

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**DISEÑO DE LA RED DE AGUA POTABLE DEL CENTRO  
POBLADO PUEBLO NUEVO DE CONTA - CAÑETE**

**INFORME DE SUFICIENCIA**

**Para optar el Título Profesional de :**

**INGENIERO CIVIL**

**JORGE LUIS MENDOZA SUYO**

**Lima – Perú**

**2011**

## INDICE

<b>RESUMEN</b>	<b>3</b>
<b>LISTA DE CUADROS</b>	<b>4</b>
<b>LISTA DE FIGURAS</b>	<b>6</b>
<b>LISTA DE GRÁFICOS</b>	<b>7</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>8</b>
<b>CAPÍTULO I : ASPECTOS GENERALES</b>	<b>9</b>
1.1 UBICACIÓN	9
1.2 CLIMA	10
1.3 RÍO CAÑETE	11
1.3.1 Descripción del río Cañete	11
1.3.2 Canal Nuevo Imperial	11
1.4 TIPO DE SUELO	13
1.4.1 Excavación de calicatas	13
1.4.2 Ensayos de laboratorio	14
1.4.3 Clasificación de suelos	15
1.4.4 Perfiles estratigráficos	15
1.4.5 Zonificación de suelos	16
1.4.6 Agresividad del suelo	16
1.5 CALIDAD DEL AGUA	17
1.6 ESTUDIO SOCIOECONÓMICO	17
1.6.1 Composición de la población	17
1.6.2 Población económicamente activa	19
1.6.3 Educación	21
1.6.4 Salud	22
1.7 SERVICIOS BÁSICOS EXISTENTES	23
<b>CAPITULO II: PARÁMETROS GENERALES DE DISEÑO</b>	<b>25</b>
2.1 PERÍODO DE DISEÑO	25
2.2 POBLACIÓN DE DISEÑO	26
2.2.1 Método de cálculo	26
2.3 CAUDAL DE DISEÑO	29
2.3.1 Dotación de agua	30
2.3.2 Caudal de diseño	30
2.3.3 Consumo promedio diario anual	30
2.3.4 Consumo máximo diario	31

2.3.5	Consumo máximo horario	31
2.4	PARÁMETROS DE DISEÑO	32
2.4.1	Diámetro mínimo	32
2.4.2	Velocidad	33
2.4.3	Presiones	33
2.4.4	Ubicación de las tuberías	33
<b>CAPÍTULO III: DISEÑO DE LA LÍNEA DE IMPULSIÓN - ADUCCION Y RED DE DISTRIBUCIÓN</b>		<b>34</b>
3.1	MARCO TEÓRICO	34
3.2	DISEÑO DE LA LÍNEA DE IMPULSIÓN	35
3.2.1	Caudal de bombeo	36
3.2.2	Diámetro económico	36
3.2.3	Potencia de la bomba, pérdida de carga $\varnothing$ 6", 8", 10"	37
3.2.4	Análisis de sensibilidad económica	41
3.2.5	Costos totales y valores presentes	44
3.2.6	Curva característica red – bomba	48
3.2.7	Golpe de ariete en la línea de impulsión	50
3.2.8	Golpe de ariete en la red	52
3.2.9	Cavitación	54
3.3	DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DEL RESERVORIO	56
3.3.1	Dimensionamiento del reservorio	57
3.4	RED DE DISTRIBUCIÓN	58
3.4.1	Configuración de la red de distribución	58
3.4.2	Consideraciones para el diseño	69
3.4.3	Asignación de los caudales en los nodos	59
3.4.4	Análisis hidráulico	61
3.4.5	Análisis y simulación de redes	62
3.4.6	Análisis en estado estático	62
<b>CAPITULO IV : OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO</b>		<b>67</b>
4.1	PROCEDIMIENTOS PARA LA OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN	67
<b>CAPITULO V : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>		<b>73</b>
BIBLIOGRAFÍA		74
ANEXOS		76

## RESUMEN

El informe de suficiencia denominado “ Diseño de la Red de Agua Potable del Centro Poblado Pueblo Nuevo de Conta – Cañete “ tiene como objetivo principal hallar el diámetro económico del sistema de bombeo y realizar el cálculo hidráulico de la red de distribución conforme a los límites de presión y velocidad establecidas por las normas.

El agua cruda será captada desde el canal Nuevo Imperial y llevada a una planta de tratamiento de agua potable. En la estación de bombeo de esta planta, cuya cota es de 182 msnm. será impulsada el agua desde una cisterna hacia el reservorio ubicado en el “ Cerro Cueto “ cuya cota de altura es de 232.50 msnm. Desde el reservorio de 465 m<sup>3</sup> de capacidad mediante una línea de aducción por gravedad será llevada el agua hacia el ingreso del Centro Poblado Pueblo Nuevo de Conta. El diámetro económico de la tubería de impulsión es de 8” y el diámetro de la tubería de aducción será de 8”. La potencia de la bomba es de 30 hp.

En vista que el centro poblado no cuenta actualmente con una red de agua potable, se ha diseñado un sistema de tuberías principales de 4” y redes secundarias de 3”.

El sistema de agua potable a diseñar es de suma importancia pues con ello se elevaría la calidad de vida de la población que actualmente padece de enfermedades diarreicas, que en la mayoría de los casos afecta a los niños.

## LISTA DE CUADROS

Cuadro N° 1.1	Descripción de calicatas	14
Cuadro N° 1.2	Clasificación del suelo	15
Cuadro N° 1.3	Comparativo agresividad del suelo	16
Cuadro N° 1.4	Calidad del agua	17
Cuadro N° 1.5	Censo poblacional	17
Cuadro N° 1.6	Coeficiente de vejez demográfica	19
Cuadro N° 1.7	Analfabetismo	21
Cuadro N° 1.8	Enfermedades de mayor incidencia	23
Cuadro N° 1.9	Abastecimiento de agua actual	24
Cuadro N° 1.10	Servicio higiénico actual	24
Cuadro N° 2.1	Componentes de los sistemas de abastecimiento de agua	25
Cuadro N° 2.2	Población – INEI	28
Cuadro N° 2.3	Población de diseño	39
Cuadro N° 2.4	Caudales de diseño	32
Cuadro N° 3.1	Pérdidas de carga en la línea de impulsión	39
Cuadro N° 3.2	Pérdidas de carga en la línea de succión	40
Cuadro N° 3.3	Potencia de la bomba	41
Cuadro N° 3.4	Sensibilidad económica del diámetro de la tubería	42
Cuadro N° 3.5	Costo total de tubería y costo total equipo de bombeo	46
Cuadro N° 3.6	Valor presente costos totales	47
Cuadro N° 3.7	Valores totales-inversión-operación	47
Cuadro N° 3.8	Altura – caudal de electrobomba	48
Cuadro N° 3.9	Curva característica del sistema	49
Cuadro N° 3.10	Sobrepresión en las válvulas	53
Cuadro N° 3.11	Coeficientes de pérdidas menores	55
Cuadro N° 3.12	Velocidad máxima - diámetro de la tubería de succión	56
Cuadro N° 3.13	Constante de la capacidad del reservorio	58
Cuadro N° 3.14	Gastos por nodo	60
Cuadro N° 3.15	Coeficientes de fricción “C” de Hazen y Williams	61
Cuadro N° 3.16	Ingreso de las demandas en los 11 nodos	64
Cuadro N° 3.17	Resultados de velocidad, caudal, gradiente de pérdidas de carga en las tuberías principales	65
Cuadro N° 3.18	Resultados de la presión en los nodos	66

Cuadro N° 4.1	Cantidad de hipoclorito de calcio al 30% requerida para la desinfección de instalaciones de agua	72
Cuadro N° 5.1	Empalme de espiga clase -15	82
Cuadro N° 5.2	Empalme de espiga clase -10	82
Cuadro N° 5.3	Empalme de espiga clase -7.5	83
Cuadro N° 5.4	Norma NTP ISO 4422 clase-15	84
Cuadro N° 5.5	Norma NTP ISO 4422 clase -10	84
Cuadro N° 5.6	Norma NTP ISO 4422 clase -7.5	85
Cuadro N° 5.7	Abertura de zanja	85

## LISTA DE FIGURAS

Figura N° 1.1	Ubicación de la localidad	9
Figura N° 1.2	Ubicación cuenca río cañete	13
Figura N° 1.3	Pirámide poblacional	18
Figura N° 1.5	Población económicamente activa	20
Figura N° 3.1	Línea de energía en el esquema de bombeo	35
Figura N° 3.2	Caseta de bombeo	38
Figura N° 3.3	Curva de costos totales vs. caudal de bombeo	43
Figura N° 3.4	Curva de los costos totales en valor presente vs. diámetro	44
Figura N° 3.5	Áreas de influencia o tributarias para cada nodo	60
Figura N° 3.6	Opciones de cálculo	63
Figura N° 3.7	Modelación de la aducción – red principal	63
Figura N° 5.1	Análisis físico – químico del suelo	77
Figura N° 5.2	Análisis químico del agua	78
Figura N° 5.3	Ensayo de laboratorio de suelos	79
Figura N° 5.4	Curva característica de la bomba	80
Figura N° 5.5	Tarifa de energía eléctrica	81

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico N° 1.1	Ingreso al Centro Poblado Pueblo Nuevo de Conta	10
Gráfico N° 1.2	Ubicación de la captación	12
Gráfico N° 1.3	Centros educativos	22
Gráfico N° 2.1	Crecimiento poblacional	28
Gráfico N° 3.1	Diámetro económico	47
Gráfico N° 3.2	Punto óptimo de operación	49
Gráfico N° 4.1	Mantenimiento correctivo	68



## INTRODUCCIÓN

Para un correcto diseño de la red de distribución de agua potable es necesario evaluar la demanda de agua potable para el período de diseño establecido. Para ello se contó con la información de población de los últimos censos realizados por el INEI en los años 1981, 1993 y 2007. También se ha contado con un plano topográfico de la zona en estudio que ha sido verificado en campo, estudios de suelos llevados a cabo tanto dentro de la localidad como en la zona donde será fijada el reservorio apoyado y estudios de calidad de agua del canal Nuevo Imperial.

En el Capítulo I, se hace una reseña de las condiciones actuales del Centro Poblado, tanto de localización, climáticas, demográficas, educacionales y de salud.

En el Capítulo II, se determinan los parámetros de diseño tales como el período de diseño, el crecimiento poblacional, hallando la tasa de crecimiento, los caudales de diseño como el caudal promedio, el caudal máximo diario y el caudal máximo horario. Se mencionan los límites de presión y velocidad tanto en la línea de impulsión como en la red de distribución, y el diámetro mínimo en la red.

En el Capítulo III, se diseña la línea de impulsión, la línea de aducción y la red de distribución. Hallando el diámetro económico de la tubería, así como la potencia y tipo de bomba. Se diseña la red de distribución de agua potable del centro poblado, con los valores de presión en los nodos y velocidad en las tuberías según lo especificado en las normas. Así mismo se halla el diámetro, material y longitud de la línea de aducción que sale del reservorio.

En el Capítulo IV, se menciona la mejor manera de preservar el sistema de agua potable, mediante reglas de operación y mantenimiento, dado el elevado costo de esta infraestructura.

En el Capítulo V, se presentan las recomendaciones y conclusiones que este informe sugiere para el tema de estudio elegido.

## CAPITULO I: ASPECTOS GENERALES

### 1.1 UBICACIÓN

El centro poblado Pueblo Nuevo de Conta se encuentra ubicado en el Distrito de Nuevo Imperial, Provincia de Cañete, Departamento de Lima, ubicándose en la parte noroeste del distrito. Su jurisdicción territorial es de 120 Ha.

FIGURA N° 1.1  
UBICACIÓN DE LA LOCALIDAD



Fuente: INEI

El centro poblado tiene los siguientes límites:

- Por el Norte con el Centro Poblado Menor de San Fernando
- Por el Este con el anexo de Pócoto.
- Por el sur con el Centro Poblado Menor de Carmen Alto.
- Por el Oeste con el Centro Poblado Menor Casa Pintada.

En la Carta Geográfica Nacional, Nuevo Imperial se localiza entre las coordenadas 76° 19' Longitud Occidental (SW) y 13° 04' 21" Latitud Sur en el Sistema de Referencia WGS84 ; la superficie que ocupa el distrito es de 329.30 km<sup>2</sup>., en la cual tienen su presencia notables centros poblados menores o municipalidades delegadas tales como Pueblo Nuevo de Conta (Roma) , Rinconada de Conta, La Florida, Santa María Alta, Carmen Alto y el recientemente reconocido Centro Poblado Augusto B. Leguía ( El Desierto) ; igualmente anexos de añeja trayectoria como El Porvenir - La Encañada, Caltopa, Caltopilla; Pócoto, Cerro Libre, Bellavista de Conta, Almenares y Cantera Alta, Pueblos Jóvenes como Carrizales y Siete de Agosto ( El Polvorín).

## 1.2 CLIMA

Es templado cálido, con esporádicas precipitaciones que se presentan eventualmente en los meses de verano. Los vientos son relativamente suaves. En lo que respecta a la humedad, ésta varía en la época de invierno de 60° a 90° de humedad relativa, disminuyendo ostensiblemente en el verano. La temperatura oscila en el invierno entre los 14° a 22°, llegando en el verano a temperaturas de hasta 29° y 30° grados Celsius.

GRÁFICO N° 1.1 INGRESO AL CENTRO POBLADO  
PUEBLO NUEVO DE CONTA



Fuente: Elaboración propia

## 1.3 RÍO CAÑETE

### 1.3.1 Descripción del río cañete

El río Cañete nace en la laguna Ticllacocha, ubicada al pie de las cordilleras de Ticlla y Pichahuarco a una altitud de 4,429 m.s.n.m.

El río Cañete es de descargas torrentosas y de gran irregularidad. Presenta 3 períodos: el período de avenidas que se inicia aproximadamente los primeros días de diciembre y dura 4 meses, el período de estiaje se inicia a mediados del mes de junio y dura 5.5 meses y el período transicional que comprende los meses de abril a mediados de junio.

La cuenca del río Cañete es de gran extensión, esto se puede observar en la figura N° 1.2.

### 1.3.2 Canal Nuevo Imperial

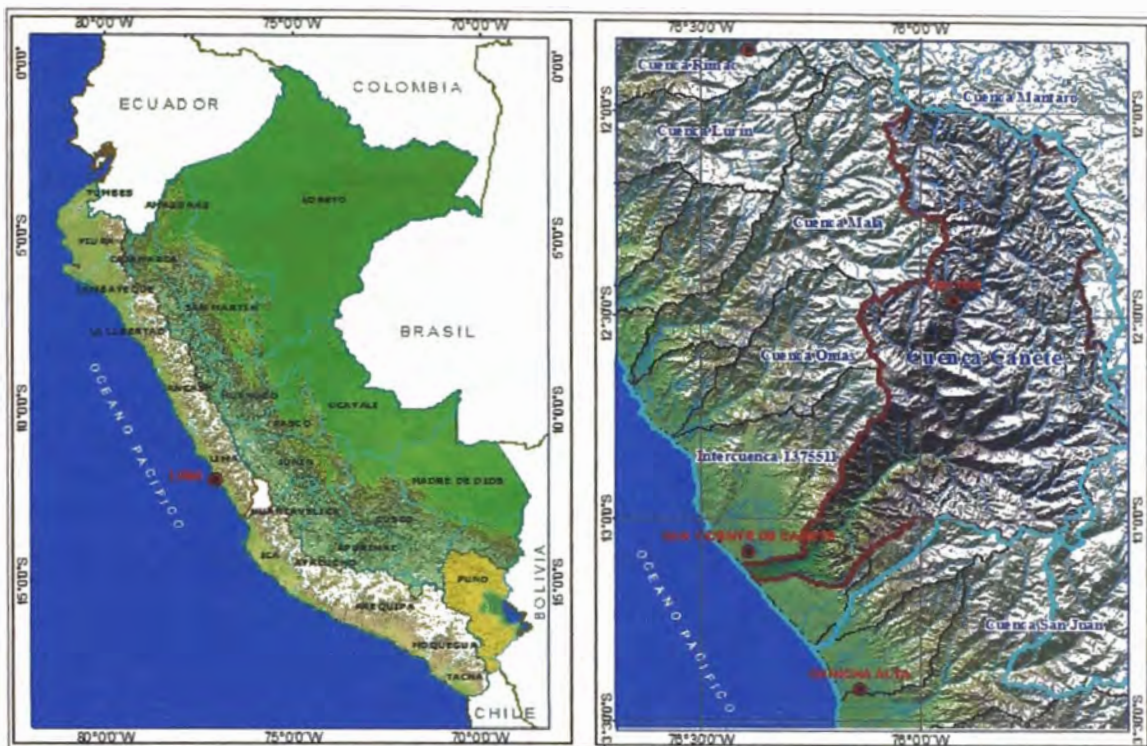
Las aguas del canal Nuevo Imperial son captadas del río Cañete por medio de una bocatoma ubicada a una cota aproximada de 278 m.s.n.m.

