynolds: $Re = \frac{V D}{\nu}$

$$Re = \frac{4.95 \times 0.08890}{0.000001007} = 437,201.59201$$

Factor de pérdidas de carga por fricción f:

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{\frac{\epsilon}{D}}{3.71} + \frac{5.74}{Re^{0.90}} \right) \right]^2}$$

Fórmula de **Swamee y Jain**

$$f = \frac{0.25}{\left\{ \log \left[\frac{\frac{0.0015}{88.90}}{3.71} + \frac{5.74}{437,201.59201^{0.90}} \right] \right\}^2}$$

$$f = 0.01366$$

$$K_2 = \frac{f_2}{2g D_2 A_2^2} = \frac{0.01366}{(2)(9.81)(0.08890)^2} = 203.22246$$

CÁLCULO DE LONGITUDES

$$L_1 = \frac{H_{disp} - K_2 L Q^2}{Q^2 (K_1 - K_2)}$$

$$L_2 = \frac{H_{disp} - K_1 L Q^2}{Q^2 (K_2 - K_1)}$$

$$L_1 = \frac{221.01 - \left(\frac{203.22246}{31.24977} \right) \left(\frac{3,108.34}{203.22246} \right) (0.03074)^2}{(0.03074)^2} = 2,313.15 \text{ m}$$

$$L_2 = \frac{221.01 - \left(\frac{31.24977}{203.22246} \right) \left(\frac{3,108.34}{31.24977} \right) (0.03074)^2}{(0.03074)^2} = 795.19 \text{ m}$$

$$\text{Total} = \boxed{3,108.34 \text{ m}}$$

Por lo tanto, se requieren:

2,313.15	metros de tubería de	PEAD	de	6.00	plg
795.19	metros de tubería de	PEAD	de	4.00	plg

PÉRDIDAS POR FRICCIÓN

$$H_{f1} = K_1 L_1 Q^2 = \left(\frac{31.24977}{2,313.15} \right) (0.03074)^2 = \boxed{68.31 \text{ m}}$$

$$H_{f2} = K_2 L_2 Q^2 = \left(\frac{203.22246}{795.19} \right) (0.03074)^2 = \boxed{152.70 \text{ m}}$$

$$\text{TOTAL } H_f = \boxed{221.01 \text{ m}}$$

PENDIENTE HIDRÁULICA

$$S_1 = \frac{H_{f1}}{L_1} = \frac{68.31}{2,313.15}$$

$$\boxed{0.02953}$$

$$S_2 = \frac{H_{f2}}{L_2} = \frac{152.70}{795.19}$$

$$\boxed{0.19203}$$

VELOCIDAD

$$V_1 = \frac{Q_{md}}{0.7854 \phi_1^2} = \frac{0.03074}{(0.7854)(0.13090)^2}$$

$$\boxed{2.28 \text{ m/seg}}$$

La velocidad es correcta

$$V_2 = \frac{Q_{md}}{0.7854 \phi_2^2} = \frac{0.03074}{(0.7854)(0.08890)^2}$$

$$\boxed{4.95 \text{ m/seg}}$$

La velocidad es correcta

TABLA DE CÁLCULO PARA LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN CON 2 DIÁMETROS

LOCALIDAD: **0001 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
MUNICIPIO: **073 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
DISTRITO: **PUTLA**

OBRA: **Ampliación del sistema de agua potable de la localidad de PUTLA VILLA DE GUERRERO**

POBLACIÓN SEGÚN CENSO (2010)	10,925	HABITANTES	GASTO MAXIMO HORARIO	47.65	L.P.S
POBLACIÓN ACTUAL (2018)	10,604	HABITANTES	DIÁMETRO NOMINAL DE LA TUBERÍA UNO	6.00	PLG
POBLACIÓN DE PROYECTO (2033)	9,210	HABITANTES	DIÁMETRO INTERIOR DE LA TUBERÍA UNO	0.13090	m
PERIODO ECONÓMICO	15	AÑOS	DIÁMETRO NOMINAL DE LA TUBERÍA DOS	4.00	PLG
DOTACIÓN	206	LTS/HAB/DIA	DIÁMETRO INTERIOR DE LA TUBERÍA DOS	0.08890	m
COEFICIENTE VARIACIÓN DIARIA	1.40		NUMERO DE REYNOLDS (Re) UNO	296,923.00634	
COEFICIENTE VARIACIÓN HORARIO	1.55		NUMERO DE REYNOLDS (Re) DOS	437,201.59201	
LONGITUD DE LA LÍNEA (L)	3,108.34	m.	CONSTANTE "K ₁ "	31.24977	
COTA TOPOGRAFICA EN LA CAPTACIÓN	896.56	m.s.n.m.	CONSTANTE "K ₂ "	203.22246	
COTA TOPOGRAFICA EN EL TANQUE DE REGULARIZACIÓN	672.55	m.s.n.m.	LONGITUD DE TUBERIA UNO	2,313.15	m
ALTURA DEL TANQUE	3.00	m.	LONGITUD DE TUBERIA DOS	795.19	m
DESNIVEL TOPOGRAFICO (H)	221.01	m.	PÉRDIDAS POR FRICCIÓN TUBERIA UNO	68.31	m
PENDIENTE (S = H / L)	0.0711		PÉRDIDAS POR FRICCIÓN TUBERIA DOS	152.70	m
TIPO DE MATERIAL DE LA TUBERIA	PEAD		PENDIENTE HIDRAULICA UNO	0.0295	
RUGOSIDAD DE LA TUBERÍA E	0.0015	mm	PENDIENTE HIDRAULICA DOS	0.1920	
GASTO MEDIO DIARIO	21.96	L.P.S	VELOCIDAD UNO	2.28	m/seg
GASTO MÁXIMO DIARIO	30.74	L.P.S	VELOCIDAD DOS	4.95	m/seg

CRUCERO	TRAMO	LONGITUD (mts)	CAD.	MATERIAL	DIÁMETRO (plg)	f	Q (lps)	Hf (mts)	PENDIENTE (S)	ÁREA (m²)	VELOCIDAD (m/seg)	C O T A		CARGA DISPONIBLE (m)
												T.N.	PIEZOMÉTRICA	
FUENTE	-	-	0+000.00	-	-	-	-	-	-	-	-	896.56	896.56	0.00
2	FUENTE-2	72.34	0+072.34	PEAD	6.00	0.01454	30.74	2.14	0.0295	0.0135	2.28	883.21	894.42	11.21
3	2-3	74.37	0+146.71	PEAD	6.00	0.01454	30.74	2.20	0.0295	0.0135	2.28	872.76	892.23	19.47
4	3-4	61.16	0+207.87	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.81	0.0295	0.0135	2.28	863.89	890.42	26.53
5	4-5	61.20	0+269.07	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.81	0.0295	0.0135	2.28	862.11	888.61	26.50
6	5-6	60.67	0+329.74	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.79	0.0295	0.0135	2.28	857.90	886.82	28.92
7	6-7	58.57	0+388.31	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.73	0.0295	0.0135	2.28	855.22	885.09	29.87
8	7-8	53.29	0+441.60	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.57	0.0295	0.0135	2.28	845.08	883.52	38.44
9	8-9	69.58	0+511.18	PEAD	6.00	0.01454	30.74	2.05	0.0295	0.0135	2.28	841.21	881.46	40.25
10	9-10	50.41	0+561.59	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.49	0.0295	0.0135	2.28	834.54	879.98	45.44
11	10-11	35.16	0+596.75	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.04	0.0295	0.0135	2.28	841.34	878.94	37.60
12	11-12	46.87	0+643.62	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.38	0.0295	0.0135	2.28	844.58	877.55	32.97
13	12-13	40.16	0+683.78	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.19	0.0295	0.0135	2.28	841.13	876.37	35.24
14	13-14	34.38	0+718.16	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.02	0.0295	0.0135	2.28	837.12	875.35	38.23
15	14-15	39.96	0+758.12	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.18	0.0295	0.0135	2.28	834.13	874.17	40.04
16	15-16	40.99	0+799.11	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.21	0.0295	0.0135	2.28	832.33	872.96	40.63
17	16-17	44.38	0+843.49	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.31	0.0295	0.0135	2.28	829.05	871.65	42.60
18	17-18	56.58	0+900.07	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.67	0.0295	0.0135	2.28	826.11	869.98	43.87
19	18-19	50.98	0+951.05	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.51	0.0295	0.0135	2.28	823.13	868.47	45.34
20	19-20	38.00	0+989.05	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.12	0.0295	0.0135	2.28	820.65	867.35	46.70
21	20-21	33.03	1+022.08	PEAD	6.00	0.01454	30.74	0.98	0.0295	0.0135	2.28	819.57	866.38	46.81
22	21-22	81.55	1+103.63	PEAD	6.00	0.01454	30.74	2.41	0.0295	0.0135	2.28	811.32	863.97	52.65
23	22-23	51.22	1+154.85	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.51	0.0295	0.0135	2.28	802.79	862.46	59.67

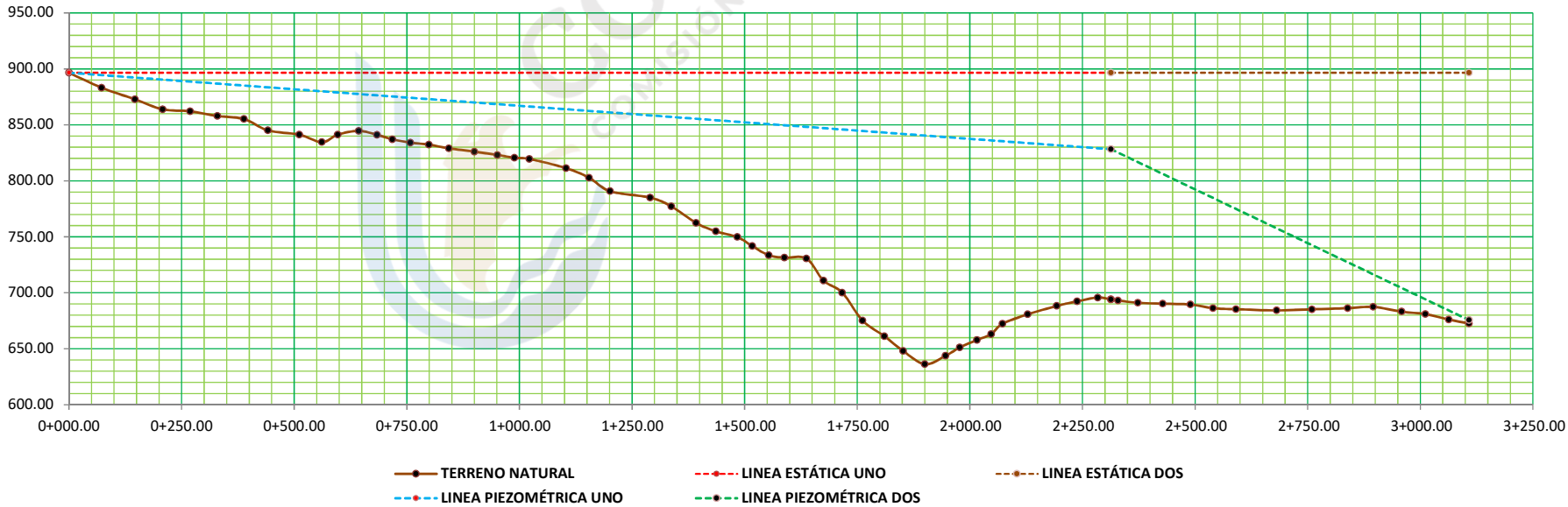
CRUCERO	TRAMO	LONGITUD (mts)	CAD.	MATERIAL	DIÁMETRO (plg)	f	Q (lps)	Hf (mts)	PENDIENTE (S)	ÁREA (m²)	VELOCIDAD (m/seg)	C O T A		CARGA DISPONIBLE (m)
												T.N.	PIEZOMÉTRICA	
24	23-24	46.29	1+201.14	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.37	0.0295	0.0135	2.28	790.74	861.09	70.35
25	24-25	89.24	1+290.38	PEAD	6.00	0.01454	30.74	2.64	0.0295	0.0135	2.28	784.96	858.45	73.49
26	25-26	46.80	1+337.18	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.38	0.0295	0.0135	2.28	777.11	857.07	79.96
27	26-27	55.17	1+392.35	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.63	0.0295	0.0135	2.28	762.43	855.44	93.01
28	27-28	43.75	1+436.10	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.29	0.0295	0.0135	2.28	754.90	854.15	99.25
29	28-29	47.65	1+483.75	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.41	0.0295	0.0135	2.28	749.76	852.74	102.98
30	29-30	32.95	1+516.70	PEAD	6.00	0.01454	30.74	0.97	0.0295	0.0135	2.28	741.76	851.77	110.01
31	30-31	36.59	1+553.29	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.08	0.0295	0.0135	2.28	733.58	850.69	117.11
32	31-32	35.21	1+588.50	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.04	0.0295	0.0135	2.28	731.34	849.65	118.31
33	32-33	48.70	1+637.20	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.44	0.0295	0.0135	2.28	730.54	848.21	117.67
34	33-34	37.91	1+675.11	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.12	0.0295	0.0135	2.28	710.88	847.09	136.21
35	34-35	41.58	1+716.69	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.23	0.0295	0.0135	2.28	700.11	845.87	145.76
36	35-36	45.27	1+761.96	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.34	0.0295	0.0135	2.28	675.12	844.53	169.41
37	36-37	48.28	1+810.24	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.43	0.0295	0.0135	2.28	661.23	843.10	181.87
38	37-38	41.76	1+852.00	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.23	0.0295	0.0135	2.28	647.99	841.87	193.88
39	38-39	48.18	1+900.18	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.42	0.0295	0.0135	2.28	636.23	840.45	204.22
40	39-40	45.81	1+945.99	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.35	0.0295	0.0135	2.28	643.75	839.09	195.34
41	40-41	31.74	1+977.73	PEAD	6.00	0.01454	30.74	0.94	0.0295	0.0135	2.28	651.22	838.16	186.94
42	41-42	38.41	2+016.14	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.13	0.0295	0.0135	2.28	657.91	837.02	179.11
43	42-43	31.05	2+047.19	PEAD	6.00	0.01454	30.74	0.92	0.0295	0.0135	2.28	663.08	836.11	173.03
44	43-44	25.32	2+072.51	PEAD	6.00	0.01454	30.74	0.75	0.0295	0.0135	2.28	672.34	835.36	163.02
45	44-45	56.03	2+128.54	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.65	0.0295	0.0135	2.28	680.75	833.70	152.95
46	45-46	64.49	2+193.03	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.90	0.0295	0.0135	2.28	688.23	831.80	143.57
47	46-47	45.27	2+238.30	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.34	0.0295	0.0135	2.28	692.34	830.46	138.12
48	47-48	45.72	2+284.02	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.35	0.0295	0.0135	2.28	695.76	829.11	133.35
TERMINA T1	48-TERMINA T1	29.13	2+313.15	PEAD	6.00	0.01454	30.74	0.86	0.0295	0.0135	2.28	694.04	828.25	134.21
		2,313.15						68.31						
INICIA T2	-	-	2+313.15	-	-	-	-	-	-	-	-	694.04	828.25	134.21
49	INICIA T2-49	15.68	2+328.83	PEAD	4.00	0.01366	30.74	3.01	0.1920	0.0062	4.95	693.12	825.24	132.12
50	49-50	43.89	2+372.72	PEAD	4.00	0.01366	30.74	8.43	0.1920	0.0062	4.95	691.11	816.81	125.70
51	50-51	55.52	2+428.24	PEAD	4.00	0.01366	30.74	10.66	0.1920	0.0062	4.95	690.23	806.15	115.92
52	51-52	61.48	2+489.72	PEAD	4.00	0.01366	30.74	11.81	0.1920	0.0062	4.95	689.54	794.34	104.80
53	52-53	50.18	2+539.90	PEAD	4.00	0.01366	30.74	9.64	0.1920	0.0062	4.95	686.26	784.71	98.45
54	53-54	51.00	2+590.90	PEAD	4.00	0.01366	30.74	9.79	0.1920	0.0062	4.95	685.33	774.91	89.58
55	54-55	90.10	2+681.00	PEAD	4.00	0.01366	30.74	17.30	0.1920	0.0062	4.95	684.27	757.61	73.34
56	55-56	78.42	2+759.42	PEAD	4.00	0.01366	30.74	15.06	0.1920	0.0062	4.95	685.24	742.55	57.31
57	56-57	79.28	2+838.70	PEAD	4.00	0.01366	30.74	15.23	0.1920	0.0062	4.95	686.24	727.32	41.08
58	57-58	57.01	2+895.71	PEAD	4.00	0.01366	30.74	10.95	0.1920	0.0062	4.95	687.38	716.37	28.99
59	58-59	62.83	2+958.54	PEAD	4.00	0.01366	30.74	12.07	0.1920	0.0062	4.95	683.15	704.31	21.16
60	59-60	52.91	3+011.45	PEAD	4.00	0.01366	30.74	10.16	0.1920	0.0062	4.95	680.94	694.15	13.21

CRUCERO	TRAMO	LONGITUD (mts)	CAD.	MATERIAL	DIÁMETRO (plg)	f	Q (lps)	Hf (mts)	PENDIENTE (S)	ÁREA (m²)	VELOCIDAD (m/seg)	C O T A		CARGA DISPONIBLE (m)
												T.N.	PIEZOMÉTRICA	
61	60-61	51.96	3+063.41	PEAD	4.00	0.01366	30.74	9.98	0.1920	0.0062	4.95	676.09	684.17	8.08
TANQUE	61-TANQUE	44.93	3+108.34	PEAD	4.00	0.01366	30.74	8.63	0.1920	0.0062	4.95	672.55	675.54	2.99

	795.19	152.71
TOTALES	3,108.34	221.02

LINEA		KM	COTA
ESTÁTICA UNO	INICIA	0+000.00	896.56
	TERMINA	2+313.15	896.56
ESTÁTICA DOS	INICIA	2+313.15	896.56
	TERMINA	3+108.34	896.56
PIEZOMÉTRICA 1	INICIA	0+000.00	896.56
	TERMINA	2+313.15	828.25
PIEZOMÉTRICA 2	INICIA	2+313.15	828.25
	TERMINA	3+108.34	675.54

PERFIL DE LA LINEA DE CONDUCCIÓN

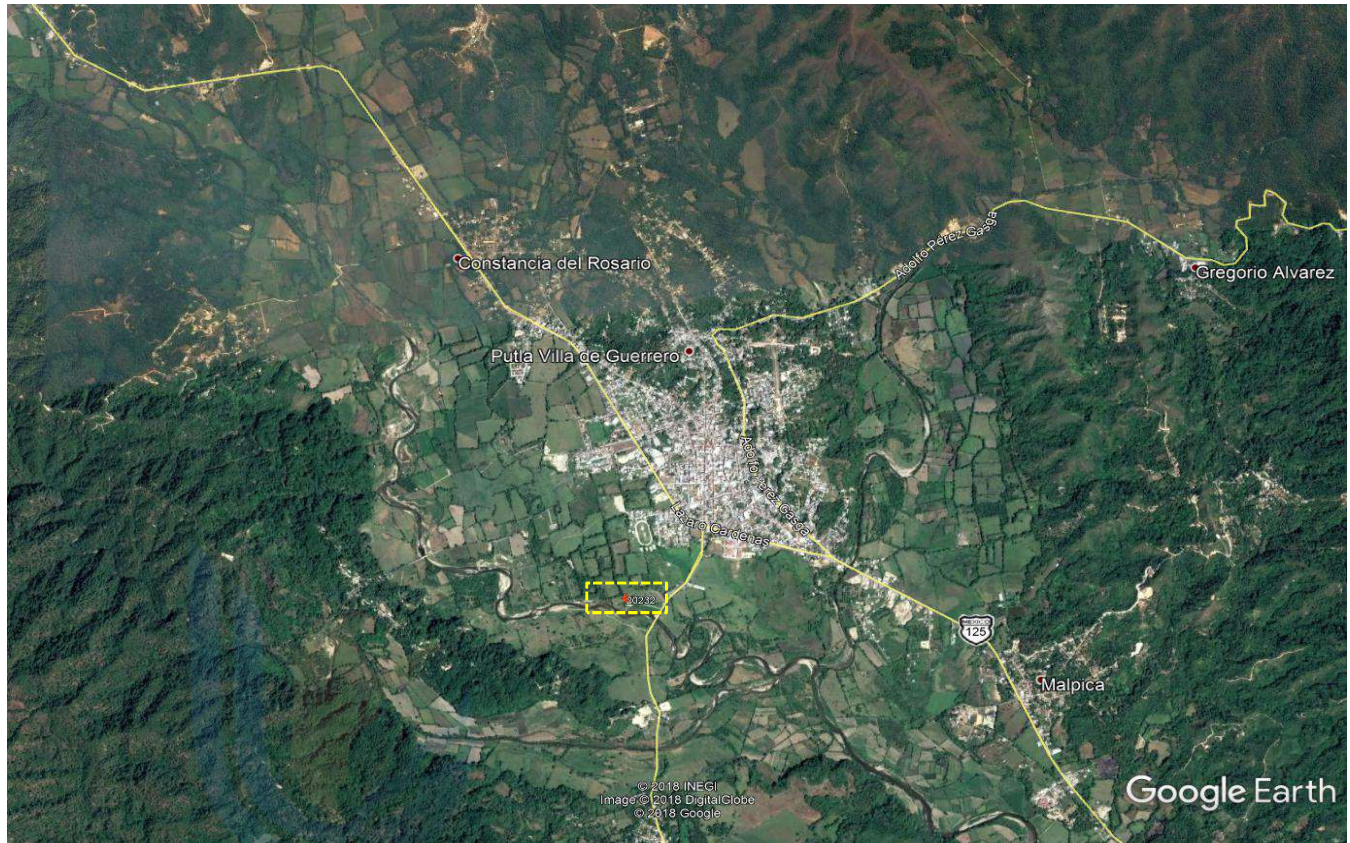


MEMORIA DE CÁLCULO PARA LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN CON C.R.P.

LOCALIDAD: **0001 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
MUNICIPIO: **073 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
DISTRITO: **PUTLA**

OBRA: **Ampliación del sistema de
agua potable de la localidad de
PUTLA VILLA DE GUERRERO**

PARA PODER DETERMINAR LA DOTACIÓN PARA CADA UNO DE LOS HABITANTES DE LA LOCALIDAD A BENEFICIAR, SE TOMARÁ LA INFORMACIÓN ESTADÍSTICA DE LA ESTACIÓN METEOROLÓGICA MÁS CERCANA, Y POSTERIORMENTE UTILIZAREMOS LA TABLA 2.2 DEL LIBRO DATOS BÁSICOS PARA PROYECTOS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LA CONAGUA 2015.



SERVICIO METEOROLÓGICO NACIONAL

NORMALES CLIMATOLÓGICAS

ESTADO DE: OAXACA

PERIODO: 1951-2010

ESTACION: 00020232 PUTLA DE GUERRERO

LATITUD: 17°01'00" N.

LONGITUD: 097°55'59" W.

ALTURA: 730.0 MSNM.

ELEMENTOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
TEMPERATURA MAXIMA													
NORMAL	30.2	27.9	31.2	31.3	30.7	30.1	30.0	29.8	31.1	30.4	30.5	29.7	30.2
MAXIMA MENSUAL	32.6	33.7	35.5	35.8	35.5	37.1	33.8	35.5	33.0	33.0	33.6	33.8	
AÑO DE MAXIMA	1980	1981	1988	1981	1980	1988	1988	1988	1987	1987	1979	1979	
MAXIMA DIARIA	36.0	37.0	39.0	38.0	38.5	42.0	40.0	40.5	36.0	35.0	37.5	35.0	
FECHA MAXIMA DIARIA	25/1980	12/1976	29/1979	05/1981	23/1980	06/1988	22/1988	04/1988	03/1988	21/1987	11/1977	12/1978	
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
TEMPERATURA MEDIA													
NORMAL	21.3	20.1	22.4	23.1	23.4	24.0	23.6	23.6	24.5	23.7	22.8	21.5	22.8
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
TEMPERATURA MINIMA													
NORMAL	12.5	12.2	13.5	14.9	16.1	17.9	17.3	17.4	17.8	17.0	15.1	13.4	15.4
MINIMA MENSUAL	7.9	3.4	8.1	9.9	10.1	10.2	9.6	9.9	13.2	8.7	10.2	7.8	
AÑO DE MINIMA	1989	1984	1986	1989	1986	1986	1986	1986	1987	1989	1989	1985	
MINIMA DIARIA	4.5	0.0	5.0	8.0	7.0	8.0	7.0	6.5	10.0	6.0	8.0	6.0	
FECHA MINIMA DIARIA	23/1983	01/1984	10/1989	03/1986	29/1989	03/1986	27/1986	01/1989	20/1988	05/1989	04/1987	19/1985	
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
PRECIPITACION													
NORMAL	13.6	13.6	16.6	22.1	251.0	451.5	402.7	357.8	411.3	208.2	26.2	21.0	2,195.6
MAXIMA MENSUAL	75.6	84.0	67.5	73.5	967.9	880.3	631.5	611.5	846.3	456.2	91.0	106.5	
AÑO DE MAXIMA	1984	1986	1989	1987	1987	1974	1984	1985	1988	1986	1975	1989	
MAXIMA DIARIA	50.0	35.5	67.5	33.5	170.0	135.0	118.0	130.5	200.0	165.5	53.5	60.0	
FECHA MAXIMA DIARIA	11/1984	12/1986	23/1989	23/1986	31/1987	21/1989	27/1989	27/1976	19/1988	02/1986	03/1978	28/1986	
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
EVAPORACION TOTAL													
NORMAL													
AÑOS CON DATOS													
NUMERO DE DIAS CON LLUVIA													
NORMAL	1.5	1.9	1.3	1.8	11.0	21.5	21.1	22.3	22.3	11.1	2.8	2.0	120.6
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
NIEBLA													
NORMAL	3.6	5.5	3.0	2.2	6.3	10.9	12.1	11.3	17.3	13.4	6.9	2.1	94.6
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
GRANIZO													
NORMAL	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
TORMENTA E.													
NORMAL	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	

ESTACIÓN METEOROLÓGICA:

00020232 PUTLA DE GUERRERO

GRUPO CLIMÁTICO (KOPPEN)

A

CLIMA

CÁLIDO HÚMEDO

Con este tipo de clima, ingresamos en la tabla 2.2 para obtener la dotación.

TIPO DE CONSUMO

MEDIO

DOTACIÓN:

206

lts/hab/día

CLIMA	C O N S U M O (lts/hab/día)		
	BAJO	MEDIO	ALTO
CÁLIDO HÚMEDO	198	206	243
CÁLIDO SUBHÚMEDO	175	203	217
SECO ó MUY SECO	184	191	202
TEMPLADO ó FRÍO	140	142	145

Tabla 2.2. Promedio del consumo de agua potable estimado por clima predominante

POBLACIÓN ULTIMO CENSO (2010)	10,925	HABITANTES
POBLACIÓN ACTUAL (2018)	10,604	HABITANTES
POBLACIÓN DE PROYECTO (2033)	9,210	HABITANTES
PERIODO ECONÓMICO	15	AÑOS
DOTACIÓN	206	LTS/HAB/DIA
COEFICIENTE VARIACIÓN DIARIA	1.40	
COEFICIENTE VARIACIÓN HORARIO	1.55	
LONGITUD DE LA LINEA (L)	3,108.34	m.
COTA TOPOGRAFICA EN LA CAPTACIÓN	896.56	m.s.n.m.
COTA TOPOGRAFICA EN EL TANQUE DE REGULARIZACIÓN	672.55	m.s.n.m.
ALTURA DEL TANQUE	3.00	m.
DESNIVEL TOPOGRAFICO (H)	221.01	m.
PENDIENTE (S = H / L)	0.0711	
TIPO DE MATERIAL DE LA TUBERÍA	PEAD	
RUGOSIDAD DE LA TUBERÍA E	0.0015	mm

POBLACIÓN DE PROYECTO

Pp = 9,210 HABITANTES

GASTOS

GASTO MEDIO DIARIO

$$Q_{mda} = \frac{Pp(Dotación)}{\text{Número de seg/día}}$$

$$Q_{mda} = \frac{(9210 \text{ hab})(206 \text{ LTS/HAB/DIA})}{86400 \text{ seg / día}} =$$

21.96 l.p.s.

GASTO MÁXIMO DIARIO

$$Q_{md} = CVD (Q_{mda})$$

$$1.4 (21.96) =$$

30.74 l.p.s.

GASTO DE AFORO

Gasto que se aforó en la fuente de captación

55.00 l.p.s.

GASTO PARA FINES DE CALCULO :

Comparamos el gasto máximo diario requerido por la población y el gasto aforado en la fuente de captación, y tomamos el menor de ellos.

Qmd Gasto aforado
30.74 < 55.00

=

30.74	L.p.s.	=	0.03074	m³/seg
--------------	---------------	----------	----------------	--------------------------

GASTO MÁXIMO HORARIO

Qmh = CVH (Qmd)

1.55 (30.74)

=

47.65	L.p.s.
--------------	---------------

CAPACIDAD DEL TANQUE DE REGULACIÓN

Variación horaria a utilizarse= **Poblaciones pequeñas > 20,000 habitantes**
Horas de aportación de la fuente = **24**
Hora de inicio = **0**
Hora de término = **24**
Coeficiente de regulación = **14.58**

CTR = 14.58 (Qmd)

14.58 (30.74) = 448.19 m³

Volumen total del tanque de regulación y geometría propuesta:

$$H = y + \Delta y \quad y = \frac{\text{Volumen}}{\text{Área}} \quad \Delta y = 0.25y$$

y = Tirante del agua (m)

Δy = Sobreelavación adicional como medida de seguridad (m)

Se propone una sección de la base de:

Largo = 14.00 m Ancho = 10.00 m Área = 140.00 m²

$$y = \frac{448.19}{140.00} = 3.20 \text{ m}$$

$\Delta y = 0.25 (3.20) = 0.80 \text{ m}$

H = 3.20 + 0.80 = 4.00 m

Dimensiones interiores finales del tanque de regulación:

Largo = 14.00 m Ancho = 10.00 m

Altura = 4.00 m

$$V_{\text{total}} = 560.24 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{útil}} = 448.19 \text{ m}^3$$

DIÁMETRO DE LA TUBERÍA Tramo 1

Se propone colocar una **CRP** en el cadnamiento = 1+516.70 Cota de T.N = 741.76 m

PENDIENTE UNO (S = H / L) 0.1021

Fórmula uno

$$D = 0.66 \left(\frac{Q^2}{g S_f} \right)^{0.20} \left[\varepsilon^{1.25} \left(\frac{g S_f}{Q^2} \right)^{0.25} + v \left(\frac{1}{g S_f Q^3} \right)^{0.20} \right]^{0.04}$$

Propuesta por Swamee y Jain

$$\varnothing = 0.10270 \text{ m} = 4.04 \text{ plg}$$

Fórmula dos

$$\varnothing = 1.5 \sqrt{Q_{\text{md}}} = 1.5 \sqrt{30.74} = 8.32 \text{ plg}$$

Tomamos primeramente el diámetro comercial más pequeño que haya resultado de los **2** anteriores, para calcular las pérdidas por fricción. En caso de que las pérdidas que se calcularon sean mayores al desnivel topográfico que se tiene, incrementamos el diámetro hasta que dichas pérdidas sean menores, y este será el diámetro requerido para la línea de conducción.

Para fines de cálculo, se propone el siguiente diámetro comercial:

6.00 pulgadas

Ø nominal = 6.00 plg = 0.1524 m L = 1,516.70 m ε = 0.0015 mm Tubería de **PEAD**
 Ø exterior = 0.16830 m Espesor = 0.01870 m Ø interior = 0.13090 m

PÉRDIDAS POR FRICCIÓN

Número de Reynolds: $Re = \frac{V D}{v}$

$$Re = \frac{2.28 \times 0.13090}{0.000001007} = 296,923.00634$$

Fórmula de **Swamee y Jain**

Factor de pérdidas de carga por fricción f:

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{\varepsilon}{3.71 D} + \frac{5.74}{Re^{0.90}} \right) \right]^2}$$

$$f = \frac{0.25}{\left\{ \log \left[\frac{0.0015}{3.71 \times 0.13090} + \frac{5.74}{296,923.00634^{0.90}} \right] \right\}^2}$$

$$f = 0.01454$$

$$H_f = 0.08263 f (L/D^5) Q^2$$

$$H_f = 0.08263 (0.01454) \frac{1,516.70}{(0.1309)^5} (0.03074)^2 = 44.79 \text{ m}$$

Calculando el valor de H_f a partir de la constante K:

$$K = \frac{f}{2g D A^2} = \frac{0.01454}{(2)(9.81)(0.1309)^2 (0.0135)^2} = 31.24977$$

$$H_f = K L Q^2 = (31.24977)(1,516.70)(0.03074)^2 = 44.79 \text{ m}$$

TOTAL H_f	=	44.79	m
DESNIVEL TOPOGRAFICO	=	154.80	m
CARGA DE LLEGADA DISPONIBLE	=	110.01	m

El diámetro es el correcto

PENDIENTE HIDRÁULICA

$$S = \frac{H_f}{L} = \frac{44.79}{1,516.70} = 0.02950$$

VELOCIDAD

$$V = \frac{Q_{md}}{0.7854 \varnothing^2} = \frac{0.03074}{(0.7854)(0.13090)^2} = 2.28 \text{ m/seg}$$

La velocidad es correcta

DIÁMETRO DE LA TUBERÍA Tramo 2

De la CRP al Tanque 1+516.70 al 3+108.34

PENDIENTE UNO ($S = H / L$) 0.0416

Fórmula uno

$$D = 0.66 \left(\frac{Q^2}{g S_f} \right)^{0.20} \left[\varepsilon^{1.25} \left(\frac{g S_f}{Q^2} \right)^{0.25} + v \left(\frac{1}{g S_f Q^3} \right)^{0.20} \right]^{0.04}$$

Propuesta por Swamee y Jain

$$\varnothing = 0.12372 \text{ m} = 4.87 \text{ plg}$$

Fórmula dos

$$\emptyset = 1.5 \sqrt{Qmd} = 1.5 \sqrt{30.74} = \boxed{8.32 \text{ plg}}$$

Tomamos primeramente el diámetro comercial más pequeño que haya resultado de los **2** anteriores, para calcular las pérdidas por fricción. En caso de que las pérdidas que se calcularon sean mayores al desnivel topográfico que se tiene, incrementamos el diámetro hasta que dichas pérdidas sean menores, y este será el diámetro requerido para la línea de conducción.

Para fines de cálculo, se propone el siguiente diámetro comercial:

6.00 pulgadas

$\emptyset$ nominal = 6.00 plg = 0.1524 m L = 1,591.64 m ϵ = 0.0015 mm Tubería de
 $\emptyset$ exterior = 0.16830 m Espesor = 0.01870 m $\emptyset$ interior = 0.13090 m **PEAD**

PÉRDIDAS POR FRICCIÓN

Número de Reynolds: $Re = \frac{V D}{\nu}$

$$Re = \frac{2.28 \times 0.13090}{0.000001007} = 296,923.00634$$

Factor de pérdidas de carga por fricción f:

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{\epsilon}{3.71 D} + \frac{5.74}{Re^{0.90}} \right) \right]^2}$$

Fórmula de **Swamee y Jain**

$$f = \frac{0.25}{\left\{ \log \left[\frac{\frac{0.0015}{130.90}}{3.71} + \frac{5.74}{296,923.00634^{0.90}} \right] \right\}^2}$$

$$f = 0.01454$$

$$H_f = 0.08263 f (L/D^5) Q^2$$

$$H_f = 0.08263 (0.01454) \frac{1,591.64}{(0.1309)^5} (0.03074)^2 = \boxed{47.00 \text{ m}}$$

Calculando el valor de H_f a partir de la constante K:

$$K = \frac{f}{2g D A^2} = \frac{0.01454}{(2)(9.81)(0.1309)(0.0135)^2} = 31.24977$$

$$H_f = K L Q^2 = (31.24977)(1,591.64)(0.03074)^2 = \boxed{47.00 \text{ m}}$$

TOTAL Hf	=	47.00	m	
DESNIVEL TOPOGRAFICO	=	69.21	m	
CARGA DE LLEGADA DISPONIBLE	=	22.21	m	El diámetro es el correcto

PENDIENTE HIDRÁULICA

$$S = \frac{H_f}{L} = \frac{47.00}{1,591.64} = \boxed{0.02953}$$

VELOCIDAD

$$V = \frac{Q_{md}}{0.7854 \varnothing^2} = \frac{0.03074}{(0.7854)(0.13090)^2} = \boxed{2.28 \text{ m/seg}}$$

La velocidad es correcta



TABLA DE CÁLCULO PARA LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN CON C.R.P.

LOCALIDAD: **0001 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
MUNICIPIO: **073 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
DISTRITO: **PUTLA**

OBRA: **Ampliación del sistema de agua potable de la localidad de PUTLA VILLA DE GUERRERO**

POBLACIÓN SEGÚN CENSO (2010)	10,925	HABITANTES	GASTO MEDIO DIARIO	21.96	L.P.S
POBLACIÓN ACTUAL (2018)	10,604	HABITANTES	GASTO MÁXIMO DIARIO	30.74	L.P.S
POBLACIÓN DE PROYECTO (2033)	9,210	HABITANTES	GASTO MAXIMO HORARIO	47.65	L.P.S
PERIODO ECONÓMICO	15	AÑOS	DIÁMETRO DE LA TUBERÍA	6.00	PLG
DOTACIÓN	206	LTS/HAB/DIA	DIÁMETRO INTERIOR DE LA TUBERÍA	0.13090	m
COEFICIENTE VARIACIÓN DIARIA	1.40		NUMERO DE REYNOLDS (Re)	296,923.00634	
COEFICIENTE VARIACIÓN HORARIO	1.55		LONGITUD UNO	1,516.70	m
LONGITUD DE LA LINEA (L)	3,108.34	m.	LONGITUD DOS	1,591.64	m
COTA TOPOGRAFICA EN LA CAPTACIÓN	896.56	m.s.n.m.	PÉRDIDAS POR FRICCIÓN TRAMO UNO	44.79	m
COTA TOPOGRAFICA EN EL TANQUE DE REGULARIZACIÓN	672.55	m.s.n.m.	PÉRDIDAS POR FRICCIÓN TRAMO DOS	47.00	m
ALTURA DEL TANQUE	3.00	m.	PENDIENTE HIDRAULICA UNO	0.02950	
DESNIVEL TOPOGRAFICO (H)	221.01	m.	PENDIENTE HIDRAULICA DOS	0.02953	
TIPO DE MATERIAL DE LA TUBERIA	PEAD		VELOCIDAD	2.28	m/seg
COEFICIENTE DE RUGOSIDAD	0.0015				

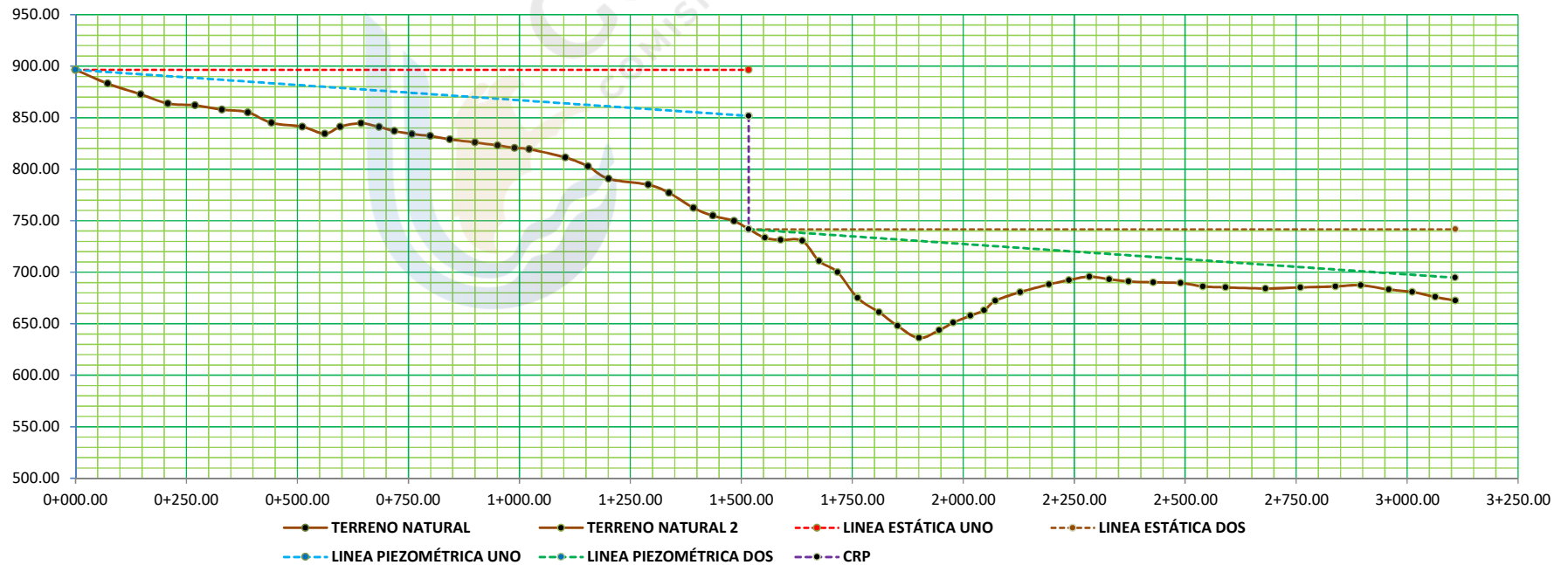
CRUCERO	TRAMO	LONGITUD (mts)	CAD.	MATERIAL	DIÁMETRO (plg)	f	Q (lps)	Hf (mts)	PENDIENTE (S)	ÁREA (m²)	VELOCIDAD (m/seg)	C O T A		CARGA DISPONIBLE (m)
												T.N.	PIEZOMÉTRICA	
FUENTE	-	-	0+000.00	-	-	-	-	-	-	-	-	896.56	896.56	0.00
2	FUENTE-2	72.34	0+072.34	PEAD	6.00	0.01454	30.74	2.14	0.0295	0.0135	2.28	883.21	894.42	11.21
3	2-3	74.37	0+146.71	PEAD	6.00	0.01454	30.74	2.20	0.0295	0.0135	2.28	872.76	892.23	19.47
4	3-4	61.16	0+207.87	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.81	0.0295	0.0135	2.28	863.89	890.42	26.53
5	4-5	61.20	0+269.07	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.81	0.0295	0.0135	2.28	862.11	888.61	26.50
6	5-6	60.67	0+329.74	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.79	0.0295	0.0135	2.28	857.90	886.82	28.92
7	6-7	58.57	0+388.31	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.73	0.0295	0.0135	2.28	855.22	885.09	29.87
8	7-8	53.29	0+441.60	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.57	0.0295	0.0135	2.28	845.08	883.52	38.44
9	8-9	69.58	0+511.18	PEAD	6.00	0.01454	30.74	2.05	0.0295	0.0135	2.28	841.21	881.46	40.25
10	9-10	50.41	0+561.59	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.49	0.0295	0.0135	2.28	834.54	879.98	45.44
11	10-11	35.16	0+596.75	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.04	0.0295	0.0135	2.28	841.34	878.94	37.60
12	11-12	46.87	0+643.62	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.38	0.0295	0.0135	2.28	844.58	877.55	32.97
13	12-13	40.16	0+683.78	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.19	0.0295	0.0135	2.28	841.13	876.37	35.24
14	13-14	34.38	0+718.16	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.02	0.0295	0.0135	2.28	837.12	875.35	38.23
15	14-15	39.96	0+758.12	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.18	0.0295	0.0135	2.28	834.13	874.17	40.04
16	15-16	40.99	0+799.11	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.21	0.0295	0.0135	2.28	832.33	872.96	40.63
17	16-17	44.38	0+843.49	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.31	0.0295	0.0135	2.28	829.05	871.65	42.60
18	17-18	56.58	0+900.07	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.67	0.0295	0.0135	2.28	826.11	869.98	43.87
19	18-19	50.98	0+951.05	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.51	0.0295	0.0135	2.28	823.13	868.47	45.34
20	19-20	38.00	0+989.05	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.12	0.0295	0.0135	2.28	820.65	867.35	46.70
21	20-21	33.03	1+022.08	PEAD	6.00	0.01454	30.74	0.98	0.0295	0.0135	2.28	819.57	866.38	46.81
22	21-22	81.55	1+103.63	PEAD	6.00	0.01454	30.74	2.41	0.0295	0.0135	2.28	811.32	863.97	52.65
23	22-23	51.22	1+154.85	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.51	0.0295	0.0135	2.28	802.79	862.46	59.67
24	23-24	46.29	1+201.14	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.37	0.0295	0.0135	2.28	790.74	861.09	70.35

CRUCERO	TRAMO	LONGITUD (mts)	CAD.	MATERIAL	DIÁMETRO (plg)	f	Q (lps)	Hf (mts)	PENDIENTE (S)	ÁREA (m²)	VELOCIDAD (m/seg)	C O T A		CARGA DISPONIBLE (m)
												T.N.	PIEZOMÉTRICA	
25	24-25	89.24	1+290.38	PEAD	6.00	0.01454	30.74	2.64	0.0295	0.0135	2.28	784.96	858.45	73.49
26	25-26	46.80	1+337.18	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.38	0.0295	0.0135	2.28	777.11	857.07	79.96
27	26-27	55.17	1+392.35	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.63	0.0295	0.0135	2.28	762.43	855.44	93.01
28	27-28	43.75	1+436.10	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.29	0.0295	0.0135	2.28	754.90	854.15	99.25
29	28-29	47.65	1+483.75	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.41	0.0295	0.0135	2.28	749.76	852.74	102.98
30	29-30	32.95	1+516.70	PEAD	6.00	0.01454	30.74	0.97	0.0295	0.0135	2.28	741.76	851.77	110.01
CRP		1,516.70						44.79				741.76	741.76	0.00
31	3031	36.59	1+553.29	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.08	0.0295	0.0135	2.28	733.58	740.68	7.10
32	3132	35.21	1+588.50	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.04	0.0295	0.0135	2.28	731.34	739.64	8.30
33	3233	48.70	1+637.20	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.44	0.0295	0.0135	2.28	730.54	738.20	7.66
34	3334	37.91	1+675.11	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.12	0.0295	0.0135	2.28	710.88	737.08	26.20
35	3435	41.58	1+716.69	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.23	0.0295	0.0135	2.28	700.11	735.85	35.74
36	3536	45.27	1+761.96	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.34	0.0295	0.0135	2.28	675.12	734.52	59.40
37	3637	48.28	1+810.24	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.43	0.0295	0.0135	2.28	661.23	733.09	71.86
38	3738	41.76	1+852.00	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.23	0.0295	0.0135	2.28	647.99	731.86	83.87
39	3839	48.18	1+900.18	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.42	0.0295	0.0135	2.28	636.23	730.44	94.21
40	3940	45.81	1+945.99	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.35	0.0295	0.0135	2.28	643.75	729.08	85.33
41	4041	31.74	1+977.73	PEAD	6.00	0.01454	30.74	0.94	0.0295	0.0135	2.28	651.22	728.15	76.93
42	4142	38.41	2+016.14	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.13	0.0295	0.0135	2.28	657.91	727.01	69.10
43	4243	31.05	2+047.19	PEAD	6.00	0.01454	30.74	0.92	0.0295	0.0135	2.28	663.08	726.09	63.01
44	4344	25.32	2+072.51	PEAD	6.00	0.01454	30.74	0.75	0.0295	0.0135	2.28	672.34	725.35	53.01
45	4445	56.03	2+128.54	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.65	0.0295	0.0135	2.28	680.75	723.69	42.94
46	4546	64.49	2+193.03	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.90	0.0295	0.0135	2.28	688.23	721.79	33.56
47	4647	45.27	2+238.30	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.34	0.0295	0.0135	2.28	692.34	720.45	28.11
48	4748	45.72	2+284.02	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.35	0.0295	0.0135	2.28	695.76	719.10	23.34
49	4849	44.81	2+328.83	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.32	0.0295	0.0135	2.28	693.12	717.78	24.66
50	4950	43.89	2+372.72	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.30	0.0295	0.0135	2.28	691.11	716.48	25.37
51	5051	55.52	2+428.24	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.64	0.0295	0.0135	2.28	690.23	714.84	24.61
52	5152	61.48	2+489.72	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.82	0.0295	0.0135	2.28	689.54	713.03	23.49
53	5253	50.18	2+539.90	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.48	0.0295	0.0135	2.28	686.26	711.54	25.28
54	5354	51.00	2+590.90	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.51	0.0295	0.0135	2.28	685.33	710.04	24.71
55	5455	90.10	2+681.00	PEAD	6.00	0.01454	30.74	2.66	0.0295	0.0135	2.28	684.27	707.38	23.11
56	5556	78.42	2+759.42	PEAD	6.00	0.01454	30.74	2.32	0.0295	0.0135	2.28	685.24	705.06	19.82
57	5657	79.28	2+838.70	PEAD	6.00	0.01454	30.74	2.34	0.0295	0.0135	2.28	686.24	702.72	16.48
58	5758	57.01	2+895.71	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.68	0.0295	0.0135	2.28	687.38	701.04	13.66
59	5859	62.83	2+958.54	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.86	0.0295	0.0135	2.28	683.15	699.18	16.03
60	5960	52.91	3+011.45	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.56	0.0295	0.0135	2.28	680.94	697.62	16.68

CRUCERO	TRAMO	LONGITUD (mts)	CAD.	MATERIAL	DIÁMETRO (plg)	f	Q (lps)	Hf (mts)	PENDIENTE (S)	ÁREA (m²)	VELOCIDAD (m/seg)	C O T A		CARGA DISPONIBLE (m)
												T.N.	PIEZOMÉTRICA	
61	6061	51.96	3+063.41	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.53	0.0295	0.0135	2.28	676.09	696.08	19.99
TANQUE	61TANQUE	44.93	3+108.34	PEAD	6.00	0.01454	30.74	1.33	0.0295	0.0135	2.28	672.55	694.76	22.21
		1,591.64						47.00						
TOTALES		3,108.34						91.79						

LINEA		KM	COTA
ESTÁTICA UNO	INICIA	0+000.00	896.56
	TERMINA	1+516.70	896.56
ESTÁTICA DOS	INICIA	1+516.70	741.76
	TERMINA	3+108.34	741.76
PIEZOMÉTRICA UNO	INICIA	0+000.00	896.56
	TERMINA	1+516.70	851.77
PIEZOMÉTRICA DOS	INICIA	1+516.70	741.76
	TERMINA	3+108.34	694.76

PERFIL DE LA LINEA DE CONDUCCIÓN

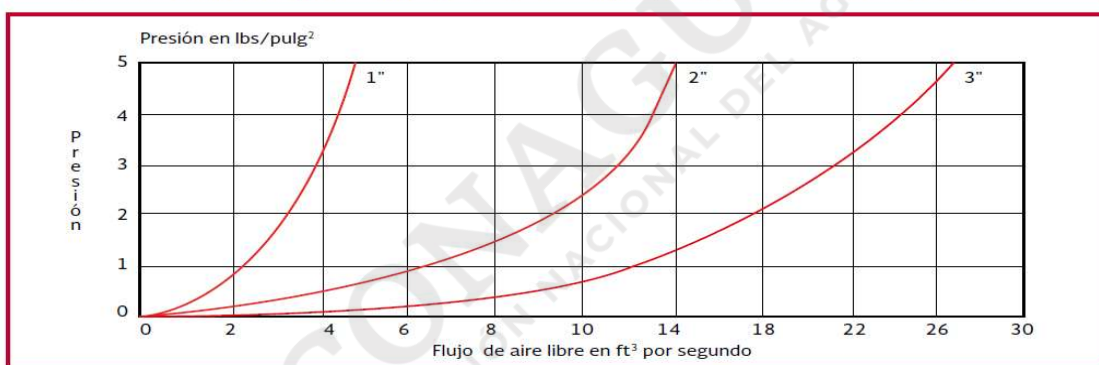


VÁLVULAS, USO Y UBICACIÓN

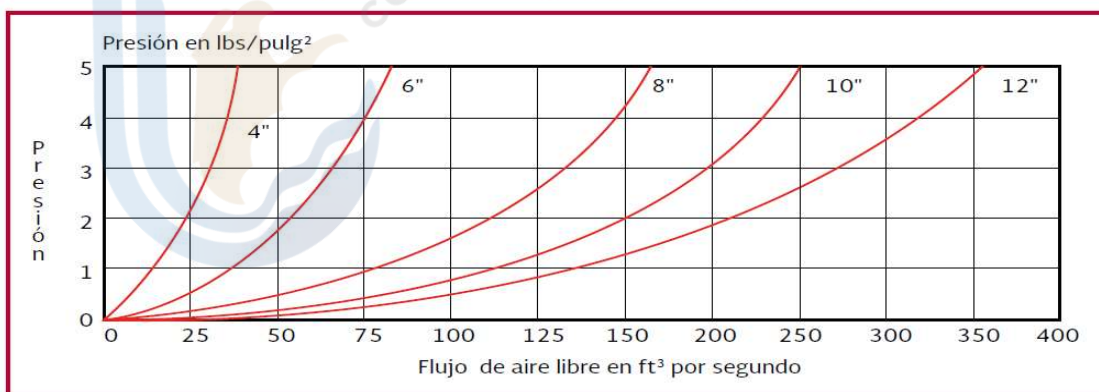
Para poder seleccionar de manera adecuada las válvulas y su ubicación, se debe considerar lo siguiente:

1. Identificar los puntos de mayor altura, es decir, puntos donde la pendiente cambia de manera sensible de una mayor a otra menor o negativa, ya que ahí es donde se necesita admitir o expulsar el aire. Identificar también tramos planos o de pendiente uniforme en la conducción, para este caso se debe considerar colocar las válvulas a distancias entre 500 y 1 000 metros.
2. Identificar los puntos más bajos de la línea de conducción, en ellos se colocarán las válvulas de desagüe. En tramos largos de pendiente uniforme pueden ubicarse también en puntos intermedios, con el objeto de reducir el tiempo de vaciado.
3. Determinar el gasto máximo de llenado de la tubería, a partir del cual se determina la capacidad requerida de expulsión de aire.
4. Determinar el gasto medio y gasto máximo para el vaciado de la tubería. El tiempo de vaciado puede variar mucho de una línea de conducción a otra, desde minutos hasta varios días. Se recomienda que este tiempo no sea demasiado largo, que no sobrepase de 6 a 8 horas. Si no se cumple con el tiempo deseado se colocan desagües intermedios para reducir la longitud y así llegar al tiempo deseado. Si, por el contrario, se obtiene un tiempo de vaciado demasiado corto, se asume un diámetro comercial menor que proporcione un tiempo de vaciado razonable.
5. El diámetro de la válvula se determina con ayuda de las curvas de funcionamiento con una carga máxima de expulsión de tres metros de columna de agua (4.26 lb/in²) o inferior en caso de existir peligro de colapso en la tubería. Éstas son proporcionadas por los fabricantes y comúnmente se presentan en unidades del sistema inglés.