El canal conduce un caudal aproximado de 5 m<sup>3</sup>/s la mayor parte del año. La longitud del canal Nuevo Imperial es de 48.8 km. En su gran recorrido pasa lateralmente por el centro poblado Pueblo Nuevo de Conta, sus aguas sirven para regar las diversas plantaciones colindantes con el pueblo.

El canal Nuevo Imperial es la fuente superficial de agua que servirá para abastecer al centro poblado Pueblo Nuevo de Conta.

El punto de captación ( ver gráfico N° 1.2 ) está ubicado en la zona que los pobladores denominan como "La Caída". El nivel mínimo del tirante de agua en el punto de captación es de 182.50 m.s.n.m. y el nivel máximo es de 183.10 m.s.n.m.

**FIGURA Nº 1.2**  
**UBICACIÓN CUENCA RÍO CAÑETE**



Fuente : Autoridad Nacional del Agua

**GRÁFICO Nº 1.2**  
**UBICACIÓN DE LA CAPTACIÓN**  
**CANAL NUEVO IMPERIAL**



Fuente : Elaboración propia

## 1.4 TIPOS DE SUELO

Para el presente Informe se realizó un estudio de suelos con fines de colocación de las redes de agua, de la cimentación del reservorio y de la planta de tratamiento, el mismo que se ha efectuado por medio de trabajos de exploración de campo y ensayos de laboratorio. Después de los cuales se ha determinado el perfil estratigráfico del área en estudio, la presencia de sales nocivas en el suelo y una estimación de la resistencia a compresión de la roca extraída en la zona del reservorio.

### 1.4.1 Excavación de calicatas

Con la finalidad de obtener toda la información que permita determinar las características de los materiales hasta el nivel de excavación se desarrolló un programa de exploración de campo, efectuando excavaciones a cielo abierto (calicatas), obteniéndose muestras representativas de la zona de estudio. La exploración de campo consistió de un total de 08 calicatas de radio 1.00 m, con dos exploraciones en la zona del reservorio, hasta vislumbrar roca. Una de estas calicatas fue realizada en el punto de captación, otra en la zona de la planta de tratamiento. Cuatro de las calicatas se realizaron dentro del centro poblado.

De las calicatas se obtuvo muestras según los estratos presentes para realizar los ensayos y análisis correspondientes. Paralelamente al muestreo, se realizaron los registros de exploración, en los que se indica las diferentes características de los estratos subyacentes, tales como tipo de suelo, espesor del estrato, color, humedad, consistencia, etc.

La calicata en la zona de la planta de tratamiento tuvo una gran semejanza con la calicata del punto de captación, presentaba un estrato único de grava y no tenía nivel freático. Ver cuadro N° 1.1.

Dado que no se pudo realizar un ensayo de compresión a la roca extraída de la zona del reservorio, lo que se realizó fue una estimación de su resistencia, previamente determinando el tipo de roca a la que pertenecía la muestra. La muestra de roca extraída era de una roca sedimentaria en proceso de formación.

**CUADRO N° 1.1**  
**DESCRIPCIÓN DE CALICATAS**

UBICACIÓN	CALICATA	DIMENSIONES		TIPO DE MUESTRA	ENSAYO A REALIZARSE
		RADIO (m)	PROF. (m)		
Intersección Av. Grau con Av. Víctor Andrés García Belaúnde.	C-1	1.0	1.50	DISTURBADA	- Estratigráfico - Sales
Canal Nuevo Imperial con Av. Roma.	C-2	1.0	1.50	DISTURBADA	- Estratigráfico - Sales
Intersección Av. Italia con Jr. Callao.	C-3	1.0	1.15	DISTURBADA	- Estratigráfico - Sales
Intersección Av. Jorge Chávez con Jr. Domingo Ramos.	C-4	1.0	1.50	DISTURBADA	- Estratigráfico - Sales
Punto de Captación (Zona de margen del canal)	C-5	1.0	1.50	DISTURBADA	- Estratigráfico - Sales
Planta de tratamiento (Zona a 10m del borde del canal)	C-6	1.0	0.60	DISTURBADA	- Por comparación
Reservorio Existente (cresta de cerro)	C-7 C-8	1.0	0.20	ROCA	- Por estimación

Fuente : Elaboración propia

#### 1.4.2 Ensayos de laboratorio

Los ensayos se realizaron en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería de acuerdo a la siguiente relación:

- Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422.
- Límite Líquido ASTM D-423.
- Límite Plástico ASTM D-424.
- Análisis Químico del Contenido de Sales Agresivas al Concreto.
  - Cloruros ( $Cl^{-1}$ ) ASTM D 3370: 1999 NTP: 339.177 2002
  - Sulfatos ( $SO_4$ )<sup>2</sup> ASTM E 275:2001 NTP: 339.178 2002
  - Sales Solubles Totales ASTM D 1888 MTC E 219-200
  - PH ASTM D 4792 NTP: 339.176

Cuyos resultados serán comparados con los valores límites que establece la normatividad.

### 1.4.3 Clasificación de suelos

Los suelos han sido clasificados de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), según se muestra en el siguiente cuadro:

**CUADRO N° 1.2  
CLASIFICACIÓN DEL SUELO**

CALICATA	PROFUNDIDAD (m)	LÍMITES			CLASIFICACIÓN SUCS
		LL(%)	LP(%)	IP(%)	
C-1	0.80-1.50	NP	NP	NP	GP
C-2	0.60-1.50	NP	NP	NP	GP
C-3	0.00- 0.50	23.7	21.3	2.4	SM
C-3	0.50-1.00	23.7	21.3	2.4	SM
C-5	0.08-1.00	NP	NP	NP	GW

Fuente : Elaboración propia.

Donde : LL: Limite plástico  
LP: Limite plástico  
IP: Índice de plasticidad  
SUCS: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

### 1.4.4 Perfiles estratigráficos

Como resultado de los ensayos realizados en el laboratorio se ha encontrado los siguientes estratos y tipos de suelos:

1. Un primer estrato de arena limosa de color beige semicompacta seca con gravas aisladas. Este estrato se encuentra después de una capa de material de préstamo o material de relleno o desde el nivel del terreno, hasta una profundidad variable entre 0 y 0.80 m. También ha sido encontrada a una profundidad entre 1.15 m y 1.50m.
2. Un estrato compuesto de hormigón , arenas con gravas de color plumizo semicompacto seco, con micas , gravas angulosas y subredondeadas de 1" a 2" en un 25% de 3" a 4" en un 20 % en una profundidad entre 0.50 y 1.50m.
3. En las calicatas C7 y C8 se registró basamento rocoso a 0.20 m., 0.30 m. de profundidad respectivamente, cuya dureza estimada es de R2 ( 5-25 MPa).



### 1.4.5 Zonificación de suelos

El centro poblado puede ser zonificado en dos tipos de suelos bien definidos :

- Terreno normal : Conformado por grava y arena, abarca el centro poblado mismo así como el camino de acceso hacia la planta de tratamiento de agua y el lugar donde se proyecta la planta de tratamiento.
- Terreno de suelo cementado (conglomerado) : En el " Cerro Cueto ", donde se proyecta el nuevo reservorio apoyado. Ver plano SU-01.

### 1.4.6 Agresividad del suelo

En el cuadro N° 1.3, C-7 corresponde a la zona del reservorio, C-5 a la zona de la captación y C-3 está ubicado dentro del centro poblado. De la observación de las cuatro calicatas ubicadas dentro del centro poblado se puede inferir que toda el área de la localidad presenta una estratigrafía uniforme, por esta razón sólo se ha considerado para el cuadro N°1.3 la calicata C-3. La calicata C-6 de la zona de la futura planta de tratamiento es semejante a la de la captación C-5.

**CUADRO N° 1.3  
COMPARATIVO AGRESIVIDAD DEL SUELO**

MUESTRA	PARÁMETRO	RES. (%)	R.N.E. E.060 (%)	EXPOSICIÓN A SULFATOS	PARÁMETRO	RES. (ppm)*	Experiencia existente (ppm)
M-1 CALICATA C-7	SULFATOS (SO <sub>4</sub> )	4.17	SO <sub>4</sub> > 2,0	MUY SEVERO	CLORUROS Cl <sup>-1</sup>	7500	> 6000
M-2 CALICATA C-5	SULFATOS (SO <sub>4</sub> )	0.15	0,10< SO <sub>4</sub> <0,20	MODERADO	CLORUROS Cl <sup>-1</sup>	62	> 6000
M-3 CALICATA C-3	SULFATOS (SO <sub>4</sub> )	2.62	SO <sub>4</sub> > 2,0	MUY SEVERO	CLORUROS Cl <sup>-1</sup>	8690	> 6000

Fuente : Elaboración propia.

\* Las unidades en los ensayos fueron en %, pero se han convertido a ppm.

RES. : Significa resultado en campo.

Será necesario emplear cemento tipo V para combatir el efecto del sulfato y cloruros presentes en el suelo. La calicata C-5 no presenta problema por el bajo contenido de cloruros pero sí por la presencia de sulfatos. La presencia de cloruros ocasiona problemas de corrosión en armaduras.

## 1.5 CALIDAD DEL AGUA

Las muestras de agua fueron tomadas del canal Nuevo Imperial en la zona de la futura captación y llevadas a la Facultad de Ingeniería Ambiental. Los resultados y valores del reglamento de calidad del agua se muestran en el cuadro N° 1.4. El alto valor de turbiedad nos indica que se requiere un sedimentador para remover las partículas presentes en el agua.

CUADRO N° 1.4  
CUADRO COMPARATIVO CALIDAD DEL AGUA

PARAMETRO	UND	RESULTADO	Reglamento Calidad del Agua* (Limite Máximo permisible) - 2010
Cloruros	mg/LCr	16	250
PH	—	7,1	6,5 a 8,5
Sólidos totales	mg/L	167	1000
Sulfatos	mg/LSO4	38	250
Turbiedad	U.N.T.	9,08	5
Plomo	mg/LPb	0,002	0,01

FUENTE : Elaboración Propia  
(\* ) Ministerio de Salud

## 1.6 ESTUDIO SOCIOECONÓMICO

### 1.6.1 Composición de la población

Según el último censo realizado el año 2007 la población total en la localidad de Pueblo Nuevo de Conta fue de 2720 habitantes.

CUADRO N° 1.5  
CENSO POBLACIONAL

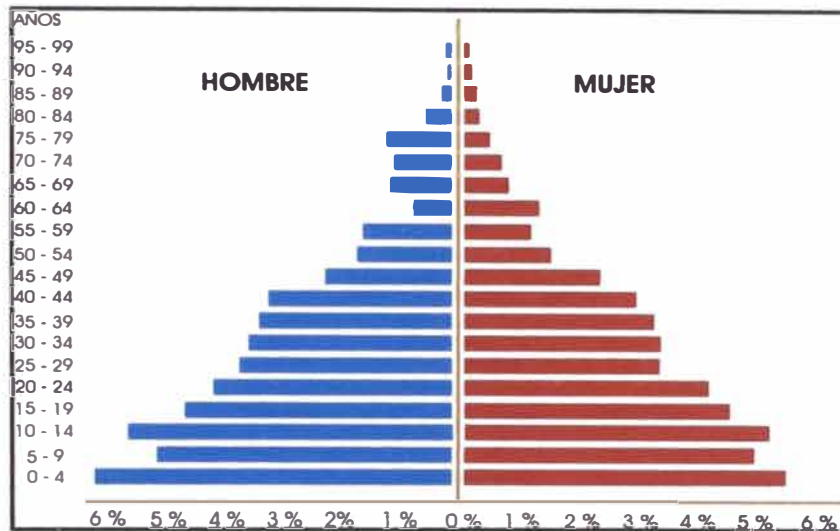
Año censo	HOMBRES	MUJERES	TOTAL
1981	778	806	1584
1993	865	874	1739
2007	1333	1387	2720

Fuente: INEI. Censo Población y Vivienda 2007.

De la pirámide poblacional de Pueblo Nuevo de Conta se puede observar lo siguiente:

- Que hay un desequilibrio entre la población Adulto Mayor masculina y femenina.

FIGURA N° 1.3  
PIRÁMIDE POBLACIONAL



Fuente : INEI . Censo Población y Vivienda 2007.

- La tasa de mortalidad de los ancianos mayores de 85 años es alta. Esto es una indicación de la falta de servicios sanitarios en la localidad. Menos del 1% sobrevive.
- Tasa de nacimiento es alta tanto de niños como de niñas, mayor al 5.5%.
- Hay un desequilibrio entre la población senil masculino y femenino.
- La esperanza de vida de los ancianos masculinos es alta comparada con la esperanza de vida femenina al desarrollarse la ancianidad.
- Hay un claro predominio de la población joven.

#### A) Coeficiente de vejez demográfica.

El envejecimiento demográfico se define como el aumento progresivo de la proporción de las personas de 60 años y más con respecto a la población total.

El Coeficiente de vejez demográfica lo podemos calcular de la siguiente manera:

$$V = \frac{N_{60 \text{ y más}}}{N_{\text{total}}} \times 100$$

Esta mide la relación que existe entre la población anciana y el total de la población (proporción de ancianos).

$$N_{60 \text{ y más}} = 251 \text{ ancianos}$$

$$N_{\text{total}} = 2720$$

$$V = 9.23 \%$$

Podemos obtener una interpretación del siguiente cuadro:

**CUADRO N° 1.6  
 COEFICIENTE DE VEJEZ DEMOGRÁFICA**

V < 8 %	Juventud demográfica
8 < V < 10 %	Primeros síntomas de vejez demográfica
10 < V < 12 %	Estadio intermedio de vejez demográfica
V > 12	Vejez demográfica

Se puede concluir que para el año 2007 se ha producido los primeros síntomas de vejez demográfica en el centro poblado Pueblo Nuevo de Conta.

### 1.6.2 Población Económicamente Activa

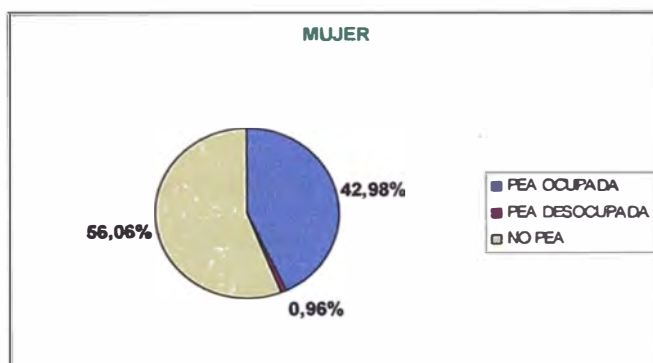
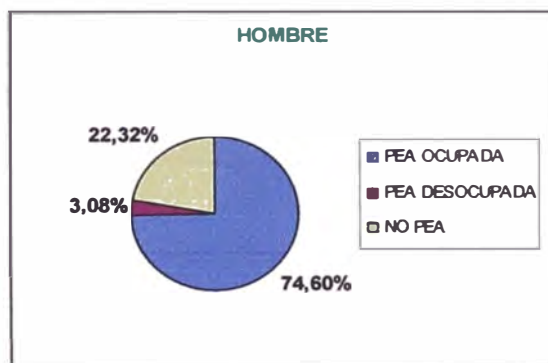
La población en edad de trabajar es aquella que está disponible para desarrollar actividades productivas, la cual tiene como población objetivo a todos los miembros del hogar de 14 y más años de edad. Se subdivide en Población Económicamente Activa (PEA) y Población Económicamente Inactiva (PEI). El término PEI se usa indistintamente con el de Población Económicamente No Activa (No PEA).