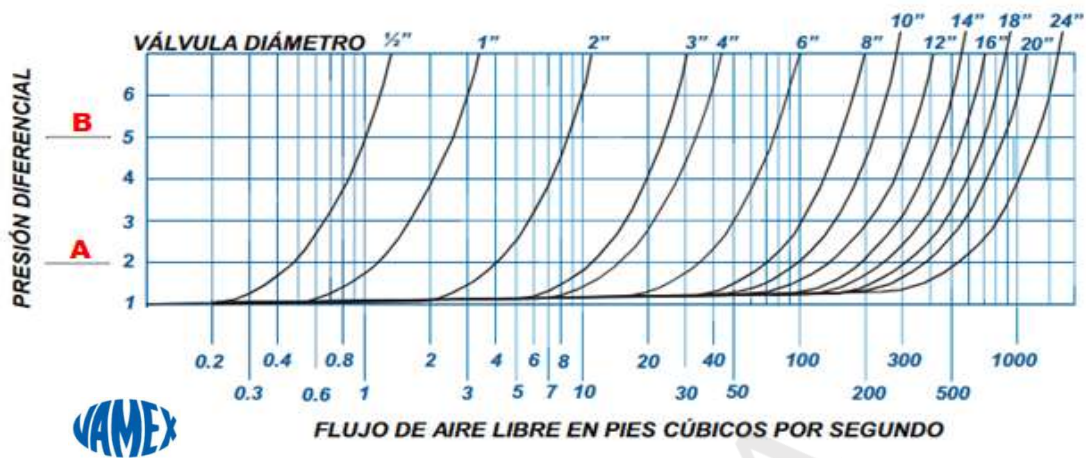
Curvas de funcionamiento de válvulas de admisión y expulsión de aire con orificios de 1" a 3"



Curvas de funcionamiento de válvulas de admisión y expulsión de aire con orificios de 4" a 12"

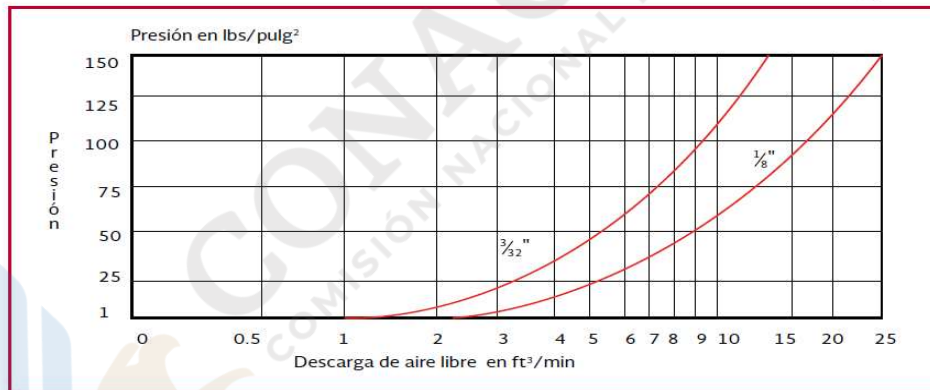


En muchos de los proyectos para zonas rurales se manejan gastos y diámetros pequeños, por lo el cálculo de los orificios resultan menores a los mostrados en las gráficas anteriores, siendo necesario utilizar las gráficas de los fabricantes.

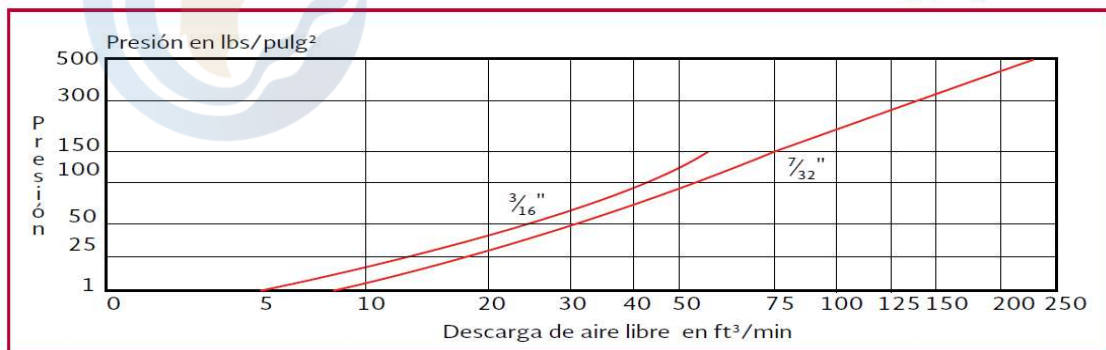


6. Se dimensionan las válvulas eliminadoras de aire, que normalmente se combinan con las válvulas de admisión y expulsión, también con ayuda de las curvas de funcionamiento proporcionadas por los fabricantes. La selección se realiza para la presión de operación normal, y a falta de datos sobre el caudal de aire a eliminar éste se asume igual a 2% del caudal de agua en operación normal de la línea.

Curvas de funcionamiento de válvulas eliminadoras de aire con orificios de $\frac{3}{32}$ " y $\frac{1}{8}$ "



Curvas de funcionamiento de válvulas eliminadoras de aire con orificios de $\frac{3}{16}$ " y $\frac{7}{32}$ "



El diseñador deberá verificar las curvas de funcionamiento específicas del proveedor o fabricante que se trate, debido a la variedad de proveedores existentes en el mercado para este tipo de dispositivos.

A continuación se presenta el cálculo para determinar el diámetro de la válvula de admisión y expulsión de aire, así como el diámetro de la tubería de desagüe.

CÁLCULO DEL DIÁMETRO DE LA VÁLVULA DE ADMISIÓN Y EXPULSIÓN DE AIRE

La válvula de admisión y expulsión de aire se deberá elegir de un diámetro mínimo capaz de admitir y expulsar el aire de un sistema a través de un orificio de venteo, sin exceder de una presión diferencial permisible.

PROCEDIMIENTO A

Para seleccionar el diámetro mínimo capaz de expulsar aire, se aplica la siguiente fórmula para convertir el gasto de litros por segundo a pies cúbicos por segundo:

$$PCAS = \frac{Q}{28.316}$$

Donde:

PCAS = Pies cúbicos de aire por segundo

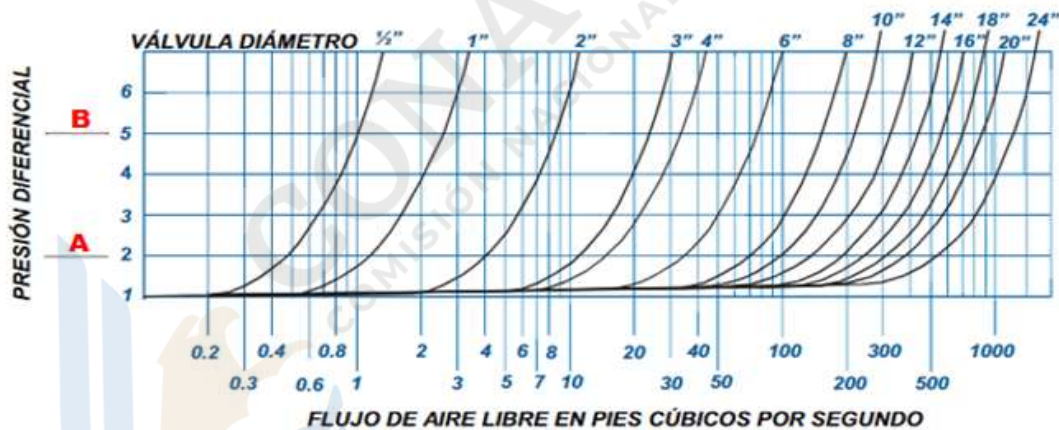
Q = Gasto en litros por segundo

Con el resultado obtenido, se deberá elegir de la gráfica del fabricante, el diámetro de la válvula sin exceder de una presión diferencial de **2 lb/pulg²**, indicado con la letra **A**.

Q = 30.74 lps

$$PCAS = \frac{30.74}{28.316} = 1.086 \text{ ft}^3/\text{seg}$$

Ingresamos en la gráfica, cuidando de no rebasar el punto A, se debe utilizar una válvula de **1"** de diámetro.



PROCEDIMIENTO B

El diámetro mínimo capaz de admitir aire, está dado por el diámetro de la tubería y la pendiente (metros de altura entre los metros de longitud). Se pueden tener dos pendientes diferentes, por lo que se deberá considerar la más crítica:

$$PCAS = 0.08665 \sqrt{PD^3}$$

Donde:

PCAS = Pies cúbicos de aire por segundo

P = Pendiente (metros de altura entre metros de longitud)

D = Diámetro de la tubería en pulgadas.

Con el resultado obtenido, se deberá elegir de la gráfica del fabricante, el diámetro de la válvula sin exceder de una presión diferencial de **5 lb/pulg²**, indicado con la letra **B**.

P₁ = 0.1021

P₂ = 0.0416

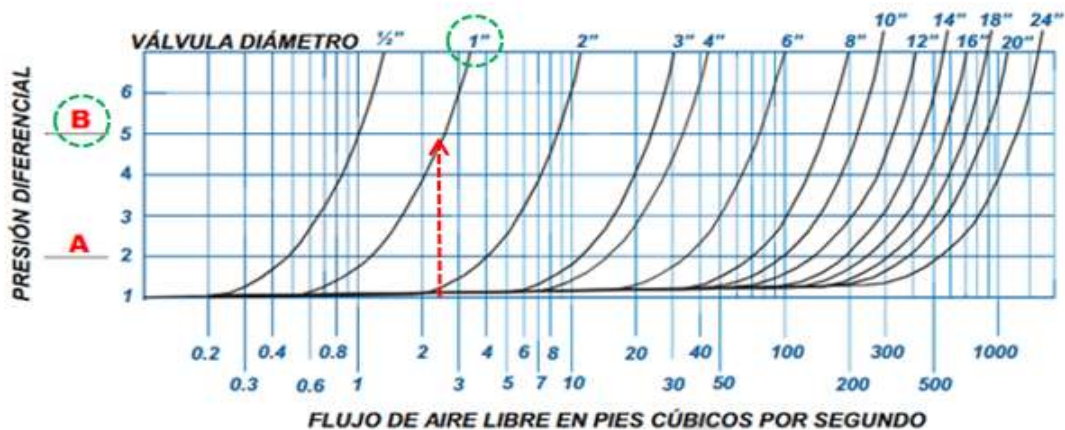
D = 6.00 plg

Comparando las pendientes, se tiene: **La pendiente más crítica es la del tramo 1**

P = 0.1021

$$PCAS = 0.08665 [(0.1021) (6.0)^3]^{1/2} = 2.441 \text{ ft}^3/\text{seg}$$

Ingresamos en la gráfica, cuidando de no rebasar el punto B, se debe utilizar una válvula de **1"** de diámetro.



Comparando los procedimientos **A** y **B**, se decidirá por la de mayor diámetro, si es que los resultados fueran de diámetros diferentes.

EL DIAMETRO DE LA VÁLVULA DE ADMISIÓN Y EXPULSIÓN DE AIRE A UTILIZARSE DEBE SER DE : 1"

CÁLCULO DEL DIÁMETRO DE LA TUBERÍA DE DESAGÜE

Determinando el gasto máximo de vaciado:

$$Q_{mv} = -\frac{\pi}{2} D^{5/2} \sqrt{2gSf} \log \left(0.27 \frac{\epsilon}{D} + \frac{2.51 \nu}{D^{3/2} \sqrt{2gSf}} \right)$$

Donde:

Q_{mv} = Gasto máximo de vaciado en m³/seg

D = Diámetro de la tubería en metros

g = Fuerza de gravedad (9.81 m²/seg)

S_f = Pendiente entre el punto más alto y el punto de desagüe

ϵ = Rugosidad de la tubería en m

ν = Viscosidad cinemática del agua (1×10^{-6} m²/seg)

$$\begin{aligned} D &= 6.00 \text{ plg} = 0.15240 \text{ m} \\ Q &= 30.74 \text{ lps} = 0.03074 \text{ m}^3/\text{seg} \\ L &= 795.82 \text{ m} \\ \text{Desnivel} &= 69.21 \text{ m} \\ S_f &= 0.08697 \\ \epsilon &= 0.00150 \text{ mm} = 0.0000015 \text{ m} \end{aligned}$$

$$Q_{mv} = -\frac{3.1416}{2} (0.15240)^{5/2} [(2) (9.81) (0.08697)]^{1/2} \log \left\{ (0.27) \left(\frac{0.0000015}{0.15240} \right) + \frac{(2.51) (1E-06)}{[(2) (9.81) (0.08697)]^{1/2}} \right\}$$

$$Q_{mv} = 0.083 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Calculando su velocidad:

$$A = \frac{\pi (0.1524)^2}{4} = 0.0182 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{0.083}{0.0182} = 4.55 \text{ m/seg}$$

Obtenemos el diámetro teórico de desagüe:

$$D_{\text{desagüe}} = 0.54 \sqrt{\frac{Q_{mv}}{C_d \sqrt{H}}}$$

Donde:

$D_{\text{desagüe}}$ = Diámetro de desagüe en m

Q_{mv} = Gasto máximo de vaciado en m³/seg

C_d = Coeficiente del gasto (0.60 para pared delgada y 0.82 para pared gruesa)

H = Desnivel en metros

$$D_{\text{desagüe}} = 0.54 \left[\frac{0.083}{(0.60)(69.21)^{1/2}} \right]^{1/2} = 0.070 \text{ m} = \mathbf{2.74 \text{ plg}}$$

Se propone el diámetro comercial más cercano: **3.0 plg** = 0.0762 m

Calculamos el gasto con el diámetro comercial:

$$Q_{mv} = C_d A \sqrt{2gH}$$

Donde:

Q_{mv} = Gasto máximo de vaciado en m³/seg

C_d = Coeficiente del gasto (0.60 para pared delgada y 0.82 para pared gruesa)

A = Área de la tubería en m²

g = Fuerza de gravedad (9.81 m/s²)

H = Desnivel en metros

$$A = \frac{\pi (0.0762)^2}{4} = \mathbf{0.0046 \text{ m}^2}$$

$$Q_{mv} = (0.60)(0.0046) \left[(2)(9.81)(69.21) \right]^{1/2} = \mathbf{0.101 \text{ m}^3/\text{seg}}$$

El gasto medio de vaciado es igual al doble del gasto máximo de vaciado: $Q_{vac} = 2 Q_{mv}$

$$Q_{vac} = (2)(0.101) = \mathbf{0.202 \text{ m}^3/\text{seg}}$$

Procedemos a calcular el tiempo de vaciado:

$$Q_{vac} = \frac{L A}{t}$$

Donde:

Q_{vac} = Gasto medio de vaciado en m³/seg

L = Longitud de la tubería en metros

A = Área de la tubería en m²

t = Tiempo de vaciado en seg

Despejando t de la ecuación:

$$t = \frac{(795.82)(0.0182)}{0.202} = \mathbf{71.99 \text{ seg}}$$

Calculando el gasto de la válvula eliminadora de aire:

A falta de datos sobre el caudal de aire a eliminar éste se asume igual a 2% del caudal de agua en operación normal de la línea.

$$Q_{ve} = 0.02 Q$$

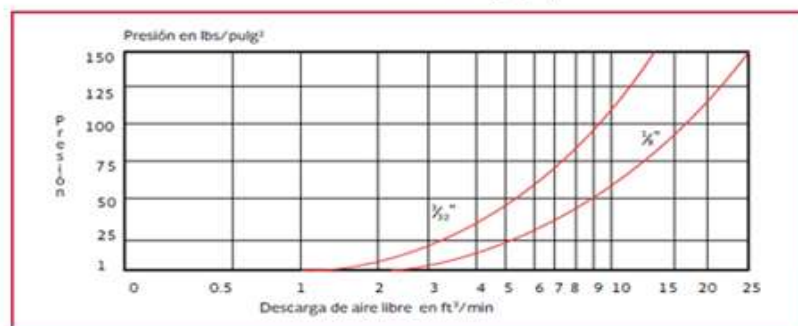
Donde:

Q_{ve} = Gasto de la válvula eliminadora de aire en m³/seg

Q = Gasto de la línea en m/seg

Ingresamos en la gráfica, se debe utilizar una válvula de **3/32"** de diámetro, que es suficiente para eliminar el aire en la línea de conducción para cualquier presión de operación, e incluso se puede buscar una más pequeña si se encuentra un fabricante que la maneje.

Ilustración 3.7 Curvas de funcionamiento de válvulas eliminadoras de aire con orificios de $\frac{3}{32}"$ y $\frac{1}{8}"$



EL DIAMETRO DE LA VÁLVULA ELIMINADORA DE AIRE A UTILIZARSE DEBE SER DE: **3/32"**

DISEÑO DE UNA LINEA DE CONDUCCIÓN POR BOMBEO

Una vez estudiado el trazo planimétrico y altimétrico de la conducción, procedemos a calcular su diámetro. Si la línea de conducción es por bombeo, se tiene más de una solución y la mejor se decide por condiciones económicas.

Si el diámetro es pequeño, la pérdida por fricción es grande y entonces habrá que usar una bomba de mayor potencia para vencer las cargas, incrementándose el costo de operación. Por el contrario, si el diámetro es grande, la pérdida por fricción es pequeña, lo que significa una menor potencia de la bomba para vencerla, pero el costo de la tubería es mayor.

En resumen, en el primer caso, la tubería es «barata» y el costo de bombeo es «caro»; en el segundo caso, sucede lo inverso: la tubería es «costosa» y el gasto de bombeo es «reducido».

Lo que debe procurarse es que ambos costos den un costo anual mínimo, y el diámetro correspondiente a este caso se llama **diámetro económico** de la línea de conducción.

En toda línea de conducción por bombeo, se deberá realizar el estudio de diámetro económico, esto es, un diámetro es económico cuando la suma de su costo del consumo de energía y el costo de instalación de la tubería, resulta menor en comparación con el que arroja cualquier otro diámetro mayor o menor que él.

Para proponer los diámetros por analizar se puede aplicar la fórmula:

$$D_0 = 1.2\sqrt{Q}$$

donde:

D_0 = El diámetro inicial (m)

Q = El gasto de diseño (m³/s)

El resultado se utiliza para proponer varios diámetros comerciales, como mínimo tres, por ejemplo el más próximo, el inmediato superior o el inmediato inferior a éste. Para cada uno de estos valores se realiza el cálculo hidráulico, energético y su costo asociado; a través de esta evaluación se define el diámetro óptimo para el sistema.

También podemos determinar el diámetro teórico de la línea de conducción por bombeo por medio de la expresión:

$$\text{Diámetro en metros} = \sqrt{\frac{\text{área hidráulica}}{0.785}}$$

Para aplicar esta fórmula, debemos suponer una velocidad inicial de **1.20 m/seg*** y aplicar la ecuación de continuidad ($Q = AV$), para despejar de esta el valor del área.

*** Por la práctica se sabe que por lo general la velocidad del agua en un diámetro económico gira alrededor de esta velocidad.**

Para la determinación del diámetro económico, nos podemos auxiliar de la tabla que se muestra a continuación, donde el valor del diámetro más económico está dado por el menor costo determinado en la última columna.

CUANDO SE TRATE DE CONDUCCIONES POR LAS CUALES SE TENGAN GASTOS MENORES DE 5 LPS, NO SERÁ NECESARIO CALCULAR EL DIÁMETRO ECONÓMICO, EN VISTA QUE LA VARIACIÓN QUE SE TENDRÁ ENTRE LOS DIÁMETROS CONSECUTIVOS NO AFECTARÁ SUSTANCIALMENTE LOS COSTOS INICIALES DE CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA Y LA OPERACIÓN DE LA MISMA.

CÁLCULO DEL DIÁMETRO ECONÓMICO EN LÍNEA DE CONDUCCIÓN POR BOMBEO

OBRA: CONSTRUCCIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE PUTLA VILLA DE GUERRERO
TUBERÍA: POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD
Rugosidad E : 0.0015 mm
LONGITUD: 283.67 mts
GASTO: 36.89 lps
Et: 5,200.00 kg/cm² (Módulo de elasticidad)

CALCULÓ: ING. RAYMUNDO PARADA LUCERO
REVISÓ: ING. RAYMUNDO PARADA LUCERO
FECHA: 29 DE MAYO DE 2013

Diámetro nominal		Area en m ² (A)	Gasto en m ³ /s (Q)	Velocidad en m/seg (V)	Long. de la línea (m)	Q ²	Factor Darcy-Weisbach (f)	$K = \frac{f}{2gDA^2}$	Pérdidas por fricción Hf=KLQ ² (m)	5% de Hf (m)	Desnivel topogáfico (m)	Columna de bombeo (m)	5% de la columna (m)	Altura del tanque (m)	Ht (m)	5% otras pérdidas (m)	CDT (m)	η en %	76 η	$HP = \frac{\gamma CDT (Q)}{76 \eta}$
mm.	pulg.																			
152.4	6	0.01346	0.03689	2.741	283.67	0.0013610	0.01407	30.25049	11.68	0.58	47.09	37.00	1.85	3.00	101.20	5.06	106.26	80	60.800	64.48
203.2	8	0.02283	0.03689	1.616	283.67	0.0013610	0.01472	8.44324	3.26	0.16	47.09	37.00	1.85	3.00	92.36	4.62	96.98	80	60.800	58.84
254.0	10	0.03154	0.03689	1.170	283.67	0.0013610	0.01516	3.87512	1.50	0.07	47.09	37.00	1.85	3.00	90.51	4.53	95.04	80	60.800	57.66

GOLPE DE ARIETE

Diam. nominal (plg)	Diam. exterior (m)	Espesor pared del tubo (e) m.	Diam. interior (m)	Area en m ² (A)	Velocidad m/s	145 V	(Ka) (d)	(Et) (e)	$\frac{(Ka)(d)}{(Et)(e)}$	$\left[1 + \frac{(Ka)(d)}{(Et)(e)}\right]^{1/2}$	$Hf = \frac{145 V}{\left[1 + \frac{(Ka)(d)}{(Et)(e)}\right]^{1/2}}$	Sobrepresión que absorbe la válvula (80%)	Sobrepresión que absorbe la tubería (20%)	Carga normal de operación (m)	Presión total (Carga normal de operación + 20% de la sobrepresión) (m)
6	0.16830	0.01870	0.13090	0.01346	2.741	397.485	27.69	0.97	28.47115	5.429	73.22	58.58	14.64	61.77	76.41
8	0.21910	0.02430	0.17050	0.02283	1.616	234.289	36.06	1.26	28.53811	5.435	43.11	34.49	8.62	53.35	61.97
10	0.27300	0.03630	0.20040	0.03154	1.170	169.592	42.38	1.89	22.45423	4.843	35.02	28.01	7.00	51.59	58.59

CONCEPTO	DIÁMETRO DE LA TUBERÍA: 6				DIÁMETRO DE LA TUBERÍA: 8				DIÁMETRO DE LA TUBERÍA: 10			
	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE \$	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE \$	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE \$

FIERRO GALVANIZADO (FoGo)

LIMPIEZA, TRAZO Y NIVELACIÓN	M ²				M ²				M ²			
SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TUBERÍA	ML				ML				ML			
INSTALACIÓN DE PIEZAS ESPECIALES	PZA				PZA				PZA			

POLICLORURO DE VINILO (PVC) ó POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD (PEAD)

LIMPIEZA, TRAZO Y NIVELACIÓN	M ²	283.67	11.50	3,262.21	M ²	283.67	11.50	3,262.21	M ²	283.67	11.50	3,262.21
EXCAVACIÓN EN MATERIAL TIPO I	M ³	-	-	-	M ³	-	-	-	M ³	-	-	-
EXCAVACIÓN EN MATERIAL TIPO II	M ³	218.43	150.03	32,771.05	M ³	244.67	150.03	36,707.84	M ³	272.32	150.03	40,856.17
EXCAVACIÓN EN MATERIAL TIPO III	M ³	-	-	-	M ³	-	-	-	M ³	-	-	-
PLANTILLA APISONADA	M ³	19.86	105.57	2,096.62	M ³	22.69	105.57	2,395.38	M ³	22.77	105.57	2,403.83
RELLENO COMPACTADO	M ³	86.72	133.22	11,552.84	M ³	99.80	133.22	13,295.36	M ³	113.44	133.22	15,112.48
RELLENO A VOLTEO	M ³	105.53	77.52	8,180.69	M ³	111.45	77.52	8,639.60	M ³	119.60	77.52	9,271.39
SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE TUBERÍA	ML	283.67	709.81	201,351.80	ML	283.67	875.23	248,276.49	ML	283.67	1075.65	305,129.64
INSTALACIÓN DE PIEZAS ESPECIALES	PZA	5.00	10,067.59	50,337.95	PZA	5.00	12,413.82	62,069.12	PZA	5.00	15,256.48	76,282.41

COSTO TOTAL DE CONDUCCIÓN	\$	309,553.16	\$	374,646.01	\$	452,318.12
---------------------------	----	------------	----	------------	----	------------

Diam. nominal (plg)	H.P.	K.W.H.	Precio del K.W.H.	Costo por hora de bombeo (\$)	Cargo anual de bombeo (\$)	Costo total de conducción (\$)	Interés Anual (r)	Número de Anualidades (n)	Anualidad (a)	Cargo Anual de Amortización (\$)	Costo Anual de bombeo para operación de 365 días (\$)
6	64.48	48.08	0.79	37.98	332,732.18	309,553.16	23.00	15	0.2408	74,537.63	407,269.81
8	58.84	43.88	0.79	34.67	303,668.41	374,646.01	23.00	15	0.2408	90,211.40	393,879.81
10	57.66	43.00	0.79	33.97	297,580.22	452,318.12	23.00	15	0.2408	108,914.15	406,494.38

1 KWH = 0.7457 HP

1 AÑO = 8,760 HORAS

$$a = r + \frac{r}{(1 + r)^n} - 1$$

Donde:
a = Anualidad.
r = Interés anual.
n = Número de anualidades.

EL DIÁMETRO MÁS ECONÓMICO ESTÁ DADO POR EL MENOR COSTO DETERMINADO EN LA COLUMNA: COSTO ANUAL DE BOMBEO PARA OPERACIÓN DE 365 DÍAS

Generalmente, el diámetro de la línea de conducción se calcula con el gasto máximo diario, sin embargo, muchas de las veces es necesario utilizar menos de 24 horas de bombeo, lo que nos permita darle un descanso al equipo de bombeo, mismo que podrá utilizarse para su mantenimiento y con ello se tenga una adecuada operación. De igual forma, para poblaciones pequeñas, no es funcional operar el equipo de bombeo durante las 24 horas del día, ya que con frecuencia se tienen valores del gasto máximo diario de unos cuantos litros o incluso fracciones de litro por segundo.

Para resolver la problemática antes señalada, se tiene que ver la posibilidad de bombear y conducir el gasto equivalente a 24 horas, disminuyendo el número de horas que convenga, de tal manera que se consiga evitar gastos pequeños. En este caso, se llama **gasto de conducción o gasto de diseño**, y se tendrá que aplicar la siguiente fórmula:

$$Q_{\text{conducción}} = \frac{24 \text{ horas} \times Q_{\text{máx. diario}}}{\text{No. de horas de bombeo}}$$

Como se puede apreciar en la siguiente tabla, mientras menor es el tiempo de bombeo que se quiera emplear, mayor será el gasto por conducir.

Para un bombeo de:

24 hrs:	Q bombeo =	Q máx. diario
20 hrs:	Q bombeo =	1.20 Q máx. diario
16 hrs:	Q bombeo =	1.50 Q máx. diario
12 hrs:	Q bombeo =	2.00 Q máx. diario
8 hrs:	Q bombeo =	3.00 Q máx. diario

Para poblaciones pequeñas es conveniente considerar entre 8 y 12 horas de bombeo, con la finalidad de lograr proyectos más funcionales y sostenibles durante su operación.

Es importante señalar, que antes de iniciar con cualquier cálculo de la línea de conducción, debemos de obtener primeramente el **aforo de la fuente de abastecimiento**, de tal forma que nos permita compararlo con el gasto de conducción o de diseño requerido en el proyecto. El gasto que proporcione la fuente de abastecimiento, debe ser igual o superior a éste, ya que en caso contrario, el diseño del diámetro de la tubería se tendría que llevar a cabo con el gasto que aporte dicha fuente. Para lograr que el gasto de conducción o diseño se iguale al gasto aforado, debe de incrementarse las horas de bombeo.

FENÓMENOS TRANSITORIOS EN LÍNEAS DE CONDUCCIÓN

Al presentarse el golpe de ariete, se incrementará la presión en la tubería y esto provocará que la línea piezométrica empiece a elevarse hasta convertirse en línea de sobrepresión. Como la tubería en su operación siempre estará expuesta a que se presente el golpe de ariete, esta tendrá que ser clasificada con la línea de sobre presión.

Así mismo, para evitar que la tubería resulte con clases de cédulas altas, y por consiguiente poder bajar el costo de la línea de conducción, se colocará obligadamente una válvula contra golpe de ariete en la descarga de los equipos electromecánicos. **Dicha válvula contra golpe de ariete nos absorberá el 80% del valor total y la tubería el 20% restante.**

La válvula contra golpe de ariete es una válvula de alivio montada en derivación a la tubería principal, que se abre instantáneamente cuando la bomba deja de operar, aliviando la presión alta de onda negativa. La válvula se cierra lentamente cuando la presión vuelve a su valor estático. La válvula funciona al mismo tiempo como válvula de alivio de presión.

Para calcular la sobrepresión utilizamos la siguiente fórmula:

$$H_i = \frac{145 V}{\left[1 + \frac{(K_a)(d)}{(E t)(e)} \right]^{1/2}}$$

Donde:

H_i = Golpe de ariete o sobrepresión en mts.

V = Velocidad en m/seg

K_a = Módulo de elasticidad del agua (20,738 kg/cm²)

d = Diámetro interior de la tubería en mts.

$E t$ = Módulo de elasticidad de la tubería en kg/cm²

e = Espesor de la tubería en mts.

En ingeniería se denomina módulo de elasticidad o módulo de Young, a la razón entre el incremento de esfuerzo aplicado a un material y el cambio correspondiente a la deformación unitaria que experimenta. Tiene el mismo valor para una tracción que para una compresión, siendo una constante independiente del esfuerzo, siempre que no exceda de un valor máximo denominado límite elástico.

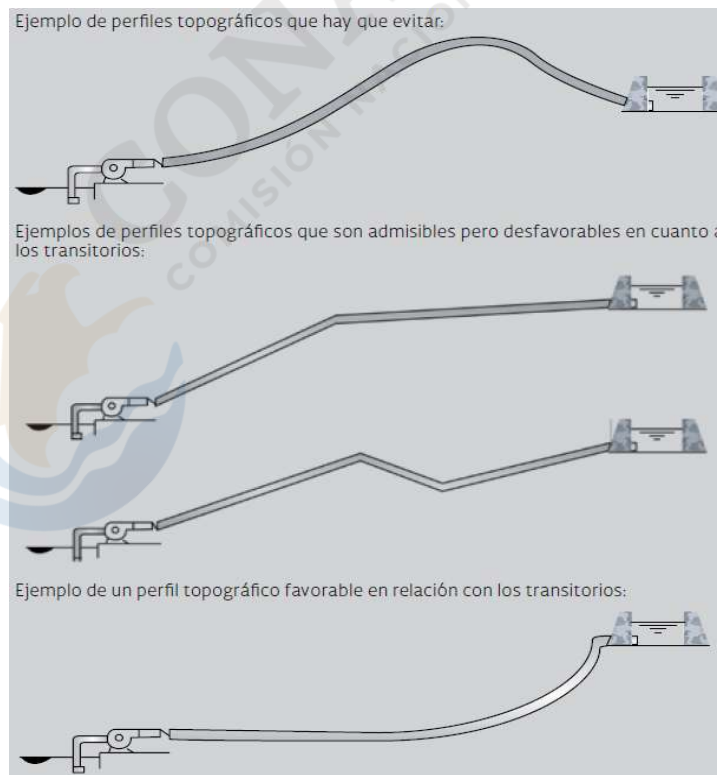
MÓDULO DE ELASTICIDAD (Et)		
FoGo	2,160,000.00	kg/cm ²
PVC	28,100.00	kg/cm ²
Asbesto-Cemento	245,000.00	kg/cm ²
PEAD	17,000.00	kg/cm ²
Acero	2,160,000.00	kg/cm ²
Fibrocemento	240,000.00	kg/cm ²
Cobre	1,300,000.00	kg/cm ²
Concreto	175,000.00	kg/cm ²
Hierro Colado	1,050,000.00	kg/cm ²

El fenómeno conocido como **separación de columna líquida** puede producirse en los sistemas de transporte de agua, como consecuencia del golpe de ariete si transitoriamente se alcanza la presión de vaporización en algún lugar de la conducción. Bajo estas condiciones, el agua líquida se convierte en vapor y da origen a la formación de una cavidad que crece hasta alcanzar un volumen máximo que posteriormente decrece hasta colapsar. Al colapso de la cavidad se le denomina separación de columna.

RECOMENDACIONES PARA CONDUCCIONES DE BOMBEO

Normalmente el trazo es definido por la ubicación de las fuentes y de los puntos de entrega, tratando de unirlos por la distancia más corta entre ellos. Existen no obstante ocasiones en que es conveniente desviarse de las líneas de distancia más corta para evitar, dentro de lo posible, que la tubería pase por puntos altos acentuados, ya que en estos lugares se pueden producir separaciones de columna en el transitorio. Hay que evitar que la tubería pase por puntos más altos que el punto de descarga, ya que con el paro de las bombas la tubería siempre se vaciará en el tramo desde esos puntos hasta la descarga.

Mientras más larga es la conducción, más fuertes son los transitorios. Con bombeo en varias etapas (rebombes intermedios) el transitorio se desarrolla de manera independiente en las tuberías de cada etapa (que son más cortas) y los transitorios son menos severos.



CELERIDAD

La celeridad es la velocidad de propagación de la onda de presión a través del agua contenida en la tubería. Su valor depende fundamentalmente de las características geométricas y mecánicas de la conducción, así como de la compresibilidad del agua. Cualquier cambio repentino en las condiciones del flujo que se origina en un punto de una tubería a presión se transmite (propaga) por la tubería con una velocidad que depende de la elasticidad del fluido y de la pared de la tubería. Esta velocidad se señala con **a** y se denomina celeridad, para distinguirla de la velocidad del flujo **v**.

Si la tubería fuera completamente indeformable (completamente rígida), la velocidad a sería igual a la velocidad de propagación del sonido en el fluido. La deformabilidad de la tubería disminuye la velocidad de propagación, de forma tal que es válida la siguiente ecuación:

$$a = \frac{a_o}{\sqrt{1 + \frac{E_{agua}}{E_{mat}} \frac{d}{e}}}$$

a = Velocidad de propagación en m/seg
 a_o = Velocidad del sonido en el agua (1,440 m/seg)
 E_{agua} = Módulo de elasticidad del agua (21,150 kg/cm²)
 E_{mat} = Módulo de elasticidad (módulo de Young) del material del tubo en kg/cm²
d = Diámetro interior del tubo en mts.
e = Espesor de la pared del tubo en mts.

Para **tubos de pared delgada** (d/e es igual o mayor de 25).

$$a = \frac{a_o}{\sqrt{1 + \frac{E_{agua}}{E_{mat}} \frac{d}{e}}}$$

$$C = \frac{2e}{d} (1 + \mu) + \frac{d(1 - \mu^2)}{d + e}$$

μ = Coeficiente de Poisson del material del tubo

Material	μ
FoGo	0.30
Acero	0.30
PVC	0.45
PEAD	0.45
A-C	0.15

Para **tubos de pared gruesa** (d/e es menor de 25).

FRECUENCIA DE PROPAGACIÓN DE LA ONDA DE PRESIÓN

La frecuencia no es más que el inverso del periodo, que es el tiempo transcurrido entre dos puntos equivalentes de la onda, es decir entre dos máximos o dos mínimos, con lo cual el periodo (y la frecuencia) dependerán de lo larga que sea la conducción de la instalación y de su celeridad, que es la velocidad de propagación de la onda de presión a través del agua del interior de la tubería.

La siguiente característica de la instalación a determinar es el tiempo que dura la variación de velocidad, es decir, el que transcurre desde el corte de energía y la anulación del caudal o **el tiempo de parada del agua**. A partir de estudios teóricos y experimentales, el doctor Enrique Mendiluce propuso una expresión que es la que se usa comúnmente para establecer ese tiempo de parada del agua, principalmente para impulsiones, y que es la siguiente:

$$T = C + \frac{K \cdot L \cdot v}{g \cdot H_m}$$

T = Tiempo de parada del agua en seg
L = Longitud de la conducción en mts
v = Velocidad del agua en m/seg
g = Gravedad en m/seg²
 H_m = Altura manométrica (altura a la que hay que elevar el agua, y que es igual al desnivel más las pérdidas) en mts.
C y K = Coeficientes de ajuste

El coeficiente **K** representa la inercia del equipo de bombeo, en función de la cinética del agua, en el instante del corte de energía, y cuyos valores redondeados recomendados para una mayor facilidad de aplicación de la fórmula son los siguientes:

L (m)	K
< 500	2
≈ 500	1,75
500 < L < 1500	1,5
≈ 1500	1,25
> 1500	1

El coeficiente **C** suple el efecto de otras energías en el cálculo (como la de descompresión del agua, por ejemplo) y que influyen en instalaciones de pendientes bajas. En función de la pendiente hidráulica de la instalación, se recomiendan los siguientes valores:

i	C
< 20%	1
≈ 25%	0,8
≈ 30%	0,6
≈ 40%	0,4
> 50%	0

En relación con la velocidad de propagación de la onda y el tiempo de parada del agua, puede determinarse una tercera característica de la instalación: su longitud crítica, la cual es sencilla de obtener a través de la expresión:

$$L_c = \frac{aT}{2}$$

L_c = Longitud crítica en mts
a = Celeridad en m/seg
T = Tiempo de parada del agua en seg

MANIOBRAS EN LAS VÁLVULAS

Uno de los efectos característicos de las válvulas instaladas en los sistemas de abastecimiento de agua es la generación de fuertes transitorios en las instalaciones cuando se procede a la maniobra de las mismas. Así, el cierre de las válvulas, en sus diferentes tipos constituye el origen de la aparición en las instalaciones hidráulicas de las sobrepresiones y depresiones más importantes.

La teoría y la práctica demuestran que las máximas sobrepresiones posibles se logran para los casos en que la maniobra de cierre sea menor que el tiempo que tarda la onda en su viaje de ida y vuelta al obturador (tiempo crítico T_c), y su valor se obtiene con:

$$T_c = \frac{2L}{a}$$

T_c = Tiempo crítico en seg.
 L = Longitud de la tubería en mts.
 a = Celeridad de la onda en m/seg.

La maniobra que denominaremos de "**cierre rápido**" cumple la condición:

$$T_c < \frac{2L}{a}$$

Es decir, en aquellas en las que el tiempo de parada del agua es menor que el periodo de propagación de la onda, o que su longitud es mayor que la longitud crítica. En esta circunstancia se aplicará la **fórmula de Allievi** para determinar el valor máximo de la sobrepresión:

$$\Delta h_{m\acute{a}x} = \frac{a v}{g}$$

Δh = Incremento de la sobrepresión en mts.
 a = Celeridad de la onda en m/seg.
 v = Velocidad del fluido en m/seg
 g = Gravedad en m/seg²

La tendencia favorable en cuanto a hacer más lenta las maniobras de cierre, puede extenderse a los casos en que éstas sean mayores que el tiempo crítico T_c . En efecto, para estas maniobras que llamaremos de "**cierre lento**", debe verificarse que:

$$T_c > \frac{2L}{a}$$

Esto significa que el tiempo de parada del agua es mayor que la frecuencia (o periodo) de propagación de la onda, o que la longitud de la instalación es menor que la longitud crítica. Para este caso, la fórmula que se aplica para obtener el incremento de presión producido es la propuesta por **Michaud**:

$$\Delta h_{m\acute{a}x} = \frac{2 L v}{g T_c}$$

Δh = Incremento de la sobrepresión en mts.
 L = Longitud de la tubería en mts.
 v = velocidad del fluido en m/seg
 g = Gravedad en m/seg²
 T_c = Tiempo de cierre en seg.

Nótese en la expresión de Michaud que al hacer T_c lo suficientemente grande, se puede hacer tan pequeño como se desee el valor de $\Delta h_{m\acute{a}x}$.

Pasaremos a analizar tres ejemplos concretos de maniobra lineal para diferentes tipos de cierre. En todos los casos supondremos un tramo simple regulado aguas abajo y supondremos a la tubería horizontal, para que H sea representativo de los términos de presión, sin necesidad de descontar el término Z . Por otra parte, no se considera el efecto amortiguador de las pérdidas de energía, por lo que los resultados quedan del lado de la seguridad.

EJEMPLO 1: Cierre instantáneo

Datos:
 Tubería de acero de 50 cm de diámetro
 $L = 2,000$ m
 Espesor = 3 cm
 $H_0 = 50$ m
 $v = 2$ m/seg

$$a = \frac{a_0}{\sqrt{1 + \frac{E_{agua} d}{E_{mar} e}}} \quad a = \frac{1,440}{\sqrt{1 + \frac{\{21,150\} \{50\}}{\{2,160,000\} \{3\}}}} = 1,335.17 \text{ m/seg}$$

La sobrepresión máxima (válida para la faz de golpe directo) de golpe de ariete será:

$$\Delta h_{m\acute{a}x} = \frac{a v}{g} \quad \Delta h_{m\acute{a}x} = \frac{\{1,335.17\} \{2\}}{9.81} = 272.21 \text{ m}$$

EJEMPLO 2: Cierre rápido

Datos:

Tubería de Polietileno de Alta Densidad (PEAD) de 60 cm de diámetro

L=3,000 m

Espesor = 5 cm

Ho = 60 m

v = 1 m/seg

Tiempo de cierre (Tc) = 4 seg.

$$a = \frac{a_o}{\sqrt{1 + \frac{E_{agua} d}{E_{mat} e}}} \quad a = \frac{1,440}{\sqrt{1 + \frac{(21,150)(60)}{(17,000)(5)}}} = 360.80 \text{ m/seg}$$

Calculamos el tiempo de cierre Tc:

$$Tc = \frac{2L}{a} \quad Tc = \frac{(2)(3,000)}{360.80} = 16.63 \text{ seg}$$

Como 16.63 seg > 4 seg, por lo tanto se trata de un cierre brusco.

La sobrepresión máxima (válida para la faz de golpe directo) de golpe de ariete será:

$$\Delta h_{\text{máx}} = \frac{a v}{g} \quad \Delta h_{\text{máx}} = \frac{(360.80)(1)}{9.81} = 36.78 \text{ m}$$

EJEMPLO 3: Cierre lento

Tubería de PVC de 45 cm de diámetro

L=1,000 m

Espesor = 7 cm

Ho = 70 m

v = 2 m/seg

Tiempo de cierre (Tc) = 10 seg.

$$a = \frac{a_o}{\sqrt{1 + \frac{E_{agua} d}{E_{mat} e}}} \quad a = \frac{1,440}{\sqrt{1 + \frac{(21,150)(45)}{(28,100)(7)}}} = 595.95 \text{ m/seg}$$

Calculamos el tiempo de cierre Tc:

$$Tc = \frac{2L}{a} \quad Tc = \frac{(2)(1,000)}{595.95} = 3.36 \text{ seg}$$

Como 3.36 seg < 10 seg, por lo tanto se trata de un cierre lento.

La sobrepresión máxima (válida para la faz de golpe directo) de golpe de ariete será:

$$\Delta h_{\text{máx}} = \frac{2Lv}{gTc} \quad \Delta h_{\text{máx}} = \frac{(2)(1,000)(2)}{(9.81)(3.36)} = 121.36 \text{ m}$$

A continuación se muestra el cálculo hidráulico de una línea de conducción por bombeo. En el primero de ellos se utilizará tubería de un solo material (PEAD), y en el segundo, se emplearán dos tipos de tubería (PEAD y PVC).