Según el censo del año 2007, la población económicamente activa ocupada ( PEA ocupada ) fue del 58 %, la población PEA desocupada fue de 1.99% y la No PEA de 40 %.

La población PEA ocupada masculina es mayor que la PEA ocupada femenina, esto puede deberse a que muchas mujeres realizan sus actividades como amas de casa. Hay que resaltar que la población PEA desocupada femenina es menos que la mitad de la PEA desocupada masculina. Ver Figura N° 1.4

La actividad a la que mayor número de personas se dedican tanto hombres( 245 ) como mujeres (183 ) es la de peones de labranza y peones agropecuarios.

**FIGURA N° 1.4**  
**POBLACIÓN ECONÓMICAMENTE ACTIVA**



Fuente : INEI Censo Población y Vivienda 2007

### 1.6.3 Educación

El nivel educativo alcanzado por las personas constituye un indicador de desarrollo para una localidad. Según esto vamos a analizar el analfabetismo en el centro poblado Pueblo Nuevo de Conta.

Se ha encontrado que el 9.7 % de la población no sabe leer ni escribir, de los cuales 5.67 % corresponde a mujeres. Las mujeres son las que más carecen de la habilidad de leer y escribir, debido a la menor escolaridad de ellas, motivado por falta de recursos económicos o problemas en su hogar. Ver cuadro N° 1.7

**CUADRO N° 1.7  
 ANALFABETISMO**

	Si sabe leer y escribir	No sabe leer y escribir	Total
Hombre	1130	102	1232
Mujer	1144	143	1287
<b>Total</b>	<b>2274</b>	<b>245</b>	<b>2519</b>
NSA :	201		

Fuente : INEI . Censo Población y Vivienda 2007.  
 NSA : No se aplica.

En la visita de campo realizada se ha encontrado que en la localidad funcionan los siguientes centros educativos:

- IEP N° 494 Educación Inicial donde para el año 2009 se habían matriculado 95 alumnos distribuidos en 03 secciones. La edificación es de un solo piso construido con material noble.

- I.E.P N° 20167 de Educación Primaria y Secundaria.

La I.E.P. N° 20167 Manuel Gonzáles Prada, cuenta con tres niveles de educación básica, como son inicial, primaria y secundaria, según la matrícula del año 2009 hay 22 alumnos en educación inicial distribuidos en 01 aula, 395 alumnos de nivel primario asignados en 15 aulas y 265 alumnos instalados en 10 aulas. En la visita realizada se ha comprobado la construcción de una nueva aula como se observa en el gráfico N° 1.3.

### GRÁFICO N° 1.3 CENTROS EDUCATIVOS



Fuente : Elaboración propia.

#### 1.6.4 Salud

El centro poblado cuenta con un Puesto de Salud cuyo servicio está al alcance de la comunidad. Según información proporcionada por el MINSA, resumidas en el cuadro N° 1.8, las enfermedades de mayor incidencia en la población son las enfermedades respiratorias y bucales y que la población infantil es la más vulnerable.

Las principales causas de estas enfermedades son las inadecuadas prácticas de higiene de la población, la falta de tratamiento del agua y la carencia de sistemas de desagüe.

CUADRO N° 1.8

ENFERMEDADES DE MAYOR INCIDENCIA SEGÚN ETAPA DE VIDA  
PUESTO DE SALUD PUEBLO NUEVO DE CONTA - 2010

GRUPO	ETAPA DE VIDA					TOTAL
	00 - 11 años	12 - 17 años	18 - 29 años	30 - 59 años	60 años >	
ENFERMEDADES INFECCIOSAS INTESTINALES	132	12	27	44	23	238
MICOSIS	18	7	6	14	5	50
ANEMIAS NUTRICIONALES	31	0	4	4	3	42
TRASTORNOS DE OTRAS GLANDULAS ENDOCRINAS	71	6	0	0	0	77
INFECCIONES AGUDAS DE LAS VIAS RESPIRATORIAS SUPERIORES	986	87	116	234	90	1513
ENFERMEDADES CRONICAS DE LAS VIAS RESPIRATORIAS INFERIORES	10	3	6	17	26	62
ENFERMEDADES DE LA CAVIDAD BUCAL, DE LAS GLANDULAS SALIVALES Y DE LOS MAXILARES	175	34	94	127	13	443
ENFERMEDADES DEL ESOFAGO, DEL ESTOMAGO Y DEL DUODENO	3	2	27	53	44	129
<b>TOTAL</b>	<b>1426</b>	<b>151</b>	<b>280</b>	<b>493</b>	<b>204</b>	<b>2554</b>

FUENTE : MINSA

## 1.7 SERVICIOS BÁSICOS EXISTENTES

La población en su mayoría se abastece de agua del canal Nuevo Imperial, que es un canal muy utilizado por la población.



**CUADRO N° 1.9**  
**ABASTECIMIENTO DE AGUA ACTUAL**

Abastecimiento de agua en la vivienda	Total (habitantes)
Red pública dentro de la vivienda	17
Red pública fuera de la vivienda	7
Camión-cisterna u otro similar	30
Pozo	12
Río, acequia, manantial o similar	2654
<b>TOTAL</b>	<b>2720</b>

FUENTE: INEI Censo Población y Vivienda – 2007.

La población de Pueblo Nuevo de Conta no tiene acceso al sistema de agua y alcantarillado por tanto debe utilizar pozos sépticos, letrinas, defecar al aire libre o evacuar directamente al río; esto provoca una contaminación ambiental y proliferación de insectos. Todo esto provoca muchas enfermedades que pone en riesgo a la población. Del cuadro siguiente se concluye que la población en su mayoría utiliza pozo ciego o letrina o no tiene ningún servicio higiénico.

**CUADRO N° 1.10**  
**SERVICIO HIGIÉNICO ACTUAL**

Servicio higiénico que tiene la vivienda	Total (habitantes)
Red pública de desagüe dentro de la vivienda.	30
Pozo séptico	96
Pozo ciego o negro / letrina	2437
Río, acequia o canal	45
No tiene	112
<b>TOTAL</b>	<b>2720</b>

FUENTE: INEI Censo Población y Vivienda – 2007.

## CAPITULO II : PARÁMETROS GENERALES DE DISEÑO

### 2.1 PERÍODO DE DISEÑO

Según la Norma OS.100 del R.N.E. el período de diseño será fijado utilizando un procedimiento que garantice los períodos óptimos para cada componente de los sistemas.

El período de diseño puede definirse como el tiempo para el cual el sistema es eficiente 100 por ciento, ya sea por capacidad en la conducción del gasto deseado, o por la resistencia física de las instalaciones.

Factores de importancia en esta determinación:

- a) Durabilidad o vida útil de las instalaciones.
- b) Facilidades de construcción y posibilidades de ampliaciones o sustituciones.
- c) Tendencias de crecimiento de la población.
- d) Posibilidades de financiamiento y tasa de interés.

#### Rango de valores

Tomando en consideración los factores señalados se debe establecer para cada caso el período de diseño aconsejable. A continuación se indican algunos rangos de valores asignados a los diversos componentes de los sistemas de abastecimiento de agua.

**CUADRO N° 2.1**  
**COMPONENTES DE LOS SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA**

COMPONENTES	PERÍODO DE DISEÑO
<b>Fuentes superficiales</b>	
- Sin regulación.	20 – 30 años
- Con regulación	20 – 30 años
<b>Fuente subterránea</b>	
- El acuífero debe ser capaz de satisfacer la demanda para una población futura de 20 a 30 años.	Por etapas 10 años.
<b>Obras de captación</b>	
- Diques - tomas	15 – 25 años
- Diques - represas	30 – 50 años

<b>Estaciones de bombeo</b>	
- Bombas y motores	10 – 15 años
- Instalaciones y edificios	20 – 25 años
<b>Líneas de aducción</b>	20 – 40 años
<b>Plantas de tratamiento</b>	10 – 15 años
<b>Estanques de almacenamiento</b>	
- De concreto	30 – 40 años
- Metálicos	20 – 30 años
<b>Redes de distribución</b>	20 años

FUENTE : Ing. López Cualla (Bibliografía N°3)

Luego viendo lo más conveniente tanto para la economía del centro poblado como un correcto funcionamiento del sistema hemos considerado un período de diseño de 20 años.

## 2.2 POBLACIÓN DE DISEÑO

La norma OS.050 del R.N.E establece que se deberá determinar la población de saturación y la densidad poblacional para el periodo de diseño adoptado.

La determinación de la población final de saturación para el periodo de diseño adoptado se realizará a partir de proyecciones de acuerdo a los datos proporcionados por el INEI.

### • POBLACIÓN FUTURA

La población para el cual ha de diseñarse el sistema de abastecimiento de agua es un parámetro importante, pues de él dependerá las dimensiones y capacidades de los diversos elementos del sistema, tales como capacidad del reservorio, caudal de captación, caudal de bombeo en la línea de impulsión, diámetros de las tuberías en la red de distribución.

#### 2.2.1 Métodos de cálculo

Los métodos más utilizados en la estimación de la población futura son:

### - Método analítico

Presuponen que el cálculo de la población para una región dada es ajustable a una curva matemática. Este ajuste dependerá de las características de los valores de población censada, así como de los intervalos de tiempo en que estos se han medido.

Dentro de los métodos analíticos tenemos el aritmético, geométrico, curva normal, la ecuación de segundo grado, el exponencial, y el método de los mínimos cuadrados.

### - Métodos comparativos

Son aquellos que mediante procedimientos gráficos estiman valores de población, ya sea en función de datos censales anteriores de la región o considerando los datos de poblaciones de crecimiento similar a la que está estudiando.

### - Método racional

En este caso para determinar la población, se realiza un estudio socioeconómico del lugar considerando el crecimiento vegetativo que es función de los nacimientos, defunciones, inmigraciones, emigraciones y población flotantes.

De los métodos mencionados se ha empleado el método analítico para determinar el crecimiento poblacional de la zona de estudio, utilizando los censos realizados por el INEI en los últimos años a nivel nacional.

El método aritmético se aplica en una población en franco crecimiento, Pueblo Nuevo de Conta se encuentra en esta situación.

$$P_f = P_o + r(t - t_a)$$

Donde :

Pf = Población futura.

Po = Población actual.

r = Coeficiente de crecimiento.

t = tiempo futuro en años.

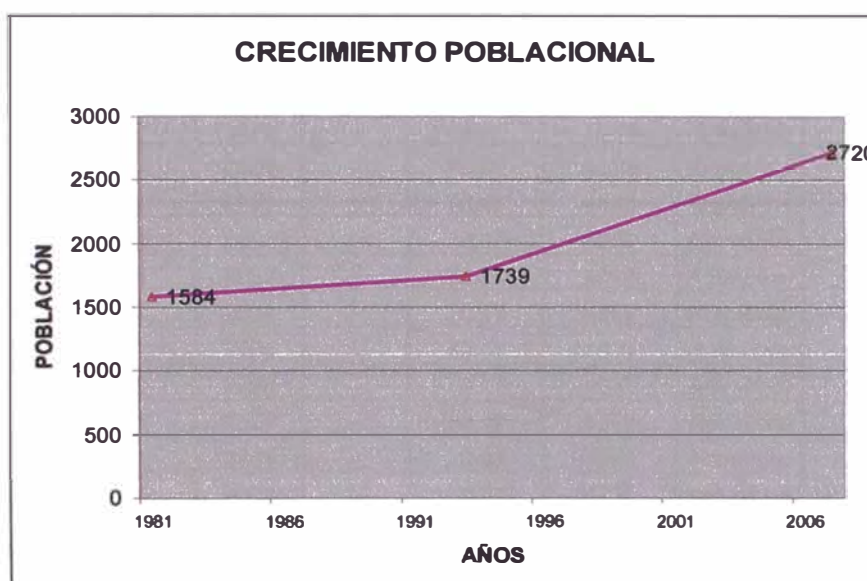
t<sub>a</sub> = tiempo actual en años.

Período de diseño = 20 años.

Se ha considerando 1 año adicional por demora en la construcción. Por lo tanto se hallará la población para el año 2032.

Se ha contabilizado el número de lotes asignadas a viviendas (868 lotes) y estimado una densidad de 4 hab./ vivienda, con esto calculamos las siguientes poblaciones tanto para la población actual como para la población futura.

**GRÁFICO N° 2.1**  
**CRECIMIENTO POBLACIONAL INEI**



FUENTE : ELABORACIÓN PROPIA

**CUADRO N° 2.2**  
**POBLACIÓN - INEI**

AÑO Censo	Población	$r = \frac{(P_{i+1} - P_i)}{(t_{i+1} - t_i)}$
1981	1584	
1993	1739	12,92
2007	2720	70,07

FUENTE : CENSOS INEI

Sin embargo vamos a considerar  $r = 70.07$ .

Con estos valores obtenemos la población futura  $P_f$ .

$$P_{2011} = 868 \times 4 = 3472 \text{ hab.}$$

$$P_{2032} = 3472 + 70.07(2032 - 2011) = 4943 \text{ hab.}$$

En el cuadro N° 2.3 resumimos la población para los siguientes 21 años aplicando el método aritmético.

**CUADRO N° 2.3  
POBLACIÓN DE DISEÑO**

Nº	Año	P(i)	r	P(f)	Método
0	2011	3472	70,07	3472	Aritmético
1	2012	-	70,07	3542	Aritmético
2	2013	-	70,07	3612	Aritmético
3	2014	-	70,07	3682	Aritmético
4	2015	-	70,07	3752	Aritmético
5	2016	-	70,07	3822	Aritmético
6	2017	-	70,07	3892	Aritmético
7	2018	-	70,07	3962	Aritmético
8	2019	-	70,07	4033	Aritmético
9	2020	-	70,07	4103	Aritmético
10	2021	-	70,07	4173	Aritmético
11	2022	-	70,07	4243	Aritmético
12	2023	-	70,07	4313	Aritmético
13	2024	-	70,07	4383	Aritmético
14	2025	-	70,07	4453	Aritmético
15	2026	-	70,07	4523	Aritmético
16	2027	-	70,07	4593	Aritmético
17	2028	-	70,07	4663	Aritmético
18	2029	-	70,07	4733	Aritmético
19	2030	-	70,07	4803	Aritmético
20	2031	-	70,07	4873	Aritmético
21	2032	-	70,07	4943	Aritmético

FUENTE : ELABORACIÓN PROPIA

### 2.3 CAUDAL DE DISEÑO

La Norma OS.050 fija los requisitos mínimos a los que deben sujetarse los diseños de redes de distribución de agua para consumo humano en localidades mayores de 2000 habitantes. Nuestro centro poblado cuenta con más de 2000 habitantes.

La red de distribución se calculará con la cifra que resulte mayor al comparar el gasto máximo horario con la suma del gasto máximo diario más el gasto contra incendio. Debido a que nuestra población es menor a 10000 hab. no se considerará gasto contra incendio.

### 2.3.1 Dotación de agua

El Reglamento de SEDAPAL para elaboración de proyectos de agua potable establece las siguientes dotaciones de agua:

- a) Lotes hasta 120 m<sup>2</sup> una dotación de 120 lt/hab/día.
- b) Lotes mayores a 120 m<sup>2</sup> una dotación de 200 lt/hab/día.

El área de los lotes en Pueblo Nuevo de Conta, en su gran mayoría sobrepasa los 120 m<sup>2</sup>, la dotación será de :

$$\text{Dotación} = 200 \text{ lts/hab./día}$$

Se ha considerado una dotación de 0 lt/s tanto para consumo industrial como para consumo comercial viendo las características de la localidad.

### 2.3.2 Caudales de diseño

La Norma OS.050 establece que el caudal de diseño se determinará para el inicio y fin del periodo de diseño. El diseño del sistema se realizará con el valor correspondiente al caudal máximo horario futuro.

Existe el peligro de sobredimensionar las estructuras hidráulicas del sistema de abastecimiento, incurriendo en gastos innecesarios, por tanto es necesario un correcto cálculo del caudal que demandará cada componente.

Normalmente se trabajan con tres tipos de caudales, a saber:

- Caudal medio diario.
- Caudal máximo diario.
- Caudal máximo horario.

### 2.3.3 Consumo promedio diario anual

El consumo promedio diario anual, se define como el resultado de una estimación del consumo per cápita para la población futura del período de diseño, expresada en litros por segundo (l/s) y se determina mediante la siguiente relación :

$$Q_m = \frac{P_f \times \text{dotación}}{86400 \text{ s / día}}$$

Donde :

$Q_m$  = Consumo promedio diario (l/s)

$P_f$  = Población futura (hab)

$d$  = Dotación (l/hab/día).

Para nuestro Expediente Técnico tenemos los siguientes valores:

$P_f$  = 4943 hab.

Dotación = 200 lts/hab./día

Reemplazando los valores:

$$Q_m = 11.44 \text{ l/s.}$$

#### 2.3.4 Consumo máximo diario

Se define como el día de máximo consumo de una serie de registros observados durante los 365 días de un año.

Para el consumo máximo diario ( $Q_{md}$ ) se considerará entre el 120% y 150% del consumo promedio diario anual ( $Q_m$ ), recomendándose el valor promedio de 130%.

Según el R.N.E. Norma OS.100 :

$$Q_{md} = 1.3xQ_m$$

$$Q_{md} = 1.3x11.44 \text{ (lts / seg)} = 14.88 \text{ lts / seg.}$$

$$Q_{md} = 14.88 \text{ l / s.}$$

#### 2.3.5 Consumo máximo horario

El valor máximo tomado hora a hora representará la hora de máximo consumo de ese día. Si por definición, tomamos la curva correspondiente al día de máximo consumo, esta hora representará el Consumo Máximo Horario, el cual puede ser relacionado respecto al consumo medio ( $Q_m$ ) mediante la expresión :

$$\text{Consumo Máximo Horario} = K_2xQ_m$$

Según reglamento de SEDAPAL  $K_2 = 2.6$

$$Q_{mh} = 2.6x11.44 \text{ (lts / seg)} = 29.74 \text{ lts / seg.}$$



**CUADRO N° 2.4**  
**CAUDALES DE DISEÑO**

<b>AÑO</b>	<b>Caudal Promedio (Qp) Lt/s</b>	<b>Caudal Máximo Diario ( Qmd) Lt/s</b>	<b>Caudal Máximo Horario (Qmh ) Lt/s</b>
2011	8,04	10,45	20,90
2012	8,20	10,66	21,32
2013	8,36	10,87	21,74
2014	8,52	11,08	22,16
2015	8,69	11,29	22,58
2016	8,85	11,50	23,00
2017	9,01	11,71	23,42
2018	9,17	11,92	23,85
2019	9,33	12,14	24,27
2020	9,50	12,35	24,69
2021	9,66	12,56	25,12
2022	9,82	12,77	25,54
2023	9,98	12,98	25,96
2024	10,15	13,19	26,38
2025	10,31	13,40	26,80
2026	10,47	13,61	27,22
2027	10,63	13,82	27,64
2028	10,79	14,03	28,06
2029	10,96	14,24	28,49
2030	11,12	14,45	28,91
2031	11,28	14,66	29,33
2032	11,44	14,87	29,74

FUENTE : ELABORACIÓN PROPIA

## 2.4 PARÁMETROS DE DISEÑO EN LA RED DE DISTRIBUCIÓN

La red de distribución se calculará con la cifra que resulte mayor al comparar el gasto máximo horario con la suma del gasto máximo diario más el gasto contra incendios para el caso de habilitaciones en que se considere demanda contra incendio.

### 2.4.1 Diámetro mínimo

El diámetro mínimo será de 75 mm para uso de vivienda y de 150 mm de diámetro para uso industrial.

En casos excepcionales, debidamente fundamentados, podrá aceptarse tramos de tuberías de 50 mm de diámetro, con una longitud máxima de 100 m si son alimentados por un solo extremo ó de 200 m si son alimentados por los dos

extremos, siempre que la tubería de alimentación sea de diámetro mayor y dichos tramos se localicen en los límites inferiores de las zonas de presión.

#### **2.4.2 Velocidad**

La velocidad máxima será de 3 m/s. En casos justificados se aceptará una velocidad máxima de 5 m/s.

#### **2.4.3 Presiones**

La presión estática no será mayor de 50 m.c.a. en cualquier punto de la red. En condiciones de demanda máxima horaria, la presión dinámica no será menor de 10 m.c.a. ( m.c.a. significa metros de columna de agua).

#### **2.4.4 Ubicación de las tuberías**

En las calles de 20 m de ancho o menos, se proyectará una línea a un lado de la calzada y de ser posible en el lado de mayor altura, a menos que se justifique la instalación de 2 líneas paralelas.

En las calles y avenidas de más de 20 m de ancho se proyectará una línea a cada lado de la calzada.

La distancia mínima entre los planos verticales tangentes más próximos de una tubería de agua para consumo humano y una tubería de aguas residuales, instaladas paralelamente, será de 2 m, medido horizontalmente.

La distancia entre el límite de propiedad y el plano vertical tangente más próximo al tubo no será menor de 0,80 m.

En las vías peatonales, pueden reducirse las distancias entre tuberías y entre éstas y el límite de propiedad, así como los recubrimientos siempre y cuando:

- Se diseñe protección especial a las tuberías para evitar su fisuramiento o ruptura.
- Si las vías peatonales presentan elementos (bancas, jardines, etc.) que impidan el paso de vehículos.

## CAPITULO III : DISEÑO DE LA LÍNEA DE IMPULSIÓN - ADUCCIÓN Y RED DE DISTRIBUCIÓN

### 3.1 MARCO TEORICO

Es necesario los siguientes conceptos para entender el sistema de impulsión y succión que se está diseñando:

#### **Altura estática de succión ( $h_s$ )**

Es la distancia existente entre el nivel del agua en la cisterna y el eje de la bomba. Se le suele llamar succión negativa si el nivel del agua se encuentra por debajo del eje de la bomba, o succión positiva si el nivel del agua se encuentra por encima del eje de la bomba.

#### **Altura estática de impulsión ( $h_i$ )**

Es la diferencia entre el nivel de descarga de la bomba y el eje del rotor.

#### **Altura estática total ( $H_{est}$ )**

Es la diferencia entre los niveles del agua en la cisterna y la descarga, es decir la suma de las alturas estáticas de succión e impulsión.

#### **Altura de fricción ( $h_{fs}$ , $h_{fi}$ )**

Es la altura adicional que debe suministrarse para vencer las pérdidas por fricción en las tuberías de impulsión ( $h_{fi}$ ) y de succión ( $h_{fs}$ ). Pueden calcularse mediante la ecuación de Darcy-Weisbach o Hazen –Williams.

#### **Altura de velocidad ( $V^2/2g$ )**

Representa la energía cinética del fluido en cualquier punto del sistema.

#### **Altura de pérdidas menores ( $h_{ms}$ , $h_{mi}$ )**

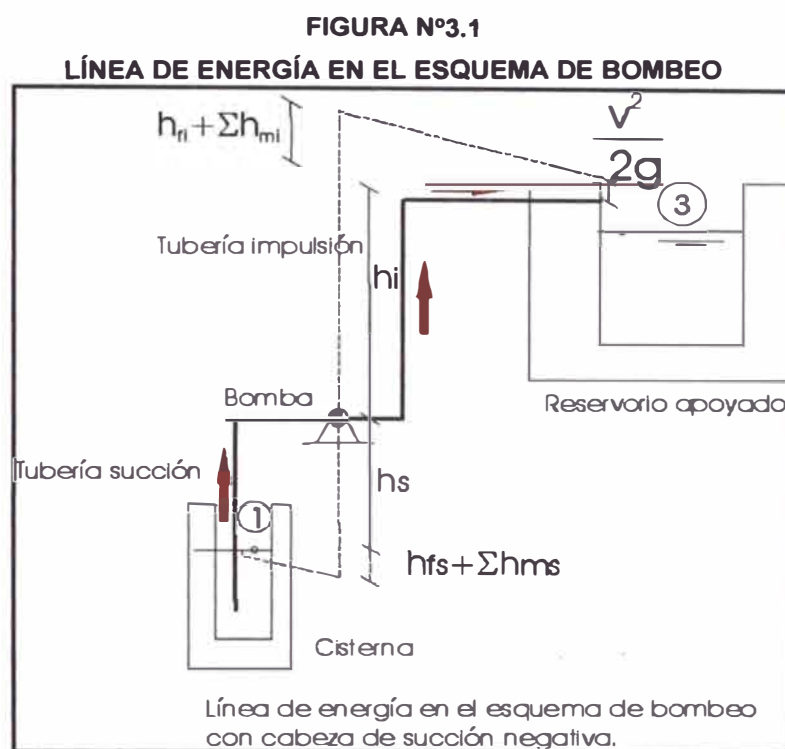
Es la altura de agua adicional para vencer las pérdidas debidas a los accesorios tales como codos, válvulas y otros. Pueden calcularse como un factor de la altura de velocidad o como una longitud equivalente de tubería.

### Altura dinámica total (HDT)

Es la altura total contra la cual debe trabajar la bomba, teniendo en cuenta todos los factores anteriores.

La altura dinámica total entre los puntos 1 y 3 de la figura está dada por la siguiente ecuación:

$$H_t = h_s + h_i + (h_{fs} + \sum h_{ms}) + (h_{fi} + \sum h_{mi}) + \frac{V^2}{2g}$$



FUENTE: Ing. López Cualla (Bibliografía N°3)

### 3.2 DISEÑO DE LA LÍNEA DE IMPULSIÓN

En el caso de impulsiones de agua a través de tuberías, la diferencia de elevación es carga a vencer que va a verse incrementada en función de la selección de diámetros menores y consecuentemente ocasionará mayores costos de equipos y de energía. Por tanto cuando se tiene que bombear agua mediante una línea directa al reservorio, existirá una relación inversa de costos entre potencia requerida y diámetros de la tubería.

Dentro de estas consideraciones se tendrá dos alternativas extremas :

- a) Diámetros pequeños y equipos de bombeo grandes con lo cual se tiene un costo mínimo para la tubería, pero máximo para los equipos de bombeo y su operación.
- b) Diámetros grandes y un equipo de bombeo de baja potencia, resultando altos costos para la tubería y bajos para los equipos y su operación.

Entre estas dos alternativas extremas, existirá una gama de soluciones de acuerdo a los diferentes diámetros comerciales existentes, de cuyo análisis económico se seleccionará el más conveniente ( Ver 3.2.4 del presente capítulo). Para este análisis económico se determinará el costo total capitalizado de varias alternativas preseleccionadas.

### 3.2.1 Caudal de bombeo

El caudal de diseño de una línea de aducción por bombeo será el correspondiente al consumo máximo diario para el período de diseño. Tomando en cuenta que no resulta aconsejable ni práctico mantener períodos de bombeo de 24 horas diarias, habrá que incrementar el caudal de bombeo de acuerdo a la relación de horas de bombeo, satisfaciendo así las necesidades de la población en las 24 horas.

Por tanto :

$$\text{Caudal de bombeo} = Q_b = Q_{md} \times \frac{24}{N}$$

N = número de horas de bombeo

### 3.2.2 Diámetro económico

#### Fórmula de Bresse

Considerando un bombeo continuo: N = 24 horas de bombeo

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

D= Diámetro en m.  
Q = Gasto en m<sup>3</sup>/s.  
K = 0.7 – 1.6

$$D = 1.3x\sqrt{0.01488} = 0.1586m$$

D= 6"

Para  $N < 24$  horas:

Considerando el tiempo de funcionamiento de la bomba.

$$D = \sqrt[4]{\beta \times Kx \sqrt{Q}}$$

Donde :

$$\beta = \frac{\text{número de horas servicio}}{24}$$

Considerando  $N = 16$  horas de bombeo para evitar que el volumen del reservorio sea excesivo.

$$Q_{md} = 14.88 \text{ Lt / s}$$

$$\beta = (16/24) = 0,6666$$

$$Q_{bombeo} = Q_{md} \times \left(\frac{24}{N}\right)$$

$$Q_{bombeo} = 14.88 \times \left(\frac{24}{16}\right) = 22.32 \text{ l/s} = 0.02232 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$K = 1,3$$

Luego:

$$D = \sqrt[4]{0.6666 \times 1.3 \times \sqrt{0.02232}}$$

$$D = 0,1755 \text{ m}$$

$$D = 8''$$

Se ensayará con tuberías de 6", 8" y 10".

Esto se hará cuando determinemos la potencia de la bomba.

### 3.2.3 Potencia de la bomba y pérdida de carga para $\phi = 6''$ , $8''$ , $10''$

#### Pérdidas de carga

$$\text{Caudal de bombeo } Q_b = 22.32 \text{ l/s} = 0,02232 \text{ m}^3/\text{s}$$

Hazen & Williams : 150 (PVC) ( Ver cuadro N° 3.15)

$$\text{Peso específico del agua: } \gamma = 1000 \text{ kg/m}^3$$

Eficiencia de la bomba  $\eta = \eta_{\text{bomba}} = 0,75$

HDT =  $h_i + h_s + h_f(\text{pérdidas por fricción}) + h_m(\text{pérdidas menores}) + \text{Presión de llegada} + \frac{V^2}{2g}$ .

$g = 9.81 \text{ m/s}^2$

$h_s$  : Distancia desde el eje de la bomba hasta el nivel mínimo del nivel de agua en cisterna.

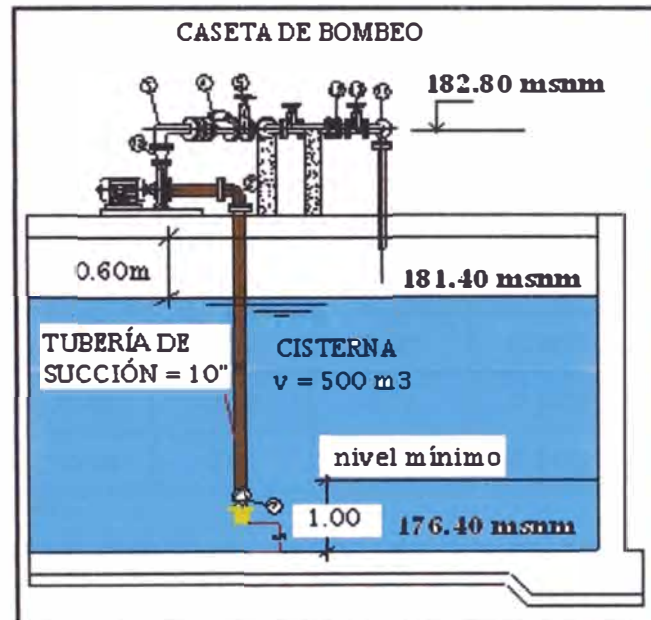
$h_i$  : Distancia desde el eje de la bomba hasta el punto de entrada al reservorio

$h_i = 53.70 \text{ m}$

$h_s = 5.40 \text{ m} = 182.80 - 177.40$  de la figura N° 3.2.

Presión de llegada = 2 m.

FIGURA N° 3.2  
CASETA DE BOMBEO



FUENTE : Elaboración propia

Se está considerando para las pérdidas menores un 10% de las pérdidas por fricción.

En la Línea de Impulsión :

$D = 8'' = 0.1884 \text{ m}$  Ver cuadro N° 5.1 en Anexo.

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi (0.1884)^2}{4} = 0.02788 \text{ m}^2$$

$Q_b = 22.32 \text{ lt/s} = 0.02232 \text{ m}^3/\text{s}$

$velocidad\ media = \frac{Q_b}{A} = \frac{0.02232}{0.02788} = 0.80\ m/s$  cumple el rango de velocidades  $< 0.60\ m/s , 3\ m/s >$  señalados por la Norma.