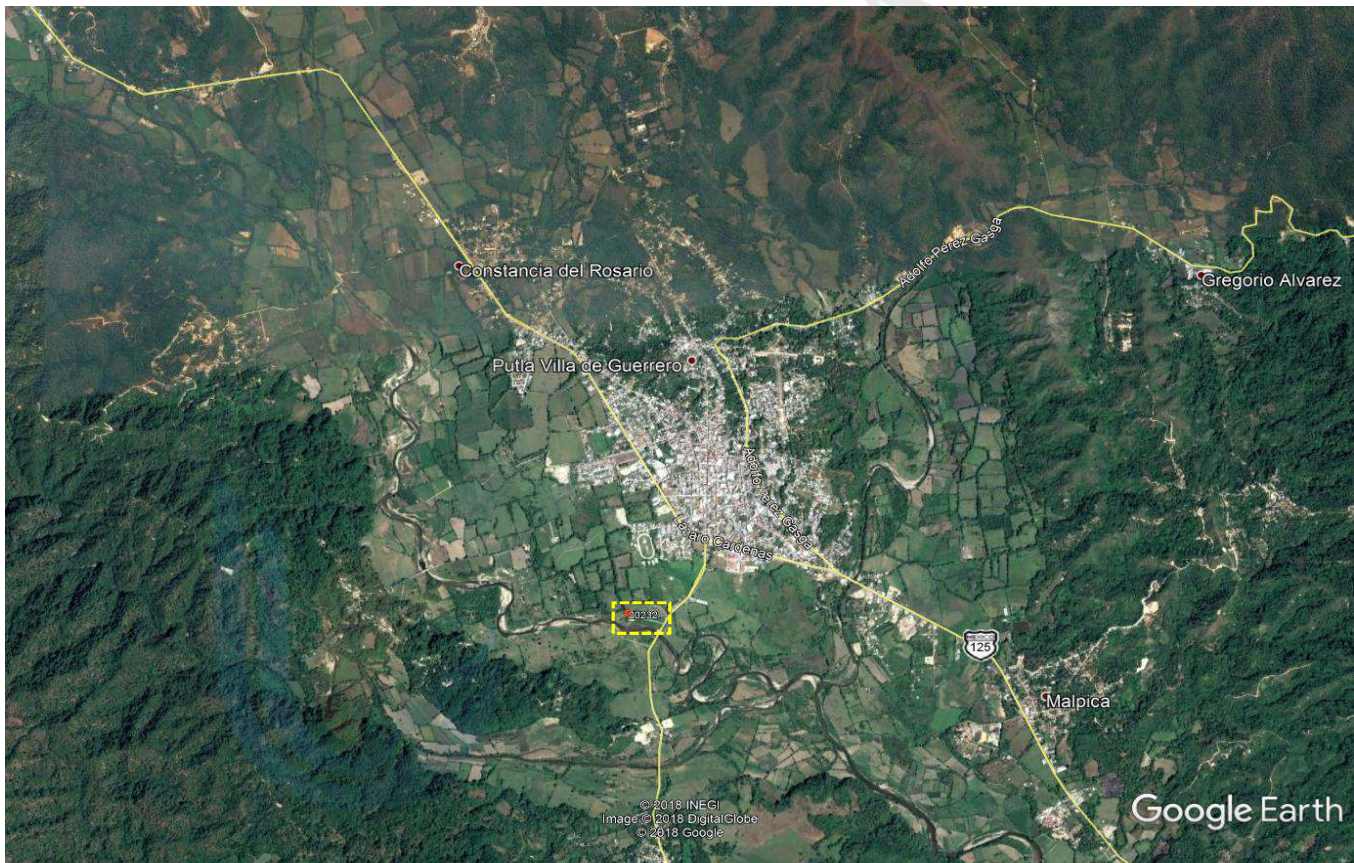
CUANDO EL DESNIVEL A VENCER SUPERE LOS 200 METROS Y LAS CONDUCCIONES SEAN LARGAS (MAYORES A 1,000 METROS), SE RECOMIENDA PROPONER UN REBOMBEO, CON LA FINALIDAD DE TENER EQUIPOS DE BOMBEO DE MENOR POTENCIA Y REDUCIR EL EFECTO DEL GOLPE DE ARIETE, LO QUE TRAERÁ CONSIGO UTILIZAR TUBERÍAS DE MENOR ESPESOR O CÉDULA, CON LO QUE SE ELABORARÁN PROYECTOS MÁS ECONÓMICOS Y VIABLES DE EJECUTARSE.

CÁLCULO PARA LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN (UN TIPO DE TUBERÍA)

LOCALIDAD: **0001 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
MUNICIPIO: **073 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
DISTRITO: **PUTLA**

OBRA: **Ampliación del sistema de
agua potable de la localidad de
PUTLA VILLA DE GUERRERO**

PARA PODER DETERMINAR LA DOTACIÓN PARA CADA UNO DE LOS HABITANTES DE LA LOCALIDAD A BENEFICIAR, SE TOMARÁ LA INFORMACIÓN ESTADÍSTICA DE LA ESTACIÓN METEOROLÓGICA MÁS CERCANA, Y POSTERIORMENTE UTILIZAREMOS LA TABLA 2.2 DEL LIBRO DATOS BÁSICOS PARA PROYECTOS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LA CONAGUA 2015.



SERVICIO METEOROLÓGICO NACIONAL

NORMALES CLIMATOLÓGICAS

ESTADO DE: OAXACA

PERIODO: 1951-2010

ESTACION: 00020232 PUTLA DE GUERRERO

LATITUD: 17°01'00" N.

LONGITUD: 097°55'59" W.

ALTURA: 730.0 MSNM.

ELEMENTOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
TEMPERATURA MAXIMA													
NORMAL	30.2	27.9	31.2	31.3	30.7	30.1	30.0	29.8	31.1	30.4	30.5	29.7	30.2
MAXIMA MENSUAL	32.6	33.7	35.5	35.8	35.5	37.1	33.8	35.5	33.0	33.0	33.6	33.8	
AÑO DE MAXIMA	1980	1981	1988	1981	1980	1988	1988	1988	1987	1987	1979	1979	
MAXIMA DIARIA	36.0	37.0	39.0	38.0	38.5	42.0	40.0	40.5	36.0	35.0	37.5	35.0	
FECHA MAXIMA DIARIA	25/1980	12/1976	29/1979	05/1981	23/1980	06/1988	22/1988	04/1988	03/1988	21/1987	11/1977	12/1978	
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
TEMPERATURA MEDIA													
NORMAL	21.3	20.1	22.4	23.1	23.4	24.0	23.6	23.6	24.5	23.7	22.8	21.5	22.8
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
TEMPERATURA MINIMA													
NORMAL	12.5	12.2	13.5	14.9	16.1	17.9	17.3	17.4	17.8	17.0	15.1	13.4	15.4
MINIMA MENSUAL	7.9	3.4	8.1	9.9	10.1	10.2	9.6	9.9	13.2	8.7	10.2	7.8	
AÑO DE MINIMA	1989	1984	1986	1989	1986	1986	1986	1986	1987	1989	1989	1985	
MINIMA DIARIA	4.5	0.0	5.0	8.0	7.0	8.0	7.0	6.5	10.0	6.0	8.0	6.0	
FECHA MINIMA DIARIA	23/1983	01/1984	10/1989	03/1986	29/1989	03/1986	27/1986	01/1989	20/1988	05/1989	04/1987	19/1985	
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
PRECIPITACION													
NORMAL	13.6	13.6	16.6	22.1	251.0	451.5	402.7	357.8	411.3	208.2	26.2	21.0	2,195.6
MAXIMA MENSUAL	75.6	64.0	67.5	73.5	967.7	880.3	631.5	611.5	846.5	456.2	91.0	106.5	
AÑO DE MAXIMA	1984	1986	1989	1987	1987	1974	1984	1985	1988	1986	1975	1989	
MAXIMA DIARIA	50.0	35.5	67.5	33.5	170.0	135.0	118.0	130.5	200.0	165.5	53.5	60.0	
FECHA MAXIMA DIARIA	11/1984	12/1986	23/1989	23/1986	31/1987	21/1989	27/1989	27/1976	19/1988	02/1986	03/1978	28/1986	
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
EVAPORACION TOTAL													
NORMAL													
AÑOS CON DATOS													
NUMERO DE DIAS CON													
LLUVIA	1.5	1.9	1.3	1.8	11.0	21.5	21.1	22.3	22.3	11.1	2.8	2.0	120.6
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
NIEBLA	3.6	5.5	3.0	2.2	6.3	10.9	12.1	11.3	17.3	13.4	6.9	2.1	94.6
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
GRANIZO	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
TORRENTA E.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	

ESTACIÓN METEOROLÓGICA: 00020232 PUTLA DE GUERRERO

GRUPO CLIMÁTICO (KOPPEN) A

CLIMA CÁLIDO HÚMEDO

Con este tipo de clima, ingresamos en la tabla 2.2 para obtener la dotación.

TIPO DE CONSUMO MEDIO

DOTACIÓN: 206 lts/hab/día

CLIMA	C O N S U M O (lts/hab/día)		
	BAJO	MEDIO	ALTO
CÁLIDO HÚMEDO	198	206	243
CÁLIDO SUBHÚMEDO	175	203	217
SECO ó MUY SECO	184	191	202
TEMPERADO ó FRÍO	140	142	145

Tabla 2.2. Promedio del consumo de agua potable estimado por clima predominante

POBLACION ULTIMO CENSO:	10,925	HAB.
POBLACION ACTUAL:	10,604	HAB.
POBLACION DE PROYECTO:	9,210	HAB.
PERIODO ECONOMICO:	15	AÑOS
DOTACION:	206	LTS/HAB/DIA
COEF. DE VARIACION DIARIA:	1.40	
COEF. DE VARIACION HORARIA.:	1.55	
FUENTE DE ABASTECIMIENTO:	POZO PROFUNDO	
PROFUNDIDAD:	42.00	MTS.
NIVEL ESTÁTICO:	5.00	MTS.
NIVEL DINÁMICO:	30.00	MTS.
COLUMNA DE BOMBEO:	37.00	MTS.
AFORO:	41.50	L.P.S.
EFICIENCIA PROPUESTA DEL EQUIPO DE BOMBEO:	80	%
HORAS DE BOMBEO:	20	Hrs.
COTA DE LA FUENTE DE ABASTECIMIENTO:	288.10	m.s.n.m.
COTA EN EL TANQUE DE REGULACIÓN:	335.19	m.s.n.m.
ALTURA DEL TANQUE DE REGULACIÓN:	3.00	MTS.
LONGITUD:	283.67	MTS.

POBLACIÓN DE PROYECTO

Pp = 9,210 HABITANTES

GASTO MEDIO DIARIO

Q med. diario= Pp * Dotación/86400

Q med. diario= **21.96** L.p.s.

GASTO MÁXIMO DIARIO

Q max. d.= CVD * (Q med. diario)

Q max. d.= **30.74** L.p.s.

GASTO DE DISEÑO Ó CONDUCCIÓN

$$Q \text{ diseño} = \frac{24}{\text{Horas de bombeo}} * (Q \text{ max. d.})$$

Se proponen 20 horas de bombeo al día

$$Q \text{ diseño} = \mathbf{36.89} \text{ L.p.s.}$$

PARA FINES DE CÁLCULO

Comparamos el gasto de diseño requerido por la población y el gasto aforado en la fuente de captación, y tomamos el menor de ellos.

Q diseño		Gasto aforado
36.89	<	41.50

$$Q \text{ conducción} = \mathbf{36.89} \text{ L.p.s.}$$

GASTO MÁXIMO HORARIO

$$Q \text{ max. h.} = CVH * (Q \text{ max. d.})$$

$$Q \text{ max. h.} = \mathbf{47.65} \text{ L.p.s.}$$

CAPACIDAD DEL TANQUE DE REGULACIÓN

Variación horaria a utilizarse=

Poblaciones pequeñas < 20,000 habitantes

Horas de bombeo =

20

Hora de inicio =

3

Hora de término =

23

Coefficiente de regulación =

8.64

$$CTR = 8.64 (Q_{md})$$

$$8.64 (30.74) = 265.62 \text{ m}^3$$

Volumen total del tanque de regulación y geometría propuesta:

$$H = y + \Delta y \quad y = \frac{\text{Volumen}}{\text{Área}} \quad \Delta y = 0.25y$$

y = Tirante del agua (m)

Δy = Sobrelavación adicional como medida de seguridad (m)

Se propone una sección de la base de:

$$\text{Largo} = 11.50 \text{ m} \quad \text{Ancho} = 9.00 \text{ m} \quad \text{Área} = 103.50 \text{ m}^2$$

$$y = \frac{265.62}{103.50} = 2.57 \text{ m}$$

$$\Delta y = 0.25 (2.57) = 0.64 \text{ m}$$

$$H = 2.57 + 0.64 = 3.21 \text{ m}$$

Dimensiones interiores finales del tanque:

$$\text{Largo} = 11.50 \text{ m} \quad \text{Ancho} = 9.00 \text{ m} \quad \text{Altura} = 3.21 \text{ m}$$

$$V_{\text{total}} = 332.03 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{útil}} = 265.62 \text{ m}^3$$

DIÁMETRO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN

Material de la tubería = PEAD
Rugosidad de la tubería $\epsilon = 0.0015 \text{ mm}$

Fórmula uno

Proponiendo una velocidad de: **1.20** m/seg

* En la práctica se sabe que por lo general la velocidad del agua en un diámetro económico gira alrededor de este valor.

$$Q = A V \quad A = Q / V$$

$$A = \frac{0.03689117}{1.20} = 0.030743$$

$$\emptyset = \sqrt{\frac{\text{Area}}{0.785}} = \sqrt{\frac{0.030743}{0.785}}$$

$$\emptyset = 0.1979 \text{ mts.} = 7.79 \text{ plg}$$

Fórmula dos

$$\emptyset = 1.2 \sqrt{Q_{md}} = 1.2 \sqrt{0.03689} = 0.2305 \text{ m} = 9.07 \text{ plg}$$

A partir del diámetro obtenido, proponemos dos diámetros comerciales más, es decir, el inmediato inferior y el inmediato superior, y con ellos calculamos el diámetro económico, que será el que utilizaremos para el cálculo.

$$8.00 \text{ plg} = 0.2032 \text{ mts}$$

$$\emptyset \text{ nominal} = 8.00 \text{ plg} = 0.20 \text{ m} \quad L = 283.67 \text{ m} \quad \epsilon = 0.0015 \text{ mm}$$

$$\emptyset \text{ exterior} = 0.21910 \text{ m} \quad \text{Espesor} = 0.02430 \text{ m} \quad \emptyset \text{ interior} = 0.17050 \text{ m}$$

ÁREA

$$A = \frac{\pi * d^2}{4}$$

$$A = \frac{\pi (0.1705)^2}{4}$$

$$A = \mathbf{0.02282} \quad \text{m}^2$$

VELOCIDAD

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

$$V = \frac{0.03689}{0.02282}$$

$$V = \mathbf{1.62} \quad \text{m/seg}$$

PÉRDIDAS POR FRICCIÓN

Número de Reynolds: $Re = \frac{V D}{\nu}$

$$Re = \frac{1.62 \times 0.17050}{0.00001007} = 273,715.17718$$

Factor de pérdidas de carga por fricción f:

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{\frac{\varepsilon}{D}}{3.71} + \frac{5.74}{Re^{0.90}} \right) \right]^2}$$

Fórmula de **Swamee y Jain**

$$f = \frac{0.25}{\left\{ \log \left[\frac{0.0015}{3.71} + \frac{5.74}{273,715.17718^{0.90}} \right] \right\}^2} = 0.01472$$

$$H_f = 0.08263 f (L/D^5) Q^2$$

$$H_f = (0.08263) (0.01472) \frac{283.67}{(0.17050)^5} (0.03689)^2 = \mathbf{3.26} \quad \text{m}$$

Calculando el valor de Hf a partir de la constante K:

$$K = \frac{f}{2g D A^2} = \frac{0.01472}{(2) (9.81) (0.17050)^2 (0.02282)^2}$$

$$K = 8.45101$$

$$H_f = K L Q^2 = (8.45101) (283.67) (0.03689)^2 = \mathbf{3.26} \text{ m}$$

PENDIENTE

$$s = \frac{H_f}{L_t} = \frac{3.26}{283.67} = 0.0115$$

CARGA DINÁMICA TOTAL

Desnivel Topográfico =	47.09	mts.
Hf =	3.26	mts.
5% Hf =	0.16	mts.
Altura del tanque =	3.00	mts.
Desnivel + Pérdidas =	53.52	
Columna =	37.00	mts.
5% de Columna =	1.85	mts.
H Total =	92.37	mts.
5% otras perdidas =	4.62	mts.
CDT =	96.98	MTS.

GOLPE DE ARIETE (Hi)

Módulo de Elasticidad del agua (Ka) :	21,150.00 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad del FoGo (Et) :	2,160,000.00 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad del PVC (Et) :	28,100.00 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad del A-C (Et) :	245,000.00 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad del PEAD (Et) :	17,000.00 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad del Acero (Et) :	2,160,000.00 kg/cm ²
Diámetro Nominal de la Tubería (d) :	0.2032 mts
Diámetro Exterior de la Tubería (D _{ext}) :	0.2191 mts
Espesor de la Tubería (e) :	0.0243 mts
Diámetro Interior de la Tubería (D _{int}) :	0.1705 mts.

Como se utilizará tubería de PEAD

$$Et = 17,000.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$H_i = \frac{145 \text{ V}}{\left[1 + \frac{(K_a)(d)}{(E_t)(e)} \right]^{1/2}}$$

$$H_i = \frac{(145)(1.62)}{\left[1 + \frac{(21,150.00)(0.1705)}{(17,000.00)(0.024300)} \right]^{1/2}}$$

$$H_i = 75.15 \text{ mts.}$$

El 80% del golpe de ariete lo absorbe la válvula contra golpe de ariete y el 20% la tubería.

SOBREPRESIÓN (Hs)

De acuerdo con lo anterior, la sobrepresión que absorberá la tubería será:

$$H_s = 0.20 (H_i) = (0.20)(75.15)$$

$$H_s = 15.03 \text{ mts.}$$

PRESIÓN DE TRABAJO

$$P_t = \text{Desnivel} + \text{Pérdidas} + H_s = 53.35 + 15.03$$

$$P_t = 68.38 \text{ mts.}$$

Es la carga de trabajo a la que estará sometida la tubería al instante del golpe de ariete y la cual debe ser menor a la que soporte dicha tubería.

CÁLCULO DEL EQUIPO DE BOMBEO

$$H.P = \frac{\gamma \text{ CDT (Q max.d.)}}{76 \eta}$$

$$P = \frac{(1000.00)(96.98)(0.03689)}{76(0.80)}$$

$$P = 58.85 \text{ H.P.}$$

Se propone una bomba de **60** H.P.

COMPROBACIÓN DE LA POTENCIA OBTENIDA DE LA BOMBA, CON EL CATÁLOGO DE UN PROVEEDOR

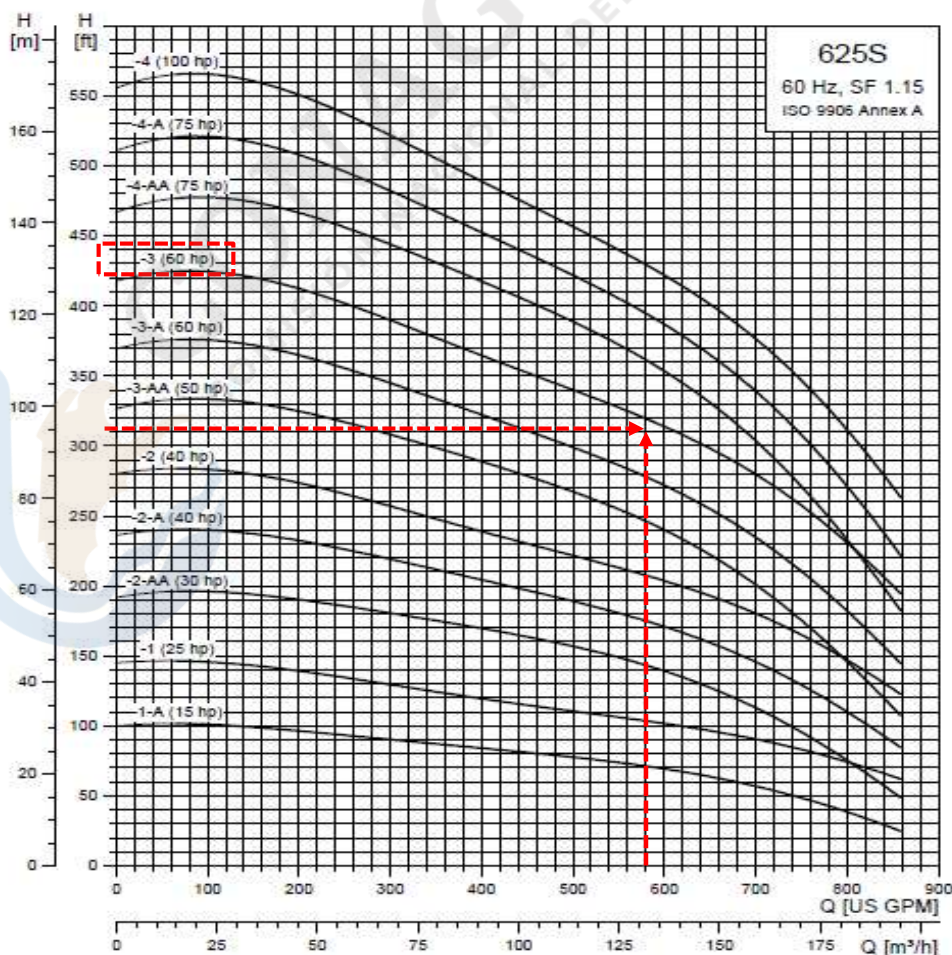
Q =	36.89	L.P.S.	
Q =	584.72	G.P.M.	1 L.P.S. = 15.85 G.P.M.
C.D.T.=	96.98	MTS.	
C.D.T.=	318.11	FT	1 METRO = 3.28 FT

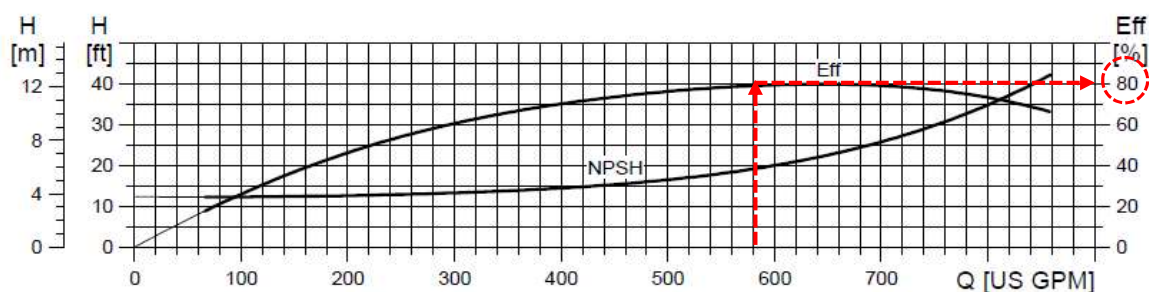
DEL CATALOGO DE BOMBAS GRUNDFOS

CURVA **625S600-3(60 HP)**
CAP. DE BOMBA **60** H.P
3450 R.P.M.

Curvas y datos técnicos

625S (625 gpm)



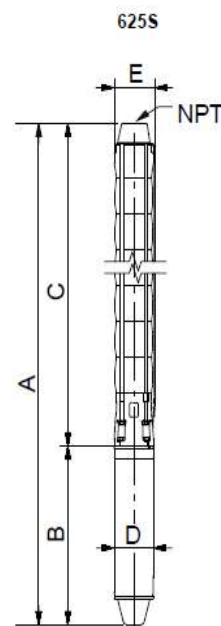


De acuerdo a la gráfica, el equipo de bombeo trabajaría con una eficiencia del : **80 %**
La cual compararemos con la que se propuso inicialmente, y si es deferente, se debe de modificar y rehacer de nuevacuenta el cálculo de la potencia de la bomba.

Curvas y datos técnicos

625S (625 gpm)

Modelo de bomba	Carga nominal [ft]	F	Volts [V]	Motor [Hp]	Dimensiones					Peso neto (completo) [Kg]	
					A	B	C	D	E		
					[pulg (mm)]	[pulg (mm)]	[pulg (mm)]	[pulg (mm)]	[pulg (mm)]		
625S - Diámetro de motor 6 pulg., motor de 3 hilos, 60 Hz, gasto nominal 625 gpm (6" NPT)											
625S150-1A	65	3	230	15	▲ 53.51 (1359)	27.88 (708)	25.63 (651)	5.63 (143)	8.31 (211)	88	
		3	460	15	▲ 53.51 (1359)	27.88 (708)	25.63 (651)	5.63 (143)	8.31 (211)	88	
625S250-1	95	3	230	25	▲ 58.63 (1489)	33.00 (838)	25.63 (651)	5.63 (143)	8.31 (211)	86	
		3	460	25	▲ 58.63 (1489)	33.00 (838)	25.63 (651)	5.63 (143)	8.31 (211)	90	
625S300-2AA	130	3	230	30	▲ 67.33 (1710)	35.56 (903)	31.78 (807)	5.63 (143)	8.31 (211)	97	
		3	460	30	▲ 67.33 (1710)	35.56 (903)	31.78 (807)	5.63 (143)	8.31 (211)	101	
625S400-2A	159	3	460	40	▲ 72.05 (1830)	40.28 (1023)	31.78 (807)	5.63 (143)	8.31 (211)	152	
625S400-2	194	3	460	40	▲ 72.05 (1830)	40.28 (1023)	31.78 (807)	5.63 (143)	8.31 (211)	152	
625S500-3AA	224	3	460	50	◆ 94.02 (2388)	56.11 (1425)	37.94 (963)	5.63 (143)	8.31 (211)	171	
625S600-3A	258	3	460	60	◆	—	37.92 (963)	—	8.31 (211)	—	
625S600-3	292	3	460	60	◆	—	37.92 (963)	—	8.31 (211)	—	
625S - Diámetro de motor 8 pulg., motor de 3 hilos, 60 Hz, gasto nominal 625 gpm (6" NPT)											
625S400-2	194	3	460	40	* 76.03 (1931)	43.71 (1110)	32.33 (821)	7.56 (192)	8.39 (213)	186	
625S500-3AA	224	3	460	50	* 83.59 (2123)	45.67 (1160)	37.92 (963)	7.56 (192)	8.39 (213)	202	
625S600-3A	258	3	460	60	* 87.92 (2233)	50.00 (1270)	37.92 (963)	7.56 (192)	8.39 (213)	223	
625S600-3	292	3	460	60	* 87.92 (2233)	50.00 (1270)	37.92 (963)	7.56 (192)	8.39 (213)	223	
625S750-4AA	322	3	460	75	* 97.21 (2469)	53.15 (1350)	44.06 (1119)	7.56 (192)	8.39 (213)	243	
625S750-4A	357	3	460	75	* 97.21 (2469)	53.15 (1350)	44.06 (1119)	7.56 (192)	8.39 (213)	243	
625S1000-4	391	3	460	100	* 106.66 (2709)	62.60 (1590)	44.06 (1119)	7.56 (192)	8.39 (213)	288	



E = Diámetro máximo de bomba incluyendo guardacable y motor.

TM05 25310212

CÁLCULO DE LAS ENVOLVENTES DE CARGAS EXTREMAS MÁXIMA Y MÍNIMA, ORIGINADAS POR LOS FENÓMENOS TRANSITORIOS (Método de las Características)

DATOS PARA LAS CONDICIONES DE FLUJO PERMANENTE

$$H_o = D_t + H_f + A_t + N.E.$$

Dt =	47.09	mts.
Hf =	3.26	mts.
At =	3.00	mts.
N.E. =	<u>5.00</u>	mts.
Ho =	58.35	mts.

Dt: Desnivel topográfico
Hf: Pérdidas por fricción
At: Altura del tanque
N.E: Nivel estático del pozo ó cárcamo

Q =	0.03689	m ³ /seg
η =	0.80	
P _n =	60	H.P
n _o =	3450	R.P.M.

CELERIDAD

$$a = \frac{a_o}{\sqrt{1 + \frac{E_{agua}}{E_{mat}} \frac{d}{e}}}$$

Para **tubos de pared delgada** (d/e es igual o mayor de 25)

a = Velocidad de propagación en m/seg

a_o = Velocidad del sonido en el agua (1,440 m/seg)

E_{agua} = Módulo de elasticidad del agua (21,150 kg/cm²)

E_{mat} = Módulo de elasticidad (módulo de Young) del material del tubo en kg/cm²

d = Diámetro interior del tubo en mts.

e = Espesor de la pared del tubo en mts.

$$a = \frac{1,440}{\left[1 + \frac{21,150}{17,000} \left(\frac{0.17050}{0.02430} \right) \right]^{1/2}}$$

$$a = \mathbf{461.6593} \quad \text{m/seg}$$

$$a = \frac{a_o}{\sqrt{1 + \frac{E_{agua}}{E_{mat}} \frac{d}{e} C}}$$

Para **tubos de pared gruesa** (d/e es menor de 25)

$$C = \frac{2e}{d} (1 + \mu) + \frac{d(1 - \mu^2)}{d + e}$$

μ = Coeficiente de Poisson del material del tubo

Material	μ
FoGo	0.30
Acero	0.30
PVC	0.45
PEAD	0.45
A-C	0.15

$$C = \frac{2 (0.02430)}{0.17050} (1 + 0.45) + \frac{0.17050 (1 - 0.45^2)}{0.17050 + 0.02430}$$

$$C = 1.11133$$

$$a = \frac{1,440}{\left[1 + \frac{21,150}{17,000} \left(\frac{0.17050}{0.02430} \right) (1.11133) \right]^{1/2}}$$

$$a = 440.1973 \text{ m/seg}$$

$$\frac{d}{e} = \frac{0.1705}{0.0243} = 7.02 \quad \text{Como: } 7.02 < 25$$

es un tubo de pared gruesa

Debido a que es un tubo de pared gruesa, tomamos para la Celeridad el valor de:

$$a = 440.1973 \text{ m/seg}$$

PERIODO DE LA ONDA DE SOBREPRESIÓN

$$T = \frac{2L}{a} \quad T < \frac{2L}{a} \text{ Cierre rápido} \quad T > \frac{2L}{a} \text{ Cierre lento}$$

$$T = \frac{(2) (288.10)}{440.1973} = 1.31 \text{ seg}$$

CARGA PIEZOMÉTRICA EXTREMA

$$J_e = \frac{a v}{g}$$

$$J_e = \frac{(440.1973) (1.62)}{9.81}$$

$$J_e = 72.54 \text{ mts.}$$

$$2\epsilon_{(e)} = \frac{J_e}{H_o}$$

$$2\epsilon_{(e)} = \frac{72.54}{58.35}$$

$$2\epsilon_{(e)} = 1.243$$

MOMENTO DE INERCIA

$$I = \frac{150}{g} \left(\frac{P_n}{n_o} \right)^{1.435}$$

P_n : Potencia de la bomba en H.P.

n_o : Revoluciones del motor en R.P.M.

g : Valor de la gravedad en m/seg²

$$I = \frac{150}{9.81} \left(\frac{60.0}{3450} \right)^{1.435}$$

$$I = \mathbf{0.045635} \text{ Kg.m.sec}^2$$

CARGA PIEZOMÉTRICA MÁXIMA Y MÍNIMA

$$K_{bt} = \frac{1800 \text{ } \gamma \text{ } Q \text{ } H_o \text{ } Lt}{\eta \text{ } I \text{ } (\pi \text{ } n_o)^2 \text{ } a}$$

$$K_{bt} = \left(\frac{1800}{0.80} \right) \left(\frac{1000}{0.045635} \right) \left(\frac{0.03689}{3.1416} \right) \left(\frac{58.35}{3450.00} \right) \left(\frac{283.67}{440.1973} \right)$$

$$K_{bt} = \mathbf{0.58}$$

$$h_f = \frac{H_f}{H_o}$$

$$h_f = \frac{3.26}{58.35}$$

$$h_f = \mathbf{0.06}$$

DE ACUERDO AL VALOR OBTENIDO DEL **K_{bt}**, UTILIZAMOS LAS GRÁFICAS DE LAS FIGS. **5.6** Y **5.7** DEL MANUAL DEL ING. URIEL MANCEBO DEL CASTILLO, PARA EL ANÁLISIS DE FENÓMENOS TRANSITORIOS, TENIÉNDOSE:

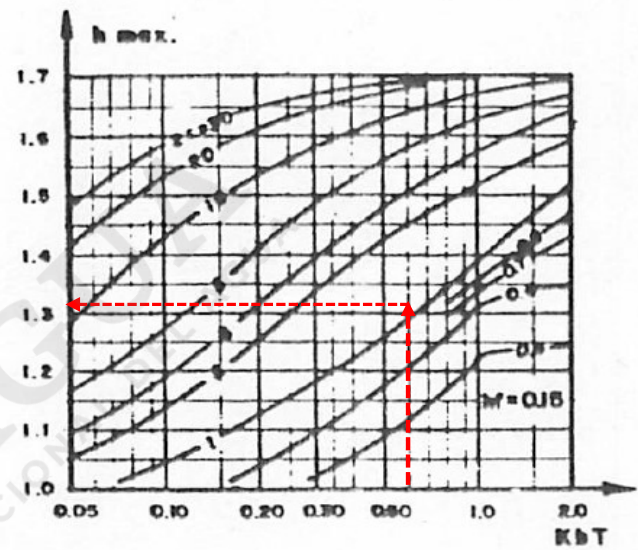
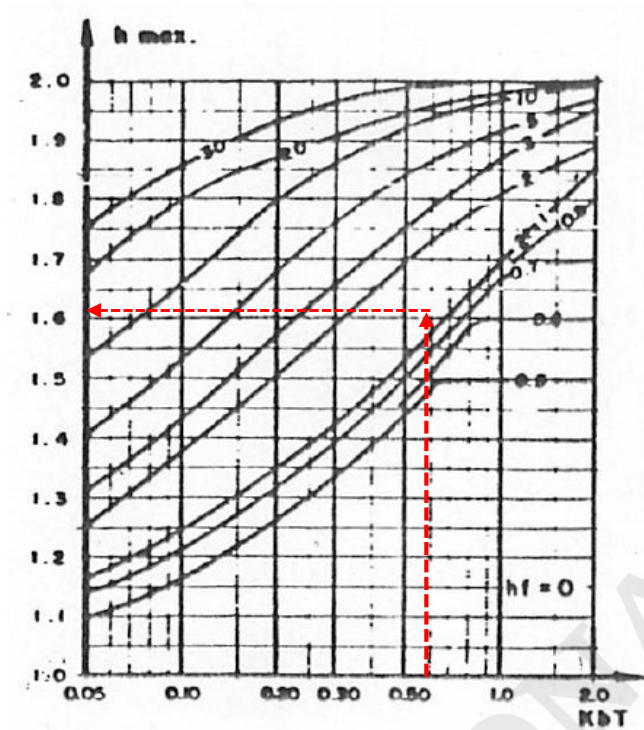
Para:

$$h_f = 0.06$$

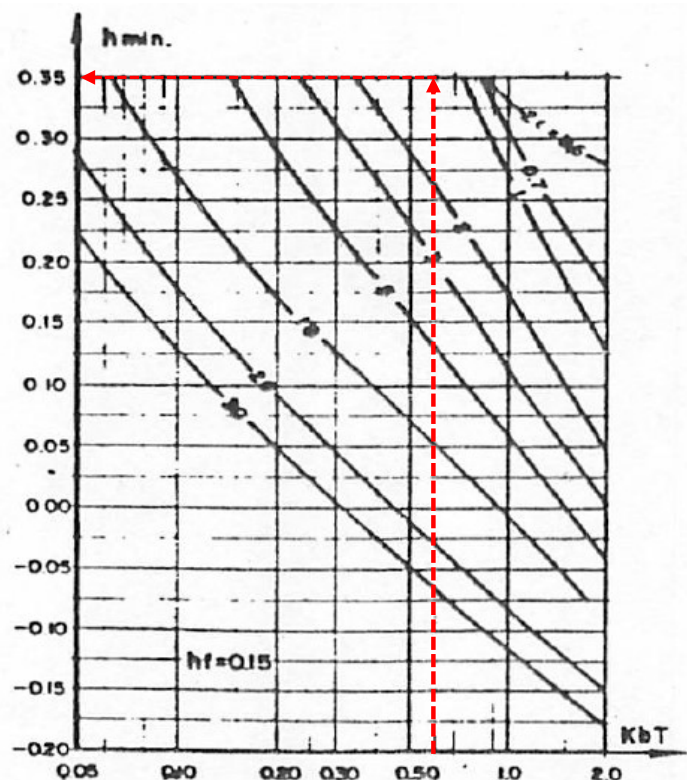
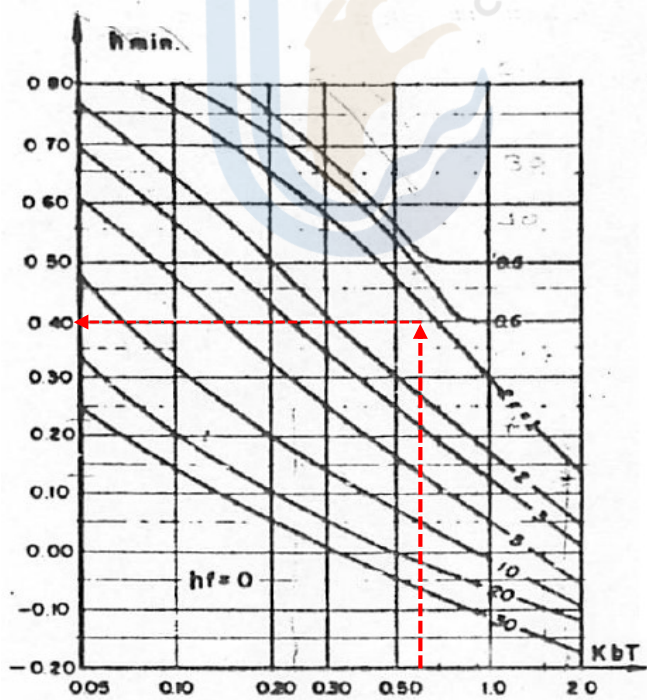
$$Z_{(e)} = 1.243$$

$$K_{bt} = 0.58$$

CARGA PIEZOMÉTRICA MÁXIMA:



CARGA PIEZOMÉTRICA MÍNIMA:



$$\begin{array}{lll} h_f = & \mathbf{0.00} & h_{\text{Max.}} = \mathbf{1.61} & h_{\text{Min.}} = \mathbf{0.40} \\ h_f = & \mathbf{0.15} & h_{\text{Max.}} = \mathbf{1.32} & h_{\text{Min.}} = \mathbf{0.35} \end{array}$$

MEDIANTE UNA INTERPOLACIÓN LINEAL, TENEMOS:

$$h_{\text{Max.}} = 1.32 + \frac{(1.61 - 1.32) (0.15 - 0.06)}{(0.15 - 0.00)}$$

$$h_{\text{Max.}} = 1.50$$

$$h_{\text{Min.}} = 0.35 + \frac{(0.40 - 0.35) (0.15 - 0.06)}{(0.15 - 0.00)}$$

$$h_{\text{Min.}} = 0.38$$

ENTONCES

$$H_{\text{Max.}} = h_{\text{Max.}} (H_o)$$

$$H_{\text{Max.}} = (1.50) (58.353) = 87.64 \text{ mts}$$

$$H_{\text{Min.}} = h_{\text{Min.}} (H_o)$$

$$H_{\text{Min.}} = (0.38) (58.353) = 22.25 \text{ mts}$$

POR LO QUE SE REFIERE AL CÁLCULO DE LAS CARGAS EXTREMAS QUE SE PRESENTAN EN LAS DIFERENTES SECCIONES, SE CONSIDERA UNA VARIACIÓN DE TIPO PARABÓLICA ENTRE LOS EXTREMOS DEL CONDUCTO, QUE PUEDE CALCULARSE CON LA **ECUACIÓN GENERAL PARA DETERMINAR LAS ENVOLVENTES MÁXIMAS Y MÍNIMAS:**

$$H_{E(x)} = H_o - H_f + [H_{E_o} - H_o + H_f] \sqrt{1 - (X/L)}$$

ENVOLVENTE MÁXIMA:

$$H_{(\text{MAX})} = H_o - H_f + [H_{\text{MAX}} - H_o + H_f] \sqrt{1 - (X/L)}$$

$$H_{(\text{MAX})} = 58.35 - 3.26 + [87.64 - 58.35 + 3.26] \sqrt{1 - (X/L)}$$

$$H_{(\text{MAX})} = 55.09 + 32.55 \sqrt{1 - (X/L)} \quad \textbf{ECUACION 1}$$

ENVOLVENTE MÍNIMA:

$$H_{(\text{MIN})} = H_o - H_f + [H_{\text{MIN}} - H_o + H_f] \sqrt{1 - (X/L)}$$

$$H_{(\text{MIN})} = 58.35 - 3.26 + [22.25 - 58.35 + 3.26] \sqrt{1 - (X/L)}$$

$$H_{(\text{MIN})} = 55.09 - 32.84 \sqrt{1 - (X/L)} \quad \textbf{ECUACION 2}$$

CÁLCULO DE COORDENADAS

DE ACUERDO CON LAS ECUACIONES 1 Y 2, SE OBTIENE LA SIGUIENTE TABLA:

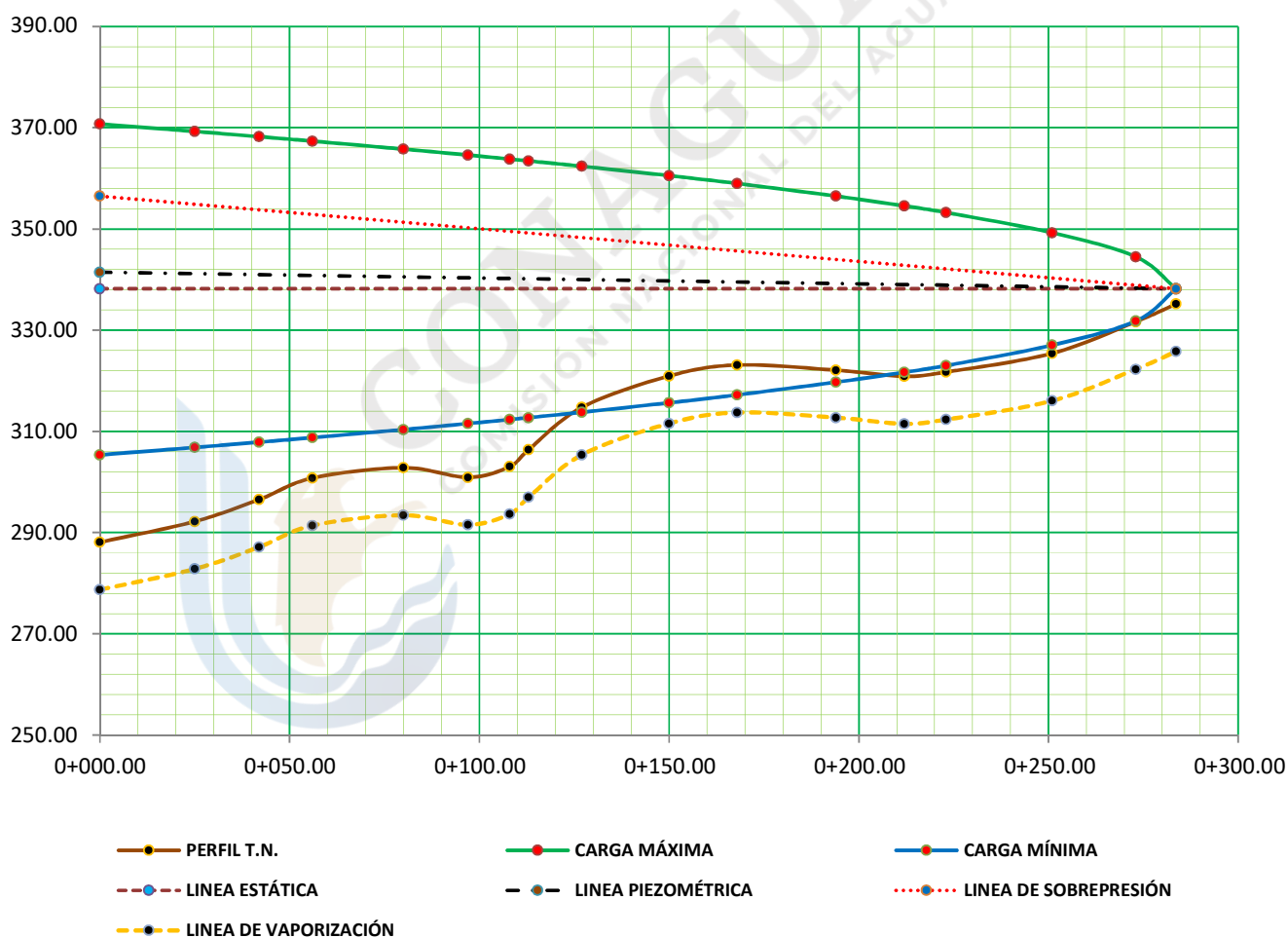
L = 283.67

Cota inicial= 283.10

LONG. PARCIAL	X	(X/L)	Hmax.	Hmin.	Carga piezométrica		Cota T.N.	Carga de Operación
					Máxima	Mínima		
0.00	0+000.00	0.00	87.64	22.25	370.74	305.35	288.10	82.64
25.00	0+025.00	0.09	86.17	23.73	369.27	306.83	292.21	77.06
17.00	0+042.00	0.15	85.13	24.78	368.23	307.88	296.56	71.67
14.00	0+056.00	0.20	84.25	25.67	367.35	308.77	300.79	66.56
24.00	0+080.00	0.28	82.67	27.27	365.77	310.37	302.82	62.95
17.00	0+097.00	0.34	81.49	28.45	364.59	311.55	300.92	63.67
11.00	0+108.00	0.38	80.70	29.25	363.80	312.35	303.05	60.75
5.00	0+113.00	0.40	80.34	29.62	363.44	312.72	306.38	57.06
14.00	0+127.00	0.45	79.28	30.69	362.38	313.79	314.75	47.63
23.00	0+150.00	0.53	77.43	32.55	360.53	315.65	320.94	39.59
18.00	0+168.00	0.59	75.88	34.12	358.98	317.22	323.12	35.86
26.00	0+194.00	0.68	73.39	36.63	356.49	319.73	322.10	34.39
18.00	0+212.00	0.75	71.45	38.58	354.55	321.68	320.88	33.67
11.00	0+223.00	0.79	70.14	39.90	353.24	323.00	321.73	31.51
28.00	0+251.00	0.88	66.14	43.95	349.24	327.05	325.43	23.81
22.00	0+273.00	0.96	61.40	48.72	344.50	331.82	331.67	12.83
10.67	0+283.67	1.00	55.09	55.09	338.19	338.19	335.19	3.00

LINEA		KM	COTA
ESTÁTICA	INICIA	0+000.00	338.19
	TERMINA	0+283.67	338.19
PIEZOMÉTRICA	INICIA	0+000.00	341.45
	TERMINA	0+283.67	338.19
DE SOBREPRESIÓN (Golpe de ariete)	INICIA	0+000.00	356.48
	TERMINA	0+283.67	338.19

CURVAS ENVOLVENTES



CÁLCULO DE LA CURVA DE VAPORIZACIÓN

LA ENVOLVENTE DE CARGAS MINIMAS ESTA POR DEBAJO DEL EJE DE LA TUBERIA DEL KM. **0+127.00** AL KM **0+194.00**, POR LO QUE SE PROCEDE A CALCULAR LA CURVA DE VAPORIZACION

Altitud = 288.10 m.s.n.m.
Temperatura Prom.= 22.8 °C

RELACIÓN ENTRE PRESIÓN Y ALTITUD

ALTITUD m.s.n.m.	PRESION kg/cm ²
0	1.000
50	0.994
100	0.988
200	0.977
500	0.942
750	0.914
1000	0.887
1200	0.866
1500	0.834
1750	0.809
2000	0.785
2200	0.765
2500	0.737
2750	0.714
3000	0.692
3200	0.674
3500	0.649
3750	0.628
4000	0.608

Para: 200 0.977
Para: 500 0.942

PARA 288.10
PRESIÓN = **0.967**

RELACIÓN ENTRE PRESIÓN DE VAPOR DE AGUA Y TEMPERATURA

TEMPERATURA TEMP. °C	PRESION kg/cm ²
2	0.00720
6	0.00954
10	0.01252
14	0.01631
18	0.02105
20	0.02385
22	0.02697
24	0.03045
26	0.03430
28	0.03858
30	0.04331
32	0.04853
34	0.05430
36	0.06065
38	0.06764
40	0.07531
42	0.08371
46	0.10298
50	0.12596

Para: 22 0.02697
Para: 24 0.03045

PARA 22.8° C
PRESIÓN = **0.02836**

Presion Barométrica = 0.967 Kg/cm² = 9.67 mts.
Presion de Vapor = 0.028 Kg/cm² = 0.28 mts.