Ecuación de Hazen y Williams :

J = Gradiente de pérdidas :

$$J = \left( \frac{Q(l/s)}{0.0004264xCxD^{2.65} (pu\ lg)} \right)^{1.85}$$

$$J = \left( \frac{22.32}{0.000426x140x8^{2.65}} \right)^{1.85} = 2.15\ m/km$$

Longitud del tramo de impulsión = 0.3475 km

Pérdida de carga por fricción:  $h_{fr} = 2.15 \times 0.3475 = 0.75\ m.$

**CUADRO 3.1**  
**PÉRDIDAS DE CARGA EN LA LÍNEA DE IMPULSIÓN**

Diámetro Nominal (pulg)	Diámetro Interior (m)	CLASE	Velocidad Media (m/s)	Gradiente de Pérdidas (m/km)	Longitud Tramo de Impulsión (km)	Pérdida de Carga por Fricción (m)	Pérdidas de Carga menores (m)
6"	0.1446	C-15	1.36	8.80	0.3475	3.06	0.31
8"	0.1884	C-15	0.80	2.15	0.3475	0.75	0.075
10"	0.215	C-15	0.61	0.72	0.3475	0.25	0.025

FUENTE : Elaboración propia

Pérdidas en la línea de succión:

Según el RNE. Norma OS.040 la tubería de succión deberá ser como mínimo un diámetro comercial superior a la tubería de impulsión.

D = 10" = 0.215 m Ver cuadro N° 5.4 Anexo.

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi (0.215)^2}{4} = 0.03631\ m^2$$

$Q_b = 22.32\ lt/s = 0.02232\ m^3/s$

$$velocidad\ media = \frac{Q_b}{A} = \frac{0.02232}{0.03631} = 0.61\ m/s$$



Gradiente de pérdidas :

$$J = \left( \frac{22.32}{0.000426 \times 140 \times 10^{2.65}} \right)^{1.85} = 0.72 \text{ m / km}$$

Longitud del tramo de succión = 0.0054 km

Pérdida de carga por fricción:  $h_{fr} = 0.72 \times 0.0054 = 0.0039 \text{ m}$ .

Pérdidas de cargas menores:  $h_{ms} = \sum kx \frac{V_s^2}{2g} = 2.54 \times \frac{0.61^2}{2 \times 9.81} = 0.048 \text{ m}$

$\sum k = 2.54$  se ha obtenido del cuadro 3.11.

CUADRO N° 3.2  
PÉRDIDAS DE CARGA EN LA LÍNEA DE SUCCIÓN

Diámetro Impulsión (pulg)	Diámetro Tubería de succión (pulg)	Diámetro Interior (m)	Longitud Tramo de succión (km)	Velocidad media (m/s)	Gradiente de Pérdidas (m/km)	Pérdidas fricción (m)	Pérdidas menores (m)
6	8	0,1884	0,0054	0,80	2,1488	0,0116	0,083
8	10	0,215	0,0054	0,61	0,7196	0,0039	0,048
10	12	0,235	0,0054	0,51	0,2944	0,0016	0,034

FUENTE : Elaboración propia

La potencia de la bomba está dada por la siguiente expresión: denominada potencia de consumo:

$$P = \frac{QH\gamma}{76\varepsilon} \text{ (HP)}$$

Donde:

Q = caudal de bombeo en m<sup>3</sup>/s = 0.02232 m<sup>3</sup>/s

H = altura dinámica total en metros.

$\gamma$  = peso específico del agua a 15°C = 1000 kg/m<sup>3</sup>

$\varepsilon$  = rendimiento de la bomba = 0.75

P = potencia de consumo de la bomba en HP.

$$P = \frac{0.02232 \times 61.99 \times 1000}{76 \times 0.75} = 24.27 \text{ HP}$$

Considerando pérdidas totales en la línea de impulsión y de succión , una presión de llegada de 2m. a la entrada del reservorio obtenemos la potencia de la bomba para los años futuros: Ver cuadro N° 3.3.

**CUADRO N° 3.3  
POTENCIA DE LA BOMBA**

Año	Qmd (Lt/s)	Qb (lt/s)	Ø (pulg)	Velocidad Media (m/s)	HDT (m)	Potencia de la Bomba (HP)
2032	14,88	22,32	6	1,36	64,58	25,29
			8	0,80	61,99	24,27
			10	0,61	61,42	24,05
2025	13,4	20,1	6	1,22	63,99	22,56
			8	0,72	61,84	21,81
			10	0,55	61,37	21,64
2020	12,35	18,53	6	1,13	63,60	20,68
			8	0,66	61,75	20,07
			10	0,51	61,34	19,94
2015	11,29	16,94	6	1,03	63,24	18,79
			8	0,61	61,66	18,32
			10	0,55	61,31	18,22
2011	10,45	15,675	6	0,95	62,97	17,32
			8	0,56	61,60	16,94
			10	0,43	61,29	16,85

FUENTE : Elaboración propia

Del cuadro N° 3.3 se puede recomendar trabajar hasta el año 2020 con una bomba cuya potencia sea de 25 HP. Después de esta fecha puede adquirirse una bomba de 30 HP.

### 3.2.4 Análisis de sensibilidad económica

Con el aumento del diámetro de la tubería, los gastos de inversión aumentan y las pérdidas por fricción disminuyen, lo cuál ocasiona que los gastos energéticos disminuyan también. Cuando el diámetro disminuye, el efecto es exactamente inverso. Esto se muestra claramente en el cuadro N° 3.4.

Para determinar el diámetro económico, es necesario definir los gastos de inversión y los gastos por energía, así como el alcance que tiene cada una de estas variables.

**CUADRO N° 3.4**  
**SENSIBILIDAD ECONÓMICA DEL DIÁMETRO DE LA TUBERÍA**

Diámetro	Pérdidas por Fricción	Gastos de Inversión	Gastos por Energía
Aumenta	Disminuye	Mayor	Menor
Disminuye	Aumenta	Menor	Mayor

FUENTE: [http:// www.dspace.espol.edu](http://www.dspace.espol.edu)

- **Gastos de inversión**

Los gastos de inversión, son aquellos que se realizan una sola vez durante la instalación, aunque también se incluye en este rubro al mantenimiento que se le da a los equipos del sistema de bombeo durante toda la vida útil, e involucra los siguientes parámetros:

- Bomba, tubería y accesorios
- Obras civiles
- Montajes
- Mantenimiento (en valor presente)
- Reposición o depreciación

- **Gastos por energía**

Los gastos por energía, son un gasto permanente debido al funcionamiento de los equipos hidráulicos en el sistema de bombeo. Para el análisis de la sensibilidad económica, se estudia el ahorro de energía que diariamente se puede obtener.

Los gastos por energía involucran los siguientes cálculos que deben ser determinados:

- Potencia de consumo
- Potencia instalada

- **Costos totales en valor presente**

Los costos totales se lo obtiene de la suma algebraica de los gastos de inversión más los gastos por energía. Para obtener los costos totales en valor presente, se

debe conocer el tiempo de vida útil de los equipos, así como la tasa de amortización con que se va a trabajar.

Los costos a determinarse, son los siguientes:

- Costo total de la tubería instalada
- Costo total del equipo de bombeo
- Costo anual de operación de energía consumida
- Costo anual de mantenimiento

Determinado el valor de los costos, se traslada estos rubros a valor presente, obteniendo los siguientes valores presentes:

- Valor presente de inversiones totales
- Valor presente de reposiciones totales
- Valor presente de explotaciones totales

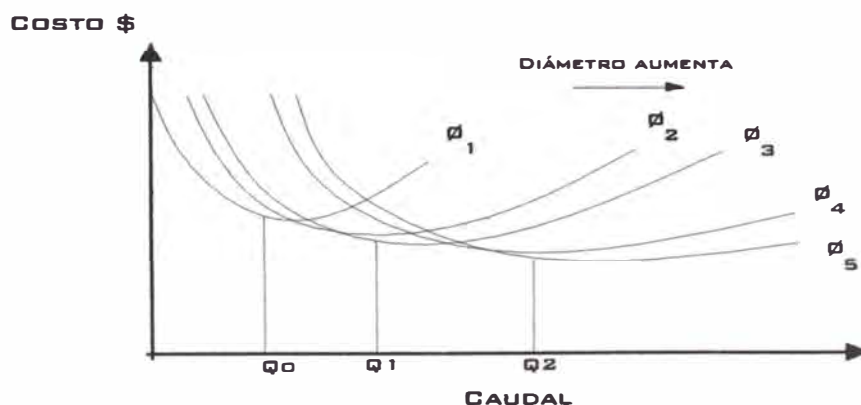
Obtenido los valores presentes, finalmente se determina:

- Valor presente de los costos totales

El Valor presente total está conformado por la suma de todos los valores presente.

La relación que existe entre los gastos de inversión y los gastos por energía es inversa, y la suma de los gastos se los denomina como costos totales. Para analizar la sensibilidad económica del diámetro, se lo realiza transformando el valor de costos totales a valor presente.

**FIGURA 3.3**  
**CURVA DE COSTOS TOTALES EN VALOR PRESENTE VS. CAUDAL DE BOMBEO**



FUENTE: [http:// www.dspace.espol.edu](http://www.dspace.espol.edu)



(K,a) , coeficientes de costos del equipo.

La potencia instalada se define como la energía que el motor (que se acopla a la bomba) necesita para su funcionamiento y se calcula mediante la expresión:

$$P_i(HP) = \frac{1000 \times Q_b(m^3/s) \times HDT(m)}{76 \times \eta_c}$$

**Donde:**

$\eta_c$  = Eficiencia del sistema motor –bomba (%)

$$\eta_c = \eta_b \times \eta_m = 0.75 \times 0.90 = 0.675$$

$$K = 1211.3 ;$$

a = 0.7183 ( Mena Cárdenas, Bibliografía N° 5).

$$P_i = \frac{1000 \times (0.02232) \times 61.99}{76 \times 0.675} = 26.97 HP$$

**Costo Anual de Operación (CAO) (energía consumida):** Ver cuadro N° 3.6.

$$\begin{aligned} \text{CAO(USD)} &= (\text{Horas de Bombeo/Año}) \times P_i(\text{kw}) \times \text{Energía(USD/Kw-h)} \\ &= 5840 \times 36.15 \times 0.05 = 10555.80 \text{ (USD)} \end{aligned}$$

**Costo Anual de Mantenimiento (CAM):** repuestos, insumos, personal, herramientas ,etc. Necesarios para el buen mantenimiento del sistema, se ha estimado un costo de 1500 USD anuales. Ver cuadro N° 3.6.

**Valor Presente de Inversiones Totales (VPIT):** Viene a ser la suma del costo de la tubería más el costo total del equipo. Ver cuadro N° 3.6.

$$\text{VPIT(USD)} = 12238.95 \text{ (USD)} + 12914.05 \text{ (USD)} = 25153.00 \text{ ( USD)}$$

**Valor Presente de Reposiciones Totales (VPRT):** Viene a ser la diferencia del Costo de inversiones totales en un plazo de anualidades a la tasa de descuento y V.P. de Inversiones totales. Ver cuadro N° 3.6.

$$VPRT(USD) = VPIT(USD) \times \left[ \left( \frac{i \cdot (1+i)^N}{(1+i)^N - 1} \right) \cdot N - 1 \right]$$

I : Tasa de descuento 12 %

N : Número de Anualidades = 15

$$VPRT(USD) = 25153 \times \left[ \left( \frac{0.12 \times (1+0.12)^{15}}{(1+0.12)^{15} - 1} \right) \cdot 15 - 1 \right] = 30243.05(USD)$$

**Valor Presente de Explotación Totales (VPET):** Viene a ser el valor presente de la suma de los costos de operación y mantenimiento anualizados de acuerdo a la tasa descuento. Ver cuadro N° 3.6.

$$V.P.ExplotaciónTotal(USD) = CostoAnualOyM(USD) \cdot \left[ \frac{i(1+i)^N}{(1+i)^N - 1} \right]^{-1}$$

$$V.P.ExplotaciónTotal(USD) = (10555.80 + 1500) \times \left[ \frac{0.12 \times (1+0.12)^{15}}{(1+0.12)^{15} - 1} \right]^{-1} = 82118.11(USD)$$

**CUADRO N° 3.5**  
**COSTO TOTAL DE TUBERÍA Y COSTO TOTAL DE EQUIPO DE BOMBEO INSTALADO**

Ø	Costo Tubería (USD/m)	Long. Total Tubería (m)	Costo Total Tubería CTTI (USD)	Potencia de consumo (HP)	Potencia instalada (HP)	CTEBI (USD)	Horas de Bombeo/ Año	Pi (Kw)	Energía (USD/ Kw-hora)
6"	26,23	347,5	9114,93	25,29	28,10	13299,70	5840	37,67	0,05
8"	35,22	347,5	12238,95	24,27	26,97	12914,05	5840	36,15	0,05
10"	52,23	347,5	18149,93	24,05	26,72	12829,05	5840	35,82	0,05

FUENTE : ELABORACIÓN PROPIA

El costo de la energía en Cañete ha sido proporcionada por EDECAÑETE ,este valor es válido para horas fuera de las horas punta que son desde las 6pm hasta las 11pm.

**CUADRO N° 3.6  
VALOR PRESENTE COSTOS TOTALES**

Ø	VPIT (USD)	VPRT (USD)	CAO Energía consumida (USD)	CAM (USD)	V.P. Explotación Total (USD)	Valor Presente Costos Totales (USD)
6"	22414,62	26950,52352	10998,37	1500	85124,71	134489,86
8"	23763,00	28571,76946	10556,93	1500	82118,11	134452,88
10"	30978,98	37247,99386	10460,32	1500	81460,09	149687,06

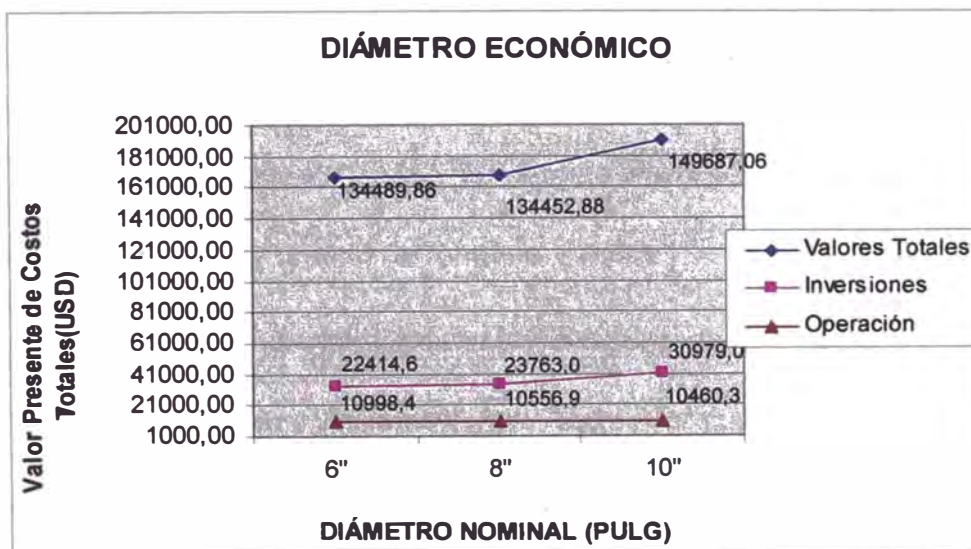
FUENTE : ELABORACIÓN PROPIA

**CUADRO N° 3.7  
VALORES TOTALES – INVERSIONES- OPERACION**

Inversiones (USD)	Operación (USD)	Valor Presente de Costos Totales (USD)	Diámetro (pulg)
22414,62	10998,37	134489,86	6"
23763,00	10556,93	134452,88	8"
30978,98	10460,32	149687,06	10"

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

**GRÁFICO N° 3.1  
DIÁMETRO ECONÓMICO**



FUENTE : ELABORACIÓN PROPIA



### 3.2.6 Curva característica red y bomba – punto óptimo de operación

La curva característica de la bomba ( cuadro N° 3.8) se obtiene del fabricante, se ha buscado una curva que cumpla con los rangos de altura dinámica total y caudal de bombeo. Se ha recurrido a gráficas de diversas bombas y la seleccionada es la que más se adecua al requerimiento del sistema de impulsión

**CUADRO N° 3.8**  
**ALTURA - CAUDAL ELECTROBOMBA**

<b>Caudal (Lt/s)</b>	6,67	10,00	13,33	16,67	20,00	23,33	26,67	28,33	30,00
<b>HDT- Bomba(m)</b>	69	69	68,5	68	65	62	58	56	53

FUENTE : F50/200 AR (PEDROLLO)

Con las condiciones de longitud de la línea de impulsión, con la elección del diámetro económico y la potencia de la bomba, se puede hacer variar el caudal de bombeo y obtener diversas alturas dinámicas a vencer, esto se resume en el cuadro N° 3.9.