Lv = Z - (Pbarométrica - Pvapor)

Lv = Z - (9.67 - 0.28)

Lv = Z - 9.38

KM.	ELEV	DIF. DE PRES.	COTA L. VAP.	CARGA PIEZOM. MIN.	PROPUESTA
0+000.00	288.10	9.38	278.72	305.35	CORRECTA
0+025.00	292.21	9.38	282.83	306.83	CORRECTA
0+042.00	296.56	9.38	287.18	307.88	CORRECTA
0+056.00	300.79	9.38	291.41	308.77	CORRECTA
0+080.00	302.82	9.38	293.44	310.37	CORRECTA
0+097.00	300.92	9.38	291.54	311.55	CORRECTA
0+108.00	303.05	9.38	293.67	312.35	CORRECTA
0+113.00	306.38	9.38	297.00	312.72	CORRECTA
0+127.00	314.75	9.38	305.37	313.79	CORRECTA
0+150.00	320.94	9.38	311.56	315.65	CORRECTA
0+168.00	323.12	9.38	313.74	317.22	CORRECTA
0+194.00	322.10	9.38	312.72	319.73	CORRECTA
0+212.00	320.88	9.38	311.50	321.68	CORRECTA
0+223.00	321.73	9.38	312.35	323.00	CORRECTA
0+251.00	325.43	9.38	316.05	327.05	CORRECTA
0+273.00	331.67	9.38	322.29	331.82	CORRECTA
0+283.67	335.19	9.38	325.81	338.19	CORRECTA

COMO SE OBSERVA EN LA TABLA ANTERIOR, LA CARGA PIEZOMETRICA MINIMA ESTA POR ARRIBA DE LA LINEA DE VAPORIZACION, POR LO QUE SE CONSIDERA **CORRECTA** LA PROPUESTA.

TABLA DE CÁLCULO PARA LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN (UN TIPO DE TUBERÍA)

LOCALIDAD: **0001 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
MUNICIPIO: **073 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
DISTRITO: **PUTLA**

OBRA: **Ampliación del sistema de agua potable de la localidad de PUTLA VILLA DE GUERRERO**

POBLACIÓN ULTIMO CENSO (2010)	10,925	HABITANTES
POBLACIÓN ACTUAL (2018)	10,604	HABITANTES
POBLACIÓN DE PROYECTO (2033)	9,210	HABITANTES
PERIODO ECONÓMICO	15	AÑOS
DOTACIÓN	206	LTS/HAB/DIA
COEFICIENTE VARIACIÓN DIARIA	1.40	
COEFICIENTE VARIACIÓN HORARIO	1.55	
LONGITUD DE LA LÍNEA (L)	283.67	m.
COTA EN LA FUENTE DE ABASTECIMIENTO	288.10	m.s.n.m.
COTA EN EL TANQUE DE REGULACIÓN	335.19	m.s.n.m.
ALTURA DEL TANQUE DE REGULACIÓN	3.00	m.s.n.m.
DESNIVEL TOPOGRAFICO (H)	47.09	m.
TIPO DE MATERIAL DE LA TUBERÍA	PEAD	
RUGOSIDAD DE LA TUBERÍA E	0.0015	mm

GASTO MEDIO DIARIO	21.96	L.P.S
GASTO MÁXIMO DIARIO	30.74	L.P.S
GASTO MAXIMO HORARIO	47.65	L.P.S
GASTO DE CONDUCCIÓN	36.89	L.P.S
DIÁMETRO DE LA TUBERÍA	8.00	PLG
ÁREA DE LA TUBERÍA	0.02282	m ²
DIÁMETRO INTERIOR DE LA TUBERÍA	0.17050	m
CONSTANTE "K"	8.45101	
NUMERO DE REYNOLDS (Re)	273,715.17718	
PÉRDIDAS POR FRICCIÓN	3.26	m
SOBREPRESIÓN	15.03	m
PENDIENTE HIDRAULICA	0.0115	
VELOCIDAD	1.62	m/seg

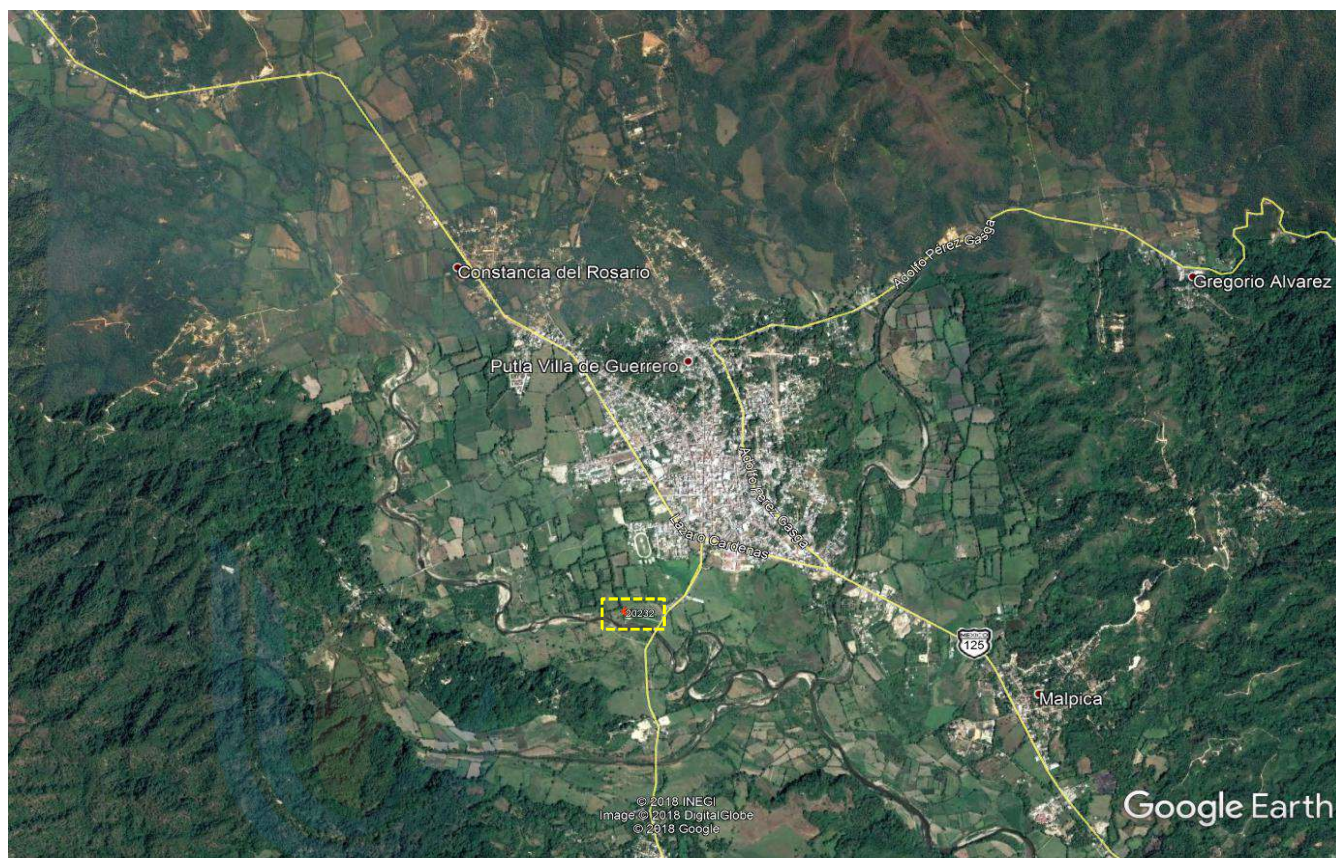
TRAMO		LONG. PARCIAL (m)	LONG. ACUM (m)	MATERIAL	DIÁMETRO (plg)	f	Q (lps)	Hf (mts)	VELOC. (m/s)	CRUCERO	C O T A S			CARGA PIEZOMÉTRICA (m)	CARGA SOBREPRESIÓN (m)
INICIAL	FINAL										TERRENO NATURAL	PIEZOMÉTRICA	SOBREPRESIÓN		
POZO	-	-	0+000.00	-	-	-	-	-	-	POZO	288.10	341.45	356.48	53.35	68.38
POZO	2	25.00	0+025.00	PEAD	8.00	0.01472	36.89	0.29	1.62	2	292.21	341.16	354.87	48.95	62.66
2	3	17.00	0+042.00	PEAD	8.00	0.01472	36.89	0.20	1.62	3	296.56	340.97	353.77	44.41	57.21
3	4	14.00	0+056.00	PEAD	8.00	0.01472	36.89	0.16	1.62	4	300.79	340.81	352.87	40.02	52.08
4	5	24.00	0+080.00	PEAD	8.00	0.01472	36.89	0.28	1.62	5	302.82	340.53	351.32	37.71	48.50
5	6	17.00	0+097.00	PEAD	8.00	0.01472	36.89	0.20	1.62	6	300.92	340.34	350.22	39.42	49.30
6	7	11.00	0+108.00	PEAD	8.00	0.01472	36.89	0.13	1.62	7	303.05	340.21	349.52	37.16	46.47
7	8	5.00	0+113.00	PEAD	8.00	0.01472	36.89	0.06	1.62	8	306.38	340.15	349.19	33.77	42.81
8	9	14.00	0+127.00	PEAD	8.00	0.01472	36.89	0.16	1.62	9	314.75	339.99	348.29	25.24	33.54
9	10	23.00	0+150.00	PEAD	8.00	0.01472	36.89	0.26	1.62	10	320.94	339.73	346.81	18.79	25.87
10	11	18.00	0+168.00	PEAD	8.00	0.01472	36.89	0.21	1.62	11	323.12	339.52	345.65	16.40	22.53
11	12	26.00	0+194.00	PEAD	8.00	0.01472	36.89	0.30	1.62	12	322.10	339.22	343.97	17.12	21.87
12	13	18.00	0+212.00	PEAD	8.00	0.01472	36.89	0.21	1.62	13	320.88	339.01	342.81	18.13	21.93
13	14	11.00	0+223.00	PEAD	8.00	0.01472	36.89	0.13	1.62	14	321.73	338.89	342.10	17.16	20.37
14	15	28.00	0+251.00	PEAD	8.00	0.01472	36.89	0.32	1.62	15	325.43	338.57	340.29	13.14	14.86
15	16	22.00	0+273.00	PEAD	8.00	0.01472	36.89	0.25	1.62	16	331.67	338.31	338.88	6.64	7.21
16	TANQUE	10.67	0+283.67	PEAD	8.00	0.01472	36.89	0.12	1.62	TANQUE	335.19	338.19	338.19	3.00	3.00
TOTAL		283.67						3.26							

CÁLCULO PARA LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN (2 TIPOS DE TUBERÍA)

LOCALIDAD: **0001 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
MUNICIPIO: **073 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
DISTRITO: **PUTLA**

OBRA: **Ampliación del sistema de
agua potable de la localidad de
PUTLA VILLA DE GUERRERO**

PARA PODER DETERMINAR LA DOTACIÓN PARA CADA UNO DE LOS HABITANTES DE LA LOCALIDAD A BENEFICIAR, SE TOMARÁ LA INFORMACIÓN ESTADÍSTICA DE LA ESTACIÓN METEOROLÓGICA MÁS CERCANA, Y POSTERIORMENTE UTILIZAREMOS LA TABLA 2.2 DEL LIBRO DATOS BÁSICOS PARA PROYECTOS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LA CONAGUA 2015.



SERVICIO METEOROLÓGICO NACIONAL

NORMALES CLIMATOLÓGICAS

ESTADO DE: OAXACA

PERIODO: 1951-2010

ESTACION: 00020232 PUTLA DE GUERRERO

LATITUD: 17°01'00" N.

LONGITUD: 097°55'59" W.

ALTURA: 730.0 MSNM.

ELEMENTOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
TEMPERATURA MAXIMA													
NORMAL	30.2	27.9	31.2	31.3	30.7	30.1	30.0	29.8	31.1	30.4	30.5	29.7	30.2
MAXIMA MENSUAL	32.6	33.7	35.5	35.8	35.5	37.1	33.8	35.5	33.0	33.0	33.6	33.8	
AÑO DE MAXIMA	1980	1981	1988	1981	1980	1988	1988	1988	1987	1987	1979	1979	
MAXIMA DIARIA	36.0	37.0	39.0	38.0	38.5	42.0	40.0	40.5	36.0	35.0	37.5	35.0	
FECHA MAXIMA DIARIA	25/1980	12/1976	29/1979	05/1981	23/1980	06/1988	22/1988	04/1988	03/1988	21/1987	11/1977	12/1978	
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
TEMPERATURA MEDIA													
NORMAL	21.3	20.1	22.4	23.1	23.4	24.0	23.6	23.6	24.5	23.7	22.8	21.5	22.8
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
TEMPERATURA MINIMA													
NORMAL	12.5	12.2	13.5	14.9	16.1	17.9	17.3	17.4	17.8	17.0	15.1	13.4	15.4
MINIMA MENSUAL	7.9	3.4	8.1	9.9	10.1	10.2	9.6	9.9	13.2	8.7	10.2	7.8	
AÑO DE MINIMA	1989	1984	1986	1989	1986	1986	1986	1986	1987	1989	1989	1985	
MINIMA DIARIA	4.5	0.0	5.0	8.0	7.0	8.0	7.0	6.5	10.0	6.0	8.0	6.0	
FECHA MINIMA DIARIA	23/1983	01/1984	10/1989	03/1986	29/1989	03/1986	27/1986	01/1989	20/1988	05/1989	04/1987	19/1985	
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
PRECIPITACION													
NORMAL	13.6	13.6	16.6	22.1	251.0	451.5	402.7	357.8	411.3	208.2	26.2	21.0	2,195.6
MAXIMA MENSUAL	73.6	64.0	67.5	73.5	967.7	880.3	631.5	611.5	346.5	456.2	91.0	106.5	
AÑO DE MAXIMA	1984	1986	1989	1987	1987	1974	1984	1985	1988	1986	1975	1989	
MAXIMA DIARIA	50.0	35.5	67.5	33.5	170.0	135.0	118.0	130.5	200.0	165.5	53.5	60.0	
FECHA MAXIMA DIARIA	11/1984	12/1986	23/1989	23/1986	31/1987	21/1989	27/1989	27/1976	19/1988	02/1986	03/1978	28/1986	
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
EVAPORACION TOTAL													
NORMAL													
AÑOS CON DATOS													
NUMERO DE DIAS CON LLUVIA	1.5	1.9	1.3	1.8	11.0	21.5	21.1	22.3	22.3	11.1	2.8	2.0	120.6
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
NIEBLA	3.6	5.5	3.0	2.2	6.3	10.9	12.1	11.3	17.3	13.4	6.9	2.1	94.6
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
GRANIZO	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
TORRENTA E.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	

ESTACIÓN METEOROLÓGICA: **00020077 NUSUTIA**

GRUPO CLIMÁTICO (KOPPEN) **A**

CLIMA **CÁLIDO HÚMEDO**

Con este tipo de clima, ingresamos en la tabla 2.2 para obtener la dotación.

TIPO DE CONSUMO **MEDIO**

DOTACIÓN: **206** lts/hab/día

CLIMA	C O N S U M O (lts/hab/día)		
	BAJO	MEDIO	ALTO
CÁLIDO HÚMEDO	198	206	243
CÁLIDO SUBHÚMEDO	175	203	217
SECO ó MUY SECO	184	191	202
TEMPLADO ó FRÍO	140	142	145

Tabla 2.2. Promedio del consumo de agua potable estimado por clima predominante

POBLACION ULTIMO CENSO:	10,925	HAB.
POBLACION ACTUAL:	10,604	HAB.
POBLACION DE PROYECTO:	9,210	HAB.
PERIODO ECONOMICO	15	AÑOS
DOTACION:	206	LTS/HAB/DIA
COEF. DE VARIACION DIARIA:	1.40	
COEF. DE VARIACION HORARIA.:	1.55	
TIPO DE CAPTACION:	CÁRCAMO	
PROFUNDIDAD:	7.10	MTS.
NIVEL ESTÁTICO:	1.00	MTS.
NIVEL DINÁMICO:	4.00	MTS.
COLUMNA DE BOMBEO:	5.00	MTS.
AFORO:	55.00	L.P.S.
EFICIENCIA DEL EQUIPO DE BOMBEO:	75	%
HORAS DE BOMBEO:	20	Hrs.
COTA DE LA FUENTE DE ABASTECIMIENTO:	182.55	m.s.n.m.
COTA DEL TANQUE DE REGULACIÓN:	333.22	m.s.n.m.
ALTURA DEL TANQUE DE REGULACIÓN:	3.00	MTS.
LONGITUD TOTAL:	1,107.53	MTS.
LONGITUD 1:	788.63	MTS.
LONGITUD 2:	318.90	MTS.

POBLACIÓN DE PROYECTO

$P_p = 9,210$ HABITANTES

GASTO MEDIO DIARIO

$Q \text{ med. diario} = P_p * \text{Dotación} / 86400$

$Q \text{ med. diario} = 21.96$ L.p.s.

GASTO MÁXIMO DIARIO

$Q \text{ max. d.} = CVD * (Q \text{ med. anual})$

$Q \text{ max. d.} = 30.74$ L.p.s.

GASTO DE DISEÑO Ó CONDUCCIÓN

$$Q \text{ diseño} = \frac{24}{\text{Horas de bombeo}} * (Q \text{ max. d.})$$

Se proponen 20 horas de bombeo al día

$$Q \text{ diseño} = \mathbf{36.89} \text{ L.p.s.}$$

PARA FINES DE CÁLCULO

Comparamos el gasto de diseño requerido por la población y el gasto aforado en la fuente de captación, y tomamos el menor de ellos.

Q diseño		Gasto aforado
36.89	<	55.00
Q conducción =	36.89	L.p.s.

GASTO MÁXIMO HORARIO

$$Q \text{ max. h.} = CVH * (Q \text{ max. d.})$$

$$Q \text{ max. h.} = \mathbf{47.65} \text{ L.p.s.}$$

CAPACIDAD DEL TANQUE DE REGULACIÓN

Variación horaria a utilizarse=

Horas de aportación de la fuente =

Hora de inicio =

Hora de término =

Coefficiente de regulación =

Poblaciones pequeñas < 20,000 habitantes

20

3

23

8.64

$$CTR = 8.64 (Q_{md})$$

$$8.64 (30.74) = 265.62 \text{ m}^3$$

Volumen total del tanque de regulación y geometría propuesta:

$$H = y + \Delta y \quad y = \frac{\text{Volumen}}{\text{Área}} \quad \Delta y = 0.25y$$

y = Tirante del agua (m)

Δy = Sobrelavación adicional como medida de seguridad (m)

Se propone una sección de la base de:

$$\text{Largo} = 11.50 \text{ m} \quad \text{Ancho} = 9.00 \text{ m} \quad \text{Área} = 103.50 \text{ m}^2$$

$$y = \frac{265.62}{103.50} = 2.57 \text{ m}$$

$$\Delta y = 0.25 (2.57) = 0.64 \text{ m}$$

$$H = 2.57 + 0.64 = 3.21 \text{ m}$$

Dimensiones interiores finales del tanque:

$$\text{Largo} = 11.50 \text{ m} \quad \text{Ancho} = 9.00 \text{ m} \quad \text{Altura} = 3.21 \text{ m}$$

$$V_{\text{total}} = 332.03 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{útil}} = 265.62 \text{ m}^3$$

DIÁMETRO DE LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN

TRAMO 1:

$$\begin{aligned} \text{Longitud} &= 788.63 \text{ mts.} \\ \text{Material de la tubería} &= \text{PEAD} \\ \text{Rugosidad de la tubería } \epsilon &= 0.0015 \text{ mm} \end{aligned}$$

TRAMO 2:

$$\begin{aligned} \text{Longitud} &= 318.90 \text{ mts.} \\ \text{Material de la tubería} &= \text{PVC} \\ \text{Rugosidad de la tubería } \epsilon &= 0.0015 \text{ mm} \end{aligned}$$

Fórmula uno

Proponiendo una velocidad de: **1.20** m/seg

* En la práctica se sabe que por lo general la velocidad del agua en un diámetro económico gira alrededor de este valor.

$$Q = A V$$

$$A = Q / V$$

$$A = \frac{0.03689}{1.20} = 0.030743$$

$$\emptyset = \sqrt{\frac{\text{Area}}{0.785}} = \sqrt{\frac{0.030743}{0.785}}$$

$$\emptyset = 0.1979 \text{ mts.} = 7.79 \text{ plg}$$

Fórmula dos

$$\emptyset = 1.5 \sqrt{Q_{\text{md}}} = 1.5 \sqrt{36.89} = 9.11 \text{ plg}$$

De los dos diámetro calculados anteriormente, tomamos el mayor de ellos, por lo que para fines de cálculo se propone un diámetro comercial de:

$$8.00 \text{ plg} = 0.2032 \text{ mts}$$

TRAMO 1:

$$\emptyset \text{ nominal} = 8.00 \text{ plg} = 0.2032 \text{ m} \quad L = 788.63 \text{ m} \quad \epsilon = 0.0015 \text{ mm}$$

$$\emptyset \text{ exterior} = 0.21910 \text{ m} \quad \text{Espesor} = 0.024300 \text{ m} \quad \emptyset \text{ interior} = 0.17050 \text{ m}$$

ÁREA

$$A = \frac{\pi * d^2}{4}$$

$$A = \frac{\pi (0.1705)^2}{4}$$

$$A = 0.02283 \text{ m}^2$$

VELOCIDAD

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

$$V = \frac{0.03689}{0.02283}$$

$$V = 1.62 \text{ m/seg}$$

TRAMO 2:

$$\begin{aligned} \text{Ø nominal} &= 8.00 \text{ plg} = 0.2032 \text{ m} & L &= 318.90 \text{ m} & \varepsilon &= 0.0015 \text{ mm} \\ \text{Ø exterior} &= 0.21910 \text{ m} & \text{Espesor} &= 0.008400 \text{ m} & \text{Ø interior} &= 0.20230 \text{ m} \end{aligned}$$

ÁREA

$$A = \frac{\pi * d^2}{4}$$

$$A = \frac{\pi (0.2023)^2}{4}$$

$$A = 0.03214 \text{ m}^2$$

VELOCIDAD

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

$$V = \frac{0.03689}{0.03214}$$

$$V = 1.15 \text{ m/seg}$$

PÉRDIDAS POR FRICCIÓN

TRAMO 1:

Número de Reynolds: $Re = \frac{V D}{\nu}$

$$Re = \frac{1.62 \times 0.17050}{0.000001007} = 273,576.41525$$

Factor de pérdidas de carga por fricción f:

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{\epsilon}{3.71 D} + \frac{5.74}{Re^{0.90}} \right) \right]^2}$$

Fórmula de **Swamee y Jain**

$$f = \frac{0.25}{\left\{ \log \left[\frac{0.0015}{3.71} + \frac{5.74}{273,576.41525^{0.90}} \right] \right\}^2} = 0.01472$$

$$H_f = 0.08263 f \left(\frac{L}{D^5} \right) Q^2$$

$$H_{f1} = (0.08263) (0.01472) \left(\frac{788.63}{0.17050} \right)^5 (0.03689)^2 = 9.06 \text{ m}$$

Calculando el valor de H_f a partir de la constante K:

$$K = \frac{f}{2g D A^2} = \frac{0.01472}{(2) (9.81) (0.17050)^2 (0.02283)^2}$$

$$K = 8.44324$$

$$H_{f1} = K L Q^2 = (8.44324) (788.63) (0.03689)^2 = 9.06 \text{ m}$$

TRAMO 2:

Número de Reynolds: $Re = \frac{V D}{\nu}$

$$Re = \frac{1.15 \times 0.20230}{0.000001007} = 230,572.31241$$

Factor de pérdidas de carga por fricción f:

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{\epsilon}{3.71 D} + \frac{5.74}{Re^{0.90}} \right) \right]^2}$$

Fórmula de **Swamee y Jain**

$$f = \frac{0.25}{\left\{ \log \left[\frac{0.0015}{\frac{202.30}{3.71}} + \frac{5.74}{\frac{230,572.31241}{0.90}} \right] \right\}^2} = 0.01518$$

$$H_f = 0.08263 f (L/D^5) Q^2$$

$$H_{f2} = (0.08263) (0.01518) \left(\frac{318.90}{0.20230} \right)^5 (0.03689)^2 = 1.61 \text{ m}$$

Calculando el valor de H_f a partir de la constante K:

$$K = \frac{f}{2g D A^2} = \frac{0.01518}{(2) (9.81) (0.20230) (0.03214)^2}$$

$$K = 3.70293$$

$$H_{f2} = K L Q^2 = (3.70293) (318.90) (0.03689)^2 = 1.61 \text{ m}$$

$$\Sigma H_f = H_{f1} + H_{f2}$$

$$\Sigma H_f = 9.06 + 1.61 = 10.67 \text{ mts}$$

CARGA DINÁMICA TOTAL

Desnivel Topográfico =	150.67	mts.
H _f =	10.67	mts.
5% H _f =	0.53	mts.
Altura del tanque =	3.00	mts.
Desnivel + Pérdidas =	164.87	
Columna =	5.00	mts.
5% de Columna =	0.25	mts.
H Total =	170.12	mts.
5% otras perdidas =	8.51	mts.
CDT =	178.63	MTS.

PENDIENTE

$$s_1 = \frac{H_{f1}}{L_{t1}} = \frac{9.06}{788.63} = 0.0115$$

$$s_2 = \frac{H_{f2}}{L_{t2}} = \frac{1.61}{318.90} = 0.0050$$

GOLPE DE ARIETE (Hi)

Módulo de Elasticidad del agua (Ka) :	21,150.00 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad del FoGo (Et) :	2,160,000.00 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad del PVC (Et) :	28,100.00 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad del A-C (Et) :	245,000.00 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad del PEAD (Et) :	17,000.00 kg/cm ²
Módulo de Elasticidad del Acero (Et) :	2,160,000.00 kg/cm ²

Como se utilizará tubería de PEAD y PVC

Para tubería de PEAD

$$Et = 17,000.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Diámetro Nominal de la Tubería (d) : } 0.2032 \text{ mts}$$

$$\text{Diámetro Exterior de la Tubería (D_{ext}) : } 0.21910 \text{ mts}$$

$$\text{Espesor de la Tubería (e) : } 0.024300 \text{ mts}$$

$$\text{Diámetro Interior de la Tubería (D_{int}) : } 0.1705 \text{ mts.}$$

Para tubería de PVC

$$Et = 28,100.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Diámetro Nominal de la Tubería (d) : } 0.2032 \text{ mts}$$

$$\text{Diámetro Exterior de la Tubería (D_{ext}) : } 0.21910 \text{ mts}$$

$$\text{Espesor de la Tubería (e) : } 0.008400 \text{ mts}$$

$$\text{Diámetro Interior de la Tubería (D_{int}) : } 0.2023 \text{ mts.}$$

$$Hi = \frac{145 \cdot V}{\left[1 + \frac{(Ka)(d)}{(Et)(e)} \right]^{1/2}}$$

Para tubería de PEAD

$$Hi_1 = \frac{(145)(1.62)}{\left[1 + \frac{(21,150.00)(0.1705)}{(17,000.00)(0.024300)} \right]^{1/2}}$$

$$Hi_1 = 75.11 \text{ mts.}$$

Para tubería de PVC

$$Hi_2 = \frac{(145)(1.15)}{\left[1 + \frac{(21,150.00)(0.2023)}{(28,100.00)(0.008400)} \right]^{1/2}}$$

$$H_{i2} = \mathbf{38.05} \quad \text{mts.}$$

De esta sobrepresión, el 80% del golpe de ariete lo absorben las válvulas y el 20% la tubería.

SOBREPRESIÓN (Hs)

De acuerdo con lo anterior, la sobrepresión que absorberá la tubería será:

$$H_s = 0.20 (H_i) = (0.20) (75.11) + (0.20) (38.05)$$

$$H_s = 15.02 + 7.61 = \mathbf{22.63} \quad \text{mts.}$$

PRESIÓN DE TRABAJO

$$P_t = \text{Desnivel} + \text{Pérdidas} + H_s = 164.34 + 22.63$$

$$P_t = \mathbf{186.97} \quad \text{mts.}$$

Es la carga de trabajo a la que estará sometida la tubería al instante del golpe de ariete y la cual debe ser menor a la que soporte dicha tubería.

CÁLCULO DEL EQUIPO DE BOMBEO

$$P = \frac{\gamma \text{ CDT (Q max.d.)}}{76 \eta}$$

$$P = \frac{(1000.00) (178.63) (0.03689)}{76 (0.75)}$$

$$P = 115.61 \quad \text{H.P.}$$

Se propone una bomba de $\mathbf{125.00}$ H.P.

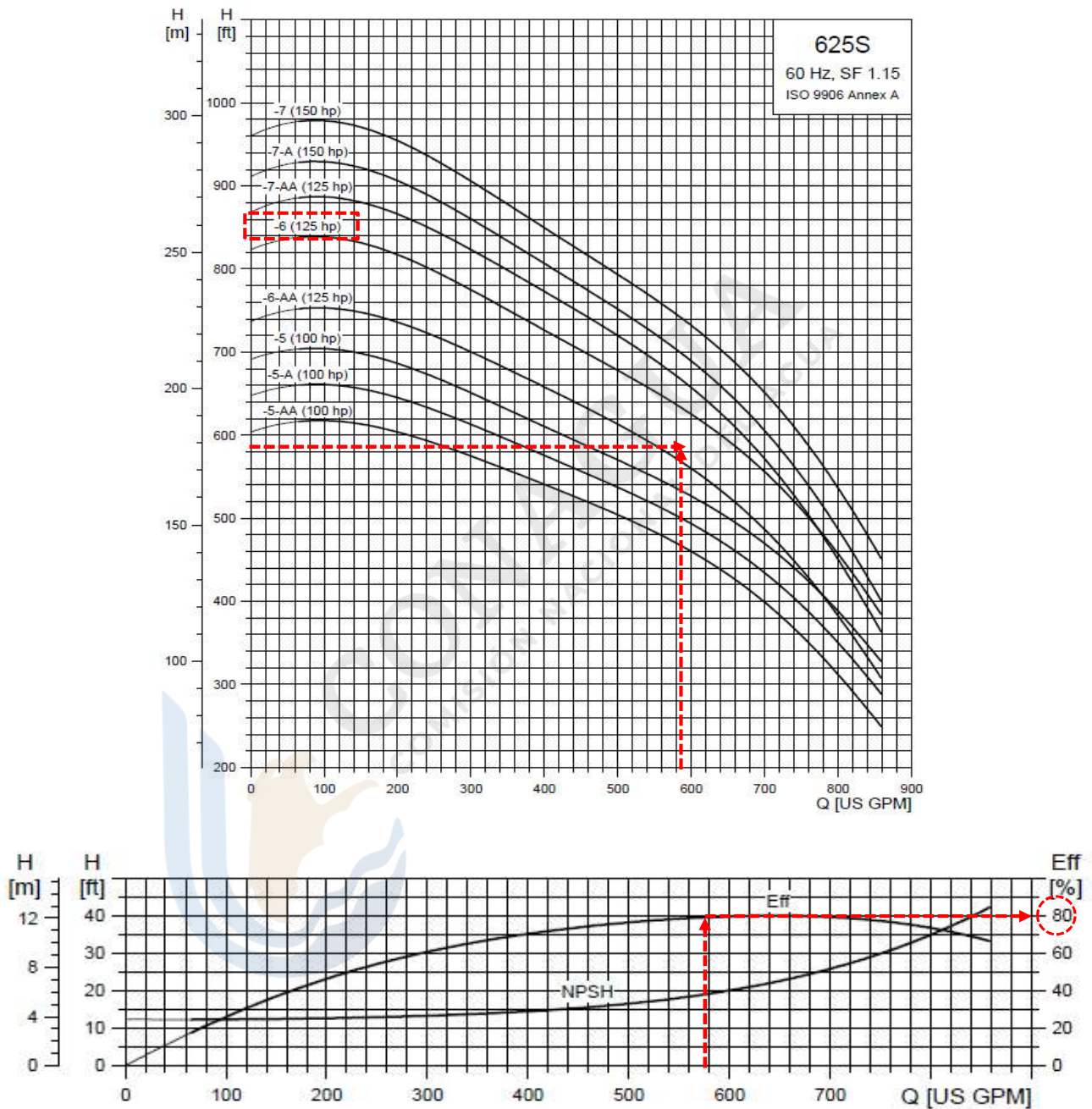
COMPROBACIÓN DE LA POTENCIA OBTENIDA DE LA BOMBA, CON EL CATÁLOGO DE UN PROVEEDOR

Q =	36.89	L.P.S.	
Q =	584.72	G.P.M.	1 L.P.S. = 15.85 G.P.M.
C.D.T.=	178.63	MTS.	
C.D.T.=	585.90	FT	1 METRO = 3.28 FT

DEL CATALOGO DE BOMBAS GRUNDFOS

CURVA **625S1250-6 (125 HP)**
CAP. DE BOMBA **125** H.P.
3450 R.P.M.

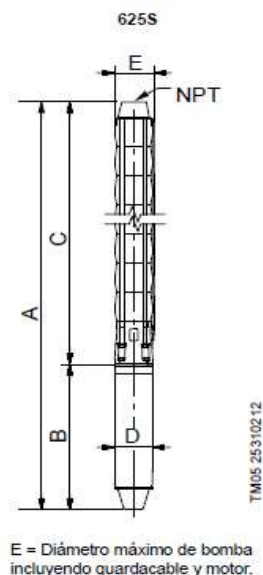
625S (625 gpm)



De acuerdo a la gráfica, el equipo de bombeo trabajaría con una eficiencia del : **80 %**
 La cual compararemos con la que se propuso inicialmente, y si es diferente, se debe de modificar y rehacer de nueva cuenta el cálculo de la potencia de la bomba.

625S (625 gpm)

Modelo de bomba	Carga nominal [ft]	F	Volts [V]	Motor [Hp]	Dimensiones					Peso neto (completo) [Kg]	
					A	B	C	D	E		
					[pulg (mm)]	[pulg (mm)]	[pulg (mm)]	[pulg (mm)]	[pulg (mm)]		
625S - Diámetro de motor 6 pulg., motor de 3 hilos, 60 Hz, gasto nominal 625 gpm (6" NPT)											
625S150-1A	65	3	230	15	▲	53.51 (1359)	27.88 (708)	25.63 (651)	5.63 (143)	8.31 (211)	88
		3	480	15	▲	53.51 (1359)	27.88 (708)	25.63 (651)	5.63 (143)	8.31 (211)	88
625S250-1	95	3	230	25	▲	58.63 (1489)	33.00 (838)	25.63 (651)	5.63 (143)	8.31 (211)	86
		3	480	25	▲	58.63 (1489)	33.00 (838)	25.63 (651)	5.63 (143)	8.31 (211)	90
625S300-2AA	130	3	230	30	▲	67.33 (1710)	35.56 (903)	31.78 (807)	5.63 (143)	8.31 (211)	97
		3	480	30	▲	67.33 (1710)	35.56 (903)	31.78 (807)	5.63 (143)	8.31 (211)	101
625S400-2A	159	3	480	40	▲	72.05 (1830)	40.28 (1023)	31.78 (807)	5.63 (143)	8.31 (211)	152
625S400-2	194	3	480	40	▲	72.05 (1830)	40.28 (1023)	31.78 (807)	5.63 (143)	8.31 (211)	152
625S500-3AA	224	3	480	50	◆	94.02 (2388)	56.11 (1425)	37.94 (963)	5.63 (143)	8.31 (211)	171
625S600-3A	258	3	480	60	◆	—	—	37.92 (963)	—	8.31 (211)	—
625S600-3	292	3	480	60	◆	—	—	37.92 (963)	—	8.31 (211)	—
625S - Diámetro de motor 8 pulg., motor de 3 hilos, 60 Hz, gasto nominal 625 gpm (6" NPT)											
625S400-2	194	3	480	40	*	76.03 (1931)	43.71 (1110)	32.33 (821)	7.56 (192)	8.39 (213)	186
625S500-3AA	224	3	480	50	*	83.59 (2123)	45.67 (1160)	37.92 (963)	7.56 (192)	8.39 (213)	202
625S600-3A	258	3	480	60	*	87.92 (2233)	50.00 (1270)	37.92 (963)	7.56 (192)	8.39 (213)	223
625S600-3	292	3	480	60	*	87.92 (2233)	50.00 (1270)	37.92 (963)	7.56 (192)	8.39 (213)	223
625S750-4AA	322	3	480	75	*	97.21 (2469)	53.15 (1350)	44.06 (1119)	7.56 (192)	8.39 (213)	243
625S750-4A	357	3	480	75	*	97.21 (2469)	53.15 (1350)	44.06 (1119)	7.56 (192)	8.39 (213)	243
625S1000-4	391	3	480	100	*	106.66 (2709)	62.60 (1590)	44.06 (1119)	7.56 (192)	8.39 (213)	288
625S1000-5AA	421	3	480	100	*	112.76 (2864)	62.60 (1590)	50.16 (1274)	7.56 (192)	8.39 (213)	295
625S1000-5A	455	3	480	100	*	112.76 (2864)	62.60 (1590)	50.16 (1274)	7.56 (192)	8.39 (213)	295
625S1000-5	490	3	480	100	*	112.76 (2864)	62.60 (1590)	50.16 (1274)	7.56 (192)	8.39 (213)	295
625S1250-6AA	520	3	480	125	*	128.31 (3259)	72.05 (1830)	56.26 (1429)	7.56 (192)	8.39 (213)	346
625S1250-6	554	3	480	125	*	128.31 (3259)	72.05 (1830)	56.26 (1429)	7.56 (192)	8.39 (213)	346
625S1250-7AA	618	3	480	125	*	134.45 (3415)	72.05 (1830)	62.41 (1585)	7.56 (192)	8.39 (213)	352
625S1500-7A	653	3	480	150	*	143.51 (3645)	81.11 (2060)	62.41 (1585)	7.56 (192)	8.39 (213)	402
625S1500-7	687	3	480	150	*	143.51 (3645)	81.11 (2060)	62.41 (1585)	7.56 (192)	8.39 (213)	402



CÁLCULO DE LAS ENVOLVENTES DE CARGAS EXTREMAS MÁXIMA Y MÍNIMA, ORIGINADAS POR LOS FENÓMENOS TRANSITORIOS (Método de las Características)

DATOS PARA LAS CONDICIONES DE FLUJO PERMANENTE

$$H_o = D_t + H_f + A_t + N.E.$$

$D_t =$	150.67	mts.
$H_f =$	10.67	mts.
$A_t =$	3.00	mts.
$N.E. =$	1.00	mts.
$H_o =$	165.34	mts.

$Q =$	0.03689	m ³ /seg
$\eta =$	0.75	
$P_n =$	125	H.P
$n_o =$	3450	R.P.M.

D_t : Desnivel topográfico
 H_f : Pérdidas por fricción
 A_t : Altura del tanque
 $N.E.$: Nivel estático del pozo ó cárcamo

CELERIDAD

$$a = \frac{a_o}{\sqrt{1 + \frac{E_{agua}}{E_{mat}} \frac{d}{e}}}$$

Para **tubos de pared delgada** (d/e es igual o mayor de 25)

a = Velocidad de propagación en m/seg

a_o = Velocidad del sonido en el agua (1,440 m/seg)

E_{agua} = Módulo de elasticidad del agua (21,150 kg/cm²)

E_{mat} = Módulo de elasticidad (módulo de Young) del material del tubo en kg/cm²

d = Diámetro interior del tubo en mts.

e = Espesor de la pared del tubo en mts.

TRAMO 1: PEAD

$$a = \frac{1,440}{\left[1 + \frac{21,150}{17,000} \left(\frac{0.17050}{0.02430} \right) \right]^{1/2}}$$

$$a = 461.6593 \text{ m/seg}$$

$$a = \frac{a_o}{\sqrt{1 + \frac{E_{agua}}{E_{mat}} \frac{d}{e} C}}$$

Para **tubos de pared gruesa** (d/e es menor de 25)

$$C = \frac{2e}{d} (1 + \mu) + \frac{d(1 - \mu^2)}{d + e}$$

μ = Coeficiente de Poisson del material del tubo

Material	μ
FoGo	0.30
Acero	0.30
PVC	0.45
PEAD	0.45
A-C	0.15

$$C = \frac{2 \left(\frac{0.02430}{0.17050} \right) (1 + 0.45) + \frac{0.17050 (1 - 0.45^2)}{0.17050 + 0.02430}}$$

$$C = 1.111331$$

$$a = \frac{1,440}{\left[1 + \frac{21,150}{17,000} \left(\frac{0.17050}{0.02430} \right) (1.11133) \right]^{1/2}}$$

$$a = 440.1973 \text{ m/seg}$$

$$\frac{d}{e} = \frac{0.1705}{0.024300} = 7.02 \quad \text{Como: } 7.02 < 25$$

es un tubo de pared gruesa

Debido a que es un tubo de pared gruesa, tomamos para la Celeridad el valor de:

$$a = \mathbf{440.1973} \quad \text{m/seg} \quad \text{Para la tubería de PEAD}$$

TRAMO 2: PVC

$$a = \frac{1,440}{\left[1 + \frac{21,150}{28,100} \left(\frac{0.20230}{0.00840} \right) \right]^{1/2}}$$

$$a = \mathbf{329.2620} \quad \text{m/seg}$$

$$C = \frac{2 \left(\frac{0.00840}{0.20230} \right) (1 + 0.45) + \frac{0.20230 \left(1 - 0.45^2 \right)}{0.20230 + 0.00840}}$$

$$C = 0.886121$$

$$a = \frac{1,440}{\left[1 + \frac{21,150}{28,100} \left(\frac{0.20230}{0.00840} \right) (0.88612) \right]^{1/2}}$$

$$a = \mathbf{348.6108} \quad \text{m/seg}$$

$$\frac{d}{e} = \frac{0.2023}{0.008400} = 24.08 \quad \text{Como: } 24.08 < 25$$

es un tubo de pared gruesa

Debido a que es un tubo de pared gruesa, tomamos para la Celeridad el valor de:

$$a = \mathbf{348.6108} \quad \text{m/seg} \quad \text{Para la tubería de PVC}$$

$$a_e = \frac{\frac{L_1}{a_1} + \frac{L_2}{a_2}}$$

$$a_e = \frac{\frac{788.63}{440.197} + \frac{318.90}{348.611}}$$

$$a_e = \mathbf{409.2397} \quad \text{m/seg}$$

$$V_e = \sqrt{\frac{Q \left(\frac{L_1 V_1 + L_2 V_2}{L_1 A_1 + L_2 A_2} \right)}$$

$$V_e = \sqrt{\frac{0.03689 \left[\left(\frac{788.63}{788.63} \right) \left(\frac{1.62}{0.02283} \right) + \left(\frac{318.90}{318.90} \right) \left(\frac{1.15}{0.03214} \right) \right]}{1}}$$

$$V_e = 1.46 \text{ m/seg}$$

PERIODO DE LA ONDA DE SOBREPRESIÓN

$$T = \frac{2L}{a} \quad T < \frac{2L}{a} \text{ Cierre rápido} \quad T > \frac{2L}{a} \text{ Cierre lento}$$

$$T = \frac{\left(\frac{2}{440.1973} \right) \left(\frac{788.63}{788.63} \right) + \left(\frac{2}{348.6108} \right) \left(\frac{318.90}{318.90} \right)}{1} = 5.41 \text{ seg}$$

CARGA PIEZOMÉTRICA EXTREMA

$$J_e = \frac{a_e V_e}{g}$$

$$J_e = \frac{\left(\frac{409.2397}{9.81} \right) \left(\frac{1.46}{1.46} \right)}{1}$$

$$J_e = 61.05 \text{ mts.}$$

$$2\varepsilon_{(e)} = \frac{J_e}{H_o}$$

$$2\varepsilon_{(e)} = \frac{61.05}{165.34}$$

$$2\varepsilon_{(e)} = 0.369$$

MOMENTO DE INERCIA

$$I = \frac{150}{g} \left(\frac{P_n}{n_o} \right)^{1.435}$$

P_n : Potencia de la bomba en H.P.

n_o : Revoluciones del motor en R.P.M.

g : Valor de la gravedad en m/seg²

$$I = \frac{150}{9.81} \left(\frac{125.0}{3450} \right)^{1.435}$$

$$I = 0.130833 \text{ Kg.m.sec}^2$$

CARGA PIEZOMÉTRICA MÁXIMA Y MÍNIMA

$$K_{bt} = \frac{1800 \gamma Q H_o L_t}{\eta I (\pi n_o)^2 a_e}$$

$$K_{bt} = \left(\frac{1800}{0.75} \right) \left(\frac{1000}{0.130833} \right) \left(\frac{0.03689}{3.1416} \right) \left(\frac{165.34}{3450.00} \right) \left(\frac{1107.53}{409.2397} \right)$$

$$K_{bt} = \mathbf{2.58}$$

$$h_f = \frac{H_f}{H_o}$$

$$h_f = \frac{10.67}{165.34}$$

$$h_f = \mathbf{0.06}$$

DE ACUERDO CON LAS GRÁFICAS DE LAS FIGS. 5.8 Y 5.9 DEL MANUAL DEL ING. URIEL MANCEBO DEL CASTILLO, PARA EL ANÁLISIS DE FENÓMENOS TRANSITORIOS, TENEMOS:

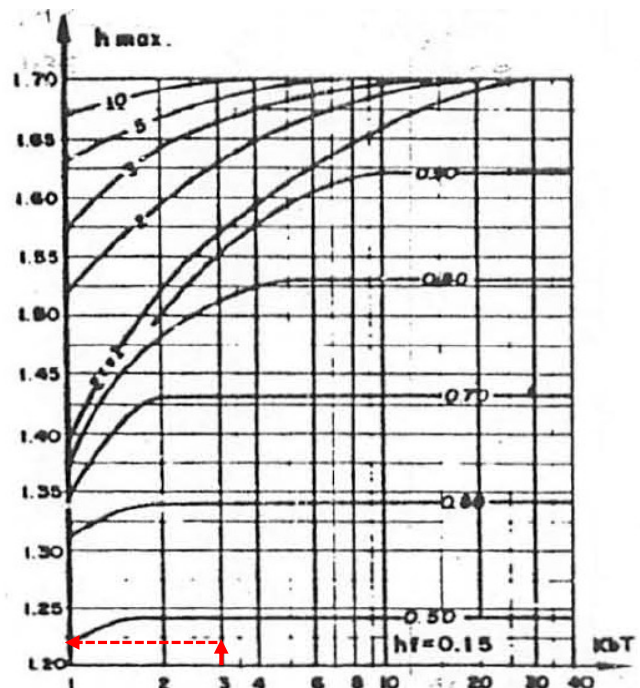
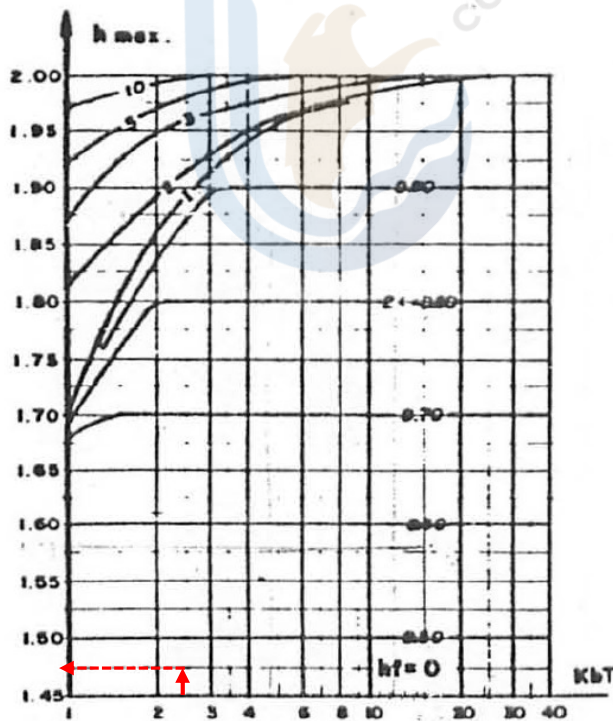
Para:

$$h_f = 0.06$$

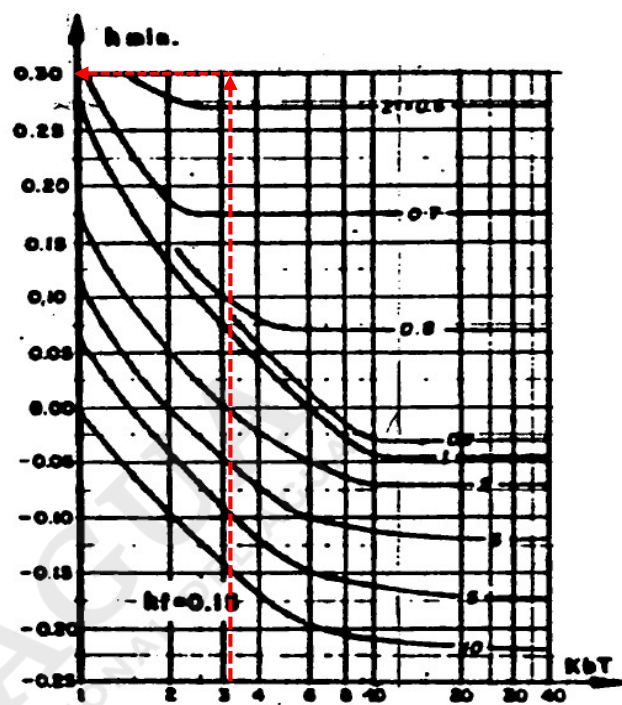
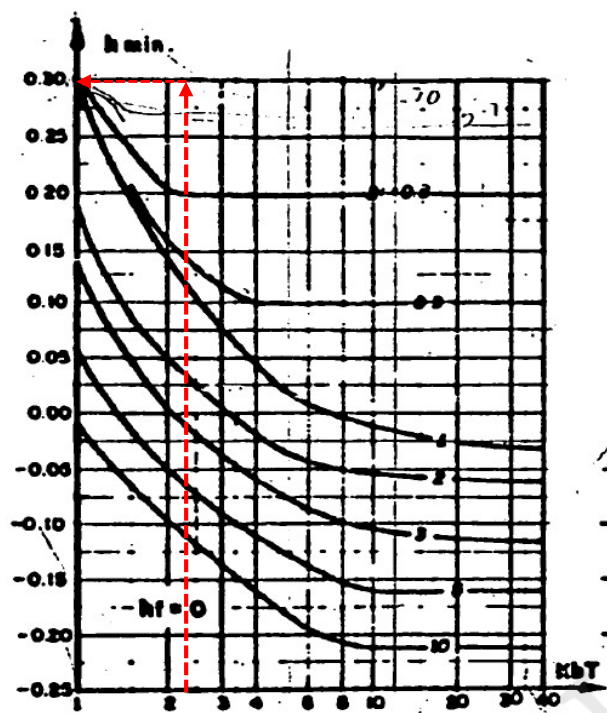
$$2 \varepsilon_{(e)} = 0.369$$

$$K_{bt} = 2.58$$

CARGA PIEZOMÉTRICA MÁXIMA:



CARGA PIEZOMÉTRICA MÍNIMA:



hf = 0.00	h Max. = 1.47	h Min. = 0.30
hf = 0.15	h Max. = 1.22	h Min. = 0.30

MEDIANTE UNA INTERPOLACIÓN LINEAL, TENEMOS:

$$h \text{ Max.} = 1.22 + \frac{(1.47 - 1.22) (0.15 - 0.06)}{(0.15 - 0.00)}$$

$$h \text{ Max.} = 1.36$$

$$h \text{ Min.} = 0.30 + \frac{(0.30 - 0.30) (0.15 - 0.06)}{(0.15 - 0.00)}$$

$$h \text{ Min.} = 0.30$$

ENTONCES

$$H \text{ Max.} = h \text{ Max. (Ho)}$$

$$H \text{ Max.} = (1.36) (165.34) = 225.27 \text{ mts}$$

$$H \text{ Min.} = h \text{ Min. (Ho)}$$

$$H \text{ Min.} = (0.30) (165.34) = 49.60 \text{ mts}$$

POR LO QUE SE REFIERE AL CÁLCULO DE LAS CARGAS EXTREMAS QUE SE PRESENTAN EN LAS DIFERENTES SECCIONES, SE CONSIDERA UNA VARIACIÓN DE TIPO PARABÓLICA ENTRE LOS EXTREMOS DEL CONDUCTO, QUE PUEDE CALCULARSE CON LA **ECUACIÓN GENERAL PARA DETERMINAR LAS ENVOLVENTES MÁXIMAS Y MÍNIMAS:**

$$H_{E(x)} = H_o - H_f + \left[H_{E(o)} - H_o + H_f \right] \sqrt{1 - (X/L)}$$

ENVOLVENTE MÁXIMA:

$$H_{(MAX)} = H_o - H_f + \left[H_{MAX} - H_o + H_f \right] \sqrt{1 - (X/L)}$$

$$H_{(MAX)} = 165.34 - 10.67 + \left[225.27 - 165.34 + 10.67 \right] \sqrt{1 - (X/L)}$$

$$H_{(MAX)} = 154.67 + 70.60 \sqrt{1 - (X/L)} \quad \text{ECUACION 1}$$

ENVOLVENTE MÍNIMA:

$$H_{(MIN)} = H_o - H_f + \left[H_{MIN} - H_o + H_f \right] \sqrt{1 - (X/L)}$$

$$H_{(MIN)} = 165.34 - 10.67 + \left[49.60 - 165.34 + 10.67 \right] \sqrt{1 - (X/L)}$$

$$H_{(MIN)} = 154.67 - 105.07 \sqrt{1 - (X/L)} \quad \text{ECUACION 2}$$

CÁLCULO DE COORDENADAS

DE ACUERDO CON LAS ECUACIONES 1 Y 2, SE OBTIENE LA SIGUIENTE TABLA:

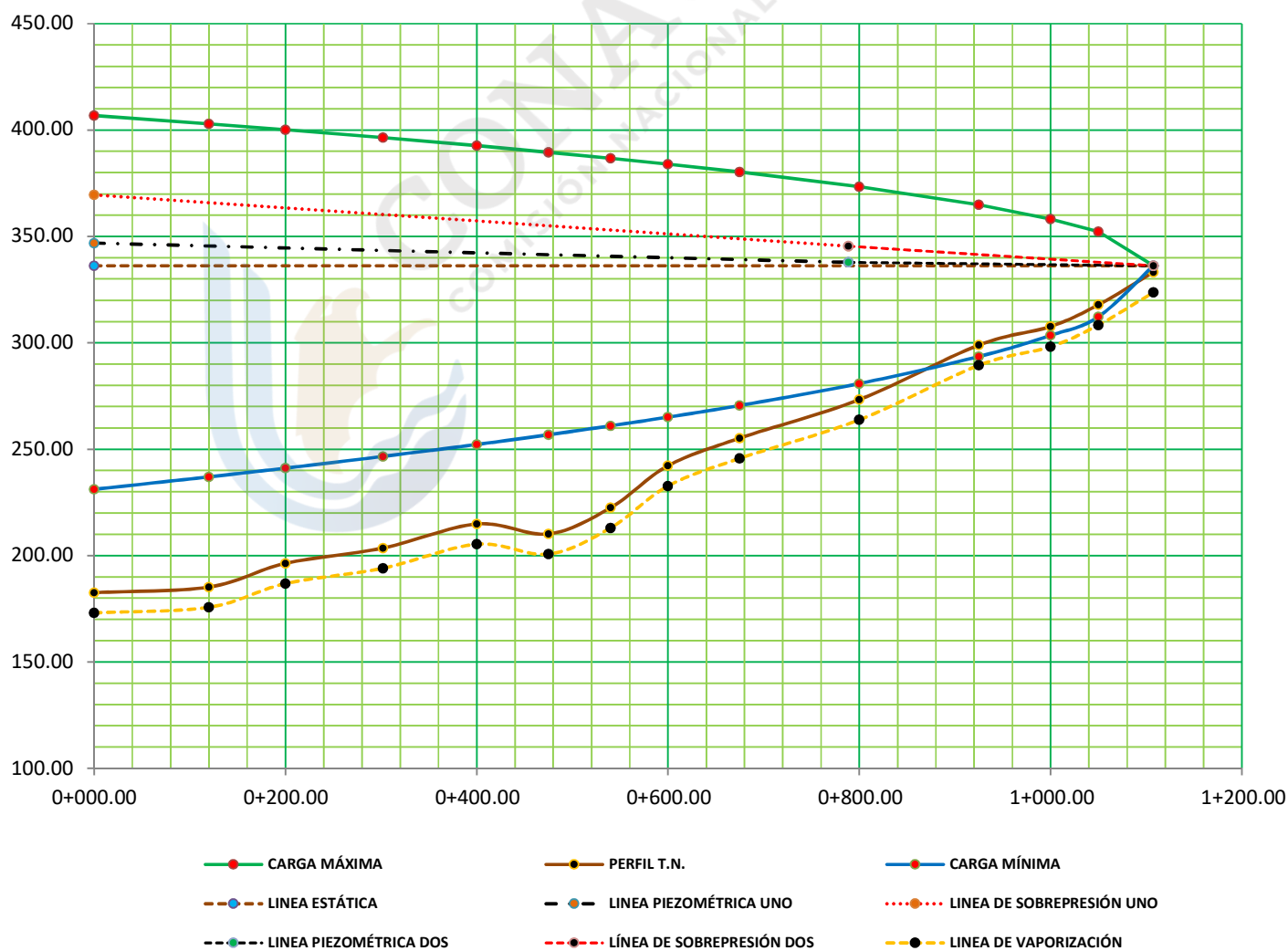
L = 1,107.53

Cota inicial= 181.55

LONG. PARCIAL	X	(X/L)	Hmax.	Hmin.	Carga piezométrica		Cota T.N.	Carga de Operación
					Máxima	Mínima		
0.00	0+000.00	0.00	225.27	49.60	406.82	231.15	182.55	224.27
120.00	0+120.00	0.11	221.33	55.46	402.88	237.01	185.23	217.65
80.00	0+200.00	0.18	218.58	59.56	400.13	241.11	196.34	203.79
102.00	0+302.00	0.27	214.88	65.06	396.43	246.61	203.55	192.88
98.00	0+400.00	0.36	211.10	70.69	392.65	252.24	214.87	177.78
75.00	0+475.00	0.43	208.02	75.27	389.57	256.82	210.18	179.39
65.00	0+540.00	0.49	205.21	79.46	386.76	261.01	222.54	164.22
60.00	0+600.00	0.54	202.46	83.54	384.01	265.09	242.22	141.79
75.00	0+675.00	0.61	198.79	89.01	380.34	270.56	255.20	125.14
125.00	0+800.00	0.72	191.87	99.30	373.42	280.85	273.32	100.10
125.00	0+925.00	0.84	183.33	112.02	364.88	293.57	298.95	65.93
75.00	1+000.00	0.90	176.67	121.93	358.22	303.48	307.68	50.54
50.00	1+050.00	0.95	170.76	130.72	352.31	312.27	317.89	34.42
57.53	1+107.53	1.00	154.67	154.67	336.22	336.22	333.22	3.00

LINEA		KM	COTA
ESTÁTICA	INICIA	0+000.00	336.22
	TERMINA	1+107.53	336.22
PIEZOMÉTRICA UNO	INICIA	0+000.00	346.89
	TERMINA	0+788.63	337.83
PIEZOMÉTRICA DOS	INICIA	0+788.63	337.83
	TERMINA	1+107.53	336.22
DE SOBREPRESIÓN (Golpe de ariete) UNO	INICIA	0+000.00	369.52
	TERMINA	0+788.63	345.44
DE SOBREPRESIÓN (Golpe de ariete) DOS	INICIA	0+788.63	345.44
	TERMINA	1+107.53	336.22

CURVAS ENVOLVENTES



CÁLCULO DE LA CURVA DE VAPORIZACIÓN

LA ENVOLVENTE DE CARGAS MINIMAS ESTA POR DEBAJO DEL EJE DE LA TUBERIA DEL KM. **0+925.00** AL KM **1+050.00**, POR LO QUE SE PROCEDE A CALCULAR LA CURVA DE VAPORIZACION

Altitud = 182.55 m.s.n.m.
Temperatura Prom.= 22.8 °C

RELACIÓN ENTRE PRESIÓN Y ALTITUD	
ALTITUD m.s.n.m.	PRESION kg/cm ²
0	1.000
50	0.994
100	0.988
200	0.977
500	0.942
750	0.914
1000	0.887
1200	0.866
1500	0.834
1750	0.809
2000	0.785
2200	0.765
2500	0.737
2750	0.714
3000	0.692
3200	0.674
3500	0.649
3750	0.628
4000	0.608

RELACIÓN ENTRE PRESIÓN DE VAPOR DE AGUA Y TEMPERATURA	
TEMPERATURA TEMP. °C	PRESION kg/cm ²
2	0.00720
6	0.00954
10	0.01252
14	0.01631
18	0.02105
20	0.02385
22	0.02697
24	0.03045
26	0.03430
28	0.03858
30	0.04331
32	0.04853
34	0.05430
36	0.06065
38	0.06764
40	0.07531
42	0.08371
46	0.10298
50	0.12596

Para: 100 0.988
Para: 200 0.977

PARA 182.55
PRESIÓN = **0.979**

Para: 22 0.02697
Para: 24 0.03045

PARA 22.8 °C
PRESIÓN = **0.02836**

Presion Barometrica = 0.979 Kg/cm2 = 9.79 mts.
Presion de Vapor = 0.028 Kg/cm2 = 0.28 mts.

Lv = Z - (Pbarométrica - Pvapor)

Lv = Z - (9.79 - 0.28)

Lv = Z - 9.51

KM.	ELEV	DIF. DE PRES.	COTA L. VAP.	CARGA PIEZOM. MIN.	PROPUESTA
0+000.00	182.55	9.51	173.04	231.15	CORRECTA
0+120.00	185.23	9.51	175.72	237.01	CORRECTA
0+200.00	196.34	9.51	186.83	241.11	CORRECTA
0+302.00	203.55	9.51	194.04	246.61	CORRECTA
0+400.00	214.87	9.51	205.36	252.24	CORRECTA
0+475.00	210.18	9.51	200.67	256.82	CORRECTA
0+540.00	222.54	9.51	213.03	261.01	CORRECTA
0+600.00	242.22	9.51	232.71	265.09	CORRECTA
0+675.00	255.20	9.51	245.69	270.56	CORRECTA
0+800.00	273.32	9.51	263.81	280.85	CORRECTA
0+925.00	298.95	9.51	289.44	293.57	CORRECTA
1+000.00	307.68	9.51	298.17	303.48	CORRECTA
1+050.00	317.89	9.51	308.38	312.27	CORRECTA
1+107.53	333.22	9.51	323.71	336.22	CORRECTA

COMO SE OBSERVA EN LA TABLA ANTERIOR, LA CARGA PIEZOMETRICA MINIMA ESTA POR ARRIBA DE LA LINEA DE VAPORIZACION, POR LO QUE SE CONSIDERA **CORRECTA** LA PROPUESTA.



TABLA DE CÁLCULO PARA LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN (2 TIPOS DE TUBERÍA)

LOCALIDAD: **0001 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
MUNICIPIO: **073 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
DISTRITO: **PUTLA**

OBRA: **Ampliación del sistema de agua potable de la localidad de PUTLA VILLA DE GUERRERO**

POBLACIÓN ULTIMO CENSO (2010)	10,925	HABITANTES	GASTO DE CONDUCCIÓN	36.89	L.P.S
POBLACIÓN ACTUAL (2018)	10,604	HABITANTES	GASTO MAXIMO HORARIO	47.65	L.P.S
POBLACIÓN DE PROYECTO (2033)	9,210	HABITANTES	DIÁMETRO DE LA TUBERÍA UNO	8.00	PLG
PERIODO ECONÓMICO	15	AÑOS	DIÁMETRO DE LA TUBERÍA DOS	8.00	PLG
DOTACIÓN	206	LTS/HAB/DIA	CONSTANTE "K ₁ "	8.44324	
COEFICIENTE VARIACIÓN DIARIA	1.40		CONSTANTE "K ₂ "	3.70293	
COEFICIENTE VARIACIÓN HORARIO	1.55		LONGITUD DE TUBERIA UNO	788.63	m
LONGITUD DE LA LÍNEA (L)	1,107.53	m.	LONGITUD DE TUBERIA DOS	318.90	m
COTA EN LA FUENTE DE ABASTECIMIENTO	182.55	m.s.n.m.	DIÁMETRO INTERIOR DE LA TUBERÍA UNO	0.17050	m
COTA EN EL TANQUE DE REGULACIÓN	333.22	m.s.n.m.	DIÁMETRO INTERIOR DE LA TUBERÍA DOS	0.20230	m
ALTURA DEL TANQUE DE REGULACIÓN	3.00	m.s.n.m.	NUMERO DE REYNOLDS (Re) DE LA TUBERIA UNO	273,576.41525	
DESNIVEL TOPOGRAFICO (H)	150.67	m.	NUMERO DE REYNOLDS (Re) DE LA TUBERIA DOS	230,572.31241	
TIPO DE MATERIAL DE LA TUBERIA UNO	PEAD		PÉRDIDAS POR FRICCIÓN TUBERIA UNO	9.06	m
RUGOSIDAD DE LA TUBERÍA E	0.0015	mm	PÉRDIDAS POR FRICCIÓN TUBERIA DOS	1.61	m
TIPO DE MATERIAL DE LA TUBERIA DOS	PVC		SOBREPRESIÓN UNO	15.02	m
RUGOSIDAD DE LA TUBERÍA E	0.0015	mm	SOBREPRESIÓN DOS	7.61	m
GASTO MEDIO DIARIO	21.96	L.P.S	VELOCIDAD UNO	1.62	m/seg
GASTO MÁXIMO DIARIO	30.74	L.P.S	VELOCIDAD DOS	1.15	m/seg

TRAMO		LONG. PARCIAL (m)	LONG. ACUM (m)	MATERIAL	DIAMETRO (plg)	f	Q (lps)	Hf (mts)	VELOC. (m/s)	CRUCERO	C O T A S			CARGA PIEZOMÉTRICA (m)	CARGA SOBREPRESIÓN (m)
INICIAL	FINAL										TERRENO NATURAL	PIEZOMÉTRICA	SOBREPRESIÓN		
CÁRCAMO	-	-	0+000.00	-	-	-	-	-	-	CÁRCAMO	182.55	346.89	369.52	164.34	186.97
CÁRCAMO	1	120.00	0+120.00	PEAD	8.00	0.01472	36.89	1.38	1.62	1	185.23	345.51	365.86	160.28	180.63
1	2	80.00	0+200.00	PEAD	8.00	0.01472	36.89	0.92	1.62	2	196.34	344.59	363.41	148.25	167.07
2	3	102.00	0+302.00	PEAD	8.00	0.01472	36.89	1.17	1.62	3	203.55	343.42	360.30	139.87	156.75
3	4	98.00	0+400.00	PEAD	8.00	0.01472	36.89	1.13	1.62	4	214.87	342.29	357.30	127.42	142.43
4	5	75.00	0+475.00	PEAD	8.00	0.01472	36.89	0.86	1.62	5	210.18	341.43	355.01	131.25	144.83
5	6	65.00	0+540.00	PEAD	8.00	0.01472	36.89	0.75	1.62	6	222.54	340.68	353.03	118.14	130.49
6	7	60.00	0+600.00	PEAD	8.00	0.01472	36.89	0.69	1.62	7	242.22	339.99	351.20	97.77	108.98
7	8	75.00	0+675.00	PEAD	8.00	0.01472	36.89	0.86	1.62	8	255.20	339.13	348.91	83.93	93.71
8	TERMINA T1	113.63	0+788.63	PEAD	8.00	0.01472	36.89	1.31	1.62	TERMINA T1	271.67	337.82	345.44	66.15	73.77

SUBTOTAL

788.63

9.06

INICIA T2	-	-	0+788.63	-	-	-	-	-	-	INICIA T2	271.67	337.82	345.44	66.15	73.77
INICIA T2	9	11.37	0+800.00	PVC	8.00	0.01518	36.89	0.06	1.15	9	273.32	337.77	345.11	64.45	71.79
9	10	125.00	0+925.00	PVC	8.00	0.01518	36.89	0.63	1.15	10	298.95	337.14	341.49	38.19	42.54
10	11	75.00	1+000.00	PVC	8.00	0.01518	36.89	0.38	1.15	11	307.68	336.76	339.33	29.08	31.65
11	12	50.00	1+050.00	PVC	8.00	0.01518	36.89	0.25	1.15	12	317.89	336.51	337.88	18.62	19.99
12	TANQUE	57.53	1+107.53	PVC	8.00	0.01518	36.89	0.29	1.15	TANQUE	333.22	336.22	336.22	3.00	3.00

SUBTOTAL

318.90

1.61

TOTAL

1,107.53

10.67

TANQUE DE REGULACIÓN

El tanque de regularización es una de las partes más importantes de un sistema de abastecimiento de agua potable, ya que éste cumple dos funciones sumamente imprescindibles en el sistema, siendo éstas:

1.- Convertir una ley de aportaciones constantes en una ley de demandas variables, esto quiere decir, que al tanque le está llegando de la conducción un **GASTO CONSTANTE** durante las horas de aportación, mientras que en las 24 horas del día la población demandará **GASTOS VARIABLES**, que en algunas horas son menores a la aportación, por lo tanto, en estas horas el agua se almacenará en el tanque de regularización para cuando las demandas que se tengan sean mayores, y no se deje a la población sin agua.

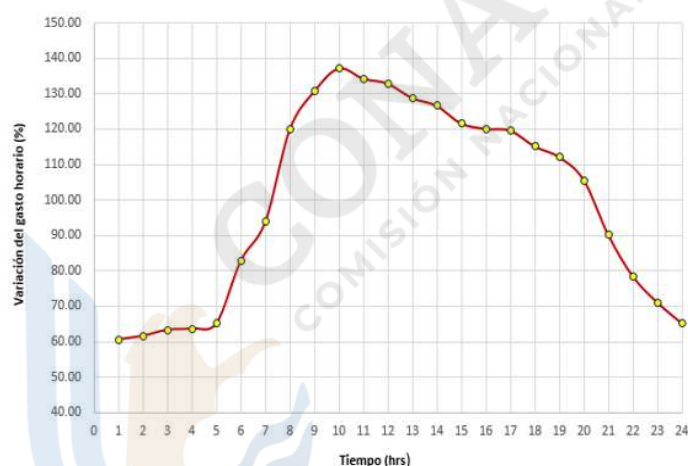
2.- Tiene como segunda función la de regular y controlar todas las presiones de la red de distribución.

Entre la posición del tanque de regularización y los puntos más altos y bajos de la población, debe haber una disponibilidad de carga de 1.5 y 5 kg/cm².

Los 15 metros columna de agua (carga disponible mínima) se dejan para que el agua potable llegue hasta los tinacos de la casa. Desde luego que estos 15 mts. varían de acuerdo a las condiciones económicas, políticas y sociales del centro poblacional al cual se estará abasteciendo de agua potable, ya que en zonas urbanas, la carga mínima es de 15 m.c.a., y en poblaciones rurales puede dejarse una carga disponible de hasta 5 m.c.a.

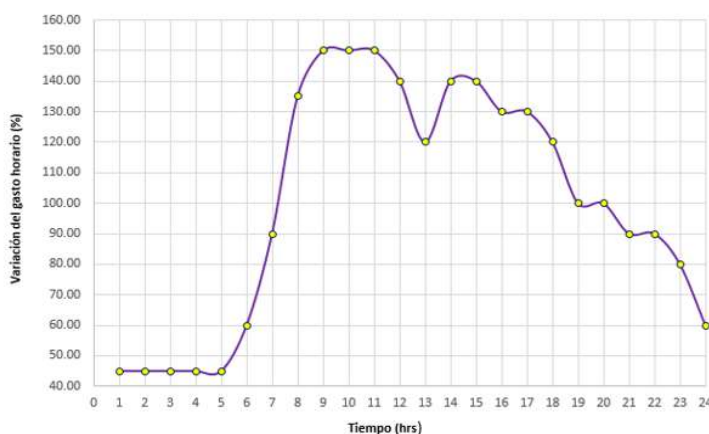
La CONAGUA y el IMTA analizaron demandas para diferentes ciudades del país y para pequeñas comunidades menores a 20,000 habitantes, las cuales se pueden observar en las siguientes tablas y gráficas, mismas que deben ser utilizadas cuando se realicen proyectos de acuerdo al número de habitantes a beneficiarse. El cálculo de los coeficientes de regulación se basa en el método de porcentajes de gastos horarios respecto del gasto medio diario.

VARIACIÓN DEL GASTO HORARIO PARA DIFERENTES CIUDADES DEL PAÍS



HORA	VARIACIÓN DEL GASTO HORARIO (%)
0 a 1	60.60
1 a 2	61.60
2 a 3	63.30
3 a 4	63.70
4 a 5	65.10
5 a 6	82.80
6 a 7	93.80
7 a 8	119.90
8 a 9	130.70
9 a 10	137.20
10 a 11	134.30
11 a 12	132.90
12 a 13	128.80
13 a 14	126.60
14 a 15	121.60
15 a 16	120.10
16 a 17	119.60
17 a 18	115.10
18 a 19	112.10
19 a 20	105.60
20 a 21	90.10
21 a 22	78.40
22 a 23	71.00
23 a 24	65.10

VARIACIÓN DEL GASTO HORARIO PARA POBLACIONES PEQUEÑAS < 20,000 HABITANTES



HORA	VARIACIÓN DEL GASTO HORARIO (%)
0 a 1	45.00
1 a 2	45.00
2 a 3	45.00
3 a 4	45.00
4 a 5	45.00
5 a 6	60.00
6 a 7	90.00
7 a 8	135.00
8 a 9	150.00
9 a 10	150.00
10 a 11	150.00
11 a 12	140.00
12 a 13	120.00
13 a 14	140.00
14 a 15	140.00
15 a 16	130.00
16 a 17	130.00
17 a 18	120.00
18 a 19	100.00
19 a 20	100.00
20 a 21	90.00
21 a 22	90.00
22 a 23	80.00
23 a 24	60.00

$$\text{Coeficiente de Regularización} = 3.6 \frac{\text{Máximo excedente} - \text{Máximo faltante}}{100}$$

El mayor valor positivo nos indica que entra al tanque más agua de la que sale, por lo que se obtiene un porcentaje de acumulación máximo, después de cierto tiempo, comienza a demandarse más agua de la que entra al tanque, por lo que empieza a hacerse uso de la que se tenía acumulada, situación que prevalece hasta que el tanque se encuentra vacío. A partir de esta hora existe un déficit, sale más de lo que entra y no se cuenta con un volumen en el tanque para cubrir el faltante. Llega el momento más crítico (máximo faltante), viéndose la necesidad de contar con un volumen de agua en el tanque equivalente al máximo déficit.

A continuación se presenta un ejemplo de cálculo del coeficiente de regulación para 24 horas, y otro para un intervalo de bombeo de 10 horas (de las 6 a las 16 horas), en una localidad menor de 20,000 habitantes.

(POBLACIONES PEQUEÑAS < 20,000 HABITANTES)

Horas de aportación de la fuente = **24**

Hora de inicio = **0**

Hora de término = **24**

$$Q_{\text{aportado en \%}} = \frac{24 \text{ horas} \times 100\%}{\text{No. de horas}}$$

$$Q_{\text{aportado}} = 100\%$$

Para 24 horas

Horas	% Gasto horario	Demanda horaria en %	Diferencia	Diferencia Acumulada	Dif. Acum + Máx. Déficit
0 - 1	100	45	55	55	135
1 - 2	100	45	55	110	190
2 - 3	100	45	55	165	245
3 - 4	100	45	55	220	300
4 - 5	100	45	55	275	355
5 - 6	100	60	40	315	395
6 - 7	100	90	10	325	405
7 - 8	100	135	-35	290	370
8 - 9	100	150	-50	240	320
9 - 10	100	150	-50	190	270
10 - 11	100	150	-50	140	220
11 - 12	100	140	-40	100	180
12 - 13	100	120	-20	80	160
13 - 14	100	140	-40	40	120
14 - 15	100	140	-40	0	80
15 - 16	100	130	-30	-30	50
16 - 17	100	130	-30	-60	20
17 - 18	100	120	-20	-80	0
18 - 19	100	100	0	-80	0
19 - 20	100	100	0	-80	0
20 - 21	100	90	10	-70	10
21 - 22	100	90	10	-60	20
22 - 23	100	80	20	-40	40
23 - 24	100	60	40	0	80

2,400

2,400

$$\text{Coeficiente de Regulación} = 3.6 \frac{\text{Máximo excedente} - \text{Máximo faltante}}{100}$$

Máximo excedente = 325.00

Máximo faltante = -80.00

$$\text{Máximo excedente} + |\text{Máximo faltante}| = 405.00$$

$$\text{Coeficiente de regulación} = \mathbf{14.58}$$

(POBLACIONES PEQUEÑAS < 20,000 HABITANTES)

Horas de aportación de la fuente = **10**

Hora de inicio = **6**

Hora de término = **16**

$$Q_{\text{aportado en \%}} = \frac{24 \text{ horas} \times 100\%}{\text{No. de horas}}$$

$$Q_{\text{aportado}} = 240\%$$

Para 10 horas

Horas	% Gasto horario	Demanda horaria en %	Diferencia	Diferencia Acumulada	Dif. Acum + Máx. Déficit
0 - 1	0	45	-45	-45	240
1 - 2	0	45	-45	-90	195
2 - 3	0	45	-45	-135	150
3 - 4	0	45	-45	-180	105
4 - 5	0	45	-45	-225	60
5 - 6	0	60	-60	-285	0
6 - 7	240	90	150	-135	150
7 - 8	240	135	105	-30	255
8 - 9	240	150	90	60	345
9 - 10	240	150	90	150	435
10 - 11	240	150	90	240	525
11 - 12	240	140	100	340	625
12 - 13	240	120	120	460	745
13 - 14	240	140	100	560	845
14 - 15	240	140	100	660	945
15 - 16	240	130	110	770	1,055
16 - 17	0	130	-130	640	925
17 - 18	0	120	-120	520	805
18 - 19	0	100	-100	420	705
19 - 20	0	100	-100	320	605
20 - 21	0	90	-90	230	515
21 - 22	0	90	-90	140	425
22 - 23	0	80	-80	60	345
23 - 24	0	60	-60	0	285

2,400

2,400

Máximo excedente = 770.00

Máximo faltante = -285.00

Máximo excedente + | Máximo faltante | = 1,055.00

Coefficiente de regulación = 37.98

LA CAPACIDAD DE REGULACIÓN VARÍA SI SE CAMBIA EL HORARIO DE ALIMENTACIÓN O BOMBEO, AUN Y CUANDO PERMANEZCA CONSTANTE EL NÚMERO DE HORAS.

donde:

$$C = RQ_{Md}$$

C = Capacidad del tanque, en m³.

R = Coeficiente de regulación.

Q_{Md} = Gasto máximo diario, en l/s.

EJEMPLO.- Calcular la capacidad del tanque de regulación que se requiere para una población de proyecto de 1,287 habitantes, donde la fuente de abastecimiento aporta agua las 24 horas del día.

Como se trata de una localidad rural por tener menos de 2,500 habitantes, la dotación es de 100 lts/hab/día.

$$P_p = 1,287 \text{ HABITANTES}$$

GASTOS

GASTO MEDIO DIARIO

$$Q_{mda} = \frac{P_p(\text{Dotación})}{\text{Número de seg/día}}$$

$$Q_{mda} = \frac{(1287 \text{ hab})(100 \text{ LTS/HAB/DIA})}{86400 \text{ seg / día}} = 1.49 \text{ l.p.s.}$$

GASTO MÁXIMO DIARIO

$$Q_{md} = CVD (Q_{mda})$$

$$1.4 (1.49) = 2.09 \text{ l.p.s.}$$

GASTO DE AFORO

$$\text{Gasto que se aforó en la fuente de captación} = 4.12 \text{ l.p.s.}$$

GASTO PARA FINES DE CALCULO :

Comparamos el gasto máximo diario requerido por la población y el gasto aforado en la fuente de captación, y tomamos el menor de ellos.

Qmd	Gasto aforado
2.09	< 4.12

$$2.09 \text{ l.p.s.}$$

GASTO MÁXIMO HORARIO

$$Q_{mh} = CVH (Q_{md})$$

$$1.55 (2.09) = 3.24 \text{ l.p.s.}$$

CAPACIDAD DEL TANQUE DE REGULACIÓN

Variación horaria a utilizarse= **Poblaciones pequeñas**

Horas de aportación de la fuente = **24**

Hora de inicio = **0**

Hora de término = **24**

Coefficiente de regulación = **14.58**

$$CTR = 14.58 (Q_{md})$$

$$14.58 (2.09) = 30.47 \text{ m}^3$$

Existe otro método para determinar la capacidad útil del tanque de regulación, el cual se muestra a continuación:

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DEL TANQUE DE REGULACIÓN (POBLACIONES PEQUEÑAS < 20,000 HABITANTES)

Pp =	1,287	HABITANTES	Horas de aportación de la fuente =	24
Dotación =	100	lts/hab/día	Hora de inicio =	0
			Hora de término =	24

GASTO MEDIO DIARIO

$$Q_{mda} = \frac{Pp(Dotación)}{\text{Número de seg/día}}$$

Qmda = 1.49 lps

GASTO MÁXIMO DIARIO

$$Q_{md} = CVD (Q_{mda})$$

Qmd = 2.09 lps

Para 24 horas

Inicia operación	Termina operación	Termina operación	Qmd (m³/seg)	Volumen demandado por hora (m³)	Volumen demandado por día (m³)	Gasto abastecimiento Qe (m³/seg)	Volumen de entrada Ve (m³)	Ley de variación horaria
0	24	24	0.00209	7.508	180.18	0.00209	7.508	Poblaciones pequeñas

VOLUMEN INICIAL = 6.006

TIEMPO (hrs)	Qe (m³/seg)	Ve (m³)	C.V.H.	Qs (m³/seg)	Vs (m³)	Ve - Vs (m³)	V acum (m³)	V acum (m³)
0 - 1	0.00209	7.508	0.45	0.001	3.378	4.129	4.129	10.135
1 - 2	0.00209	7.508	0.45	0.001	3.378	4.129	8.258	14.264
2 - 3	0.00209	7.508	0.45	0.001	3.378	4.129	12.387	18.393
3 - 4	0.00209	7.508	0.45	0.001	3.378	4.129	16.517	22.523
4 - 5	0.00209	7.508	0.45	0.001	3.378	4.129	20.646	26.652
5 - 6	0.00209	7.508	0.60	0.001	4.505	3.003	23.649	29.655
6 - 7	0.00209	7.508	0.90	0.002	6.757	0.751	24.399	30.405
7 - 8	0.00209	7.508	1.35	0.003	10.135	-2.628	21.772	27.778
8 - 9	0.00209	7.508	1.50	0.003	11.261	-3.754	18.018	24.024
9 - 10	0.00209	7.508	1.50	0.003	11.261	-3.754	14.264	20.270
10 - 11	0.00209	7.508	1.50	0.003	11.261	-3.754	10.511	16.517
11 - 12	0.00209	7.508	1.40	0.003	10.511	-3.003	7.508	13.514
12 - 13	0.00209	7.508	1.20	0.003	9.009	-1.502	6.006	12.012
13 - 14	0.00209	7.508	1.40	0.003	10.511	-3.003	3.003	9.009
14 - 15	0.00209	7.508	1.40	0.003	10.511	-3.003	0.000	6.006
15 - 16	0.00209	7.508	1.30	0.003	9.760	-2.252	-2.252	3.754
16 - 17	0.00209	7.508	1.30	0.003	9.760	-2.252	-4.504	1.502
17 - 18	0.00209	7.508	1.20	0.003	9.009	-1.502	-6.006	0.000
18 - 19	0.00209	7.508	1.00	0.002	7.508	0.000	-6.006	0.000
19 - 20	0.00209	7.508	1.00	0.002	7.508	0.000	-6.006	0.000
20 - 21	0.00209	7.508	0.90	0.002	6.757	0.751	-5.255	0.751
21 - 22	0.00209	7.508	0.90	0.002	6.757	0.751	-4.504	1.502
22 - 23	0.00209	7.508	0.80	0.002	6.006	1.502	-3.003	3.003
23 - 24	0.00209	7.508	0.60	0.001	4.505	3.003	0.000	6.006

TOTAL 180.180 24.00 180.180 0.000

CAPACIDAD DEL TANQUE = | Máximo faltante | + Máximo excedente

CAPACIDAD DEL TANQUE = | -6.006 | + 24.399

CAPACIDAD DEL TANQUE = 30.405 m³

Es necesario determinar el volumen total del tanque regulador, puesto que solo se ha obtenido su volumen útil. Para ello se puede elegir a partir de tanques tipo el que más se aproxime al de diseño, o proponer una geometría del tanque y determinar alguna de sus dimensiones.

$$H = y + \Delta y$$

Donde
 H altura total del tanque (m),
 y tirante de agua dentro del tanque (m), y
 Δy sobreelevación adicional como medida de seguridad (m).

$$y = \frac{Vol}{A}$$

Donde
 y tirante (m),
 Vol volumen total requerido (m³), y
 A Área de la sección propuesta en planta para el tanque (m²).

$$\Delta y = 0.25y$$

Si se propone que el tanque tenga una sección rectangular en su base de 4 × 3 m, resulta:

$$y = \frac{30.47}{4(3)} = 2.54 \text{ m}$$

$$\Delta y = 0.25(2.54) = 0.64 \text{ m}$$

$$H = 2.54 + 0.64 = 3.18 \text{ m}$$

Finalmente, las dimensiones interiores del tanque de regulación son:

Largo = 4.00 m Ancho = 3.00 m Altura = 3.18 m

$V_{\text{total}} = 38.15 \text{ m}^3$

$V_{\text{útil}} = 30.47 \text{ m}^3$

RED DE DISTRIBUCIÓN

Una red de distribución de agua potable es el conjunto de tuberías trabajando a presión, que se instalan en las vías de comunicación de los centros de población y a partir de las cuales serán abastecidas las diferentes viviendas. La red debe proporcionar este servicio todo el tiempo, en cantidad suficiente, con la calidad requerida y a una presión adecuada.

La red de distribución está formada por un conjunto de tubos que se unen en diversos puntos denominados nodos o uniones. De acuerdo con su función, la red de distribución puede dividirse en red primaria y red secundaria. La red de distribución de agua potable se diseña con el **GASTO MÁXIMO HORARIO**.

$$Q_{\text{máx. h}} = C.V.H \times Q_{\text{máx. d}}$$

Donde:
 $Q_{\text{máx. h}}$ = Gasto máximo horario, en lps
 $Q_{\text{máx. d.}}$ = Gasto máximo Diario, lps
 $C.V.H$ = Coeficiente de variación horaria

En una red de distribución se recomienda mantener las presiones en cualquier punto de ésta y deberán ser suficientes para proporcionar una cantidad de agua razonable en los pisos más altos de las casas, edificios y fábricas de altura media. La presión será proporcionada por la posición topográfica del tanque de regulación.

TIPO DE POBLACIÓN	PRESIONES (mínimas en los puntos más altos en la red de distribución)
Ciudades Capitales y Áreas Metropolitanas.	15 m. c. a.
Semiurbanas.	10 m. c. a.
Rurales (Concentradas).	8 m. c. a.
Rurales (Dispersa).	5 m. c. a.
Rurales Dispersa (Por Hidrantes).	3 m. c. a.

En todos los casos la presión máxima admisible no deberá sobrepasar los 50 m.c.a. (5 kg/cm²). Cuando el desnivel topográfico entre la posición del tanque de regulación y la elevación más baja de la zona de distribución de agua potable supere los 50 m.c.a., será necesario proponer CAJAS ROMPEDORAS DE PRESIÓN, que nos permitan controlar la presión máxima.

CLASIFICACIÓN DE LAS REDES DE DISTRIBUCIÓN

Se tienen tres posibles configuraciones de la red:

- Abierta o ramificada
- Cerrada
- Combinada

CÁLCULO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN ABIERTA

El cálculo de una red abierta consiste en determinar por tramos, los diámetros de la tubería en función del gasto acumulado de cada tramo. La acumulación del gasto deberá iniciarse del punto final hacia delante, sumando los gastos de cada ramal. Al final se debe llegar al Gasto Máximo Horario.

Paso 1: Determinar el gasto específico, dividiendo el gasto máximo horario entre la longitud total de la tubería de la red.

$$q_e = \frac{Q_{\text{max. Horario}}}{\sum \text{Longitud total de la red}}$$

Paso 2: Se numeran los cruceros que se tengan en la red.

Paso 3: Se calculan los gastos propios de cada tramo de la red, multiplicando el gasto específico por la longitud del tramo de la tubería.

$$Q_{\text{propio}} = q_e \times \text{Longitud del tramo}$$

Paso 4: Se efectúa el cálculo de los gastos acumulados por cada tramo de tubería, comenzando desde el más distante al más cercano al tanque de regulación, sumando cuando sea necesario, los gastos de los tramos secundarios. Una forma de comprobar si la acumulación de los gastos fue correcta, es que en la tubería de la línea de alimentación de la red se deberá tener un gasto igual al gasto máximo horario.

Paso 5: Se determina el diámetro de los distintos tramos o secciones del conducto, haciendo uso del gasto acumulado que deben conducir. Se utiliza la fórmula de Swamee y Jain, o bien, la de Dupuit.

$$D = 0.66 \left(\frac{Q^2}{g S_f} \right)^{0.20} \left[\varepsilon^{1.25} \left(\frac{g S_f}{Q^2} \right)^{0.25} + v \left(\frac{1}{g S_f Q^3} \right)^{0.20} \right]^{0.04} \quad \text{ó} \quad D = 1.5 \sqrt{Q}$$

El **diámetro mínimo** para la línea de alimentación (desde la salida del tanque hasta el primer crucero), debe ser de **400 mm (4") para poblaciones urbanas**, sin embargo, en **colonias urbanas populares** se puede aceptar de **75 mm (3")**. Para **zonas rurales** será de **50 mm (2")**.

El **diámetro mínimo** a considerar para la red de distribución será de **38 mm (1.5")**, sin importar que en el cálculo resulten diámetros inferiores.

Paso 6: Calcular las pérdidas por fricción para cada tramo.

$$h_f = f \frac{L V^2}{2gD} \quad \text{En función del gasto:} \quad h_f = 0.08263 f \left(\frac{L}{D^5} \right) Q^2$$

Paso 7: Se determina la carga piezométrica para cada nodo o crucero, con la finalidad de poder obtener la carga disponible. Debe ponerse atención de que la carga disponible de trabajo no rebase la máxima permitida de 50 m.c.a., o que se encuentre en un valor cercano a ella, así como también, que sea mayor a la permitida para el tipo de población (ver tabla).

A continuación se presenta el cálculo hidráulico para una red de distribución abierta.

TABLA DE CÁLCULO PARA LA RED DE DISTRIBUCIÓN (Red abierta)

LOCALIDAD: **0001 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
MUNICIPIO: **073 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
DISTRITO: **PUTLA**

OBRA: **Ampliación del sistema de agua potable de la localidad de PUTLA VILLA DE GUERRERO**

POBLACIÓN DE PROYECTO	9,210	HABITANTES	GASTO MEDIO DIARIO	12.22	L.P.S
DOTACIÓN	206	LTS/HAB/DIA	GASTO MÁXIMO DIARIO	17.11	L.P.S
POBLACIÓN A BENEFICIARSE	5,125	HABITANTES	GASTO MÁXIMO HORARIO	26.52	L.P.S
COEF. DE VARIACION DIARIA	1.40		LONGITUD DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN	1,231.48	m
COEF. DE VARIACION HORARIA	1.55		GASTO ESPECÍFICO (qe)	0.021532	lps/ml

CRUCERO	TRAMO	LONGITUD (mts)	MATERIAL	DIÁM. CALC. (plg)	DIÁM. COMER. (plg)	DIÁM. INT. (m)	AREA (m²)	ε	f	GASTO PARCIAL (lps)	GASTO ACUMULADO (lps)	VELOCIDAD (m/seg)	Hf (mts)	COTA		CARGA (mts)
														T.N.	PIEZOMÉTRICA	
TANQUE	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	26.52	-	-	1,576.89	1,576.89	0.00
1	TANQUE-1	14.31	PVC	7.72	8.00	0.20230	0.03214	0.00150	0.016178	0.31	26.52	0.82	0.04	1,568.30	1,576.85	8.55
2	1-2	18.18	PVC	7.68	8.00	0.20230	0.03214	0.00150	0.016215	0.39	26.21	0.82	0.05	1,565.99	1,576.80	10.81
3	2-3	60.51	PVC	7.62	8.00	0.20230	0.03214	0.00150	0.016263	1.30	25.82	0.80	0.16	1,562.84	1,576.64	13.80
4	3-4	54.97	PVC	7.43	8.00	0.20230	0.03214	0.00150	0.016429	1.18	24.51	0.76	0.13	1,556.13	1,576.51	20.38
4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,556.13	1,576.51	20.38
5	4-5	24.26	PVC	5.33	4.00	0.10550	0.00874	0.00150	0.016520	0.52	12.64	1.45	0.40	1,554.16	1,576.10	21.94
6	5-6	132.67	PVC	5.22	4.00	0.10550	0.00874	0.00150	0.016657	2.86	12.11	1.39	2.05	1,555.55	1,574.05	18.50
7	6-7	64.01	PVC	4.56	4.00	0.10550	0.00874	0.00150	0.017574	1.38	9.26	1.06	0.61	1,556.35	1,573.44	17.09
8	7-8	60.01	PVC	4.21	3.00	0.08210	0.00529	0.00150	0.017287	1.29	7.88	1.49	1.43	1,556.38	1,572.02	15.64
9	8-9	61.28	PVC	3.85	3.00	0.08210	0.00529	0.00150	0.017922	1.32	6.59	1.24	1.06	1,556.56	1,570.96	14.40
10	9-10	54.54	PVC	3.44	3.00	0.08210	0.00529	0.00150	0.018769	1.17	5.27	0.99	0.63	1,556.36	1,570.33	13.97
11	10-11	55.55	PVC	3.03	2.00	0.05570	0.00244	0.00150	0.018298	1.20	4.09	1.68	2.62	1,556.20	1,567.71	11.51
12	11-12	38.18	PVC	2.55	2.00	0.05570	0.00244	0.00150	0.019666	0.82	2.90	1.19	0.97	1,555.50	1,566.74	11.24
13	12-13	37.38	PVC	2.16	2.00	0.05570	0.00244	0.00150	0.021152	0.80	2.07	0.85	0.52	1,554.85	1,566.22	11.37
14	13-14	58.94	PVC	1.69	2.00	0.05570	0.00244	0.00150	0.023683	1.27	1.27	0.52	0.35	1,554.23	1,565.87	11.64
4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,556.13	1,576.51	20.38
15	4-15	40.55	PVC	4.91	4.00	0.10550	0.00874	0.00150	0.017071	0.87	10.69	1.22	0.50	1,556.92	1,576.01	19.09
16	15-16	56.88	PVC	4.70	4.00	0.10550	0.00874	0.00150	0.017365	1.22	9.82	1.12	0.60	1,556.54	1,575.41	18.87
17	16-17	35.95	PVC	4.40	4.00	0.10550	0.00874	0.00150	0.017840	0.77	8.60	0.98	0.30	1,554.83	1,575.11	20.28

CRUCERO	TRAMO	LONGITUD (mts)	MATERIAL	DIÁM. CALC. (plg)	DIÁM. COMER. (plg)	DIÁM. INT. (m)	AREA (m ²)	ε	f	GASTO PARCIAL (lps)	GASTO ACUMULADO (lps)	VELOCIDAD (m/seg)	Hf (mts)	COTA		CARGA (mts)
														T.N.	PIEZOMÉTRICA	
18	17-18	21.08	PVC	4.20	4.00	0.10550	0.00874	0.00150	0.018190	0.45	7.82	0.89	0.15	1,552.24	1,574.96	22.72
19	18-19	48.47	PVC	4.07	4.00	0.10550	0.00874	0.00150	0.018417	1.04	7.37	0.84	0.31	1,554.87	1,574.65	19.78
20	19-20	16.07	PVC	3.77	3.00	0.08210	0.00529	0.00150	0.018071	0.35	6.33	1.19	0.26	1,559.47	1,574.39	14.92
21	20-21	13.70	PVC	3.67	3.00	0.08210	0.00529	0.00150	0.018281	0.29	5.98	1.13	0.20	1,558.47	1,574.20	15.73
22	21-22	14.41	PVC	3.58	3.00	0.08210	0.00529	0.00150	0.018473	0.31	5.68	1.07	0.19	1,563.45	1,574.00	10.55
23	22-23	19.67	PVC	3.48	3.00	0.08210	0.00529	0.00150	0.018690	0.42	5.37	1.02	0.24	1,559.14	1,573.77	14.63
24	23-24	34.67	PVC	3.34	3.00	0.08210	0.00529	0.00150	0.019015	0.75	4.95	0.94	0.36	1,556.52	1,573.41	16.89
25	24-25	21.71	PVC	3.08	3.00	0.08210	0.00529	0.00150	0.019690	0.47	4.20	0.79	0.17	1,533.45	1,573.24	39.79
CRP	25-CRP	16.05	PVC	2.90	3.00	0.08210	0.00529	0.00150	0.020200	0.35	3.74	0.71	0.10	1,522.55	1,573.14	50.59
CRP	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,522.55	1,522.55	0.00
26	CRP-26	6.56	PVC	2.76	2.00	0.05570	0.00244	0.00150	0.019022	0.14	3.39	1.39	0.22	1,515.01	1,522.33	7.32
27	CRP-27	19.81	PVC	2.70	2.00	0.05570	0.00244	0.00150	0.019192	0.43	3.25	1.33	0.62	1,505.12	1,521.71	16.59
28	27-28	69.70	PVC	2.52	2.00	0.05570	0.00244	0.00150	0.019774	1.50	2.82	1.16	1.69	1,506.16	1,520.02	13.86
29	28-29	37.75	PVC	1.72	2.00	0.05570	0.00244	0.00150	0.023454	0.81	1.32	0.54	0.24	1,500.55	1,519.78	19.23
30	29-30	23.66	PVC	1.07	2.00	0.05570	0.00244	0.00150	0.029821	0.51	0.51	0.21	0.03	1,487.51	1,519.75	32.24

TOTALES

1,231.48

26.52

CÁLCULO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN CERRADA

El análisis de Hardy-Cross es un método práctico muy adecuado para aplicarlo en los diseños de redes cerradas. Para aplicar el método de Cross se deben efectuar los pasos siguientes:

Paso 1: Numerar los cruceros existentes de la red y anotar las longitudes de cada tramo.