Si Q = 16 lt/s

HDT= Hgeométrica + Hf+ Hpérdidas fricción + Hpérdidas menores+Presión de llegada.

La ecuación de Hazen y Williams :  $J = \left( \frac{Q}{0.0004264xCxD^{2.65}} \right)^{1.85}$

Donde :

J = Pérdida de carga por unidad de longitud = m/km.

Q = Caudal en L/s.

h<sub>f</sub> = Pérdidas de carga por fricción.

C = Coeficiente de Hazen y Williams ( $\sqrt{\text{pie / seg}}$ ) (Ver cuadro N° 3.15).

En la impulsión:

$$H_{\text{pérdidas fricción}} = \left[ \frac{16}{0.0004264 \times 140 \times 8^{2.65}} \right]^{1.85} \times 0.347 = 0.403m$$

$$H_{\text{pérdidas menores}} = 0.10 H_{\text{pérdidas fricción}} = 0.140m$$

En la succión:

$$H_{\text{pérdidas fricción}} = \left[ \frac{16}{0.0004264 \times 140 \times 10^{2.65}} \right]^{1.85} \times 0.0054 = 0.0021 \text{ m}$$

$$H_{\text{pérdidas menores}} = \left( \sum K_m \right) \times \frac{V_s^2}{2g}; \text{ Donde : } g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$\sum k_m = 2.54 \text{ Ver cuadro N}^\circ 3.11$$

$$V_s = \frac{Q}{A} = \frac{0.016 \text{ m}^3 / \text{s}}{\left( \pi \times \frac{0.215^2}{4} \right)} = 0.44 \text{ m/s}$$

$$H_{\text{pérdidas menores}} = 2.54 \times \frac{0.44^2}{2 \times 9.81} = 0.025 \text{ m}$$

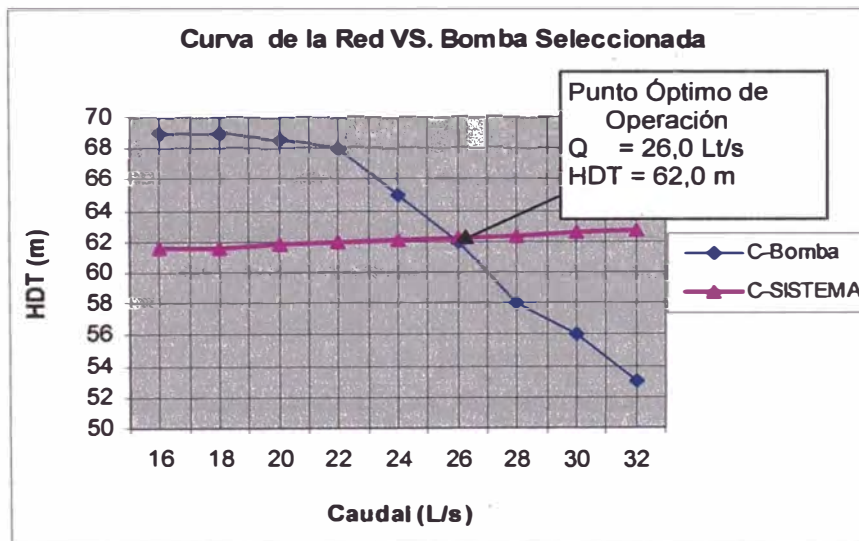
HDT = 53.70m + 5.40m + 0.403 + 0.140 + 0.0021 + 0.025 + 2 = 61.67 m. Ver cuadro N° 3.9.

CUADRO N° 3.9  
CURVA CARACTERÍSTICA DEL SISTEMA

Caudal (Lt/s)	16	18	20	22	24	26	28	30	32
HDT-Bomba(m)	61.67	61.69	61.81	61.95	62.10	62.26	62.43	62.61	62.81

FUENTE : ELABORACIÓN PROPIA

GRÁFICO N° 3.2  
PUNTO ÓPTIMO DE OPERACIÓN



FUENTE : ELABORACIÓN PROPIA

Para nuestro caso con la electrobomba seleccionada el punto óptimo tendrá los siguientes parámetros:

- Caudal óptimo : 26.00 Lt/s
- Altura Dinámica Total Óptimo (HDT<sub>óptimo</sub>) : 62.00 m
- Altura de Succión Neta requerido (NPSH) : 3.50 m
- Eficiencia de la Bomba ( $\eta_{\text{bomba}}$ ) = 75 %

### 3.2.7 Golpe de ariete en la línea de impulsión

Se denomina golpe de ariete al efecto de choque violento o sobrepresión súbita producido sobre las paredes del conducto, al modificarse de manera instantánea el movimiento del fluido, como puede ocurrir en el caso del cierre repentino de una válvula.

Empleando las ecuaciones del método de Allievi para tuberías de PVC.

Resistencia máxima a la presión del agua : 150 m.c.a

Espesor de la tubería (e) : 0,0153 m (Ver cuadro N° 5.1 Anexo)

Módulo de elasticidad del material (E) :  $2,75 \times 10^9$  N/m<sup>2</sup>

Módulo de elasticidad del agua ( $\epsilon$ ) :  $2,0 \times 10^9$  N/m<sup>2</sup>

Diámetro interior (d=8" clase -15) : 0,1884 m (Ver cuadro N° 5.1 Anexo)

Densidad del agua ( $\rho$ ) : 1000 kg/m<sup>3</sup>

Constante de gravedad (g) : 9,81 m/s<sup>2</sup>

Longitud de tubería (L) : 347.50 m.

Caudal de bombeo Q<sub>b</sub> : 0,02232 m<sup>3</sup>/s

Velocidad del agua en la tubería (v) : 0.801 m/s

La velocidad v = 0.801 m/s es > 0,6 m/s y < 3 m/s.

Cumpléndose lo establecido en la norma OS.010

Velocidad de propagación de la onda: a

$$a = \sqrt{\frac{1}{\rho \left( \frac{1}{\epsilon} + \frac{d}{eE} \right)}}$$

Donde:

a = 448,21 m/s

$$a = \sqrt{\frac{1}{1000 \times \left[ \frac{1}{2 \times 10^9} + \frac{0.1884}{(0.0153)(2.75 \times 10^9)} \right]}}$$

La altura debida al golpe de ariete se calcula de la siguiente manera:

De las fórmulas :

$$H_1 = \frac{2LV}{gT} \quad \text{MICHAUD} \quad H_1 = \frac{V \cdot a}{g} \quad \text{ALLIEVE}$$

Aquí se tienen:

L : Longitud de la tubería en (m).

V: Velocidad media del agua en la tubería (m/s)

T: Tiempo de distribución en (seg.)

g: aceleración de la gravedad = 9.81 m/s<sup>2</sup>.

a: Celeridad de la onda (velocidad de propagación de la onda en (m/s)).

El criterio para usar las fórmulas es evaluar el tiempo en segundos con la expresión de **MENDILUCE** :

$$T = 1 + \frac{K \cdot L \cdot V}{g \cdot h_i}$$

$h_i$  : Diferencia de niveles entre el punto más alto de llegada del agua al reservorio y el punto más bajo del eje de la tubería.

El coeficiente **K** toma los siguientes valores de acuerdo a la longitud de la tubería

$$\begin{aligned} K &= 1, & \text{para } L > 1500 \text{ m} \\ K &= 1,5 & \text{para } 500\text{m} < L < 1500\text{m} \\ K &= 2 & \text{para } L < 500\text{m} \end{aligned}$$

Luego si:

$L < aT/2$  Impulsiones cortas, se usa la fórmula de MICHAUD

$L > aT/2$  Impulsiones largas, se usa la fórmula de ALLIEVE

El tiempo de propagación de la onda (ida y vuelta) es conocido como tiempo crítico y se expresa como:

$$T_c = 2L/a$$

Donde :

$T_c$  : Tiempo crítico o de propagación de la onda en cierre instantáneo (seg)

L : Longitud de la tubería por donde se desplaza la onda (m)

L = 347.50 < 500m

K = 2

$$h_i = 53.70 \text{ m.}$$

$$T = 2.06 \text{ seg}$$

$$L = 347.50 \text{ m} < aT/2 = 448.21 \times 2.06/2 = 461,65 \text{ m}$$

Se usará la fórmula de MICHAUD.

$$T_c = 1,55 \text{ seg.}$$

La sobrepresión se calculará con la expresión:

$$\Delta H_a = \frac{2 \cdot LV}{g \cdot T}$$

$\Delta H_a$  : carga por sobrepresión (m.c.a)

V : velocidad de flujo en la tubería (m/s)

g : 9,81 m/s<sup>2</sup>

$$\Delta H_a = 27.59 \text{ m.}$$

Entonces la presión máxima en el punto más bajo del eje de la tubería será:

$$P_{\text{máx}} = 53.70 \text{ m} + 27.59 \text{ m} = 81.29 \text{ m}$$

$$P_{\text{máx}} = 81.29 \text{ m.c.a}$$

$$81.29 \times 1.25 = 101.61 \text{ m.c.a} < 150 \text{ m.c.a.}$$

Entonces la tubería PVC clase-15 elegida soportará la sobrepresión debido al golpe de ariete.

### 3.2.8 Golpe de ariete en la red

Se considerará como tramo de análisis desde el reservorio pasando por la línea de aducción hasta las diferentes válvulas que se encuentran a lo largo de la Av. Principal Víctor Andrés Belaúnde.

Se irá comprobando si las clases C-7.5, C-10, C-15 son convenientes para cada válvula. La sobrepresión máxima no debe exceder la presión de trabajo de las tuberías. Los caudales en cada tubería son calculados con el programa WaterCad poniendo las diferentes tuberías en el trayecto, en condición FALSE O TRUE para simular el cierre completo de una válvula o su apertura total respectivamente.

Las válvulas analizadas son las que se encuentran vecinas a los nudos : J-39, J-41, J-42, J-43, J-68.

A : significa ALLIEVE ; M: significa MICHAUD.

El cuadro N° 3.10 muestra los valores de sobrepresión en los extremos de las tuberías donde se encuentran las válvulas analizadas. La sobrepresión no debe exceder la presión de trabajo de la tubería. Se va probando una determinada clase de tubería si la condición anterior no se cumple.

**CUADRO N° 3.10**  
**SOBREPRESIÓN EN LAS VÁLVULAS**

	VÁLVULA 3" (J-68)	VÁLVULA 3" (J-39)	VÁLVULA 4" (J-40)	VÁLVULA 3" (J-41)	VÁLVULA 3" (J-42)	VÁLVULA 3" (J-43)
Distancia al Reservoirio (m)	1235,96	930,86	1009,1	1083,71	1159,01	1235,96
Ø (m)	0,0801	0,0761	0,1032	0,0801	0,0801	0,0821
clase	10	15	10	10	10	7,5
PRESION DE TRABAJO (m)	100	150	100	100	100	75
e (m)	0,0042	0,0062	0,0042	0,0042	0,0042	0,0032
H (m)	39,6	49,6	47,4	45,4	44,4	42,2
Q(m3/s)	0,00882	0,00693	0,0084	0,0059	0,00543	0,00485
v(m/s)	1,75	1,52	1,00	1,17	1,08	0,92
a(m/s)	366,739	448,862	325,56	366,739	366,739	318,958
K	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
T	9,35	5,37	4,26	5,27	5,30	5,10
aT/2	1715,07	1205,69	693,63	966,99	972,05	813,79
Criterio a Usar	M	M	A	A	A	A
SOBRE-PRESION	47,15	53,82	33,25	43,77	40,28	29,79
PRESION-MAXIMA	86,75	103,42	80,65	89,17	84,68	71,99
Condición	✓	✓	✓	✓	✓	✓

FUENTE : ELABORACIÓN PROPIA

### 3.2.9 Cavitación

El fenómeno de cavitación se presenta cuando la presión en la succión está cercana a la presión de vapor del fluido. En este caso se crean burbujas de aire que, al entrar en las zonas de mayor presión, se rompen de manera abrupta. Este continuo rompimiento de las burbujas es causa de daños en el eje del rotor, por lo que se debe evitar dicho fenómeno.

Existe un parámetro de control de la cavitación llamado Altura Neta de Succión Requerida (NPSH<sub>r</sub>) y Disponible (NPSH<sub>d</sub>).

NPSH<sub>r</sub> : Es función del diseño de la bomba y, por tanto, lo suministra el fabricante.

NPSH<sub>d</sub> : Es función del diseño del bombeo y representa la diferencia entre la altura absoluta y la presión de vapor del líquido . Ésta se representa por:

$$NPSH_d = \left[ Alt. bar. - \left( Alt. estática + Pérd. fricción + Pérd. menores. + \frac{V^2}{2g} \right)_{succión} \right] - P_{vapor}$$

Se debe cumplir que :

$$NPSH_d - NPSH_r \geq 0.50 \text{ m.}$$

**Donde:**

**Altura barométrica** = 10.33 m

**Altura estática de succión máxima**= 182.80-177.40 = 5.40 m. Ver Figura N° 3.2

**Pérdidas en la succión (hs):**

C = 150 ( Ver cuadro N° 3.15).

Q = 22.32 L/s

D<sub>s</sub> = 10"

Con la ecuación de Hazen y Williams:

$$J = \left( \frac{Q}{0.0004264 \times C \times D^{2.65}} \right)^{1.85}$$

J = 0.63 m/km

$$h_s = 0.63 \times 0.0054 = 0.00 \text{ m}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.02232}{\left(\pi \times \frac{0.215^2}{4}\right)} = 0.61 \text{ m/s}$$

$$H_{\text{pérdidas menores}} = \left(\sum K_m\right) \times \frac{V^2}{2g}$$

$$\sum k_m = 2.54 \text{ Ver cuadro N° 3.15}$$

$$H_{\text{pérdidas menores}} = 2.54 \times \frac{0.61^2}{2 \times 9.81} = 0.048 \text{ m}$$

Para el agua a 15°C se tienen la siguiente propiedad:

$$P_v = 0.18 \text{ m}$$

$$NPSH_d = [ 10.33 - (5.40 + 0 + 0.048 + 0.61^2 / (2 \times 9.81)) ] - 0.18 = 4.68 \text{ m}$$

El valor de  $NPSH_r = 3.50$  es proporcionado por PEDROLLO S.A.

La diferencia entre el valor disponible y el requerido es ( 4.68 – 3.50 = 1.18 m) y el valor mínimo es de 0.50m. Por tanto, no hay riesgos de cavitación por presión de succión.

**CUADRO N° 3.11**  
**COEFICIENTE DE PÉRDIDAS MENORES**

ACCESORIO	CANTIDAD	K	TOTAL
Codo 90°	1	0,35	0,35
Reducc. Excéntrica	1	0,44	0,44
Válvula pie con coladera	1	1.75	1.75
		Σk	2.54

FUENTE : Ing. López Cualla (Bibliografía N°3)



**CUADRO N° 3.12**  
**VELOCIDAD MÁXIMA SEGÚN EL DIÁMETRO DE LA TUBERÍA DE SUCCIÓN**

Diámetro de la tubería de succión (mm)	Velocidad máxima (m/s)
100	1,3
150	1,45
200	1,6
250	1,6

Fuente: Ing. López Cualla (Bibliografía N°3)

### 3.3 DETERMINACIÓN DEL VOLUMEN DEL RESERVORIO

El volumen total de almacenamiento estará conformado por el volumen de regulación, volumen contra incendio y volumen de reserva.

a).- Volumen de Regulación:

El volumen de regulación será calculado con el diagrama masa correspondiente a las variaciones horarias de la demanda.

Cuando se comprueba la no disponibilidad de esta información, se deberá adoptar como mínimo el 25% del promedio anual de la demanda como capacidad de regulación, siempre que el suministro de la fuente de abastecimiento sea calculado para 24 horas de funcionamiento.

En caso contrario deberá ser determinado en función al horario del suministro.

Por consideraciones económicas solo se realiza bombeo al reservorio tan solo 16 horas diarias.

$$V_{REGULACIÓN} = \left(\frac{24}{16}\right) \times 0.25 \times Q_p$$

$$V_{regulación} = 371 \text{ m}^3$$

Si se considerara N = 12 hrs. de bombeo el volumen de regulación sería de :  
(24/12)x0.25x11.44x86.4 = 494 m<sup>3</sup>, un valor excesivo para la economía del centro poblado.

b).- Volumen Contra Incendios:

El volumen contra incendios según el R.N.E. se considerará si la población es mayor a 10000 hab. Por esta razón no se ha considerado un volumen contra incendio.

$$V_{ci} = 0 \text{ m}^3$$

c).- Volumen de Reserva:

Según el R.N.E. Norma OS.030 deberá justificarse un volumen adicional de reserva de ser necesario.

El volumen de Reserva estimaremos como el 15 % del volumen total (volumen de regulación +Volumen contra incendios).

$$V_{reserva} = 15\% (\text{Vol. Regulación.} + V_{incendio})$$

$$V_{reserva} = 56 \text{ m}^3$$

d).- Volumen de Reservorio

$$V_{reservorio} = V_{regulación} + V_{incendios} + V_{reserva}$$

$$\text{VOLUMEN DE RESERVORIO} = 430 \text{ m}^3$$

### 3.3.1 Dimensionamiento del reservorio

Luego de haber obtenido el volumen total del tanque se hará un predimensionamiento, el cual depende de consideraciones de tipo económico:

- A mayor profundidad, mayor será el costo de los muros perimetrales y menor será el costo de las placas de fondo y de cubierta.
- A menor profundidad, mayor será el costo de las placas de cubierta y fondo y menor será el costo de los muros perimetrales.

$$h = \frac{V}{3} + k$$

Donde:

h = profundidad (m)

V = capacidad (cientos de metros cúbicos)

k = constante en función de la capacidad.

**CUADRO 3.13**  
**CONSTANTE DE LA CAPACIDAD DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO**

<b>V (cientos de m3)</b>	<b>k</b>
< 3	2,0
4-6	1,8
7-9	1,5
10-13	1,3
14-16	1,0

Fuente: Ing. López Cualla (Bibliografía N°3)

$$V = 430\text{m}^3$$

$$h = 3,23\text{m (tirante de agua)}$$

$$\text{Eligiendo } h = 3,50\text{m}$$

$$\text{Diámetro} = 12,50 \text{ m}$$

Por consideraciones de análisis estructural el Expediente Técnico considera un volumen de 465 m<sup>3</sup>.

### 3.4 RED DE DISTRIBUCIÓN

#### 3.4.1 Configuración de la red de distribución

La red que se va a diseñar es una red cerrada. El nodo de inicio está a la entrada del pueblo. A este nodo llega la tubería de aducción que sale del reservorio.

Para la configuración de la red mediante las tuberías principales se tomará en cuenta el posible desarrollo o crecimiento del Centro Poblado Pueblo Nuevo de Conta. El crecimiento hacia el lado norte ya no es posible porque lo impide el río seco Pócoto. El espacio que queda para ocupar es hacia el este. En el diseño se tomará en cuenta el área tributaria para los nodos ubicados en este sector.

### 3.4.2 Consideraciones para el diseño

A fin de no provocar deficiencias en el sistema se diseñará la red según el Consumo Máximo Horario.

Se verificará las presiones o rangos de presiones máximas y mínimas que deben ser satisfechas en la red de distribución. Según el Reglamento de Sedapal el factor  $K_2 = 2.6$ .

$$Q_{mh} = 2.6xQ_p = 29.74 \text{ L/s}$$

### 3.4.3 Asignación de los caudales en los tramos que constituyen las mallas

#### a) Método de la áreas

Se trata de determinar el gasto o consumo medio para toda la zona a proyectar y las áreas de influencia de cada nodo, a fin de definir una demanda unitaria.

Se enumeran los nodos que configuran la malla y se determinan las áreas de influencia de cada uno trazando las mediatrices de los tramos.

La figura N° 3.5 representa las áreas de influencia asignadas a cada nodo y en el cuadro N° 3.14 se reportan los datos relativos a cada uno y los gastos por nodo.

Mediante la aplicación del método:

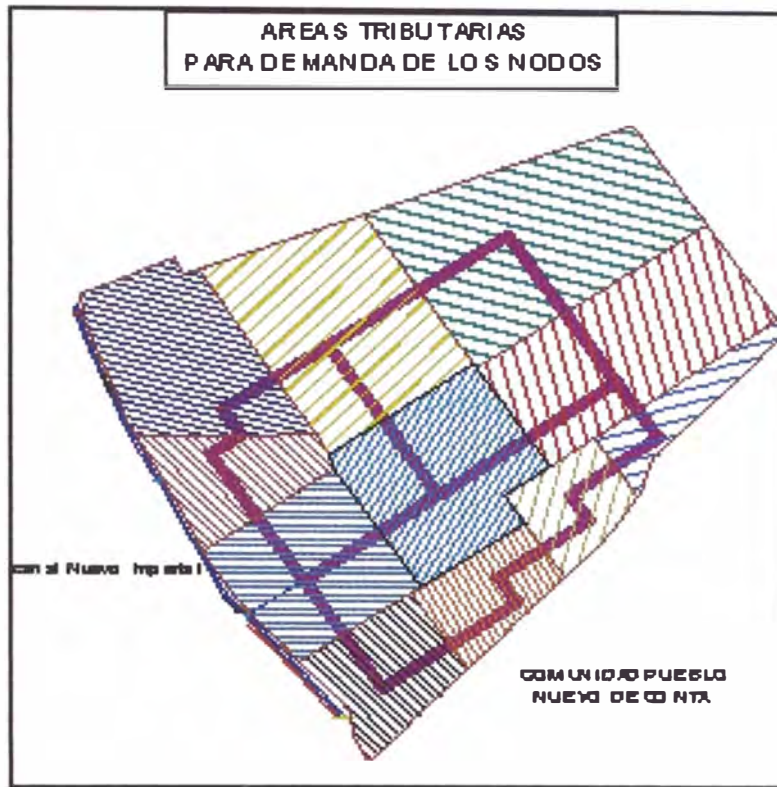
$$Q_p = 11.44 \text{ L/s}$$

$$Q_{mh} = 24.74 \text{ L/s}$$

La demanda unitaria se obtiene dividiendo el caudal máximo horario entre el área del centro poblado:

$$q_u = \frac{Q_{mh}}{\text{Area total}} = \frac{24.74}{1149046} = 2.58823E - 05 (L/s)/m^2$$

**FIGURA 3.5**  
**AREAS DE INFLUENCIA O TRIBUTARIAS PARA CADA NODO**



FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

**CUADRO 3.14**  
**GASTOS POR NODO**

Nudo n°	Área (m <sup>2</sup> )	Demanda (Lt/s)
J-7	121081	3,13
J-8	165816,5	4,29
J-9	204115,43	5,28
J-10	156806,96	4,06
J-11	39631,88	1,03
J-13	45865,37	1,19
J-15	51496,44	1,33
J-16	66194,3	1,71
J-4	106097,03	2,75
J-5	64159,03	1,66
J-17	127781,27	3,31
Total	1149046	29,74

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

### 3.4.4 Análisis hidráulico

Una vez establecida la red, constituido por las tuberías principales y asignados los gastos correspondientes a cada nodo, se procede a determinar los caudales para cada tubería y presiones para cada nodo por medio del programa WaterCad.

El flujo de agua a través de las tuberías estará controlado por dos condiciones:

- El flujo total que llega a un nodo es igual al que sale.
- La pérdida de carga entre dos puntos a lo largo de cualquier camino, es siempre la misma.

El reservorio tiene una cota de 231.40 msnm. y el punto más alto del centro poblado tiene una cota de 208.00 msnm. y el punto más bajo 181.00 msnm.

**CUADRO 3.15**  
**COEFICIENTES DE FRICCIÓN "C" EN LA FÓRMULA**  
**DE HAZEN Y WILLIAMS**

TIPO DE TUBERÍA	"C"
Acero sin costura	120
Acero soldado en espiral	100
Cobre sin costura	150
Concreto	110
Fibra de vidrio	150
Hierro Fundido	100
Hierro fundido dúctil con revestimiento	140
Hierro galvanizado	100
Polietileno, Asbesto Cemento	140
Poli ( Cloruro de vinilo) PVC	150

Fuente : R.N.E. Norma OS.010

En nuestro caso utilizaremos el programa de cómputo : WaterCAD V8i que se basa en el método del gradiente para sus análisis.

### **3.4.5 Análisis y simulación de redes**

Con el programa WaterCad se ha ido cambiando la ubicación, diámetro, longitud de las tuberías principales de la red de distribución, así como también el diámetro de la tubería de aducción, logrando que la presión en los nodos y las velocidades en las tuberías cumplan con la norma OS.050 del R.N.E.

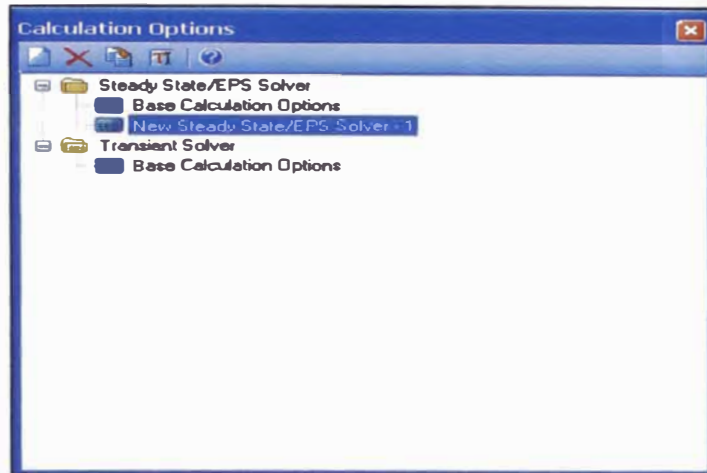
- **Análisis de flujo permanente**

En este tipo de análisis de flujo permanente se conoce los diámetros de todos los tramos de la red, el nivel en el reservorio y las demandas en los nodos, y se busca la distribución de caudales y presiones en la red, en condiciones de demanda y niveles constantes. Se ha considerado 1m. como tirante de agua en el reservorio.

### **3.4.6 Análisis en estado estático**

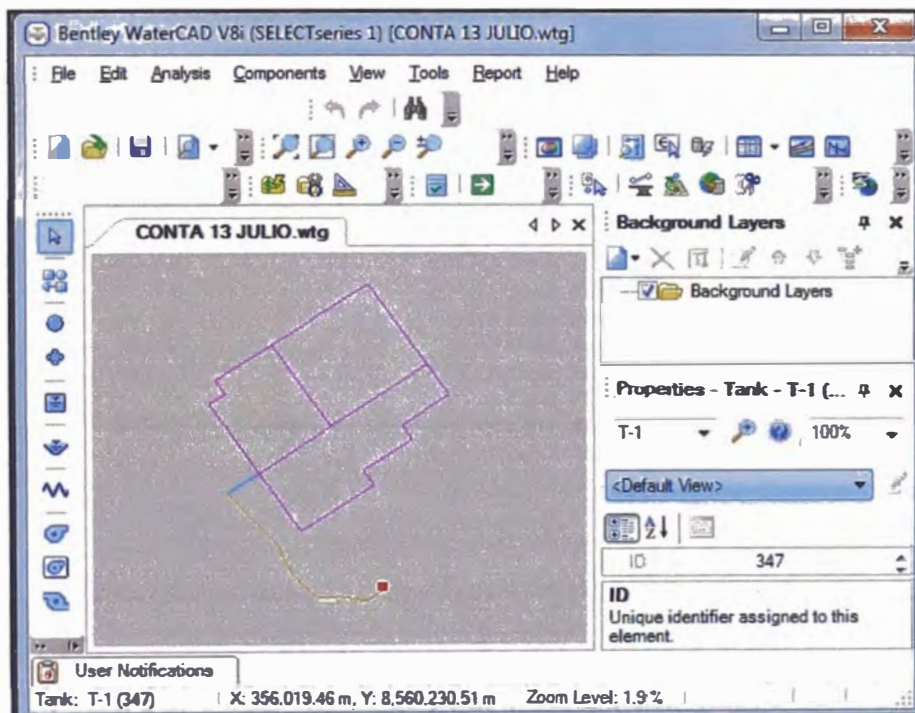
En el menú análisis seleccionamos opciones de cálculo, se presenta la siguiente ventana (Figura N° 3.6), la cual nos permite elegir un análisis en estado estático o un análisis EPS ( Simulación en Período Extendido).

FIGURA Nº 3.6  
OPCIONES DE CÁLCULO



FUENTE : ELABORACIÓN PROPIA

FIGURA Nº 3.7  
MODELAMIENTO DE LA ADUCCIÓN - RED PRINCIPAL



FUENTE : ELABORACIÓN PROPIA

La figura Nº 3.7 muestra la disposición de las tuberías principales, así como la línea de aducción que sale desde el reservorio. La línea de aducción es una tubería de 8" y se reduce a una tubería de 6" al ingresar al centro poblado. Las tuberías principales son de 4".



Ejecutar un análisis en estado estable

- Se ingresa los caudales de demanda en los nodos. La red contiene 11 nodos cuyos caudales de demanda se han obtenido por medio de las áreas tributarias correspondientes. Ver cuadro N° 3.16
- Se ingresa los diámetros y tipo de material.
- Se ingresa las cotas de los nodos.
- Se ejecuta el programa y se obtiene los valores de velocidad, caudal en las tuberías, presión en los nodos.

CUADRO N° 3.16  
INGRESO DE LAS DEMANDAS EN LOS 11 NODOS

	ID	Label	Demand (Base) (L/s)	Pattern (Demand)	Zone
1	47	J-7	3,13	CP Conta Residen...	<None>
2	58	J-5	1,66	CP Conta Residen...	<None>
3	113	J-4	2,75	CP Conta Residen...	<None>
4	151	J-16	1,71	CP Conta Residen...	<None>
5	161	J-15	1,33	CP Conta Residen...	<None>
6	169	J-17	3,31	CP Conta Residen...	<None>
7	183	J-8	4,29	CP Conta Residen...	<None>
8	268	J-13	1,19	CP Conta Residen...	<None>
9	289	J-11	1,03	CP Conta Residen...	<None>
10	292	J-10	4,06	CP Conta Residen...	<None>
11	1401	J-9	5,28	CP Conta Residen...	<None>

FUENTE : ELABORACIÓN PROPIA

**CUADRO N° 3.17**  
**RESULTADOS DE VELOCIDAD, CAUDAL, GRADIENTE DE PÉRDIDAS DE CARGA EN LAS TUBERÍAS PRINCIPALES**

FlexTable: Pipe Table (Current Time: 0,000 hour...)											
ID	Label	Length (Scaled) (m)	Start Node	Stop Node	Diameter (mm)	Material	Hazen-Williams C	Flow (l/s)	Velocity (m/s)	Headloss Gradient (m/km)	
61: P-6	61 P-6	76,82	J-5	J-6	105,80	PVC	150,0	7,26...	0,83	6,146	
65: P-7	65 P-7	69,22	J-6	J-7	105,80	PVC	150,0	7,26...	0,83	6,146	
164: P-15	164 P-15	71,84	J-15	J-14	105,80	PVC	150,0	4,68...	0,53	2,729	
269: P-13	269 P-13	68,83	J-12	J-13	105,80	PVC	150,0	-3,49...	0,40	1,586	
1377: P-3	1377 P-3	417,32	J-2	J-3	188,80	PVC	150,0	29,7...	1,06	4,979	
1498: P-1	1498 P-1	89,09	T-1	J-138	188,80	PVC	150,0	29,7...	1,06	4,979	
1500: P-5	1500 P-5	351,67	J-5	J-4	105,80	PVC	150,0	-8,92...	1,02	8,997	
1901: P-18	1501 P-18	344,98	J-4	J-17	105,80	PVC	150,0	10,3...	1,18	11,817	
1503: P-9	1503 P-9	455,04	J-8	J-9	105,80	PVC	150,0	3,06...	0,35	1,246	
1904: P-20	1504 P-20	410,36	J-8	J-17	105,80	PVC	150,0	-3,22...	0,37	1,366	
1505: P-17	1505 P-17	290,98	J-4	J-16	105,80	PVC	150,0	7,72...	0,88	6,889	
1506: P-16	1506 P-16	344,46	J-16	J-15	105,80	PVC	150,0	6,01...	0,68	4,335	
1907: P-10	1507 P-10	407,93	J-9	J-10	105,80	PVC	150,0	-2,21...	0,25	0,679	
1508: P-8	1508 P-8	265,87	J-7	J-8	105,80	PVC	150,0	4,13...	0,47	2,164	
1509: P-14	1509 P-14	233,32	J-14	J-13	105,80	PVC	150,0	4,68...	0,53	2,729	
1510: P-12	1510 P-12	227,81	J-12	J-11	105,80	PVC	150,0	3,49...	0,40	1,586	
1511: P-4	1511 P-4	149,47	J-3	J-4	155,80	PVC	150,0	29,7...	1,56	12,692	
1512: P-11	1512 P-11	151,44	J-10	J-11	105,80	PVC	150,0	-2,46...	0,28	0,831	
1516: P-271	1516 P-271	162,89	J-139	J-2	188,80	PVC	150,0	29,7...	1,06	4,979	
1518: P-272	1518 P-272	111,45	J-138	J-140	188,80	PVC	150,0	29,7...	1,06	4,979	
1519: P-273	1519 P-273	73,55	J-140	J-139	188,80	PVC	150,0	29,7...	1,06	4,979	
1521: P-274	1521 P-274	114,32	J-17	J-85	105,80	PVC	150,0	3,80...	0,43	1,856	
1524: P-276	1524 P-276	118,87	J-85	J-99	105,80	PVC	150,0	3,80...	0,43	1,855	
1525: P-277	1525 P-277	225,05	J-99	J-10	105,80	PVC	150,0	3,80...	0,43	1,856	

24 of 24 elements displayed

FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA

Los valores de velocidad obtenidos en las tuberías principales de 4" están en concordancia con los valores límites establecidos en la norma R.N.E. pues no sobrepasan los 3 m/s. Ver cuadro N° 3.17.