Paso 2: Sobre el plano de la población se procede a la localización de la red de tuberías, formando circuitos principales según el criterio del proyectista. Cada circuito estará formado por la tubería principal y la tubería de relleno o secundaria. La tubería principal es la que nos limita los circuitos; su localización debe hacerse en las calles de mayor consumo y que a la vez ligen los puntos perimetrales de la población, para asegurar así una mejor distribución de presiones. Para formar los circuitos se pueden escoger tramos con longitudes de 400 a 600 metros. El criterio general para escogerlos es que cada rama tenga más o menos la misma área de influencia.

Paso 3: Se localizan los puntos de equilibrio para cada uno de los circuitos, éstos generalmente se encuentran en el extremo opuesto de la línea de alimentación. En éstos puntos de equilibrio, las pérdidas por fricción en cada una de las ramas deben ser iguales.

Paso 4: Fijar los sentidos del escurrimiento; generalmente se toma positivo cuando es igual al de las manecillas del reloj y negativo en el sentido contrario.

Paso 5: Una vez determinados los circuitos principales con sus tuberías de relleno (secundarias), se procede a la determinación del gasto específico (q_e). Este se determina dividiendo el gasto máximo horario entre la longitud total de la red.

$$q_e = \frac{Q_{\text{max. Horario}}}{\sum \text{Longitud total de la red}}$$

Paso 6: Calcular el gasto propio de cada tramo de la red, multiplicando el gasto específico por la longitud de cada tramo de tubería analizado.

$$Q_{\text{propio}} = q_e \times \text{Longitud del tramo}$$

Paso 7: Se empieza a efectuar la acumulación de gastos en sentido contrario al escurrimiento, es decir, del punto de equilibrio al punto de alimentación por cada rama del circuito y anotando en cada tramo el gasto acumulado.

El gasto acumulado en cada tramo es igual a la suma del gasto propio más los gastos correspondientes que quedan aguas abajo del tramo en cuestión. Una forma de comprobar si la acumulación de los gastos fue correcta, es que en la tubería de la línea de alimentación de la red se deberá tener un gasto igual al gasto máximo horario.

Paso 8: Suponer los diámetros de cada tramo, utilizando la fórmula de Swamee y Jain, o bien, la de DUPUIT.

$$D = 0.66 \left(\frac{Q^2}{g S_f} \right)^{0.20} \left[\varepsilon^{1.25} \left(\frac{g S_f}{Q^2} \right)^{0.25} + v \left(\frac{1}{g S_f Q^3} \right)^{0.20} \right]^{0.04} \quad \text{ó} \quad D = 1.5 \sqrt{Q}$$

El **diámetro mínimo** para la línea de alimentación (desde la salida del tanque hasta el primer crucero), debe ser de **400 mm (4") para poblaciones urbanas**, sin embargo, en **colonias urbanas populares** se puede aceptar de **75 mm (3")**. Para **zonas rurales** será de **50 mm (2")**.

El **diámetro mínimo** a considerar para la red de distribución será de **38 mm (1.5")**, sin importar que en el cálculo resulten diámetros inferiores.

Paso 9: Una vez obtenidos los gastos acumulados para cada tramo en los cruceros, así como las longitudes de cada tramo, se procede a determinar las pérdidas de carga por fricción (H_f) para cada diámetro propuesto o calculado, aplicando para esto la fórmula de Darcy-Weisbach.

$$h_f = f \frac{L V^2}{2gD} \quad \text{En función del gasto:} \quad h_f = 0.08263 f \left(\frac{L}{D^5} \right) Q^2$$

Al primer tanteo no es posible llegar con la misma pérdida de carga en ambas ramas del circuito, pero mediante correcciones sucesivas de los gastos, es posible llegar a una diferencia de carga muy pequeña, lográndose así el ajuste del funcionamiento hidráulico de la red.

Paso 10: En el caso de que no se cumpla lo anterior se procede a realizar el ajuste hidráulico de la red por el método de aproximaciones de Hardy- Cross, aplicando la siguiente fórmula.

$$\Delta Q = \frac{-\sum H_f}{N \sum \frac{H_f}{Q}}$$

Donde:

ΔQ = Corrección del Gasto, en litros por segundo

H_f = Suma algebraica de las pérdidas de carga en ambas ramas del circuito en metros ($hf_1 + hf_2 - hf_1 - hf_2$)

$\sum \frac{H_f}{Q}$ = Suma aritmética de la relación de pérdida de carga entre el gasto las dos ramas del circuito ($\sum \frac{H_f}{Q} + \sum \frac{H_f}{Q}$)

N = Coeficiente de gasto

$N = 2$ para Manning y Darcy-Weisbach

$N = 1.85$ para Hazen-Williams

Paso 11: A esta corrección se le sumará algebraicamente el gasto original para el crucero y con éste nuevo gasto se determinará (para el diámetro propuesto) sus correspondientes pérdidas por fricción. Este procedimiento se repetirá el número de veces que sea necesario hasta que las pérdidas resulten iguales en cada una de las ramas de cada circuito, o en su defecto se alcance la precisión deseada.

Como la corrección (ΔQ) se determina para cada circuito, se afecta con ella a todos los gastos pertenecientes al mismo, los tramos comunes tendrán dos correcciones, una por cada circuito, debiendo consignarse con los signos que le correspondan. Se respetan el signo de la corrección en el circuito que se estudia, pero la correspondiente al circuito vecino se le cambia porque proviene de gastos y pérdidas de carga con signos contrarios.

Paso 12: El cálculo finaliza cuando la suma de pérdidas en el sentido positivo son iguales con los del sentido negativo, **LA RED ESTA EN EQUILIBRIO.**

A continuación se presenta el cálculo hidráulico para una red de distribución cerrada.



TABLA DE CÁLCULO PARA LA RED DE DIST

LOCALIDAD: 0004 ASUNCIÓN ATOYAQUILLO
MUNICIPIO: 073 PUTLA VILLA DE GUERRERO
DISTRITO: PUTLA

POBLACIÓN DE PROYECTO 9210.00 HABITANTES
DOTACIÓN 206.00 LTS/HAB/DÍA
POBLACIÓN A BENEFICIARSE 4490.00 HABITANTES
COEF. DE VARIACION DIARIA 1.40
COEF. DE VARIACION HORARIA 1.55

CIRCUITO	COMÚN	CRUCERO	TRAMO	LONGITUD (mts)	MATERIAL	ε	Q Parcial (lps)	Q Acum (lps)	DIÁM. CALC. (plg)	DIÁM. COMER. (plg)	DIÁM. INT. (m)	f	Hf (mts)	Hf/Q Acum	PRIMERA CORRECCIÓN	Q Acum (lps)	f	Hf (mts)	Hf/Q Acum
	NO	1																	
	NO	2	1-2	350.00	PVC	0.00150	0.52	23.23	7.23	6.00	0.15530	0.015788	2.73						
	NO	3	2-3	120.00	PVC	0.00150	0.18	22.71	7.15	6.00	0.15530	0.015857	0.90						
	NO	4	3-4	250.00	PVC	0.00150	0.37	22.53	7.12	6.00	0.15530	0.015881	1.84						
	Σ =			720.00			1.07												
I		4	-																
	NO	5	4-5	120.01	PVC	0.00150	0.18	14.03	5.62	4.00	0.10550	0.016189	2.42	0.17	0.236	14.263	0.016137	2.49	0.17
	NO	6	5-6	95.00	PVC	0.00150	0.14	13.15	5.44	4.00	0.10550	0.016392	1.70	0.13	0.236	13.385	0.016336	1.76	0.13
	NO	7	6-7	104.97	PVC	0.00150	0.16	12.67	5.34	4.00	0.10550	0.016511	1.76	0.14	0.236	12.904	0.016452	1.82	0.14
	NO	8	7-8	110.03	PVC	0.00150	0.16	11.81	5.16	4.00	0.10550	0.016739	1.62	0.14	0.236	12.048	0.016674	1.68	0.14
	NO	9	8-9	114.00	PVC	0.00150	0.17	10.75	4.92	4.00	0.10550	0.017054	1.42	0.13	0.236	10.986	0.016980	1.48	0.13
	NO	10	9-10	102.00	PVC	0.00150	0.15	9.88	4.72	4.00	0.10550	0.017344	1.09	0.11	0.236	10.117	0.017262	1.14	0.11
	II	SI	10-11	94.01	PVC	0.00150	0.14	4.00	3.00	3.00	0.08210	0.019907	0.66	0.17	0.028	4.024	0.019877	0.67	0.17
		SI	11-12	96.01	PVC	0.00150	0.14	3.33	2.74	3.00	0.08210	0.020719	0.49	0.15	0.028	3.358	0.020680	0.50	0.15
	SI	13	12-13	50.00	PVC	0.00150	0.08	2.67	2.45	3.00	0.08210	0.021781	0.17	0.06	0.028	2.694	0.021729	0.17	0.06
	Σ =			886.03			1.32						11.34					11.71	
		4	-																
	NO	21	4-21	144.00	PVC	0.00150	0.22	-8.13	4.28	3.00	0.08210	0.017178	-3.62	0.45	0.236	-7.897	0.017279	-3.44	0.44
	NO	20	21-20	104.00	PVC	0.00150	0.16	-7.40	4.08	3.00	0.08210	0.017504	-2.21	0.30	0.236	-7.166	0.017619	-2.08	0.29
	NO	19	20-19	90.00	PVC	0.00150	0.13	-6.69	3.88	3.00	0.08210	0.017864	-1.60	0.24	0.236	-6.457	0.017995	-1.50	0.23
	NO	18	19-18	80.00	PVC	0.00150	0.12	-6.01	3.68	3.00	0.08210	0.018264	-1.17	0.19	0.236	-5.770	0.018416	-1.09	0.19
	NO	17	18-17	160.00	PVC	0.00150	0.24	-5.33	3.46	3.00	0.08210	0.018719	-1.89	0.35	0.236	-5.098	0.018898	-1.74	0.34
	NO	16	17-16	98.01	PVC	0.00150	0.15	-4.52	3.19	3.00	0.08210	0.019384	-0.86	0.19	0.236	-4.286	0.019609	-0.78	0.18
	NO	15	16-15	110.00	PVC	0.00150	0.16	-3.86	2.95	3.00	0.08210	0.020062	-0.73	0.19	0.236	-3.620	0.020341	-0.65	0.18
	NO	14	15-14	118.00	PVC	0.00150	0.18	-3.17	2.67	3.00	0.08210	0.020944	-0.55	0.17	0.236	-2.936	0.021311	-0.48	0.16
	NO	13	14-13	90.00	PVC	0.00150	0.13	-2.73	2.48	3.00	0.08210	0.021671	-0.32	0.12	0.236	-2.490	0.022125	-0.27	0.11
	Σ =			994.01			1.48						-12.94					-12.03	
TT		10	-																
	NO	22	10-22	98.01	PVC	0.00150	0.15	5.48	3.51	3.00	0.08210	0.018612	1.21	0.22	0.208	5.691	0.018468	1.30	0.23
	NO	23	22-23	120.00	PVC	0.00150	0.18	4.62	3.22	3.00	0.08210	0.019299	1.09	0.24	0.208	4.825	0.019119	1.18	0.25
	NO	24	23-24	125.00	PVC	0.00150	0.19	3.72	2.89	3.00	0.08210	0.020226	0.77	0.21	0.208	3.923	0.019986	0.85	0.22
	NO	25	24-25	155.00	PVC	0.00150	0.23	3.26	2.71	3.00	0.08210	0.020820	0.76	0.23	0.208	3.466	0.020536	0.85	0.24
	NO	26	25-26	90.00	PVC	0.00150	0.13	2.39	2.32	3.00	0.08210	0.022330	0.25	0.11	0.208	2.600	0.021906	0.30	0.11
	NO	27	26-27	94.00	PVC	0.00150	0.14	1.44	1.80	3.00	0.08210	0.025201	0.11	0.08	0.208	1.649	0.024383	0.14	0.08
	NO	28	27-28	50.00	PVC	0.00150	0.08	0.48	1.04	3.00	0.08210	0.033665	0.01	0.02	0.208	0.692	0.030466	0.02	0.02
	Σ =			732.01			1.09						4.21					4.63	

TABLA DE CÁLCULO PARA LA RED DE DIST

LOCALIDAD: **0004 ASUNCIÓN ATOYAQUILLO**
 MUNICIPIO: **073 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
 DISTRITO: **PUTLA**

POBLACIÓN DE PROYECTO 9210.00 HABITANTES
 DOTACIÓN 206.00 LTS/HAB/DÍA
 POBLACIÓN A BENEFICIARSE 4490.00 HABITANTES
 COEF. DE VARIACION DIARIA 1.40
 COEF. DE VARIACION HORARIA 1.55

CIRCUITO	COMÚN	CRUCERO	TRAMO	LONGITUD (mts)	MATERIAL	ε	Q Parcial (lps)	Q Acum (lps)	DIÁM. CALC. (plg)	DIÁM. COMER. (plg)	DIÁM. INT. (m)	f	Hf (mts)	Hf/Q Acum	PRIMERA CORRECCIÓN	Q Acum (lps)	f	Hf (mts)	Hf/Q Acum	
II	I		10	-																
		SI	11	10-11	94.01	PVC	0.00150	0.14	-4.00	3.00	3.00	0.08210	0.019907	-0.66	0.17	-0.028	-4.024	0.019877	-0.67	0.17
		SI	12	11-12	96.01	PVC	0.00150	0.14	-3.33	2.74	3.00	0.08210	0.020719	-0.49	0.15	-0.028	-3.358	0.020680	-0.50	0.15
		SI	13	12-13	50.00	PVC	0.00150	0.08	-2.67	2.45	3.00	0.08210	0.021781	-0.17	0.06	-0.028	-2.694	0.021729	-0.17	0.06
		NO	33	13-33	105.00	PVC	0.00150	0.16	-4.93	3.33	3.00	0.08210	0.019030	-1.08	0.22	0.208	-4.725	0.019204	-1.00	0.21
		NO	32	33-32	122.00	PVC	0.00150	0.18	-4.13	3.05	3.00	0.08210	0.019767	-0.91	0.22	0.208	-3.920	0.019990	-0.83	0.21
		NO	31	32-31	280.00	PVC	0.00150	0.42	-3.40	2.77	3.00	0.08210	0.020618	-1.48	0.44	0.208	-3.196	0.020909	-1.32	0.41
		NO	30	31-30	120.01	PVC	0.00150	0.18	-2.25	2.25	3.00	0.08210	0.022647	-0.31	0.14	0.208	-2.043	0.023168	-0.26	0.13
		NO	29	30-29	160.00	PVC	0.00150	0.24	-1.43	1.80	3.00	0.08210	0.025236	-0.18	0.13	0.208	-1.225	0.026243	-0.14	0.11
		NO	28	29-28	180.00	PVC	0.00150	0.27	-0.68	1.23	3.00	0.08210	0.030652	-0.06	0.08	0.208	-0.469	0.033977	-0.03	0.06
	Σ =				967.01			1.44					-5.34					-4.92		
			5	-																
		NO	50	5-50	136.00	PVC	0.00150	0.20	0.51	1.07	1.50	0.04450	0.028125	0.47						
		NO	51	50-51	140.00	PVC	0.00150	0.21	0.31	0.83	1.50	0.04450	0.032258	0.20						
			6	-																
		NO	55	6-55	60.00	PVC	0.00150	0.09	0.09	0.45	1.50	0.04450	0.046961	0.01						
			7	-																
		NO	52	7-52	105.00	PVC	0.00150	0.16	0.35	0.88	1.50	0.04450	0.031161	0.19						
		NO	51	52-51	130.00	PVC	0.00150	0.19												
			8	-																
		NO	53	8-53	90.01	PVC	0.00150	0.13	0.23	0.72	1.50	0.04450	0.035107	0.08						
		NO	52	53-52	125.01	PVC	0.00150	0.19												
			8	-																
		NO	56	8-56	100.00	PVC	0.00150	0.15	1.07	1.55	1.50	0.04450	0.023420	1.26						
		NO	57	56-57	180.00	PVC	0.00150	0.27	0.63	1.19	1.50	0.04450	0.026669	0.89						
		NO	58	57-58	240.00	PVC	0.00150	0.36	0.36	0.90	1.50	0.04450	0.030891	0.45						
			56	-																
		NO	54	56-54	85.01	PVC	0.00150	0.13	0.21	0.68	1.50	0.04450	0.036193	0.06						
		NO	53	54-53	105.00	PVC	0.00150	0.16												
			9	-																
		NO	59	9-59	100.00	PVC	0.00150	0.15	0.60	1.16	1.50	0.04450	0.026949	0.46						
		NO	60	59-60	120.00	PVC	0.00150	0.18	0.37	0.91	1.50	0.04450	0.030718	0.23						
		NO	61	60-61	125.00	PVC	0.00150	0.19	0.19	0.65	1.50	0.04450	0.037238	0.08						
			56	-																
		NO	59	56-59	116.00	PVC	0.00150	0.17												
			22																	

TABLA DE CÁLCULO PARA LA RED DE DIST

LOCALIDAD: **0004 ASUNCIÓN ATOYAQUILLO**
 MUNICIPIO: **073 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
 DISTRITO: **PUTLA**

POBLACIÓN DE PROYECTO 9210.00 HABITANTES
 DOTACIÓN 206.00 LTS/HAB/DÍA
 POBLACIÓN A BENEFICIARSE 4490.00 HABITANTES
 COEF. DE VARIACION DIARIA 1.40
 COEF. DE VARIACION HORARIA 1.55

CIRCUITO	COMÚN	CRUCERO	TRAMO	LONGITUD (mts)	MATERIAL	ε	Q Parcial (lps)	Q Acum (lps)	DIÁM. CALC. (plg)	DIÁM. COMER. (plg)	DIÁM. INT. (m)	f	Hf (mts)	Hf/Q Acum	PRIMERA CORRECCIÓN	Q Acum (lps)	f	Hf (mts)	Hf/Q Acum
		NO	59	22-59	104.01	PVC	0.00150	0.16											
			23																
		NO	60	23-60	108.00	PVC	0.00150	0.16											
			25	-															
		NO	62	25-62	60.00	PVC	0.00150	0.09	0.09	0.45	1.50	0.04450	0.047057	0.01					
			25	-															
		NO	63	25-63	100.00	PVC	0.00150	0.15	0.22	0.70	1.50	0.04450	0.035452	0.08					
			26	-															
		NO	64	26-64	100.01	PVC	0.00150	0.15	0.38	0.92	1.50	0.04450	0.030386	0.21					
		NO	63	64-63	95.00	PVC	0.00150	0.14											
			64	-															
		NO	65	64-65	60.00	PVC	0.00150	0.09	0.09	0.45	1.50	0.04450	0.047057	0.01					
			64	-															
		NO	66	64-66	95.00	PVC	0.00150	0.14											
			27																
		NO	66	27-66	100.00	PVC	0.00150	0.15	0.37	0.91	1.50	0.04450	0.030633	0.20					
		NO	67	66-67	75.00	PVC	0.00150	0.11	0.11	0.50	1.50	0.04450	0.043695	0.02					
			66	-															
		NO	68	66-68	50.00	PVC	0.00150	0.07											
			28																
		NO	68	28-68	99.99	PVC	0.00150	0.15	1.22	1.65	1.50	0.04450	0.022720	1.59					
		NO	69	68-69	50.00	PVC	0.00150	0.07	0.07	0.41	1.50	0.04450	0.050102	0.01					
			68	-															
		NO	72	68-72	340.00	PVC	0.00150	0.51	0.95	1.47	1.50	0.04450	0.024048	3.53					
		NO	74	72-74	100.00	PVC	0.00150	0.15	0.31	0.84	1.50	0.04450	0.032049	0.15					
		NO	73	74-73	110.00	PVC	0.00150	0.16	0.16	0.61	1.50	0.04450	0.038711	0.05					
			72	-															
		NO	71	72-71	90.00	PVC	0.00150	0.13	0.13	0.55	1.50	0.04450	0.041209	0.03					
			29	-															
		NO	70	29-70	100.00	PVC	0.00150	0.15	0.15	0.58	1.50	0.04450	0.039868	0.04					
			29	-															
		NO	77	29-77	240.00	PVC	0.00150	0.36	0.46	1.02	1.50	0.04450	0.028842	0.70					
		NO	76	77-76	140.01	PVC	0.00150	0.21											
			30	-															
		NO	76	30-76	170.00	PVC	0.00150	0.25	0.45	1.01	1.50	0.04450	0.029029	0.48					
		NO	75	76-75	125.00	PVC	0.00150	0.19	0.09	0.46	1.50	0.04450	0.046414	0.02					

TABLA DE CÁLCULO PARA LA RED DE DIST

LOCALIDAD: 0004 ASUNCIÓN ATOYAQUILLO
MUNICIPIO: 073 PUTLA VILLA DE GUERRERO
DISTRITO: PUTLA

POBLACIÓN DE PROYECTO 9210.00 HABITANTES
DOTACIÓN 206.00 LTS/HAB/DÍA
POBLACIÓN A BENEFICIARSE 4490.00 HABITANTES
COEF. DE VARIACION DIARIA 1.40
COEF. DE VARIACION HORARIA 1.55

CIRCUITO	COMÚN	CRUCERO	TRAMO	LONGITUD (mts)	MATERIAL	ε	Q Parcial (lps)	Q Acum (lps)	DIÁM. CALC. (plg)	DIÁM. COMER. (plg)	DIÁM. INT. (m)	f	Hf (mts)	Hf/Q Acum	PRIMERA CORRECCIÓN	Q Acum (lps)	f	Hf (mts)	Hf/Q Acum
			31	-															
	NO		75	31-75	130.00	PVC	0.00150	0.19											
			31	-															
	NO		78	31-78	130.00	PVC	0.00150	0.19	0.42	0.97	1.50	0.04450	0.029631	0.32					
			33	-															
	NO		78	33-78	300.00	PVC	0.00150	0.45											
			14	-															
	NO		82	14-82	90.00	PVC	0.00150	0.13	0.22	0.70	1.50	0.04450	0.035417	0.07					
	NO		81	82-81	116.00	PVC	0.00150	0.17											
			15	-															
	NO		81	15-81	90.00	PVC	0.00150	0.13	0.30	0.83	1.50	0.04450	0.032310	0.13					
	NO		80	81-80	112.00	PVC	0.00150	0.17											
			16	-															
	NO		80	16-80	90.00	PVC	0.00150	0.13	0.30	0.83	1.50	0.04450	0.032310	0.13					
	NO		79	80-79	116.00	PVC	0.00150	0.17											
			17	-															
	NO		79	17-79	110.00	PVC	0.00150	0.16	0.25	0.75	1.50	0.04450	0.034138	0.11					
			20	-															
	NO		86	20-86	90.00	PVC	0.00150	0.13	0.22	0.70	1.50	0.04450	0.035452	0.07					
	NO		85	86-85	115.00	PVC	0.00150	0.17											
			19	-															
	NO		85	19-85	122.01	PVC	0.00150	0.18	0.33	0.86	1.50	0.04450	0.031559	0.20					
	NO		84	85-84	85.00	PVC	0.00150	0.13											
			18	-															
	NO		84	18-84	125.01	PVC	0.00150	0.19	0.36	0.90	1.50	0.04450	0.030873	0.24					
	NO		83	84-83	146.00	PVC	0.00150	0.22											
			17	-															
	NO		83	17-83	130.00	PVC	0.00150	0.19	0.30	0.83	1.50	0.04450	0.032354	0.18					
			5	-															
	NO		21	5-21	116.00	PVC	0.00150	0.17											
			6	-															
	NO		34	6-34	108.00	PVC	0.00150	0.16	1.28	1.69	1.50	0.04450	0.022467	1.87					
	NO		36	34-36	106.01	PVC	0.00150	0.16	0.97	1.47	1.50	0.04450	0.023981	1.12					
	NO		38	36-38	95.01	PVC	0.00150	0.14	0.66	1.22	1.50	0.04450	0.026291	0.52					
	NO		40	38-40	85.01	PVC	0.00150	0.13	0.37	0.91	1.50	0.04450	0.030616	0.17					

TABLA DE CÁLCULO PARA LA RED DE DIST

LOCALIDAD: **0004 ASUNCIÓN ATOYAQUILLO**
 MUNICIPIO: **073 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
 DISTRITO: **PUTLA**

POBLACIÓN DE PROYECTO 9210.00 HABITANTES
 DOTACIÓN 206.00 LTS/HAB/DÍA
 POBLACIÓN A BENEFICIARSE 4490.00 HABITANTES
 COEF. DE VARIACION DIARIA 1.40
 COEF. DE VARIACION HORARIA 1.55

CIRCUITO	COMÚN	CRUCERO	TRAMO	LONGITUD (mts)	MATERIAL	ε	Q Parcial (lps)	Q Acum (lps)	DIÁM. CALC. (plg)	DIÁM. COMER. (plg)	DIÁM. INT. (m)	f	Hf (mts)	Hf/Q Acum	PRIMERA CORRECCIÓN	Q Acum (lps)	f	Hf (mts)	Hf/Q Acum
	NO	16	40-16	130.00	PVC	0.00150	0.19												
		7	-																
	NO	35	7-35	110.00	PVC	0.00150	0.16	1.47	1.82	1.50	0.04450	0.021738	2.46						
	NO	37	35-37	108.01	PVC	0.00150	0.16	1.15	1.61	1.50	0.04450	0.023011	1.56						
	NO	39	37-39	98.01	PVC	0.00150	0.15	0.83	1.37	1.50	0.04450	0.024855	0.80						
	NO	41	39-41	92.00	PVC	0.00150	0.14	0.52	1.08	1.50	0.04450	0.027942	0.33						
	NO	42	41-42	50.00	PVC	0.00150	0.07	0.22	0.70	1.50	0.04450	0.035452	0.04						
	NO	15	42-15	80.00	PVC	0.00150	0.12												
		21	-																
	NO	34	21-34	95.01	PVC	0.00150	0.14												
	NO	35	34-35	104.99	PVC	0.00150	0.16												
	NO	9	35-9	110.00	PVC	0.00150	0.16												
		20	-																
	NO	36	20-36	90.01	PVC	0.00150	0.13												
	NO	37	36-37	104.01	PVC	0.00150	0.16												
	NO	10	37-10	107.01	PVC	0.00150	0.16												
		19	-																
	NO	38	19-38	95.00	PVC	0.00150	0.14												
	NO	39	38-39	108.00	PVC	0.00150	0.16												
	NO	11	39-11	111.98	PVC	0.00150	0.17												
		18	-																
	NO	40	18-40	90.00	PVC	0.00150	0.13												
	NO	41	40-41	106.00	PVC	0.00150	0.16												
	NO	12	41-12	115.01	PVC	0.00150	0.17												
		42	-																
	NO	13	42-13	115.00	PVC	0.00150	0.17												
		22	-																
	NO	43	22-43	95.00	PVC	0.00150	0.14	0.65	1.21	1.50	0.04450	0.026442	0.50						
	NO	46	43-46	88.00	PVC	0.00150	0.13	0.34	0.88	1.50	0.04450	0.031310	0.15						
	NO	33	46-33	54.99	PVC	0.00150	0.08												
		23	-																
	NO	44	23-44	100.00	PVC	0.00150	0.15	0.68	1.24	1.50	0.04450	0.026102	0.58						
	NO	47	44-47	90.00	PVC	0.00150	0.13	0.35	0.89	1.50	0.04450	0.031015	0.16						
	NO	32	47-32	50.01	PVC	0.00150	0.07												
		24	-																
	NO	45	24-45	90.00	PVC	0.00150	0.13	1.12	1.59	1.50	0.04450	0.023167	1.23						

TABLA DE CÁLCULO PARA LA RED DE DIST

LOCALIDAD: **0004 ASUNCIÓN ATOYAQUILLO**
 MUNICIPIO: **073 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
 DISTRITO: **PUTLA**

POBLACIÓN DE PROYECTO 9210.00 HABITANTES
 DOTACIÓN 206.00 LTS/HAB/DÍA
 POBLACIÓN A BENEFICIARSE 4490.00 HABITANTES
 COEF. DE VARIACION DIARIA 1.40
 COEF. DE VARIACION HORARIA 1.55

CIRCUITO	COMÚN	CRUCERO	TRAMO	LONGITUD (mts)	MATERIAL	ε	Q Parcial (lps)	Q Acum (lps)	DIÁM. CALC. (plg)	DIÁM. COMER. (plg)	DIÁM. INT. (m)	f	Hf (mts)	Hf/Q Acum	PRIMERA CORRECCIÓN	Q Acum (lps)	f	Hf (mts)	Hf/Q Acum
		NO	48	45-48	98.00	PVC	0.00150	0.15	0.78	1.33	1.50	0.04450	0.025234	0.72					
		NO	49	48-49	50.00	PVC	0.00150	0.07	0.44	0.99	1.50	0.04450	0.029275	0.13					
		NO	30	49-30	220.00	PVC	0.00150	0.33											
			11	-															
		NO	43	11-43	103.99	PVC	0.00150	0.16											
		NO	44	43-44	118.01	PVC	0.00150	0.18											
		NO	45	44-45	124.00	PVC	0.00150	0.18											
		NO	26	45-26	146.00	PVC	0.00150	0.22											
			12	-															
		NO	46	12-46	102.00	PVC	0.00150	0.15											
		NO	47	46-47	124.00	PVC	0.00150	0.18											
		NO	48	47-48	119.01	PVC	0.00150	0.18											
		NO	27	48-27	148.00	PVC	0.00150	0.22											
			32	-															
		NO	49	32-49	116.00	PVC	0.00150	0.17											
		NO	28	49-28	150.00	PVC	0.00150	0.22											
	Σ =				11,283.15			16.82											

15,582.21

23.23

CORRECCIÓN EN LOS CIRCUITOS

$$\Delta q = - \frac{\sum Hf}{2 \sum \frac{Hf}{Q}}$$

Primera corrección del circuito I

$$\Delta q = \frac{1.61}{6.80} = 0.236$$

Primera corrección del circuito II

$$\Delta q = \frac{1.12}{5.39} = 0.208$$

Puntos comunes del circuito I

$$(0.236) - (0.208) = 0.028$$

Puntos comunes del circuito II

$$(0.208) - (0.236) = -0.028$$

TRIBUCIÓN (Red cerrada)

OBRA: Construcción del sistema de agua potable de la localidad de ASUNCIÓN ATOYAQUILLO

GASTO MEDIO DIARIO	10.71	L.P.S
GASTO MÁXIMO DIARIO	14.99	L.P.S
GASTO MÁXIMO HORARIO	23.23	L.P.S
LONGITUD DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN	15,582.21	m
GASTO ESPECÍFICO (qe)	0.001491	lps/ml

CIRCUITO	COMÚN	CRUCERO	TRAMO	SEGUNDA CORRECCIÓN	Q Acum (lps)	f	Hf (mts)	Hf/Q Acum	TERCERA CORRECCIÓN	Q Acum (lps)	f	Hf (mts)	Hf/Q Acum	CUARTA CORRECCIÓN	Q Acum (lps)	f	Hf (mts)	Hf FINAL (mts)	COTA		CARGA (mts)	
																			T.N.	PIEZOMÉTRICA		
		NO	1																1,105.50	1,105.50	0.00	
		NO	2	1-2														2.73	1,083.47	1,102.77	19.30	
		NO	3	2-3														0.90	1,065.64	1,101.87	36.23	
		NO	4	3-4														1.84	1,059.91	1,100.03	40.12	
	Σ =																					
I			4	-															1,059.91	1,100.03	40.12	
		NO	5	4-5	0.049	14.312	0.016126	2.51	0.18	0.010	14.322	0.016124	2.51	0.18	0.002	14.324	0.016124	2.51	2.51	1,057.94	1,097.52	39.58
		NO	6	5-6	0.049	13.434	0.016324	1.77	0.13	0.010	13.444	0.016322	1.77	0.13	0.002	13.446	0.016321	1.77	1.77	1,059.38	1,095.75	36.37
		NO	7	6-7	0.049	12.953	0.016440	1.83	0.14	0.010	12.963	0.016438	1.83	0.14	0.002	12.965	0.016437	1.83	1.83	1,060.53	1,093.91	33.38
		NO	8	7-8	0.049	12.097	0.016661	1.70	0.14	0.010	12.107	0.016658	1.70	0.14	0.002	12.109	0.016658	1.70	1.70	1,052.42	1,092.21	39.79
		NO	9	8-9	0.049	11.035	0.016965	1.49	0.13	0.010	11.045	0.016962	1.49	0.14	0.002	11.047	0.016962	1.49	1.49	1,052.88	1,090.72	37.84
		NO	10	9-10	0.049	10.166	0.017245	1.15	0.11	0.010	10.176	0.017242	1.15	0.11	0.002	10.178	0.017241	1.15	1.15	1,051.32	1,089.57	38.25
	II	SI	11	10-11	-0.005	4.019	0.019882	0.67	0.17	-0.002	4.017	0.019885	0.67	0.17	-0.001	4.016	0.019885	0.67	0.67	1,051.20	1,088.90	37.70
		SI	12	11-12	-0.005	3.353	0.020687	0.49	0.15	-0.002	3.351	0.020690	0.49	0.15	-0.001	3.350	0.020691	0.49	0.49	1,067.19	1,088.41	21.22
		SI	13	12-13	-0.005	2.689	0.021738	0.17	0.06	-0.002	2.687	0.021743	0.17	0.06	-0.001	2.686	0.021744	0.17	0.17	1,071.31	1,088.23	16.92
	Σ =							11.78					11.79					11.80	11.80			
			4	-																1,059.91	1,100.03	40.12
		NO	21	4-21	0.049	-7.848	0.017300	-3.40	0.43	0.010	-7.838	0.017305	-3.39	0.43	0.002	-7.836	0.017306	-3.39	3.39	1,059.35	1,096.64	37.29
		NO	20	21-20	0.049	-7.117	0.017643	-2.06	0.29	0.010	-7.107	0.017648	-2.05	0.29	0.002	-7.105	0.017649	-2.05	2.05	1,058.54	1,094.59	36.05
		NO	19	20-19	0.049	-6.408	0.018023	-1.48	0.23	0.010	-6.398	0.018029	-1.47	0.23	0.002	-6.396	0.018030	-1.47	1.47	1,057.60	1,093.12	35.52
		NO	18	19-18	0.049	-5.721	0.018449	-1.07	0.19	0.010	-5.711	0.018455	-1.07	0.19	0.002	-5.709	0.018457	-1.07	1.07	1,057.09	1,092.05	34.96
		NO	17	18-17	0.049	-5.049	0.018937	-1.71	0.34	0.010	-5.039	0.018945	-1.70	0.34	0.002	-5.037	0.018946	-1.70	1.70	1,057.32	1,090.35	33.03
		NO	16	17-16	0.049	-4.237	0.019657	-0.77	0.18	0.010	-4.227	0.019667	-0.76	0.18	0.002	-4.225	0.019669	-0.76	0.76	1,072.32	1,089.59	17.27
		NO	15	16-15	0.049	-3.571	0.020402	-0.63	0.18	0.010	-3.561	0.020415	-0.63	0.18	0.002	-3.559	0.020417	-0.63	0.63	1,071.01	1,088.96	17.95
		NO	14	15-14	0.049	-2.887	0.021392	-0.47	0.16	0.010	-2.877	0.021408	-0.46	0.16	0.002	-2.875	0.021412	-0.46	0.46	1,068.22	1,088.49	20.27
		NO	13	14-13	0.049	-2.441	0.022227	-0.26	0.11	0.010	-2.431	0.022247	-0.26	0.11	0.002	-2.429	0.022252	-0.26	0.26	1,071.31	1,088.23	16.92
	Σ =						-11.84					-11.81					-11.80	11.80				
II			10	-															1,051.32	1,089.57	38.25	
		NO	22	10-22	0.054	5.745	0.018432	1.32	0.23	0.012	5.757	0.018424	1.33	0.23	0.003	5.760	0.018422	1.33	1.33	1,049.91	1,088.24	38.33
		NO	23	22-23	0.054	4.879	0.019074	1.21	0.25	0.012	4.891	0.019064	1.21	0.25	0.003	4.894	0.019061	1.21	1.21	1,050.59	1,087.03	36.44
		NO	24	23-24	0.054	3.977	0.019927	0.87	0.22	0.012	3.989	0.019914	0.88	0.22	0.003	3.992	0.019911	0.88	0.88	1,050.09	1,086.15	36.06
		NO	25	24-25	0.054	3.520	0.020466	0.87	0.25	0.012	3.532	0.020450	0.88	0.25	0.003	3.535	0.020447	0.88	0.88	1,049.59	1,085.27	35.68
		NO	26	25-26	0.054	2.654	0.021803	0.31	0.12	0.012	2.666	0.021780	0.31	0.12	0.003	2.669	0.021776	0.31	0.31	1,050.09	1,084.96	34.87
		NO	27	26-27	0.054	1.703	0.024195	0.15	0.09	0.012	1.715	0.024153	0.15	0.09	0.003	1.718	0.024144	0.15	0.15	1,048.49	1,084.82	36.33
		NO	28	27-28	0.054	0.746	0.029855	0.02	0.02	0.012	0.758	0.029725	0.02	0.02	0.003	0.761	0.029697	0.02	0.02	1,049.59	1,084.80	35.21
	Σ =							4.74					4.77					4.77	4.77			

TRIBUCIÓN (Red cerrada)

OBRA: Construcción del sistema de agua potable de la localidad de ASUNCIÓN ATOYAQUILLO

GASTO MEDIO DIARIO	10.71	L.P.S
GASTO MÁXIMO DIARIO	14.99	L.P.S
GASTO MÁXIMO HORARIO	23.23	L.P.S
LONGITUD DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN	15,582.21	m
GASTO ESPECÍFICO (qe)	0.001491	lps/ml

CIRCUITO	COMÚN	CRUCERO	TRAMO	SEGUNDA CORRECCIÓN	Q Acum (lps)	f	Hf (mts)	Hf/Q Acum	TERCERA CORRECCIÓN	Q Acum (lps)	f	Hf (mts)	Hf/Q Acum	CUARTA CORRECCIÓN	Q Acum (lps)	f	Hf (mts)	Hf FINAL (mts)	COTA		CARGA (mts)	
																			T.N.	PIEZOMÉTRICA		
II	I		10	-															1,051.32	1,089.57	38.25	
		SI	11	10-11	0.005	-4.019	0.019882	-0.67	0.17	0.002	-4.017	0.019885	-0.67	0.17	0.001	-4.016	0.019885	-0.67	0.67	1,051.20	1,088.90	37.70
		SI	12	11-12	0.005	-3.353	0.020687	-0.49	0.15	0.002	-3.351	0.020690	-0.49	0.15	0.001	-3.350	0.020691	-0.49	0.49	1,067.19	1,088.41	21.22
		SI	13	12-13	0.005	-2.689	0.021738	-0.17	0.06	0.002	-2.687	0.021743	-0.17	0.06	0.001	-2.686	0.021744	-0.17	0.17	1,071.31	1,088.23	16.92
		NO	33	13-33	0.054	-4.671	0.019251	-0.98	0.21	0.012	-4.659	0.019262	-0.97	0.21	0.003	-4.656	0.019264	-0.97	0.97	1,055.59	1,087.26	31.67
		NO	32	33-32	0.054	-3.866	0.020051	-0.81	0.21	0.012	-3.854	0.020065	-0.81	0.21	0.003	-3.851	0.020068	-0.80	0.80	1,053.31	1,086.46	33.15
		NO	31	32-31	0.054	-3.142	0.020989	-1.29	0.41	0.012	-3.130	0.021007	-1.28	0.41	0.003	-3.127	0.021011	-1.27	1.27	1,054.59	1,085.18	30.59
		NO	30	31-30	0.054	-1.989	0.023315	-0.25	0.12	0.012	-1.977	0.023349	-0.24	0.12	0.003	-1.974	0.023356	-0.24	0.24	1,052.59	1,084.94	32.35
		NO	29	30-29	0.054	-1.171	0.026543	-0.13	0.11	0.012	-1.159	0.026614	-0.13	0.11	0.003	-1.156	0.026629	-0.13	0.13	1,050.59	1,084.82	34.23
		NO	28	29-28	0.054	-0.415	0.035201	-0.02	0.06	0.012	-0.403	0.035512	-0.02	0.06	0.003	-0.400	0.035580	-0.02	0.02	1,049.59	1,084.79	35.20
	Σ =						-4.81					-4.78					-4.78	4.78				
			5	-															1,057.94	1,097.52	39.58	
		NO	50	5-50														0.47	1,056.11	1,097.05	40.94	
		NO	51	50-51														0.20	1,054.85	1,096.85	42.00	
			6	-															1,059.38	1,095.75	36.37	
		NO	55	6-55														0.01	1,061.25	1,095.74	34.49	
			7	-															1,060.53	1,093.91	33.38	
		NO	52	7-52														0.19	1,057.81	1,093.73	35.92	
		NO	51	52-51																		
			8	-															1,052.42	1,092.21	39.79	
		NO	53	8-53														0.08	1,051.01	1,092.14	41.13	
		NO	52	53-52																		
			8	-															1,052.42	1,092.21	39.79	
		NO	56	8-56														1.26	1,053.70	1,090.95	37.25	
		NO	57	56-57														0.89	1,052.19	1,090.06	37.87	
		NO	58	57-58														0.45	1,053.47	1,089.61	36.14	
			56	-															1,053.70	1,090.95	37.25	
		NO	54	56-54														0.06	1,051.92	1,090.89	38.97	
		NO	53	54-53																		
			9	-															1,052.88	1,090.72	37.84	
		NO	59	9-59														0.46	1,051.84	1,090.26	38.42	
		NO	60	59-60														0.23	1,053.31	1,090.03	36.72	
		NO	61	60-61														0.08	1,053.87	1,089.95	36.08	
			56	-																		
		NO	59	56-59																		
			22																			

TRIBUCIÓN (Red cerrada)

OBRA: Construcción del sistema de agua potable de la localidad de ASUNCIÓN ATOYAQUILLO

GASTO MEDIO DIARIO	10.71	L.P.S
GASTO MÁXIMO DIARIO	14.99	L.P.S
GASTO MÁXIMO HORARIO	23.23	L.P.S
LONGITUD DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN	15,582.21	m
GASTO ESPECÍFICO (qe)	0.001491	lps/ml

CIRCUITO	COMÚN	CRUCERO	TRAMO	SEGUNDA CORRECCIÓN	Q Acum (lps)	f	Hf (mts)	Hf/Q Acum	TERCERA CORRECCIÓN	Q Acum (lps)	f	Hf (mts)	Hf/Q Acum	CUARTA CORRECCIÓN	Q Acum (lps)	f	Hf (mts)	Hf FINAL (mts)	COTA		CARGA (mts)
																			T.N.	PIEZOMÉTRICA	
	NO	59	22-59																		
		23																			
	NO	60	23-60																		
		25	-																1,049.59	1,085.27	35.68
	NO	62	25-62															0.01	1,051.21	1,085.26	34.05
		25	-																1,049.59	1,085.27	35.68
	NO	63	25-63															0.08	1,047.30	1,085.19	37.89
		26	-																1,050.09	1,084.96	34.87
	NO	64	26-64															0.21	1,051.44	1,084.76	33.32
	NO	63	64-63																		
		64	-																1,051.44	1,084.76	33.32
	NO	65	64-65															0.01	1,053.03	1,084.75	31.72
		64	-																		
	NO	66	64-66																		
		27																	1,048.49	1,084.82	36.33
	NO	66	27-66															0.20	1,046.72	1,084.62	37.90
	NO	67	66-67															0.02	1,045.84	1,084.60	38.76
		66	-																		
	NO	68	66-68																		
		28																	1,049.59	1,084.80	35.21
	NO	68	28-68															1.59	1,048.42	1,083.21	34.79
	NO	69	68-69															0.01	1,050.05	1,083.20	33.15
		68	-																1,048.42	1,083.21	34.79
	NO	72	68-72															3.53	1,054.78	1,079.68	24.90
	NO	74	72-74															0.15	1,058.93	1,079.53	20.60
	NO	73	74-73															0.05	1,057.04	1,079.48	22.44
		72	-																1,054.78	1,079.68	24.90
	NO	71	72-71															0.03	1,052.22	1,079.65	27.43
		29	-																1,050.59	1,084.82	34.23
	NO	70	29-70															0.04	1,048.97	1,084.77	35.80
		29	-																1,050.59	1,084.82	34.23
	NO	77	29-77															0.70	1,056.82	1,084.12	27.30
	NO	76	77-76																		
		30	-																1,050.59	1,084.82	34.23
	NO	76	30-76															0.48	1,055.75	1,084.34	28.59
	NO	75	76-75															0.02	1,057.93	1,084.32	26.39

TRIBUCIÓN (Red cerrada)

OBRA: Construcción del sistema de agua potable de la localidad de ASUNCIÓN ATOYAQUILLO

GASTO MEDIO DIARIO	10.71	L.P.S
GASTO MÁXIMO DIARIO	14.99	L.P.S
GASTO MÁXIMO HORARIO	23.23	L.P.S
LONGITUD DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN	15,582.21	m
GASTO ESPECÍFICO (qe)	0.001491	lps/ml

CIRCUITO	COMÚN	CRUCERO	TRAMO	SEGUNDA CORRECCIÓN	Q Acum (lps)	f	Hf (mts)	Hf/Q Acum	TERCERA CORRECCIÓN	Q Acum (lps)	f	Hf (mts)	Hf/Q Acum	CUARTA CORRECCIÓN	Q Acum (lps)	f	Hf (mts)	Hf FINAL (mts)	COTA		CARGA (mts)
																			T.N.	PIEZOMÉTRICA	
			31	-																	
	NO		75	31-75																	
			31	-															1,052.59	1,084.94	32.35
	NO		78	31-78														0.32	1,058.61	1,084.63	26.02
			33	-																	
	NO		78	33-78																	
			14	-															1,071.31	1,088.23	16.92
	NO		82	14-82														0.07	1,062.19	1,088.16	25.97
	NO		81	82-81																	
			15	-															1,068.22	1,088.49	20.27
	NO		81	15-81														0.13	1,065.45	1,088.37	22.92
	NO		80	81-80																	
			16	-															1,071.01	1,088.96	17.95
	NO		80	16-80														0.13	1,068.89	1,088.83	19.94
	NO		79	80-79																	
			17	-															1,072.32	1,089.59	17.27
	NO		79	17-79														0.11	1,071.11	1,089.47	18.36
			20	-															1,057.60	1,093.12	35.52
	NO		86	20-86														0.07	1,060.06	1,093.04	32.98
	NO		85	86-85																	
			19	-															1,057.09	1,092.05	34.96
	NO		85	19-85														0.20	1,058.88	1,091.85	32.97
	NO		84	85-84																	
			18	-															1,057.32	1,090.35	33.03
	NO		84	18-84														0.24	1,058.43	1,090.11	31.68
	NO		83	84-83																	
			17	-															1,072.32	1,089.59	17.27
	NO		83	17-83														0.18	1,058.43	1,089.40	30.97
			5	-																	
	NO		21	5-21																	
			6	-															1,059.38	1,095.75	36.37
	NO		34	6-34														1.87	1,057.56	1,093.88	36.32
	NO		36	34-36														1.12	1,056.77	1,092.76	35.99
	NO		38	36-38														0.52	1,055.45	1,092.24	36.79
	NO		40	38-40														0.17	1,062.32	1,092.07	29.75

TRIBUCIÓN (Red cerrada)

OBRA: Construcción del sistema de agua potable de la localidad de ASUNCIÓN ATOYAQUILLO

GASTO MEDIO DIARIO	10.71	L.P.S
GASTO MÁXIMO DIARIO	14.99	L.P.S
GASTO MÁXIMO HORARIO	23.23	L.P.S
LONGITUD DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN	15,582.21	m
GASTO ESPECÍFICO (qe)	0.001491	lps/ml

CIRCUITO	COMÚN	CRUCERO	TRAMO	SEGUNDA CORRECCIÓN	Q Acum (lps)	f	Hf (mts)	Hf/Q Acum	TERCERA CORRECCIÓN	Q Acum (lps)	f	Hf (mts)	Hf/Q Acum	CUARTA CORRECCIÓN	Q Acum (lps)	f	Hf (mts)	Hf FINAL (mts)	COTA		CARGA (mts)
																			T.N.	PIEZOMÉTRICA	
	NO	16	40-16																		
		7	-																1,060.53	1,093.91	33.38
	NO	35	7-35															2.46	1,055.05	1,091.45	36.40
	NO	37	35-37															1.56	1,053.81	1,089.89	36.08
	NO	39	37-39															0.80	1,053.89	1,089.10	35.21
	NO	41	39-41															0.33	1,065.07	1,088.76	23.69
	NO	42	41-42															0.04	1,060.13	1,088.72	28.59
	NO	15	42-15																		
		21	-																		
	NO	34	21-34																		
	NO	35	34-35																		
	NO	9	35-9																		
		20	-																		
	NO	36	20-36																		
	NO	37	36-37																		
	NO	10	37-10																		
		19	-																		
	NO	38	19-38																		
	NO	39	38-39																		
	NO	11	39-11																		
		18	-																		
	NO	40	18-40																		
	NO	41	40-41																		
	NO	12	41-12																		
		42	-																		
	NO	13	42-13																		
		22	-																1,049.91	1,088.24	38.33
	NO	43	22-43															0.50	1,048.45	1,087.74	39.29
	NO	46	43-46															0.15	1,053.70	1,087.59	33.89
	NO	33	46-33																		
		23	-																1,050.59	1,087.03	36.44
	NO	44	23-44															0.58	1,048.97	1,086.45	37.48
	NO	47	44-47															0.16	1,051.86	1,086.29	34.43
	NO	32	47-32																		
		24	-																1,050.09	1,086.15	36.06
	NO	45	24-45															1.23	1,049.15	1,084.92	35.77

TRIBUCIÓN (Red cerrada)

OBRA: Construcción del sistema de agua potable de la localidad de ASUNCIÓN ATOYAQUILLO

GASTO MEDIO DIARIO	10.71	L.P.S
GASTO MÁXIMO DIARIO	14.99	L.P.S
GASTO MÁXIMO HORARIO	23.23	L.P.S
LONGITUD DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN	15,582.21	m
GASTO ESPECÍFICO (qe)	0.001491	lps/ml

CIRCUITO	COMÚN	CRUCERO	TRAMO	SEGUNDA CORRECCIÓN	Q Acum (lps)	f	Hf (mts)	Hf/Q Acum	TERCERA CORRECCIÓN	Q Acum (lps)	f	Hf (mts)	Hf/Q Acum	CUARTA CORRECCIÓN	Q Acum (lps)	f	Hf (mts)	Hf FINAL (mts)	COTA		CARGA (mts)
																			T.N.	PIEZOMÉTRICA	
		NO	48	45-48														0.72	1,049.71	1,084.20	34.49
		NO	49	48-49														0.13	1,051.76	1,084.07	32.31
		NO	30	49-30																	
			11	-																	
		NO	43	11-43																	
		NO	44	43-44																	
		NO	45	44-45																	
		NO	26	45-26																	
			12	-																	
		NO	46	12-46																	
		NO	47	46-47																	
		NO	48	47-48																	
		NO	27	48-27																	
			32	-																	
		NO	49	32-49																	
		NO	28	49-28																	
	Σ =																				

Segunda corrección del circuito I

$$\Delta q = \frac{0.32}{6.54} = 0.049$$

Segunda corrección del circuito II

$$\Delta q = \frac{0.29}{5.35} = 0.054$$

Puntos comunes del circuito I

$$(0.049) - (0.054) = -0.005$$

Puntos comunes del circuito II

$$(0.054) - (0.049) = 0.005$$

Tercera corrección del circuito I

$$\Delta q = \frac{0.06}{6.51} = 0.010$$

Tercera corrección del circuito II

$$\Delta q = \frac{0.07}{5.34} = 0.012$$

Puntos comunes del circuito I

$$(0.010) - (0.012) = -0.002$$

Puntos comunes del circuito II

$$(0.012) - (0.010) = 0.002$$

Cuarta corrección del circuito I

$$\Delta q = \frac{0.01}{6.64} = 0.002$$

Cuarta corrección del circuito II

$$\Delta q = \frac{0.01}{5.33} = 0.003$$

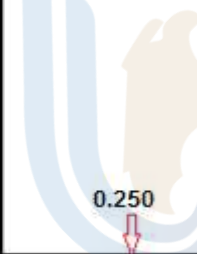
Puntos comunes del circuito I

$$(0.002) - (0.003) = -0.001$$

Puntos comunes del circuito II

$$(0.003) - (0.002) = 0.001$$

Diagram of a water distribution network (Fig. 10.10). The network consists of a main vertical pipe (Pipe 1) and a horizontal pipe (Pipe 2) branching off it. Pipe 1 has a diameter of 12 inches and a length of 1000 feet. Pipe 2 has a diameter of 12 inches and a length of 1000 feet. The network is divided into three sections: Section I (left of Pipe 1), Section II (between Pipe 1 and Pipe 2), and Section III (right of Pipe 2). The flow rates in each section are: Section I: 0.250 cfs (upward), 0.250 cfs (downward), 0.250 cfs (upward), 0.250 cfs (downward), 0.250 cfs (upward), 0.250 cfs (downward). Section II: 0.449 cfs (upward), 0.449 cfs (downward), 0.271 cfs (upward), 0.271 cfs (downward). Section III: 0.452 cfs (upward), 0.452 cfs (downward). The flow rates are labeled with red arrows and numbers 7 through 12.



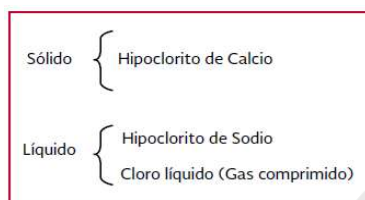


CLORACIÓN PARA AGUA POTABLE

CLORACIÓN

La cantidad de cloro que consumen las sustancias reductoras y la materia orgánica se define como demanda de cloro. Cuantitativamente representa la cantidad que se agrega menos la que se conserva al término de la reacción (cloro residual) y se mide en partes por millón. El tiempo de reacción generalmente se fija en 10 minutos para agua potable y de 15 a 30 minutos para agua residual.

El cloro se encuentra en tres presentaciones comerciales:



a) HIPOCLORITO DE CALCIO

Conocido también como cloruro de cal, es producido al adicionar monóxido de cloro al agua y neutralizar con lechada de cal para crear una solución de hipoclorito de calcio. Posteriormente, se elimina el agua de la solución para dejar el hipoclorito de calcio en forma granular. El contenido de cloro activo varía del 30 al 70 por ciento.

Se suministra en dos presentaciones. La primera y más común tiene una apariencia granular. Es de color blanquecino y se envasa en cuñetes de 45 kg (100 lb), en cubetas de polietileno con 4 kg o en tarros de plástico con 1 kg cada uno. La segunda presentación viene en forma de tabletas y se envasa en tarros con 1.2 kg, en cubetas de 3.60 kg o cuñetes de 45 kg. El peso de las tabletas es de 0.007 a 0.30 kg y tienen un contenido de cloro activo del 70 por ciento.

b) HIPOCLORITO DE SODIO

Se produce al disolver cloro gas en una solución de hidróxido de sodio. Es un líquido de color amarillo verdoso, se suministra en envases plásticos (porrones) de 20 y 50 litros así como en pipas de 10 y 20 toneladas. Su contenido de cloro activo es del 13 por ciento en peso.

c) CLORO LÍQUIDO

El cloro gaseoso es licuado aplicándole presión a bajas temperaturas. Como el líquido es de color ámbar con peso 1.5 veces el del agua y se envasa en cilindros de acero para su suministro de 68 o 907 kg. El cloro líquido, también se distribuye en carros tanque especiales de 10, 15, 20 o más toneladas. Contiene, para efectos prácticos, un 100 por ciento de cloro activo.

MEDICIÓN DEL CLORO RESIDUAL

Los medidores de cloro residual se encuentran ampliamente difundidos en el mercado nacional, además, pueden medir el pH. Son equipos confiables, precisos y de operación sencilla. El comparador que se usa en abastecimientos de agua potable puede medir el cloro residual y pH de acuerdo a los siguientes valores: 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1.0, 1.2, 1.5, 2.0 ppm y 7.2, 7.4, 7.6, 7.8, 8.0, 8.2, 8.4, y 8.6, respectivamente.

En la actualidad, el método más confiable es el de DPD (N,N-dietil-p-fenilendiamina), que sirve para determinar no sólo el cloro total sino también para diferenciar entre el libre y el combinado. La ortotolidina, a pesar de ser un método rápido de determinación de cloro residual, no es recomendable debido a su baja confiabilidad y precisión, así como tampoco por su naturaleza tóxica.

A continuación se presenta el cálculo de cloro para desinfección del agua.

CÁLCULO DE CLORO PARA DESINFECCIÓN DEL AGUA

LOCALIDAD: **0001 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
MUNICIPIO: **073 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
DISTRITO: **PUTLA**

OBRA: **Ampliación del sistema de agua potable de la localidad de PUTLA VILLA DE GUERRERO**

POBLACIÓN ULTIMO CENSO (2010)	10,925	HABITANTES
POBLACIÓN ACTUAL (2018)	10,604	HABITANTES
POBLACIÓN DE PROYECTO (2033)	9,210	HABITANTES
PERIODO ECONÓMICO	15	AÑOS
DOTACIÓN	206	LTS/HAB/DÍA
COEFICIENTE VARIACIÓN DIARIA	1.40	
COEFICIENTE VARIACIÓN HORARIO	1.55	
GASTO MEDIO DIARIO:	21.96	lps
GASTO MÁXIMO DIARIO:	30.74	lps
GASTO MÁXIMO HORARIO:	47.65	lps
TIPO DE CLORACIÓN:	HIPOCLORADOR	

ALTERNATIVAS DE DESINFECCIÓN CONSIDERANDO PRESENTACIONES LIQUIDAS Y SOLIDAS DE CLORO, CON DIVERSAS CONCENTRACIONES

El hipoclorito de sodio e hipoclorito de calcio son sustancias que al contacto con el agua proveen el cloro necesario para la desinfección del agua.

HIPOCLORITO DE SODIO NaClO: El hipoclorito de sodio se encuentra en forma liquida en una concentración del 13% y 36%, esta solución se deberá vaciar directamente al deposito de hipoclorito; pues en su presentación, ya se encuentra preparada para ser utilizada por la bomba dosificadora. Se puede adquirir en porrones de 62 kg.

HIPOCLORITO DE CALCIO Ca(ClO)₂: El hipoclorito de calcio en su presentación comercial de pastillas de 7 gramos o granulado al 65%, para la elaboración de la solución debe volverse polvo y al mezclarse con el agua es necesario evitar el contacto con la piel por su reacción exotérmica ya que puede producir quemaduras, por lo que se recomienda usar guantes de hule y por los vapores tóxicos que desprende el cloro es necesario utilizar mascarilla. Se puede adquirir en cubetas de 45 kg.

Con el objetivo de garantizar una buena calidad bacteriológica del agua y de conformidad a los resultados de los análisis de laboratorio se propone las siguientes alternativas de cloración:

PRIMERA ALTERNATIVA

Desinfección con **hipoclorito de sodio al 13%**

Gasto Máximo Diario = 30.74 lps 1 ppm = 1 mg/lit = 1 mg/kg

De acuerdo a los monitoreos realizados por la COFEPRIS (Comisión Federal para la Protección contra Riesgos Sanitarios), se tiene que para dar cumplimiento a lo señalado en la **NOM-127-SSA1-1994** relacionado con el cloro residual libre, se tiene que aplicar aproximadamente **0.0125 ml/lit** de hipoclorito de sodio con concentración al 13%.

30.74	lts/seg	(0.0125)	ml/lit	igual a:	0.384	ml/seg
0.384	ml/seg	(60.00)	seg/min	igual a:	23.055	ml/min
23.055	ml/min	(60.00)	min/hr	igual a:	1,383.30	ml/hr
1383.300	ml/hr	(24.00)	hr/día	igual a:	33,199.20	ml/día
33,199.200	ml/día	/ 1,000	lts/ml	igual a:	33.20 lts/día	

Cantidad de hipoclorito de sodio a utilizarse al mes =

995.98 lts/mes

Cantidad de hipoclorito de sodio a utilizarse al año =

11,951.71 lts/año

La densidad del hipoclorito de sodio es de **1,210** gramos por litro y la del agua **1,000** gramos por litro. Multiplicando la primera por **0.13** y la segunda por **0.87** nos da **157.30** gramos de hipoclorito y **870.00** gramos de agua por litro de disolución. Sumando lo anterior nos da **1,027.30** gramos de disolución por litro.

Cantidad de hipoclorito de sodio a utilizarse al mes =

1,023.17 kg/mes

Cantidad de hipoclorito de sodio a utilizarse al año =

12,277.99 kg/año

La presentación del hipoclorito de sodio al 13% es generalmente en porrones de 62 kg.

Cantidad de porrones a utilizarse al año =

199 porrones de 62 kg al año

SEGUNDA ALTERNATIVA

Desinfección con **hipoclorito de sodio al 36%**

Gasto Máximo Diario =

30.74 lps

1 ppm = 1 mg/lit = 1 mg/kg

De acuerdo a los monitoreos realizados por la COFEPRIS (Comisión Federal para la Protección contra Riesgos Sanitarios), se tiene que para dar cumplimiento a lo señalado en la **NOM-127-SSA1-1994** relacionado con el cloro residual libre, se tiene que aplicar aproximadamente **0.0045 ml/lit** de hipoclorito de sodio con concentración al 36%.

30.74	lts/seg	(0.0045)	ml/lit	igual a:	0.138	ml/seg
0.138	ml/seg	(60.00)	seg/min	igual a:	8.300	ml/min
8.300	ml/min	(60.00)	min/hr	igual a:	497.99	ml/hr
497.988	ml/hr	(24.00)	hr/día	igual a:	11,951.71	ml/día
11,951.712	ml/día	/ 1,000	lts/ml	igual a:	11.95	lts/día

Cantidad de hipoclorito de sodio a utilizarse al mes =

358.55 lts/mes

Cantidad de hipoclorito de sodio a utilizarse al año =

4,302.62 lts/año

La densidad del hipoclorito de sodio es de **1,210** gramos por litro y la del agua **1,000** gramos por litro. Multiplicando la primera por **0.36** y la segunda por **0.64** nos da **435.60** gramos de hipoclorito y **640.00** gramos de agua por litro de disolución. Sumando lo anterior nos da **1,075.60** gramos de disolución por litro.

Cantidad de hipoclorito de sodio a utilizarse al mes =

385.66 kg/mes

Cantidad de hipoclorito de sodio a utilizarse al año =

4,627.89 kg/año

La presentación del hipoclorito de sodio al 13% es generalmente en porrones de 62 kg.

Cantidad de porrones a utilizarse al año =

75 porrones de 62 kg al año

TERCERA ALTERNATIVA

Desinfección con **hipoclorito de calcio al 65%**

Gasto Máximo Diario =

30.74 lps

1 ppm = 1 mg/lit = 1 mg/kg

De acuerdo a los monitoreos realizados por la COFEPRIS (Comisión Federal para la Protección contra Riesgos Sanitarios), se tiene que para dar cumplimiento a lo señalado en la **NOM-127-SSA1-1994** relacionado con el cloro residual libre, se tiene que aplicar aproximadamente **0.00175 grs/lit** de hipoclorito de calcio con concentración al 65%.

30.74	lts/seg	(0.00175)	grs/lit	igual a:	0.054	grs/seg
0.054	grs/seg	(60.00)	seg/min	igual a:	3.228	grs/min
3.228	grs/min	(60.00)	min/hr	igual a:	193.66	grs/hr
193.662	grs/hr	(24.00)	hr/día	igual a:	4,647.89	grs/día
4,647.888	grs/día	/ 1,000	kg/grs	igual a:	4.65 kg/día	

Cantidad de hipoclorito de calcio a utilizarse al mes =

139.44 kg/mes

Cantidad de hipoclorito de calcio a utilizarse al año =

1,673.24 kg/año

La presentación del hipoclorito de calcio al 65% es generalmente en cubetas de 45 kg.

Cantidad de cubetas a utilizarse al año =

38 cubetas de 45 kg al año

De preferencia se recomienda usar hipoclorito de sodio y suministrarlo por venoclisis cuando el sistema de agua potable es por gravedad, o con bomba dosificadora (hipoclorador) cuando el sistema es por bombeo.

En caso de no encontrarse esta presentación de cloro se utilizará el hipoclorito de calcio. Cuando el sistema es por gravedad, se sugiere poner las pastillas en una malla plástica resistente a la oxidación dentro del tanque de almacenamiento, para que se vaya disolviendo gradualmente al tener contacto con el agua. Cuando se trate de sistemas por bombeo, se recomienda adicionar 2 kilogramos de hipoclorito de calcio poco a poco en 19 litros de agua agitando hasta lograr una disolución eficaz. Esta mezcla debe dejarse reposar durante 24 horas, después de transcurrido este tiempo se filtra para separar los sólidos sedimentados, y la solución desinfectante ya filtrada se deposita en garrafones de 20 litros, de donde la bomba dosificadora succionará la solución y la inyectará en la línea de conducción de agua.

Independientemente de la dosificación indicada en el cálculo de las alternativas antes descritas, debe determinarse el cloro residual libre en las partes finales de la red de agua potable (toma domiciliaria o hidrante público), ya que las características y propiedades del agua varían de un sitio a otro.

PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR CLORO RESIDUAL LIBRE

- 1.- Se toma el tubo de muestras (comparador clorimétrico), se enjuaga varias veces con agua antes de tomar la primera muestra, llenándola hasta la marca indicada.
- 2.- Se introduce la pastilla de D.P.D. (N-dietil-p-fenildiamina) en la celda sin tocarla con los dedos.
- 3.- Se tapa la celda y se agita para que se disuelva perfectamente la pastilla.
- 4.- Una vez agitada la muestra en el comparador, hay que esperar de 30 a 60 segundos para que la reacción del agua nos dé la lectura. El agua tomará un color entre rosado y violeta, las celdas nos darán un color aproximado al que ha tomado el agua de la muestra, determine visualmente cual es la que mas se aproxima en tonalidad de color.
- 5.- Identifique en el comparador a que rango de p.p.m. (partes por millón) pertenece la tonalidad obtenida.
- 6.- Si no se desarrolla ningún color, indica ausencia de cloro, siendo necesario aumentar la dosificación de hipoclorito. En caso contrario, reducir la dosificación del cloro.

De acuerdo a la Norma Oficial Mexicana **NOM-127-SSA1-1994** "Salud ambiental, agua para uso y consumo humano, límites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización", especifica que este valor debe estar a un máximo de **1.5 p.p.m.** cerca de la fuente de abastecimiento y de **0.2 a 0.5 p.p.m.** en las partes finales de la red de agua potable.



**CÁLCULO
HIDRÁULICO
PARA
ALCANTARILLADO
SANITARIO**

CÁLCULO DE ALCANTARILLADO SANITARIO

La red de atarjeas tiene por objeto recolectar y transportar las aportaciones de las descargas de aguas residuales domésticas, comerciales e industriales hacia los colectores, interceptores o emisores. La red está constituida por un conjunto de tuberías por las que son conducidas las aguas residuales captadas. El ingreso del agua a las tuberías es paulatino a lo largo de la red. Los caudales se van acumulando, lo que da lugar a ampliaciones sucesivas de la sección de los conductos en la medida en que se incrementan los caudales. Así, las mayores secciones se ubican, en el diseño, en los tramos finales de la red. Para esto no es admisible diseñar reducciones en los diámetros en el sentido del flujo.

La red se inicia con la descarga domiciliaria o albañal, a partir del paramento exterior de las edificaciones. **El valor mínimo aceptable del diámetro del albañal es de 150 mm**, y así ocurre en la mayoría de los casos. La conexión entre albañal y atarjea debe ser hermética y cumplir con la prueba que se especifica en la NOM-001-Conagua-2011, la tubería de interconexión debe tener una pendiente mínima de 1 por ciento (0.01).

ATARJEAS, COLECTORES Y EMISORES

La red de atarjeas, localizadas generalmente al centro de las calles, van recolectando las aportaciones de los albañales. **El diámetro mínimo que se recomienda en la red de atarjeas de un sistema de drenaje separado es de 200 mm**, sin embargo solo en casos particulares se puede considerar como mínimo un diámetro de 300 mm, de acuerdo con la reglamentación local y las condiciones específicas del sitio. Su diseño en general debe seguir la pendiente natural del terreno, siempre y cuando cumpla con los límites máximos y mínimos de velocidad y la condición mínima de tirante, para el caudal generado por una descarga de inodoro.

Los colectores son las tuberías que reciben las aguas residuales de las atarjeas; pueden terminar en un interceptor, en un emisor o en la planta de tratamiento. Los interceptores son las tuberías que interceptan las aportaciones de aguas residuales de los colectores y terminan en un emisor o en la planta de tratamiento. Por razones de economía, los colectores e interceptores deben tender a ser una réplica subterránea del drenaje superficial natural.

El emisor es el conducto que recibe las aguas de uno o varios colectores o interceptores. No recibe ninguna aportación adicional (atarjeas o descargas domiciliarias) en su trayecto y su función es conducir las aguas residuales a la planta de tratamiento. También se le denomina emisor al conducto que lleva las aguas tratadas (efluente) de la planta de tratamiento al sitio de descarga o al sistema de reúso.

Con objeto de aprovechar al máximo la capacidad de los tubos, en el diseño de las atarjeas se debe dimensionar cada tramo con el diámetro mínimo que cumpla las condiciones hidráulicas definidas por el proyecto, siempre que éste no sea menor al del tramo anterior. Para realizar un análisis adecuado de la red de atarjeas, se requiere considerar, en forma simultánea, las posibles alternativas de trazo y funcionamiento de colectores, emisores y descarga final.

APORTACIÓN DE AGUAS RESIDUALES

La aportación de aguas residuales es el volumen diario de agua residual entregado a la red de alcantarillado. La mayoría de los autores e investigadores están de acuerdo en que esta aportación es un porcentaje del valor de la dotación, ya que existe un volumen que no se tributa a la red de alcantarillado, como el utilizado para el consumo humano, riego de jardines, lavado de coches, entre otros.

Aunque es viable considerar como aportación de aguas residuales entre el **70 y el 75 por ciento** de la dotación de agua potable, en l/hab al día, considerando que el restante se consume antes de llegar a las atarjeas (IMTA, 1993).

GASTOS DE DISEÑO

Los gastos que se consideran en los proyectos de alcantarillado son: medio, mínimo, máximo instantáneo y máximo extraordinario. Los tres últimos se determinan a partir del primero.

El **gasto medio anual** es el valor del caudal de aguas residuales en un día de aportación promedio al año. La Conagua considera, para el diseño de una nueva red que el alcantarillado deben construirse herméticamente, por lo que no se adicionará al caudal de aguas residuales, el volumen por infiltraciones. En función de la población y de la aportación, el gasto medio de aguas residuales en cada tramo de la red, se calcula con:

$$Q_{med} = \frac{A_p \cdot P}{86\,400}$$

donde:

Q_{med} es el gasto medio de aguas residuales en l/s.
 A_p es la aportación en litros por habitante al día.
 P es la población en número de habitantes.
86 400 son el número de segundos al día.

El **gasto mínimo** es el menor de los valores de escurrimiento que normalmente se presenta en un conducto. Se acepta que este valor es igual a la mitad del gasto medio.

$$Q_{min} = 0.5 Q_{med}$$

Donde:

Q_{min} Gasto mínimo

Q_{med} Gasto medio de aguas residuales

En la Tabla 3.1 se muestran valores del gasto mínimo que también pueden ser usados en el diseño de atarjeas. Se observa que el límite inferior es de **1.5 l/s**, lo que significa que en los tramos iniciales de las redes de alcantarillado, cuando resulten valores de gasto mínimo menores a 1.5 l/s, se debe usar este valor en el diseño. Es conveniente mencionar, que 1.5 l/s es el gasto que genera la descarga de un excusado con tanque de 16 litros (excusado antiguo). Sin embargo, actualmente existe una tendencia a la implantación de muebles de bajo consumo, que utilizan solamente 6 litros y que arrojan un gasto promedio de **1.0 l/s**, por lo que se podrá utilizar este último valor en algunos tramos iniciales de la red, siempre y cuando se pueda considerar que en dichos tramos existen este tipo de aparatos.

Tabla 3.1 Gasto mínimo de aguas residuales, relacionado con las descargas sanitarias

Diámetro	Excusado de 16 litros	Excusado de 6 litros
	Gasto mínimo Agua residual	Gasto mínimo Agua residual
cm	l/s	l/s
20	1.5	1.0
25	1.5	1.0
30	3.0	2.0
38	3.0	2.0
46	4.5	3.0
61	7.5	5.0
76	12.0	8.0
91	18.0	12.0

El **gasto máximo instantáneo** es el valor máximo de escurrimiento que se puede presentar en un instante dado. Para evaluar este gasto se considera la cantidad de habitantes servidos y no tiene relación con las condiciones socioeconómicas de la población. El gasto máximo instantáneo se obtiene a partir del coeficiente de Harmon (M):

$$Q_{max.inst.} = M \cdot Q_{med}$$

M = 3.8 si la población servida < 1,000 habitantes

M = 2.0 si la población servida > 100,000 habitantes

si 1,000 habitantes < población servida < 100,000 habitantes, se aplica la fórmula siguiente:

donde:

M es el coeficiente de Harmon.

P es la población servida acumulada hasta el punto final (aguas abajo) del tramo de tubería considerada, en miles de habitantes.

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

El valor de 2.0 que se toma cuando la población servida es mayor de 100,000 habitantes, resulta de considerar al alcantarillado como un reflejo de la red de distribución de agua potable, ya que el coeficiente M se equipara con los coeficientes de variación del gasto que para la estimación del coeficiente de Harmon se considera Cvd = 1.3 (valor medio entre 1.2 y 1.4) y CVh = 1.55, lo anterior implica que **M = 1.30 (1.55) = 2.0**.

El **gasto máximo extraordinario** es el caudal de aguas residuales que considera aportaciones de agua que no forman parte de las descargas normales, como por ejemplo bajadas de aguas pluviales de azoteas, patios, o las provocadas por un crecimiento demográfico explosivo no considerado. En función de este gasto se determina el diámetro adecuado de los conductos, ya que brinda un margen de seguridad para prever los excesos en las aportaciones que pueda recibir la red, bajo esas circunstancias.

En los casos en que se diseñe un sistema nuevo apegado a un plan de desarrollo urbano que impida un crecimiento desordenado y se prevea que no existan aportaciones pluviales de los predios vecinos, ya que estas serán manejadas por un sistema de drenaje pluvial por separado, el coeficiente de seguridad será **1.0**. En los casos en que se diseñe la ampliación de un sistema existente de tipo combinado, previendo las aportaciones extraordinarias de origen pluvial, se podrá usar un coeficiente de seguridad de **1.5**. En caso de que el alcantarillado sanitario sea separado del alcantarillado pluvial, el coeficiente de seguridad es igual a **1.0**.

$$Q_{max.ext.} = Cs \cdot Q_{max.inst.}$$

Donde:

Cs es el coeficiente de seguridad adoptado.

$Q_{max.inst.}$ es el gasto máximo instantáneo.

VARIABLES HIDRÁULICAS PERMISIBLES

La **velocidad mínima** se considera como aquella velocidad con la cual no se presentan depósitos de sólidos suspendidos en las atarjeas que provoquen azolves y taponamientos. La velocidad mínima permisible es de **0.3 m/s**, considerando el gasto mínimo mencionado en la Tabla 3.1 y su tirante correspondiente.

Adicionalmente, debe asegurarse que dicho **tirante** tenga un valor mínimo de **1.0 cm** en casos de pendientes fuertes y de **1.5 cm** en casos normales.

La velocidad máxima es el límite superior de diseño, con el cual se trata de evitar la erosión de las paredes de los conductos y estructuras, este límite se establece en función del material de la tubería y es posible obtenerlo de las características especificadas por los fabricantes y que debe estar apegado a la normatividad correspondiente. Para su revisión se utiliza el gasto máximo extraordinario.

Tabla 3.2 Velocidades máximas y mínimas permisibles en tuberías

Material de la tubería	Velocidad (m/s)	
	Máxima	Mínima
Concreto simple	3	0.3
Concreto reforzado	3.5	0.3
Acero	5	0.3
Fibrocemento	5	0.3
Polietileno	5	0.3
Policloruro de vinilo (PVC)	5	0.3

La velocidad a tubo lleno debe ser mayor de 0.6 m/s, de lo contrario, tendrá que incrementarse la pendiente de la tubería.

Las pendientes de la tubería deberán seguir, hasta donde sea posible, el perfil del terreno, con objeto de tener excavaciones mínimas, pero tomando en cuenta las restricciones de velocidad, de tirantes mínimos y la ubicación y topografía de los lotes a los que se dará servicio. En los casos especiales en donde las pendientes del terreno sean muy grandes, es conveniente que para el diseño se consideren tuberías de materiales que soporten velocidades altas y se debe hacer un estudio técnico económico de tal forma que se pueda tener, sólo en casos extraordinarios y en tramos cortos velocidades de hasta **8 m/s**. En la Tabla 3.3 aparecen las pendientes mínimas recomendadas para los diferentes tipos de tuberías. Estas pendientes podrán modificarse en casos especiales, previo análisis particular y justificación.

Tabla 3.3 Pendientes mínimas por tipo de tubería

Tipo de tubería, diámetro en cm, pendiente mínima en milésimas.										
Coeficiente de fricción = 0.013			Coeficiente de fricción = 0.014		Coeficiente de fricción = 0.010			Coeficiente de fricción = 0.009		
C.S. diámetro (cm)	C.R. diámetro (cm)	Pen. Min. (milésimas)	A.C. diámetro (cm)	Pen. Min. (milésimas)	FC. diámetro (cm)	Pen. Min. (milésimas)	PEAD diámetro (cm)	PVC (Métrico) diámetro (cm)	PVC (Inglés) diámetro (cm)	Pen. Min. (milésimas)
15			17	5.0	15	3.0	15	16.0	15	2.5
20		4.0	22	4.0	20	2.0	20	20.0	20	2.0
25		2.5	27	3.0	25	1.5	25	25.0	25	1.5
30	30	2.0	32	2.5	30	1.5	30	31.5	30	1.0
38	38	1.5	36	2.0	35	1.0	35		37.5	0.7
			41	1.5	40	0.8	40	40.0		0.7
45	45	1.2	46	1.3	45	0.7	45		45	0.6
			51	1.1	50	0.6	50	50.0	52.5	0.5
							55			0.5
60	60	0.8	61	0.9	60	0.5	60	63.0	60	0.4
							65			0.4
							70			0.3
76	76	0.6			75	0.4	75			0.3
							80			0.3
							81			0.3
							85			0.3
	91	0.5			90	0.3	90			0.3
					100	0.3				
	107	0.4			110	0.3				
	122	0.3			120	0.2				
					130	0.2				
					140	0.2				
	152	0.3			150	0.2				
					160	0.2				
					170	0.2				
	183	0.2			180	0.2				
					190	0.1				
					200	0.1				
	213	0.2								
	244	0.2								
	305	0.1								

PÉRDIDAS DE CARGA POR FRICCIÓN

En alcantarillado, generalmente se presenta la condición de flujo a superficie libre, para simplificar el diseño del alcantarillado se consideran condiciones de flujo permanente (Sotelo, 2002). Para el cálculo hidráulico del alcantarillado se debe utilizar la fórmula de Manning, ya que es la que mejor simula el comportamiento del flujo a superficie libre.

donde:

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

V = Velocidad, en m/s

R_h = Radio hidráulico, en m

S = Pendiente del gradiente hidráulico, adimensional

n = Coeficiente de "fricción", adimensional

La ecuación de Manning tiene la ventaja para conductos de sección constante, que el coeficiente de rugosidad depende exclusivamente del material del tubo. La determinación de los valores del factor de fricción es totalmente empírica y su principal dificultad radica en alcanzar en campo o en laboratorio un flujo uniforme completamente desarrollado. La Tabla 3.2 muestra los valores del coeficiente n publicados hasta ahora para algunos materiales, para otras clases de tuberías será necesario realizar los trabajos de laboratorio para obtener el valor de n . En la Tabla 3.3 se presentan los rangos del coeficiente n encontrados en la bibliografía internacional para diferentes tipos materiales, para otros no incluidos deberá buscarse la referencia que ofrezca los resultados experimentales.

Tabla 3.2 Valores del coeficiente de rugosidad n de Manning para conducciones a superficie libre

Material	Coeficiente n de Manning	Referencia
Concreto	0.012 - 0.014	Ven Te Chow (1994)
Policloruro de vinilo (PVC), pared sólida	0.009	UTAH, Department of Transportation (2004)
Fibrocemento	0.011 - 0.015	ASCE/EWRI (2006)

Tabla 3.3 Valores del coeficiente de rugosidad n de Manning recomendados para el diseño de conducciones a superficie libre

Material	Coeficiente n de Manning	Referencia
Policloruro de vinilo (PVC) corrugado, pared interior lisa	0.010 - 0.013 (Valor más usado para diseño 0.012)	California Department of Transportation (2014)
Poliétileno de alta densidad (PEAD) corrugado, pared interior lisa	0.010 - 0.013 (Valor más usado para diseño 0.012)	California Department of Transportation (2014)
Poliétileno de alta densidad (PEAD), pared interior corrugada	0.020 - 0.025 (Valor más usado para diseño 0.022)	California Department of Transportation (2014)
Poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFV)	0.009	American Water Works Association (2014)

Los fabricantes que ofrecen valores de n de sus tubos, deberán contar con el respaldo de sus procedimientos experimentales debidamente documentados y validados por una institución de investigación.

Para el cálculo de los elementos geométricos de secciones circulares que trabajan parcialmente llenas, se pueden usar las siguientes fórmulas:

$$\theta = 2 \cdot \cos^{-1} \left(1 - \frac{d}{r} \right)$$

$$d = r \left(1 - \cos \frac{\theta}{2} \right)$$

$$P_m = \pi \cdot D \cdot \frac{\theta}{360}$$

$$r_h = \frac{r}{2} \left(1 - \frac{360 \cdot \sin \theta}{2\pi\theta} \right)$$

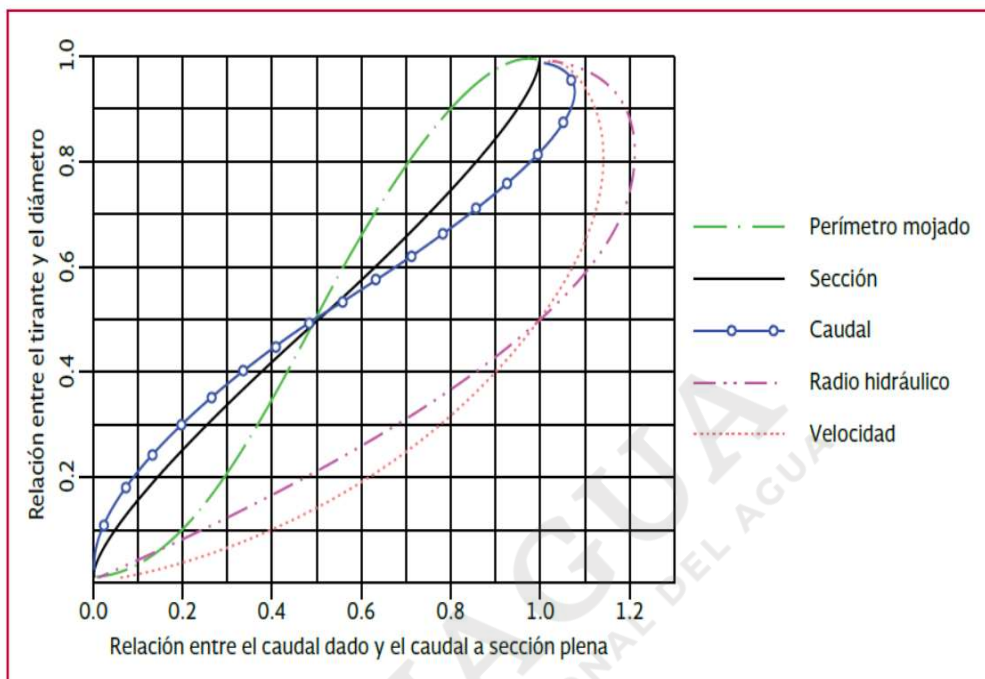
$$A = r^2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot \theta}{360} - \frac{\sin \theta}{2} \right)$$

Donde:

- d es el tirante hidráulico, en m.
- D es el diámetro interior del tubo, en m.
- A es el área de la sección transversal del flujo, en m².
- P_m es perímetro mojado, en m.
- r_h es el radio hidráulico, en m.
- θ es el ángulo en grados.
- r es $D/2$, en m.

Para simplificar los cálculos, se han obtenido relaciones entre las diferentes variables hidráulicas de interés en una tubería de sección circular, teniendo como base las calculadas a sección llena con la fórmula de Manning, con respecto a las correspondientes a un tirante determinado (Ilustración 3.2). Se puede observar en la ilustración que el gasto máximo que se puede conducir se da con un tirante cercano al 95 por ciento del diámetro de la tubería.

Ilustración 3.2 Características del flujo con una sección circular parcialmente llena



PROFUNDIDAD DE ZANJAS

Las tuberías se instalan superficialmente, enterradas o una combinación de ambas, dependiendo de la topografía, material de tubería y características del terreno. Normalmente las tuberías para alcantarillado sanitario se instalan enterradas. La profundidad de las excavaciones de la zanja para las tuberías queda definida por los factores siguientes:

- Profundidad mínima o colchón mínimo. Depende de la resistencia de la tubería a las cargas exteriores.
- Topografía y trazo. Influyen en la profundidad máxima que se le da a la tubería.
- Velocidades máximas y mínimas. Están relacionadas con las pendientes de proyecto.
- Existencia de conductos de otros servicios.

La profundidad mínima de la zanja debe ser adecuada para evitar rupturas del conducto ocasionadas por cargas vivas; para ello se usa un colchón mínimo que es función de la resistencia del tubo.

La profundidad máxima es función de la topografía del lugar. Hay que evitar excavar demasiado. La profundidad máxima será aquella que no ofrezca dificultades constructivas mayores durante la excavación, de acuerdo con las características del terreno en que quedará alojada la tubería, y tomando en consideración la resistencia a la compresión o rigidez de las tuberías, para lo cual se debe tener el análisis respectivo en el que se tomará en cuenta el material de relleno, el tipo de plantilla o cama, grado de compactación principalmente del material que rodea al tubo denominado comúnmente acostillado, las posibles cargas vivas y el factor de carga proporcionado por la plantilla a usar. En el caso de atarjeas se debe determinar con un estudio económico comparativo entre el costo de instalación del conducto principal con sus albañales correspondientes y el de la atarjea o atarjeas laterales, '**madrinas**', incluyendo los albañales respectivos; no obstante, la experiencia ha demostrado que entre **3.00 y 4.00** metros de profundidad, el conducto principal puede recibir directamente los albañales de las descargas y que, a profundidades mayores, resulta más económico el empleo de atarjeas laterales. Si la topografía tiene pendientes fuertes, se debe hacer un estudio económico comparativo entre el costo de excavación contra el número de pozos de visita.

PLANTILLA O CAMA

Con el fin de satisfacer las condiciones de estabilidad y asiento de la tubería es necesaria la construcción de un encamado en toda la longitud de la misma. Deberá excavarse cuidadosamente las cavidades o conchas para alojar la campana o cople de las juntas de los tubos, con el fin de permitir que la tubería se apoye en toda su longitud sobre la plantilla apisonada. El espesor de la plantilla o cama será de **10 cm** y de **5 cm** el espesor mínimo sobre el eje vertical de la tubería.

La instalación de un sistema de alcantarillado sanitario debe realizarse comenzando de la parte baja hacia la parte alta; por facilidad de instalación, las campanas deben colocarse siempre en dirección aguas arriba.

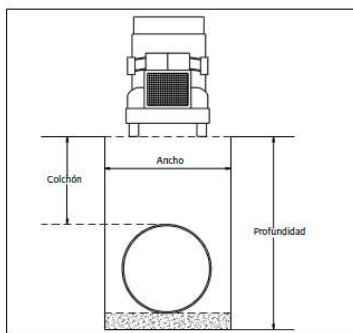


Figura 3.4 Características de una zanja

Tabla 5.1 Dimensiones de zanja para tubería de alcantarillado

Diámetro nominal del tubo (mm)	Diámetro nominal del tubo (pulgadas)	Ancho (cm)	Esesor de la plantilla (cm)	Colchón mínimo (cm)
150	6	60	10	90
200	8	60	10	90
250	10	70	10	90
300	12	75	10	90
350	14	85	10	90
400	16	90	10	90
450	18	100	10	110
500	20	110	10	110
600	24	120	10	110
750	30	145	10	110
900	36	170	10	110
750	30	145	10	110
900	36	170	10	110

OBRAS ACCESORIAS

Las obras accesorias son aquellas obras o dispositivos, complementarias de las tuberías o conductos, que son esenciales para el buen funcionamiento de los sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial, permiten la inspección y limpieza de las alcantarillas, disipan la energía con que llega el agua y ayudan en la unión de varias tuberías en los cambios de diámetro, dirección y pendiente. De acuerdo a sus características particulares las estructuras en la conducción se clasifican en pozos de visita, cajas unión y dissipadores de energía (cajas con caída).

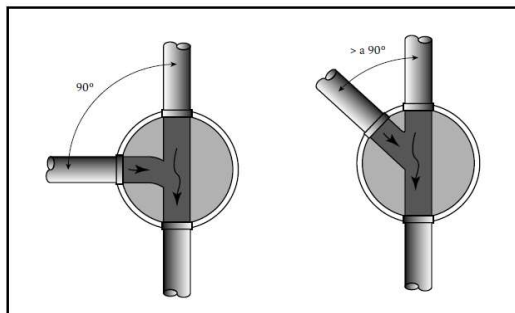
La separación máxima entre los pozos de visita debe ser la adecuada para facilitar las operaciones de inspección y limpieza. Se recomiendan las siguientes distancias de acuerdo con el diámetro:

- En tramos de 20 hasta 61 cm de diámetro, 100 m
- En tramos de diámetro mayor a 61 cm y menor o igual a 122 cm, 125 m
- En tramos de diámetro mayor a 122 cm y menor o igual a 305 cm, 150 m

Estas separaciones pueden incrementarse de acuerdo con las distancias de los cruceros de las calles, como máximo un 10 por ciento.

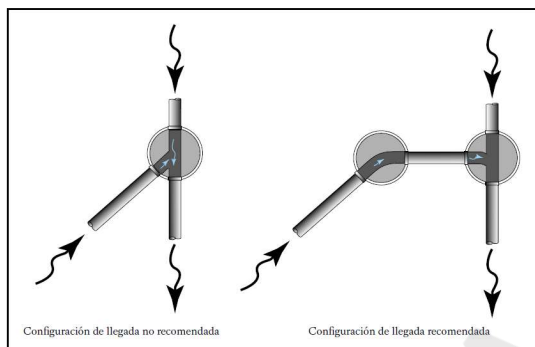
Debe de tenerse cuidado de que los ángulos que forman las tuberías de llegada y de salida sean de hasta 90°, con respecto al sentido del flujo, tal como se muestra en la Ilustración 3.13.

Ilustración 3.13 Tubería de llegada con ángulo menor a 90° con respecto al sentido del flujo



Cuando se presente una llegada con un ángulo mayor a 90° , deberá diseñarse un arreglo que corrija este ángulo, la Ilustración 3.14, muestra esta condición y la alternativa para el trazo de tubería de llegada.

Ilustración 3.14 Configuración para una llegada con ángulo mayor 90° con respecto al sentido del flujo



CONEXIONES

Debido a los cambios de diámetro que existen en una red de tuberías, resulta conveniente definir la forma correcta de conectar las tuberías en los pozos de visita. La Ilustración 3.9 indica los nombres que se les da a las partes de una tubería. Atendiendo a las características del proyecto, se pueden efectuar las conexiones de las tuberías, haciendo coincidir las claves, los ejes o las rasantes de los tramos de diámetro diferente. **Desde el punto de vista hidráulico, se recomienda que las conexiones se igualen en los niveles de claves, ya que con este tipo de conexión, se evita el efecto del remanso aguas arriba.** En la Ilustración 3.10 se ilustran las conexiones clave con clave, rasante con rasante y eje con eje.

Ilustración 3.9 Elementos de tubería

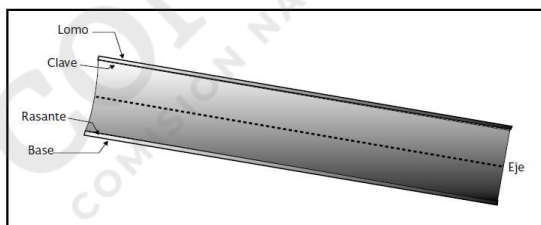
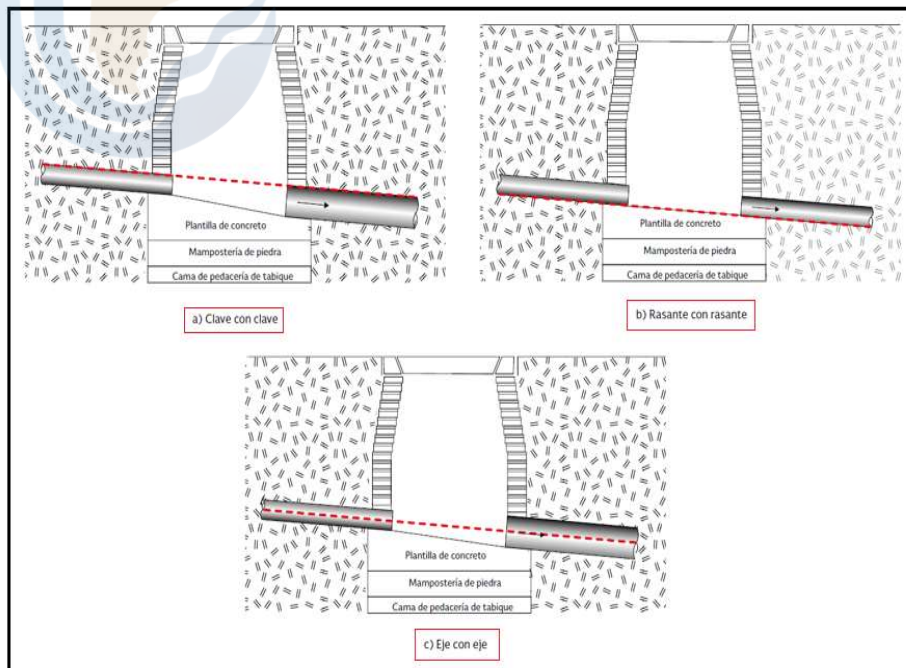


Ilustración 3.10 Conexiones



EJEMPLO

Antes de iniciar con el cálculo hidráulico de la red de drenaje, debemos de cerciorarnos si durante el levantamiento topográfico de la zona en estudio, se realizó la colocación de **bancos de nivel** (ubicación y puntos de referencia), ya que éstos nos permitirán revisar el nivel de plantilla de la tubería, al momento de estar haciendo su colocación.

A continuación se muestra el cálculo hidráulico para un sistema de alcantarillado sanitario. Para el cálculo de la población de proyecto y de la dotación, ver los apartados correspondientes, ya que se partirá de los señalamientos ahí realizados.

Columna 1.- Se anotará si inicia o no una cabeza de atarjea.

Columna 2.- Indica el tramo de tubería que se analizará y está delimitado por 2 pozos de visita.

Columna 3.- La columna de longitud está dividida en 3 partes. La longitud propia, es la que tiene el tramo que se va a analizar. La longitud tributaria, es la sumatoria de todas las longitudes de tubería que llegan al inicio del tramo que se analizará. Por último, la longitud acumulada, es la suma de la longitud propia más la longitud tributaria. En la longitud acumulada se puede comprobar que al llegar al último tramo de la tubería que se analiza, este valor debe de ser igual a la longitud de toda la red de alcantarillado sanitario del proyecto.

Columna 4.- Para determinar la población servida, es necesario obtener primeramente la densidad lineal, que representa el número de habitantes que se tienen por cada metro lineal de la red de alcantarillado sanitario. Una vez obtenida la densidad lineal, se multiplicará por el valor de la longitud acumulada de la red (columna 3) del tramo que se analiza. Al llegar al último tramo de la red, la población servida debe de ser igual a la población de proyecto.

$$DL = \frac{\text{Población de proyecto}}{\text{Longitud total de la red}} \quad DL = \frac{9,210}{2,390.00} = \boxed{3.8536 \text{ Hab/ml}}$$

Nota: Para el cálculo de la densidad lineal, la longitud que se toma no debe de incluir la del emisor, ya que este no recibe aportaciones. El emisor se diseña con el gasto máximo extraordinario de toda la población de proyecto y se mantiene como un valor constante durante toda la longitud.

Columna 5.- El valor del coeficiente de Harmon se calcula para la población servida del tramo en estudio, sin olvidar que ésta debe de ser en miles de habitantes, utilizándose la siguiente fórmula:

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

donde:

M es el coeficiente de Harmon.

P es la población servida acumulada hasta el punto final (aguas abajo) del tramo de tubería considerada, en miles de habitantes.

M = 3.8 si la población servida < 1,000 habitantes

M = 2.0 si la población servida > 100,000 habitantes

si 1,000 habitantes < población servida < 100,000 habitantes, se aplica la fórmula siguiente:

Columna 6.- En esta columna se determinan los gastos de diseño para cada población servida del tramo que se analiza. Recordemos que el gasto mínimo por norma que se utilizará es de 1.5 ó 1.0 lps (depende del tipo de excusado). Se sugiere utilizar 1.5 lps, ya que la mayoría de la población cuenta con excusados de 16 litros.

Tabla 3.1 Gasto mínimo de aguas residuales, relacionado con las descargas sanitarias

Diámetro	Excusado de 16 litros	Excusado de 6 litros
	Gasto mínimo Agua residual l/s	Gasto mínimo Agua residual l/s
20	1.5	1.0
25	1.5	1.0
30	3.0	2.0
38	3.0	2.0
46	4.5	3.0
61	7.5	5.0
76	12.0	8.0
91	18.0	12.0

Columna 7.- Se anotará el tipo de tubería que se utilizará durante el proceso constructivo de la red de alcantarillado sanitario. La tubería que más comúnmente se utiliza cuando se entierra es la de PVC o PEAD, y cuando por la topografía de terreno debe de ir colocada de manera superficial o en algún cruce de arroyo, se utiliza la de acero.

Columna 8.- El coeficiente de rugosidad va a depender del tipo de tubería que se anotó en la columna 7. A continuación se muestra una tabla con los coeficientes de rugosidad más comunes.

MATERIAL	COEFICIENTE (n)
Asbesto-Cemento	0.014
Concreto Liso	0.013
Concreto Áspero	0.014
Fierro Galvanizado	0.014
Fierro Fundido	0.013
Acero Soldado sin Revestimiento	0.014
Acero Soldado con Revestimiento Interior	0.011
PVC	0.009
PEAD	0.010

Columna 9.- El valor de la pendiente es en milésimas, y es aquella que se propone de tal forma que en el tramo analizado, se cumplan los parámetros que la normatividad establece: velocidad y gasto a tubo lleno, tirante mínimo y máximo, así como la velocidad mínima y máxima, ya que todos ellos deben de estar dentro del rango establecido. La pendiente que se propone debe ser lo más parecida a la pendiente del terreno, con la finalidad de tener excavaciones mínimas. La pendiente del terreno "s" se obtiene dividiendo la diferencia de altura entre dos puntos respecto a la distancia horizontal o separación entre ellos. Es decir:

$$s = \frac{H2 - H1}{L}$$

donde:

H1 = Elevación del punto 2, en mts.

H2 = Elevación del punto 1, en mts.

L = Longitud horizontal entre puntos, en mts.

Columna 10.- Se calcula el diámetro de la tubería que se requiere para conducir las aguas residuales del tramo en estudio, en base al gasto máximo extraordinario, coeficiente de rugosidad y la pendiente propuesta. La fórmula que se utiliza es la siguiente:

$$D = \left[\frac{3.21 Q n}{S^{1/2}} \right]^{3/8}$$

Columna 11.- Una vez que se obtiene el diámetro requerido, lo tomamos como referencia para seleccionar el diámetro comercial inmediato superior. Recordemos el diámetro mínimo que se recomienda en la red de atarjeas de un sistema de drenaje separado es de **20 cm**.

Columna 12.- En esta columna se determina la velocidad y el gasto a tubo lleno, a partir del diámetro comercial de la tubería que se propuso en la columna 11. La velocidad debe ser mayor o igual a **0.60 m/seg** y el valor del gasto debe ser **mayor** que el gasto máximo extraordinario. En caso de no cumplirse lo anterior, debe de incrementarse la pendiente o el diámetro de la tubería.

$$V = \frac{1}{n} r_h^{2/3} S^{1/2}$$

Donde:

V es la velocidad en m/s.

r_h es el radio hidráulico, en m.

S es la pendiente del gradiente hidráulico de la tubería adimensional.

n es el coeficiente de fricción.

$$Q = V A$$

Donde:

Q es el gasto en m³/s.

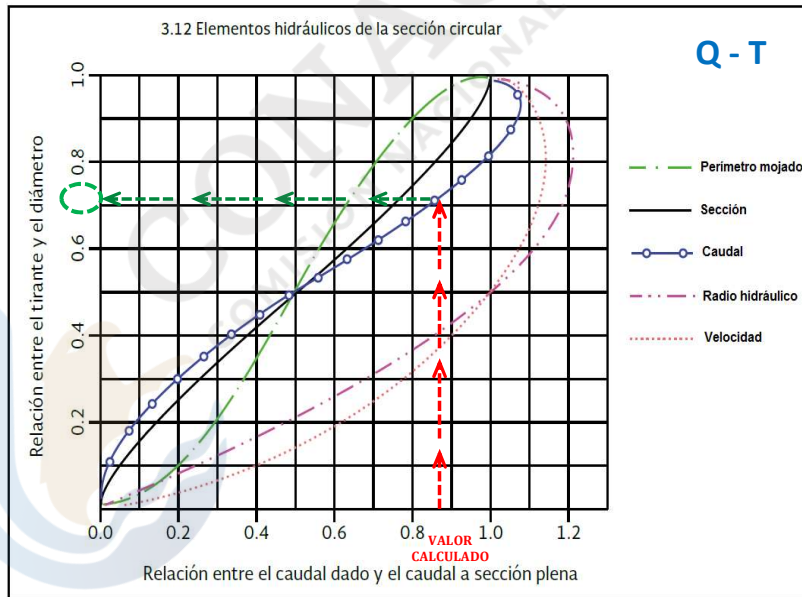
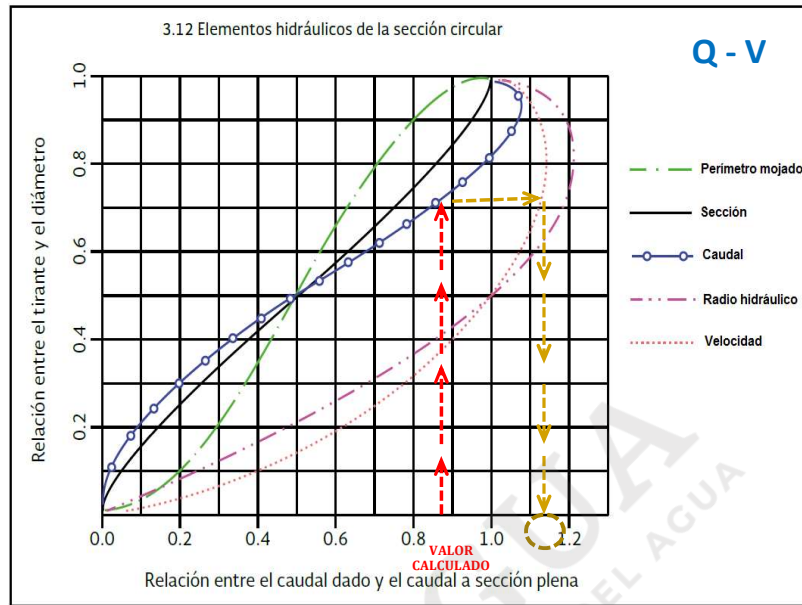
V es la velocidad en m/s.

A es el área transversal del flujo en m².

Columna 13.- Se calcula el valor de la relación que se tiene entre el $Q_{\min}/Q_{\text{tubo lleno}}$ y el $Q_{\text{ext}}/Q_{\text{tubo lleno}}$, los cuales utilizaremos para ingresar a la gráfica de los elementos hidráulicos de la sección circular.

Columna 14.- Para determinar la relación **Q-V**, se utilizan los dos valores obtenidos en la columna 13. Cada uno de estos valores se interpolan en el eje de las abscisas (X) de la gráfica, y a partir de ahí se traza una línea vertical hacia arriba hasta llegar a la **curva del caudal**, a partir de este punto, se traza una línea horizontal hacia la derecha hasta llegar a la **curva de velocidad**, para finalmente trazar una línea vertical hacia abajo hasta llegar nuevamente al eje de las abscisas, donde se interpola de nueva cuenta para obtener el valor de la relación que se busca.

Columna 15.- Para determinar la relación **Q-T**, se utilizan los dos valores obtenidos en la columna 13. Cada uno de estos valores se interpolan en el eje de las abscisas (X) de la gráfica, y a partir de ahí se traza una línea vertical hacia arriba hasta llegar a la **curva del caudal**, a partir de este punto, se traza una línea horizontal hacia la izquierda hasta llegar al eje de las ordenadas (Y), donde se interpola para obtener el valor de la relación que se busca.



La relación **Q-V** y **Q-T** de las columnas 14 y 15, también es posible determinarlas mediante las siguientes fórmulas:

$$Q - V = -16.278x^6 + 59.532x^5 - 86.191x^4 + 62.613x^3 - 24.324x^2 + 5.5164x + 0.2724$$

$$Q - T = -5.7216x^6 + 21.69x^5 - 31.886x^4 + 23.406x^3 - 9.1835x^2 + 2.4833x + 0.032$$

Donde "**x**" representa los valores obtenidos en la columna 13 ($Q_{\min}/Q_{\text{tubo lleno}}$ y el $Q_{\text{ext}}/Q_{\text{tubo}}$).

Otra manera de obtener los valores de **Q-V** y **Q-T**, es utilizando las siguientes expresiones matemáticas:

$$Q - T = \frac{[-0.00138 + (0.64987)(R_{\text{gastos}})^{1/2} - (0.58273)(R_{\text{gastos}})]}{[1 - (1.00049)(R_{\text{gastos}})^{1/2} + (0.08523)(R_{\text{gastos}})]}$$

Donde:

$Q - T$ = Relación gasto-tirante
 R_{gastos} = Relación entre gastos
 ($Q_{\min}/Q_{\text{tubo lleno}}$ y $Q_{\text{max ext}}/Q_{\text{tubo lleno}}$)

$$Q - V = \frac{[-0.00144 + (0.85842)(R_{Q-T})^{1/2}]}{[1 - (1.2730)(R_{Q-T})^{1/2} + (1.00699)(R_{Q-T})]}$$

Donde:

$Q - V =$ Relación gasto-velocidad
 $R_{Q-T} =$ Relación gasto-tirante

Columna 16.- Para obtener los tirantes hidráulicos, se deben de multiplicar los valores de la columna 15 por el valor del diametro comercial de la tubería que se propuso en la columna 11.

Columna 17.- Las variable hidráulicas es posible obtenerlas utilizando las siguientes fórmulas:

$$\theta = 2 \cdot \cos^{-1} \left(1 - \frac{d}{r} \right)$$

$$d = r \left(1 - \cos \frac{\theta}{2} \right)$$

$$P_m = \pi \cdot D \cdot \frac{\theta}{360}$$

$$r_h = \frac{r}{2} \left(1 - \frac{360 \cdot \sin \theta}{2\pi\theta} \right)$$

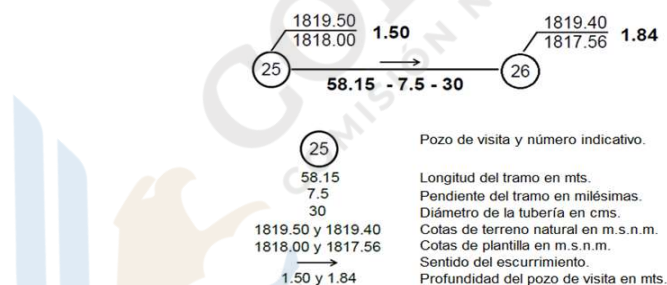
$$A = r^2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot \theta}{360} - \frac{\sin \theta}{2} \right)$$

Donde:

- d es el tirante hidráulico, en m.
- D es el diámetro interior del tubo, en m.
- A es el área de la sección transversal del flujo, en m².
- P_m es perímetro mojado, en m.
- r_h es el radio hidráulico, en m.
- θ es el ángulo en grados.
- r es $D/2$, en m.

Columna 18.- En esta columna se revisarán que los valores obtenidos para la velocidad mínima y máxima, deben ser **mayores de 0.30 m/s** y **menores de 5.0 m/s**, respectivamente. En caso contrario, tendrá que incrementarse o disminuirse la pendiente propuesta en la columna 9.

Una vez revisadas las velocidades mínimas y máximas, se procede al vaciado de la información obtenida en el plano del proyecto, para cada uno de los tramos de la red de alcantarillado analizada.



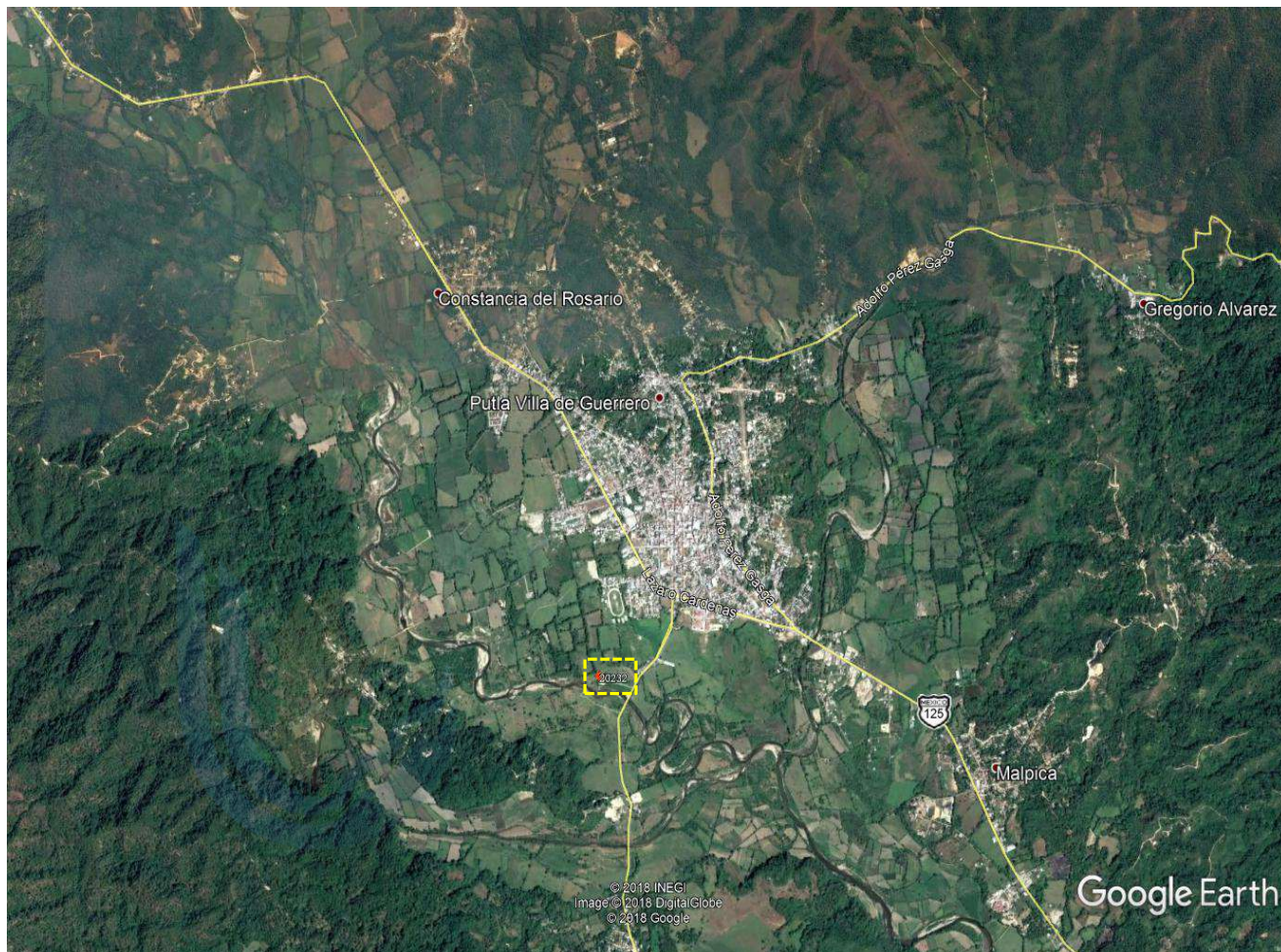
Ver la tabla de cálculo hidráulico de la red de alcantarillado sanitario para mayor referencia.

MEMORIA DE CÁLCULO DE ALCANTARILLADO SANITARIO

LOCALIDAD: **0001 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
MUNICIPIO: **073 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
DISTRITO: **PUTLA**

OBRA: **Construcción del sistema de
alcantarillado sanitario de la localidad de
PUTLA VILLA DE GUERRERO**

PARA PODER DETERMINAR LA DOTACIÓN PARA CADA UNO DE LOS HABITANTES DE LA LOCALIDAD A BENEFICIAR, SE TOMARÁ LA INFORMACIÓN ESTADÍSTICA DE LA ESTACIÓN METEOROLÓGICA MÁS CERCANA, Y POSTERIORMENTE UTILIZAREMOS LA TABLA 2.2 DEL LIBRO DATOS BÁSICOS PARA PROYECTOS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LA CONAGUA 2015.



SERVICIO METEOROLÓGICO NACIONAL

NORMALES CLIMATOLÓGICAS

ESTADO DE: OAXACA

PERIODO: 1951-2010

ESTACION: 00020232 PUTLA DE GUERRERO

LATITUD: 17°01'00" N.

LONGITUD: 097°55'59" W.

ALTURA: 730.0 MSNM.

ELEMENTOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
TEMPERATURA MAXIMA													
NORMAL	30.2	27.9	31.2	31.3	30.7	30.1	30.0	29.8	31.1	30.4	30.5	29.7	30.2
MAXIMA MENSUAL	32.6	33.7	35.5	35.8	35.5	37.1	33.8	35.5	33.0	33.0	33.6	33.8	
AÑO DE MAXIMA	1980	1981	1988	1981	1980	1988	1988	1988	1987	1987	1979	1979	
MAXIMA DIARIA	36.0	37.0	39.0	38.0	38.5	42.0	40.0	40.5	36.0	35.0	37.5	35.0	
FECHA MAXIMA DIARIA	25/1980	12/1976	29/1979	05/1981	23/1980	06/1988	22/1988	04/1988	03/1988	21/1987	11/1977	12/1978	
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
TEMPERATURA MEDIA													
NORMAL	21.3	20.1	22.4	23.1	23.4	24.0	23.6	23.6	24.5	23.7	22.8	21.5	22.8
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
TEMPERATURA MINIMA													
NORMAL	12.5	12.2	13.5	14.9	16.1	17.9	17.3	17.4	17.8	17.0	15.1	13.4	15.4
MINIMA MENSUAL	7.9	3.4	8.1	9.9	10.1	10.2	9.6	9.9	13.2	8.7	10.2	7.8	
AÑO DE MINIMA	1989	1984	1986	1989	1986	1986	1986	1986	1987	1989	1989	1985	
MINIMA DIARIA	4.5	0.0	5.0	8.0	7.0	8.0	7.0	6.5	10.0	6.0	8.0	6.0	
FECHA MINIMA DIARIA	23/1983	01/1984	10/1989	03/1986	29/1989	03/1986	27/1986	01/1989	20/1988	05/1989	04/1987	19/1985	
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
PRECIPITACION													
NORMAL	13.6	13.6	16.6	22.1	251.0	451.5	402.7	357.8	411.3	208.2	26.2	21.0	2,195.6
MAXIMA MENSUAL	75.6	64.0	67.5	73.5	967.7	880.3	631.5	611.5	846.5	456.2	91.0	106.5	
AÑO DE MAXIMA	1984	1986	1989	1987	1974	1984	1984	1985	1988	1986	1975	1989	
MAXIMA DIARIA	50.0	35.5	67.5	33.5	170.0	135.0	118.0	130.5	200.0	165.5	53.5	60.0	
FECHA MAXIMA DIARIA	11/1984	12/1986	23/1989	23/1986	31/1987	21/1989	27/1989	27/1976	19/1988	02/1986	03/1978	28/1986	
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
EVAPORACION TOTAL													
NORMAL													
AÑOS CON DATOS													
NUMERO DE DIAS CON													
LLUVIA	1.5	1.9	1.3	1.8	11.0	21.5	21.1	22.3	22.3	11.1	2.8	2.0	120.6
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
NIEBLA	3.6	5.5	3.0	2.2	6.3	10.9	12.1	11.3	17.3	13.4	6.9	2.1	94.6
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
GRANIZO	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	
TORRENTA E.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
AÑOS CON DATOS	14	15	15	14	13	15	16	16	15	14	14	15	

ESTACIÓN METEOROLÓGICA:

00020232 PUTLA DE GUERRERO

GRUPO CLIMÁTICO (KOPPEN)

A

CLIMA

CÁLIDO HÚMEDO

Con este tipo de clima, ingresamos en la tabla 2.2 para obtener la dotación.

TIPO DE CONSUMO

MEDIO

DOTACIÓN:

206

lts/hab/día

CLIMA	C O N S U M O (lts/hab/día)		
	BAJO	MEDIO	ALTO
CÁLIDO HÚMEDO	198	206	243
CÁLIDO SUBHÚMEDO	175	203	217
SECO ó MUY SECO	184	191	202
TEMPLADO ó FRÍO	140	142	145

Tabla 2.2. Promedio del consumo de agua potable estimado por clima predominante

POBLACIÓN ULTIMO CENSO (2010)	10,925	HABITANTES
POBLACIÓN ACTUAL (2018)	10,604	HABITANTES
POBLACIÓN DE PROYECTO (2033)	9,210	HABITANTES
PERIODO ECONÓMICO	15	AÑOS
DOTACIÓN	206	LTS/HAB/DIA
PORCENTAJE DE APORTACIÓN	75%	
APORTACIÓN	154.50	LTS/HAB/DIA
LONGITUD TOTAL DE LA RED	2,390.00	METROS
TIPO DE MATERIAL DE LA TUBERIA	PVC	
COEFICIENTE DE RUGOSIDAD	0.009	

DETERMINACION DE GASTOS

GASTO MEDIO (Qmed)

$$Q_{med} = \frac{A_p \cdot P}{86\,400}$$

donde:

Q_{med} es el gasto medio de aguas residuales en l/s.
 A_p es la aportación en litros por habitante al día.
 P es la población en número de habitantes.
 86 400 son el número de segundos al día.

$$Q_{med} = \frac{(154.50) (9,210)}{86,400} =$$

16.47 l.p.s.

GASTO MÍNIMO (Qmin)

$$Q_{min} = 0.5 Q_{med}$$

Donde:

Q_{min} Gasto mínimo
 Q_{med} Gasto medio de aguas residuales

$$Q_{min} = (0.50) (16.47) =$$

8.23 l.p.s.

Tabla 3.1 Gasto mínimo de aguas residuales, relacionado con las descargas sanitarias

Diámetro	Excusado de 16 litros	Excusado de 6 litros
	Gasto mínimo Agua residual	Gasto mínimo Agua residual
cm	l/s	l/s
20	1.5	1.0
25	1.5	1.0
30	3.0	2.0
38	3.0	2.0
46	4.5	3.0
61	7.5	5.0
76	12.0	8.0
91	18.0	12.0

Es conveniente mencionar, que 1.5 l/s es el gasto que genera la descarga de un excusado con tanque de 16 litros (excusado antiguo). Sin embargo, actualmente existe una tendencia a la implantación de muebles de bajo consumo, que utilizan

solamente 6 litros y que arrojan un gasto promedio de 1.0 l/s, por lo que se podrá utilizar este último valor en algunos tramos iniciales de la red, siempre y cuando se pueda considerar que en dichos tramos existen este tipo de aparatos.

Descarga generada por un excusado: **tradicional** (tanque de 16 litros)

Descarga generada por un excusado tradicional: **1.50** litros

Como: 8.23 > 1.50

Se tomará el GASTO MÍNIMO (Q_{min}) calculado

$Q_{min} =$ **8.23** **l.p.s.**

Como el Gasto Medio es mayor que el Gasto Mínimo por Norma, entonces utilizamos para fines de cálculo:

$Q_{med} =$ **16.47** **l.p.s.**

GASTO MÁXIMO INSTANTÁNEO ($Q_{max.inst}$)

$$Q_{max.inst.} = M \cdot Q_{med}$$

$M = 3.8$ si la población servida < 1,000 habitantes

$M = 2.0$ si la población servida > 100,000 habitantes

si 1,000 habitantes < población servida < 100,000 habitantes, se aplica la fórmula siguiente:

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

donde:

M es el coeficiente de Harmon.

P es la población servida acumulada hasta el punto final (aguas abajo) del tramo de tubería considerada, en miles de habitantes.

Como la población servida acumulada que se tiene es igual a: **9,210** habitantes

M tiene el valor de: 2.99

$Q_{max.inst} : (2.99) (16.47) =$ **49.24** **l.p.s.**

GASTO MÁXIMO EXTRAORDINARIO ($Q_{max.ext}$)

$$Q_{max.ext.} = C_s \cdot Q_{max.inst.}$$

Donde:

C_s es el coeficiente de seguridad adoptado.

$Q_{max.inst}$ es el gasto máximo instantáneo.

En los casos en que se diseñe un sistema nuevo apegado a un plan de desarrollo urbano que impida un crecimiento desordenado y se prevea que no existan aportaciones pluviales de los predios vecinos, ya que estas serán manejadas por un sistema de drenaje pluvial por separado, el coeficiente de seguridad será uno.

En los casos en que se diseñe la ampliación de un sistema existente de tipo combinado, previendo las aportaciones extraordinarias de origen pluvial, se podrá usar un coeficiente de seguridad de 1.5.

En caso de que el alcantarillado sanitario sea separado del alcantarillado pluvial, el coeficiente de seguridad es igual a uno.

Para el cálculo, se tomará el valor de: **1.50**

$$Q_{\text{max.ext}} : (1.50) (49.24)$$

=

73.87 l.p.s.

DENSIDAD LINEAL (DL)

$$DL = \frac{\text{Población de proyecto}}{\text{Longitud total de la red}}$$

$$DL = \frac{9,210}{2,390.00} =$$

3.8536

Hab/ml



LOCALIDAD: **0001 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
 MUNICIPIO: **073 PUTLA VILLA DE GUERRERO**
 DISTRITO: **PUTLA**

POBLACIÓN ÚLTIMO CENSO: **10,925** HABITANTES
 POBLACIÓN ACTUAL: **10,604** HABITANTES
 POBLACIÓN DEL PROYECTO: **9,210** HABITANTES
 APORTACIÓN: **154.50** LTS/HAB/DIA
 LONGITUD TOTAL: **2,390.00** mts.

TRAMO		LONGITUD (mts)	COTA TERRENO NATURAL		PENDIENTE (milésimas)	CABEZA DE ATARJEJA
			INICIAL	FINAL		
1	2	90.00	755.20	755.05	-1.67	INICIA
2	3	100.00	755.05	754.10	-9.50	
3	4	100.00	754.10	753.65	-4.50	
4	5	110.00	753.65	753.05	-5.45	
5	6	75.00	753.05	752.70	-4.67	
6	7	115.00	752.70	751.90	-6.96	
8	2	100.00	755.50	755.05	-4.50	INICIA
8	9	100.00	755.50	754.90	-6.00	INICIA
9	3	95.00	754.90	754.10	-8.42	
10	4	90.00	754.40	753.65	-8.33	INICIA
11	5	105.00	753.55	753.05	-4.76	INICIA
12	13	100.00	755.10	754.95	-1.50	INICIA
13	14	100.00	754.95	754.70	-2.50	
14	15	100.00	754.70	754.20	-5.00	
15	16	110.00	754.20	753.80	-3.64	
16	5	100.00	753.80	753.05	-7.50	
17	18	105.00	755.90	755.25	-6.19	INICIA
18	14	95.00	755.25	754.70	-5.79	
19	15	95.00	754.90	754.20	-7.37	INICIA
19	20	110.00	754.90	754.20	-6.36	INICIA
20	16	95.00	754.20	753.80	-4.21	
13	2	95.00	754.95	755.05	1.05	INICIA
14	3	100.00	754.70	754.10	-6.00	INICIA
15	4	105.00	754.20	753.65	-5.24	INICIA

2,390.00

TABLA DE CÁLCULO DE ALCANTARILLADO SANITARIO
RED DE ATARJEAS

Table with 2 main columns: Input Data and Calculated Values.
Input Data includes: LOCALIDAD (0001 PUTLA VILLA DE GUERRERO), MUNICIPIO (073 PUTLA VILLA DE GUERRERO), POBLACIÓN ACTUAL (2018) (10,604), POBLACIÓN DE PROYECTO (2033) (9,210), DOTACIÓN (206), APORTACIÓN (154.50), COEFICIENTE DE HARMON (M=1 + 14/(4 + sqrt(P))).
Calculated Values include: GASTO MEDIO CALCULADO (16.47 lps), GASTO MÍNIMO CALCULADO (8.23 lps), GASTO MÍNIMO POR NORMA (1.50 lps), GASTO MÍNIMO A UTILIZAR (8.23 lps), GASTO MEDIO A UTILIZAR (16.47 lps), GASTO MÁXIMO INSTANTANEO (49.24 lps), COEFICIENTE DE SEGURIDAD (1.50), GASTO MÁXIMO EXTRAORDINARIO (73.87 lps), LONGITUD TOTAL DE LA RED (2,390.00 metros), DENSIDAD LINEAL (3.854 hab/ml).

Main data table with 35 columns: CABA... DE ATARJE... TRAMO (INICIAL, FINAL), LONGITUD (mts) (PROPIA, TRIBUTARIA, ACUMULADA), POB SERV (hab), COEF. de HARMON, GASTOS (lps) (CALCULADO, ESPECIFICACIÓN, MAX INST, MAX EXT), TIPO DE TUBERÍA, COEFICIENTE DE RUGOSIDAD (n), PENDIENTE (milésimas), DIAM CALC (cm), DIAM ESPEC 6 COMERC (cm), TUBO LLENO (VEL, GASTO), RELACIÓN (Qmin/Qt, Q.m.e/Qt), Q - V (Gráfica CONAGUA), Q - T (Gráfica CONAGUA), TIRANTE HID d (cm), VARIABLES HIDRAULICAS (theta, Rh, V), and Revisión de la VELOCIDAD (Min, Máx).

TABLA DE CÁLCULO DE POZOS DE VISITA RED DE ATARJEAS

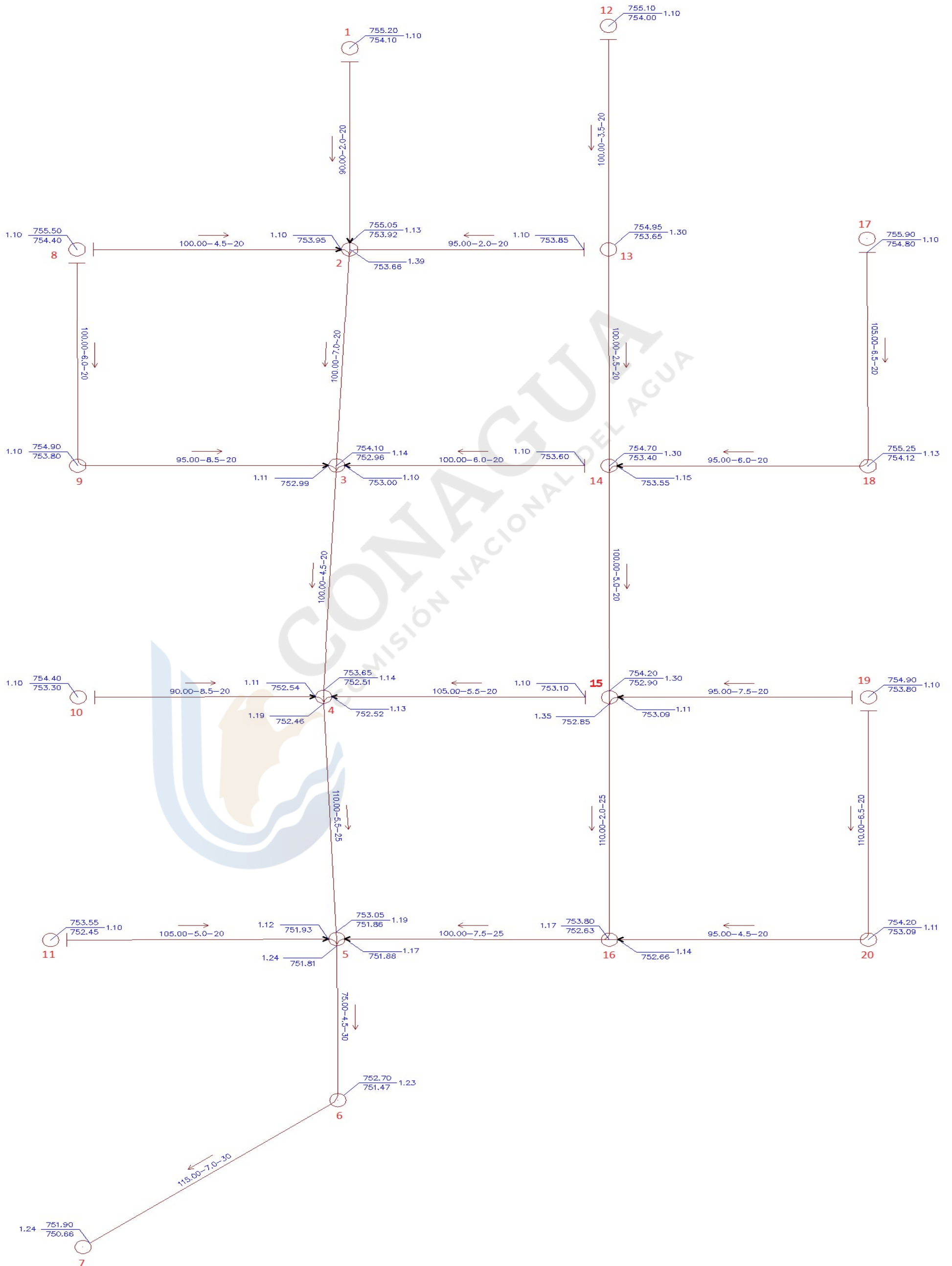
LOCALIDAD: 0001 PUTLA VILLA DE GUERRERO
MUNICIPIO: 073 PUTLA VILLA DE GUERRERO
POBLACIÓN ACTUAL (2018) 10,604 Habitantes
POBLACIÓN DE PROYECTO (2033) 9,210 Habitantes
DOTACIÓN 206 Litros/Hab./Día
APORTACIÓN 155 Litros/Hab./Día
LONGITUD TOTAL DE LA RED 2,390.00 metros
DENSIDAD LINEAL: 3.8536 hab/ml

GASTO MEDIO CALCULADO: 16.47 lps
GASTO MÍNIMO CALCULADO: 8.23 lps
GASTO MÍNIMO POR NORMA: 1.50 lps
GASTO MÍNIMO A UTILIZAR: 8.23 lps
GASTO MEDIO A UTILIZAR: 16.47 lps
GASTO MÁXIMO INSTANTANEO: 49.24 lps
GASTO MÁXIMO EXTRAORDINARIO: 73.87 lps

CABEZA DE ATARJEJA	POZO DE VISITA		TRAMO	LONG. DEL TRAMO (m)	COTA DEL TERRENO NATURAL		DIFERENCIA DE COTAS DEL TERRENO (m)	PENDIENTE DEL TERRENO (milésimas)	TIPO DE TUBERÍA	DIAM ESPEC ó COMERC (cm)	PENDIENTE PROPUESTA PARA TUBERIA (milésimas)	COTA DE PLANTILLA		ALTURA DEL POZO DE VISITA		TIPO DE POZO DE VISITA		
	INICIAL	FINAL			INICIAL	FINAL						INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	CAIDA (m)
	1	2	1 - 2	90.00	755.20	755.05	-0.15	-1.67	PVC	20	2.00	754.10	753.92	1.10	1.13	COMÚN	COMÚN	0.26
	2	3	2 - 3	100.00	755.05	754.10	-0.95	-9.50	PVC	20	7.00	753.66	752.96	1.39	1.14	COMÚN	COMÚN	0.00
	3	4	3 - 4	100.00	754.10	753.65	-0.45	-4.50	PVC	20	4.50	752.96	752.51	1.14	1.14	COMÚN	COMÚN	0.00
	4	5	4 - 5	110.00	753.65	753.05	-0.60	-5.45	PVC	25	5.50	752.46	751.86	1.19	1.19	COMÚN	COMÚN	0.00
	5	6	5 - 6	75.00	753.05	752.70	-0.35	-4.67	PVC	30	4.50	751.81	751.47	1.24	1.23	COMÚN	COMÚN	0.00
	6	7	6 - 7	115.00	752.70	751.90	-0.80	-6.96	PVC	30	7.00	751.47	750.66	1.23	1.24	COMÚN	COMÚN	0.00
INICIA	8	2	8 - 2	100.00	755.50	755.05	-0.45	-4.50	PVC	20	4.50	754.40	753.95	1.10	1.10	COMÚN	COMÚN	0.29
INICIA	8	9	8 - 9	100.00	755.50	754.90	-0.60	-6.00	PVC	20	6.00	754.40	753.80	1.10	1.10	COMÚN	COMÚN	0.00
	9	3	9 - 3	95.00	754.90	754.10	-0.80	-8.42	PVC	20	8.50	753.80	752.99	1.10	1.11	COMÚN	COMÚN	0.03
INICIA	10	4	10 - 4	90.00	754.40	753.65	-0.75	-8.33	PVC	20	8.50	753.30	752.54	1.10	1.12	COMÚN	COMÚN	0.02
INICIA	11	5	11 - 5	105.00	753.55	753.05	-0.50	-4.76	PVC	20	5.00	752.45	751.93	1.10	1.13	COMÚN	COMÚN	0.06
INICIA	12	13	12 - 13	100.00	755.10	754.95	-0.15	-1.50	PVC	20	3.50	754.00	753.65	1.10	1.30	COMÚN	COMÚN	0.00
	13	14	13 - 14	100.00	754.95	754.70	-0.25	-2.50	PVC	20	2.50	753.65	753.40	1.30	1.30	COMÚN	COMÚN	0.00
	14	15	14 - 15	100.00	754.70	754.20	-0.50	-5.00	PVC	20	5.00	753.40	752.90	1.30	1.30	COMÚN	COMÚN	0.00
	15	16	15 - 16	110.00	754.20	753.80	-0.40	-3.64	PVC	25	2.00	752.85	752.63	1.35	1.17	COMÚN	COMÚN	0.00
	16	5	16 - 5	100.00	753.80	753.05	-0.75	-7.50	PVC	25	7.50	752.63	751.88	1.17	1.17	COMÚN	COMÚN	0.02
INICIA	17	18	17 - 18	105.00	755.90	755.25	-0.65	-6.19	PVC	20	6.50	754.80	754.12	1.10	1.13	COMÚN	COMÚN	0.00
	18	14	18 - 14	95.00	755.25	754.70	-0.55	-5.79	PVC	20	6.00	754.12	753.55	1.13	1.15	COMÚN	COMÚN	0.15
INICIA	19	15	19 - 15	95.00	754.90	754.20	-0.70	-7.37	PVC	20	7.50	753.80	753.09	1.10	1.11	COMÚN	COMÚN	0.19
INICIA	19	20	19 - 20	110.00	754.90	754.20	-0.70	-6.36	PVC	20	6.50	753.80	753.09	1.10	1.12	COMÚN	COMÚN	0.00
	20	16	20 - 16	95.00	754.20	753.80	-0.40	-4.21	PVC	20	4.50	753.09	752.66	1.12	1.14	COMÚN	COMÚN	0.03
INICIA	13	2	13 - 2	95.00	754.95	755.05	0.10	1.05	PVC	20	2.00	753.85	753.66	1.10	1.39	COMÚN	COMÚN	0.00
INICIA	14	3	14 - 3	100.00	754.70	754.10	-0.60	-6.00	PVC	20	6.00	753.60	753.00	1.10	1.10	COMÚN	COMÚN	0.04
INICIA	15	4	15 - 4	105.00	754.20	753.65	-0.55	-5.24	PVC	20	5.50	753.10	752.52	1.10	1.13	COMÚN	COMÚN	0.01

2,390.00

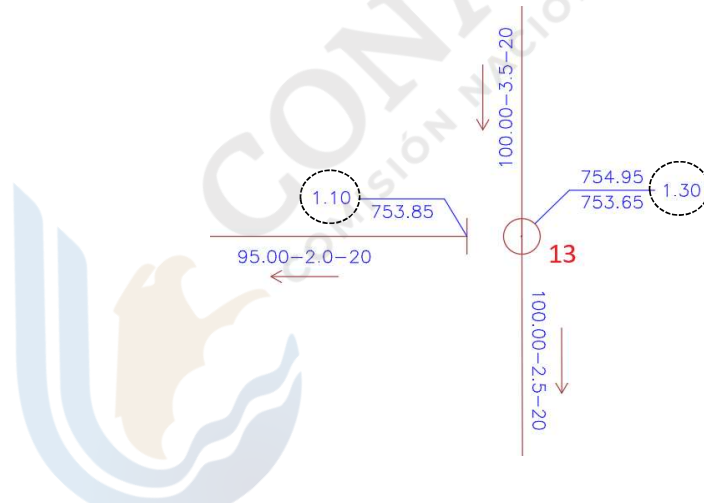
Croquis de la red de atarjeas



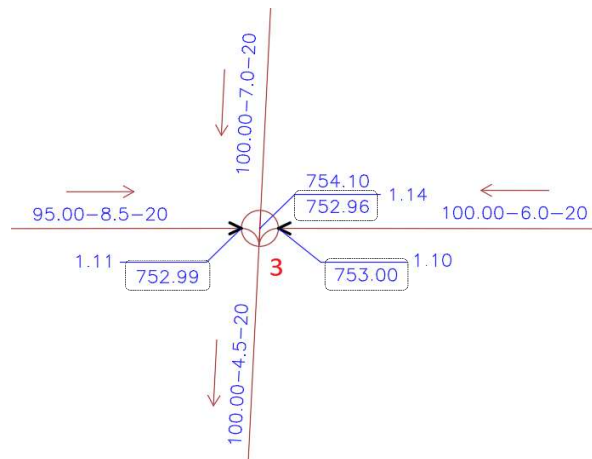
RECOMENDACIONES

A continuación se enlistan algunas sugerencias que deben de tomarse en cuenta al momento de realizar un proyecto de alcantarillado sanitario:

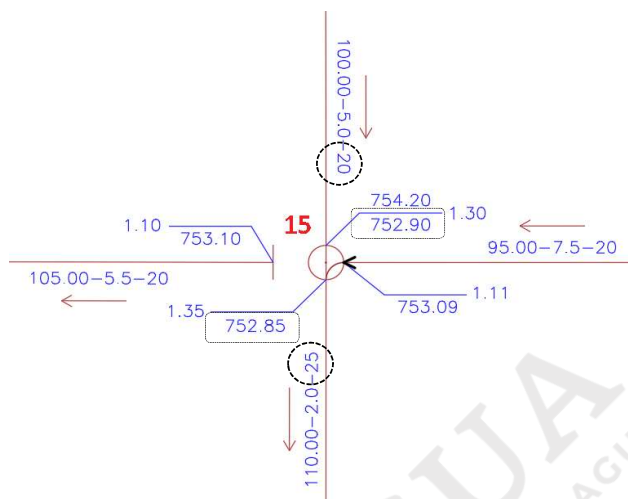
- 1.- De acuerdo a la topografía del sitio del proyecto, se realiza primeramente el trazado de la red y se indica la dirección del flujo.
- 2.- Una vez que se tiene el trazo de la red, se numeran los pozos de visita, sugiriéndose se inicie por el colector principal desde su inicio hasta el final, después numerar todos los ramales secundarios del lado derecho y por último los ramales secundarios del lado izquierdo, o viceversa, con la finalidad de ubicar en forma rápida un pozo en específico.
- 3.- Para obtener la longitud total de la red de alcantarillado sanitario, no se debe tomar en cuenta la longitud del emisor, ya que éste no recibe aportaciones.
- 4.- La pendiente que se propone en cada tramo de tubería debe ser un número cerrado o intermedio, pero no con decimales. Ejemplo: 2.5, 3.0, 5.5, 7.0, etc.
- 5.- Por razones de carácter topográfico o por tenerse elevaciones obligadas para las plantillas de algunas tuberías, suele presentarse la necesidad de construir estructuras que permitan efectuar en su interior los cambios bruscos de nivel. Las estructuras de caída que se utilizan son:
 - a) **Caídas libres.** - Se permiten caídas hasta de **0.50 m** dentro del pozo sin la necesidad de utilizar alguna estructura especial.
 - b) **Pozos con caída adosada.** - Son pozos de visita comunes, a los cuales lateralmente se les construye una estructura que permite la caída en tuberías de **0.20 y 0.25 m** de diámetro con un desnivel hasta de **2.00 m**.
- 6.- En un pozo de visita, la diferencia de elevación de plantilla entre la media caña y la cabeza de atarjea, debe ser de cuando menos un diámetro (el que lleva la media caña), con el fin de que el flujo de agua no se bifurque entre una y otra.



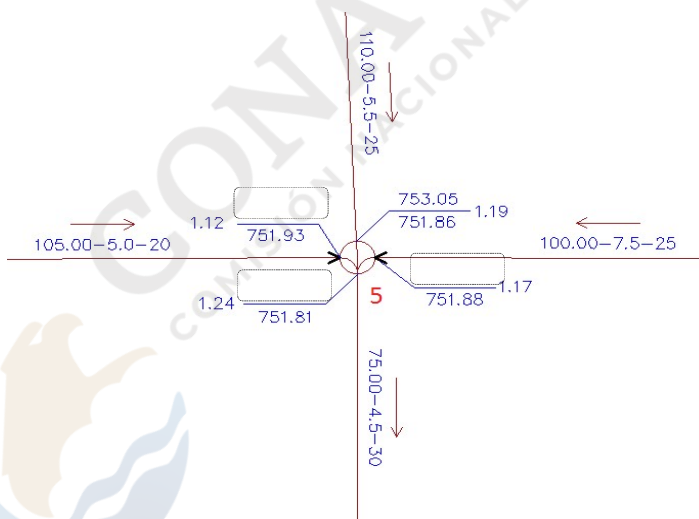
- 7.- En todos los pozos de visita donde las tuberías que llegan tienen caída libre o adosada, debe de indicarse la cota de plantilla de cada una de ellas a su llegada a dicho pozo.



8.- En aquellos pozos de visita, donde la cota de salida es diferente a la cota de entrada por cambio de diámetro de la tubería (las conexiones se igualan en los niveles de claves), será necesario indicar ambas cotas de plantilla.



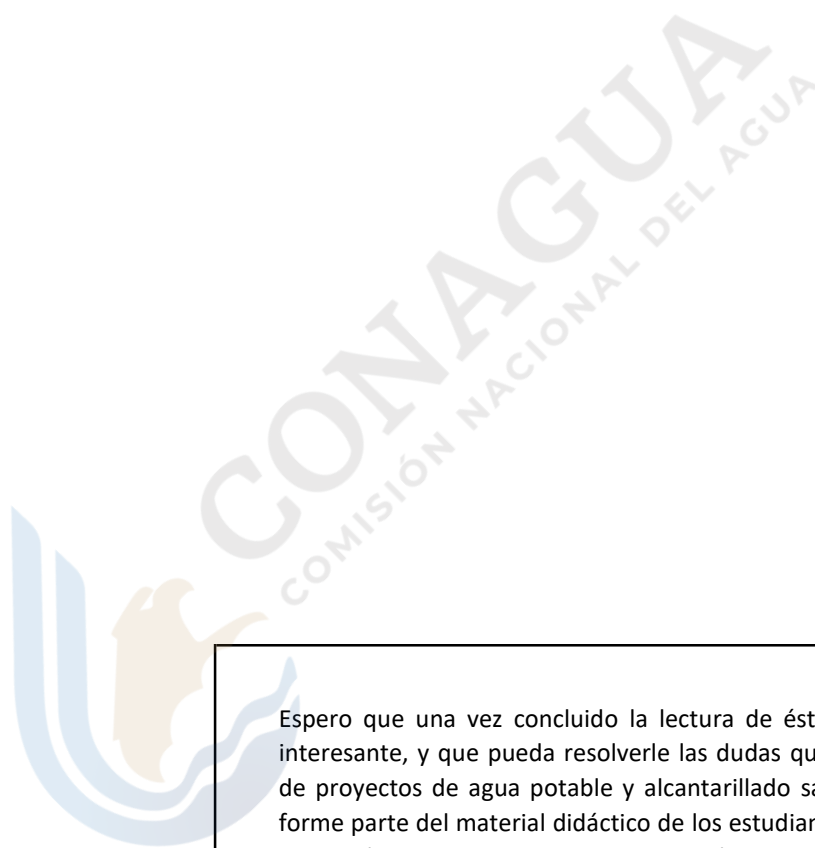
9.- Cuando en los pozos de visita se tienen datos de tuberías de llegada con diferente cota de plantilla, no será necesario anotar la cota de terreno natural en todas ellas, ya que dicha elevación es la misma, evitándose así, saturar el plano con exceso de información.



10.- En todos los tramos de tubería que se analicen, debe de cuidarse que éstas tengan un colchon igual o mayor al mínimo permitido por norma.

11.- El valor de la velocidad mínima y máxima, también puede obtenerse directamente al multiplicar el valor de la velocidad a tubo lleno (Columna 12) por el valor de la relación Q-V ($Q_{min}/Q_{tubo\ lleno}$ y el $Q_{ext}/Q_{tubo\ lleno}$).

12.- Para el valor del gasto mínimo por norma, se sugiere utilizar **1.5 lps**, ya que la mayoría de la población cuenta con excusados de 16 litros.



Espero que una vez concluido la lectura de éste manual, le haya sido claro e interesante, y que pueda resolverle las dudas que tenga con respecto al cálculo de proyectos de agua potable y alcantarillado sanitario, deseando a la vez que forme parte del material didáctico de los estudiantes y de aquellos profesionistas que están iniciando con sus primeros cálculos. Anhele también que el presente manual, nos sirva para unificar criterios de todos aquellos que ya estamos encaminados y que nos dedicamos a la revisión, elaboración y ejecución de este tipo de proyectos.

Sugiero que si algún lector desea ampliar sus conocimientos sobre algún tema en específico, se remita al Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (MAPAS 2015), que se localiza en el link de la página de la Comisión Nacional del Agua:

<https://www.gob.mx/conagua/es/documentos/biblioteca-digital-de-mapas#documentos>

Ing. Raymundo Parada Lucero

rparada_71@hotmail.com

Cel. 951 197 34 84



COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA

ORGANISMO DE CUENCA PACÍFICO SUR

DIRECCIÓN DE AGUA POTABLE, DRENAJE Y SANEAMIENTO

ING. RAYMUNDO PARADA LUCERO

JEFE DE DEPARTAMENTO DE AGUA POTABLE Y
SANEAMIENTO EN ZONAS RURALES

Emilio Carranza No. 201
Col. Reforma
Oaxaca de Juárez, Oax.
C.P. 68050
Tel. 01 951 502 24 50

Oaxaca de Juárez, Mayo 2024