La tubería de aducción tiene una longitud de 961.07 ml. de 8" de diámetro.

CUADRO N° 3.18  
RESULTADOS DE LA PRESIÓN EN LOS NODOS

FlexTable: Junction Table (Current Time:						
	ID	Label	Elevation (m)	Demand (L/s)	Hydraulic Grade (m)	Pressure (m H2O)
47: J-7	47	J-7	184,50	3,130...	222,19	37,6
58: J-5	58	J-5	183,00	1,660...	223,09	40,0
60: J-6	60	J-6	185,00	0	222,61	37,5
113: J-4	113	J-4	184,00	2,750...	226,25	42,2
151: J-16	151	J-16	183,50	1,709...	224,24	40,7
161: J-15	161	J-15	191,60	1,330...	222,75	31,1
163: J-14	163	J-14	191,50	0	222,56	31,0
169: J-17	169	J-17	191,80	3,309...	222,17	30,3
183: J-8	183	J-8	190,00	4,290...	221,61	31,5
266: J-12	266	J-12	197,20	0	221,81	24,6
268: J-13	268	J-13	197,20	1,189...	221,92	24,7
289: J-11	289	J-11	202,50	1,029...	221,45	18,9
292: J-10	292	J-10	201,70	4,059...	221,32	19,6
348: J-3	348	J-3	181,00	0	228,15	47,1
823: J-2	823	J-2	182,50	0	230,22	47,6
1401: J-9	1401	J-9	199,80	5,279...	221,05	21,2
1513: J-138	1513	J-138	229,55	0	231,96	2,4
1514: J-139	1514	J-139	185,00	0	231,04	45,9
1517: J-140	1517	J-140	207,50	0	231,40	23,9
1520: J-85	1520	J-85	194,40	0	221,96	27,5
1523: J-99	1523	J-99	197,20	0	221,74	24,5

FUENTE : ELABORACIÓN PROPIA

En el cuadro N° 3.18 se puede observar que las presiones obtenidas en estado estático son mayores de 10 m.c.a. y menores de 50 mca. establecidas en las normas.

## CAPITULO IV. OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

### 4.1 PROCEDIMIENTOS PARA LA OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN

La inversión en infraestructura es muy elevada pero el gran problema es la falta de fondos para operación y mantenimiento, entonces lo que se tendrá en poco tiempo son redes enterradas y sistemas de captación colapsadas.

La población muchas veces no tiene personal especializado en el tema, es por eso que se apuesta por operadores privados quienes con la participación de una población comprometida en pagar una tarifa, permite el sostenimiento del servicio.

De acuerdo a cifras de la SUNASS, de toda el agua potable que se produce en el Perú, en promedio, el 40% se pierde por fugas, siendo la principal causa la antigüedad de las redes y la falta de mantenimiento.

#### 1. Objetivo

Establecer procedimientos mínimos para la adecuada operación y mantenimiento de redes de distribución en sistemas rurales de abastecimiento de agua.

#### 2. Definiciones

- **Operación:** Conjunto de acciones que se efectúan para poner en funcionamiento a todos los componentes o partes de un sistema de agua potable.
- **Mantenimiento:** Acciones permanentes que se realizan con la finalidad de conservar un adecuado estado de funcionamiento de los componentes o partes del sistema.
- **Mantenimiento prevenido:** Es aquel que se realiza con una frecuencia determinada con la finalidad de prevenir y evitar daños al sistema
- **Mantenimiento correctivo:** Consiste en las acciones que se efectúan para reparar daños o reponer piezas deterioradas por el uso. Ver gráfico 4.1.
- **Operador:** Persona calificada responsable de la operación y mantenimiento de las instalaciones del sistema de agua potable.

### 3. Alcance

Se aplicará en la operación y mantenimiento de sistemas rurales de abastecimiento de agua, que son administradas por las propias comunidades a través de las juntas administradoras o las entidades comunales afines.

### 4. Disposiciones generales

- a) Se debe garantizar una buena operación y mantenimiento del sistema, para lograr que el agua que se consume sea de buena calidad, que se tenga un servicio continuo y en la cantidad necesaria.
- b) Se recomienda la creación de una Junta Administradora de Servicios de Saneamiento (JASS), que será la responsable de la operación y mantenimiento del sistema de agua potable.
- c) El operador designado por la JASS será la persona calificada y responsable de la adecuada operación y mantenimiento del sistema.

GRÁFICO N° 4.1  
MANTENIMIENTO CORRECTIVO



FUENTE : <http://radio.rpp.com.pe/cuidaelagua>

- d) Durante la ejecución de la obra se debe capacitar a los usuarios en el uso y mantenimiento preventivo del servicio y sus partes, con el fin de reducir la posibilidad del mantenimiento correctivo.

e) Si para efectuar actividades de mantenimiento se requiere interrumpir el servicio, se debe comunicar a los usuarios el período de la interrupción para que puedan tomar las precauciones necesarias en cuanto a provisión de agua.

## 5. Herramientas y materiales

Las herramientas y materiales necesarios para la operación y mantenimiento de la red de distribución generalmente son los siguientes:

Herramientas y utensilios:

1. . Llaves de dado para válvulas de red
2. . Llaves de boca
3. . Plano de replanteo
4. . Guantes
5. Materiales
6. . Tuberías
7. . Accesorios
8. . Pegamento
9. . Hipoclorito ( para desinfección )

## 6. Operación

Para poner en operación la red de distribución se deberá abrir la válvula de salida del reservorio a la red y las válvulas de purga. Una vez que salga el agua por las válvulas de purga, se deberá cerrarlas.

## 7. Mantenimiento

Es necesario informar a la población que mientras se realicen los procesos de limpieza y desinfección de la red de distribución no se dispondrá del servicio. Para tal fin se procederá a cerrar las válvulas de paso de las conexiones domiciliarias como medida de precaución.

De preferencia, se deberá realizar las tareas de limpieza en horarios que no causen incomodidad al usuario.

## 8. Tuberías

Para la desinfección de la tubería de la red de distribución, se recomienda aprovechar el volumen de la solución de hipoclorito que se utiliza cuando se desinfecta el reservorio y luego se continuará con los siguientes pasos:

- a) Cerrar la válvula de by pass y abrir la válvula de salida del reservorio.
- b) Abrir las válvulas de purga de la red. En cuanto salga el agua por la válvula de purga se deberá cerrarla, con el objeto de que las tuberías se llenen de agua clorada.
- c) Dejar el agua clorada retenida durante cuatro (4) horas.
- d) Luego de las cuatro (4) horas, vaciar totalmente la red abriendo las válvulas de purga. El agua no debe ser consumida por la población.
- e) Abrir la válvula de ingreso al reservorio y alimentar de agua a la red de distribución.
- f) Poner en servicio la red cuando no se perciba olor a cloro o cuando el cloro residual medido en el comparador de cloro artesanal no sea de 0,8 mg/lt.
- g) Abrir las válvulas de paso de las instalaciones domiciliarias.

En caso de que el volumen de la solución de hipoclorito de calcio no llene la tubería de la red de distribución, será necesario preparar una nueva mezcla en el reservorio considerando la información del cuadro N° 4.1.

## 9. Frecuencia de mantenimiento

### - Semanal

- a) Girar las válvulas de aire y purga en la red.
- b) Observar y examinar que no existen fugas en las tuberías de la red. En caso de detectarlas, repararlas inmediatamente.

### - Mensual

Abrir y cerrar las válvulas, verificando el funcionamiento.

### - Semestral

- a) Limpieza y desinfección.
- b) Lubricar las válvulas de control.
- c) Pintar con anticorrosivo las válvulas de control, de aire y de purga.

### - Anual

- a) Pintar los elementos metálicos (tapas, válvulas de control, etc.).
- b) Pintar las paredes exteriores y techo de las cajas de válvulas de aire, de purga.

## 10. Válvulas y purgas

Como medida preventiva para evitar el atascamiento y para chequear la calibración de las válvulas se debe tener especial cuidado en actualizar los

planos de replanteo y ubicación de las válvulas, pues deben establecerse un programa sostenido de manipulación de válvulas, pues de ellos depende la ordenada y eficiente ejecución de los programas de mantenimiento. El mantenimiento correctivo comprende el cambio o reparación de los desperfectos observados en las inspecciones del sistema.

Se deberá tener presente algunas recomendaciones para el mantenimiento de las válvulas:

- Es recomendable que, para cada una de la válvulas existentes en el sistema, tenga una tarjeta u hoja de registro en la que además de indicar su ubicación, se consigne el número de vueltas, sentido de rotación, estado en que se encuentra y fechas de las reparaciones efectuadas.
- Revisar el funcionamiento de las válvulas haciendo girar lentamente; para evitar el golpe de ariete; las válvulas deben abrir o cerrar fácilmente. No debe olvidarse dejar la válvula tal como se encontró abierta o cerrada.
- Abrir y cerrar totalmente cada válvula varias veces, con el fin de eliminar los depósitos acumulados en el asiento de la compuerta.
- En las válvulas que presentan fugas por la contratuerca superior, observar si la fuga de agua se debe a que se ha aflojado la contratuerca, en cuyo caso ajustarla o si se debe al desgaste de la estopa, proceder al cambio respectivo.
- Si hay dificultad en el manejo de la válvula o si hay fugas que no se eliminan apretando el prensa-estopa, verifique el estado de la empaquetadura y si fuera necesario se deberá de reemplazarla.
- Verificar que los pernos y tuercas estén suficientemente apretados para evitar fugas.
- Poner kerosene o aceite de baja viscosidad entre el vástago y la contratuerca superior, esto facilitará su manejo.
- Revisar el estado del vástago o eje del tornillo, observando si se encuentra torcido o inmovilizado debido al óxido. Cambiar la pieza si fuese necesario.
- Pinte o retoque con pintura anticorrosiva, las válvulas y accesorios que estén a la vista en la red de distribución.
- Inspeccionar las cajas de las válvulas observando si hay filtraciones, destrucciones externas, empozamiento alrededores de ellas, tierra acumulada sobre las cajas, candados o elementos de cierre en mal estado, etc. Se deberá informar, si es necesario subirlas o reemplazarlas según sea la posición o estado en que se encuentren.



- Por lo menos una vez al mes limpiar y revisar las cajas de válvulas e inspeccionar las vías en que se encuentra enterrada la red de distribución, con el fin de detectar fugas u otras anomalías.

### 11. Disposiciones finales

- La desinfección se llevará a cabo una vez terminado de construir el sistema de agua potable. Sin embargo, cuando las condiciones lo determinan se hará una nueva desinfección.
- Al ampliar o reparar la red se desinfectará el tramo respectivo.
- Con el uso del comparador de cloro artesanal, verificar que el cloro residual en el agua no sea menor de 0,5 mg/lit.
- Descubrir fugas en las tuberías y repararlas.
- Reemplazar o cambiar válvulas y accesorios malogrados.

CUADRO N° 4.1

CANTIDAD DE HIPOCLORITO DE CALCIO AL 30% REQUERIDA PARA LA DESINFECCIÓN DE INSTALACIONES DE AGUA.

Descripción	Concentración (ppm)	Tiempo de retención (hora)	Peso de hipoclorito de calcio (kg)	Cantidad de agua para la solución (lt)	Cantidad de hipoclorito (N de cucharadas soperas)
<b>Reservorios</b>					
Hasta 5 m3	50	4	0,83	65,1	83,33
10 m3	50	4	1,67	130,21	166,67
15 m3	50	4	2,5	195,31	250
20 m3	50	4	3,33	260,4	333,33
25 m2	50	4	4,17	325,52	416,67
30 m3	50	4	5	390,63	500
40 m3	50	4	6,67	520,83	666,67
50 m3	50	4	8,33	651,04	883,33
Más de 50 m3	50	4	**		
<b>Tuberías</b>	50	4	**		

Se calcula por  $P = (CxV) / (\% \text{cloro} \times 10)$

FUENTE : CEPIS

Donde:

P = Peso requerido de hipoclorito de calcio en gramos.

C = Concentración aplicada (mg/lit) % de hipoclorito: Porcentaje de cloro libre en el producto.

V = Volumen de la instalación a desinfectar en litros.

## CAPÍTULO V . CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1 CONCLUSIONES

- La población beneficiaria actualmente es de 3472 habitantes, que en 21 años será de 4943 habitantes.
- El diámetro de la tubería de succión de 10" cumple con el criterio de que el NPSH disponible sea mayor que el NPSH requerido para evitar el problema de cavitación.
- El diámetro económico de la tubería de impulsión es de 8" después de evaluar los costos inversión y el consumo de energía.
- La potencia de la bomba hasta el año 2020 puede ser de 25 HP considerando un factor de seguridad de 25%.
- Las presiones obtenidas en los nodos en análisis estático halladas con el programa WaterCad están dentro del rango establecidas por las normas.
- El programa WaterCad es de suma ayuda cuando se busca obtener presiones y velocidades limitadas en la red, variando el diámetro de la tubería de aducción.
- El golpe de ariete que se produce por el corte de suministro de energía eléctrica en las bombas ha sido prevista eligiendo una tubería de clase C-15 para la tubería de impulsión que soportará el aumento de presión debido a este efecto.

## 5.2 RECOMENDACIONES

- Para el análisis hidráulico del sistema de bombeo que se va a implementar, se debe asegurar que sean suministrados los datos de la topografía del terreno por donde recorre la tubería de impulsión, para que se pueda determinar el perfil del terreno y así poder ubicar las válvulas de aire y de purga.
- Se recomienda la ejecución de este proyecto dado el alto índice de enfermedades gastrointestinales y parasitarias que padece la población.
- Capacitar a la población sobre la importancia de su colaboración en la sostenibilidad del proyecto pues de su participación depende la continuación del proyecto.
- Para reducir la pérdida de carga en la tubería de impulsión ésta debe ser lo más recta posible, minimizando el número de accesorios en la instalación. De ser posible se debe usar curvas o codos de radio largo para reducir la pérdida de carga.
- Garantizar un correcta Supervisión durante la ejecución del proyecto para evitar la colocación de materiales que no cumplan las especificaciones indicadas en los planos.
- Realizar estudios de calidad de agua en forma periódica en la red de distribución de agua potable para preservar la salud de la población.

## BIBLIOGRAFÍA

- 1.- Arango Dávila Patricia Carmela, "Expediente Técnico del Sistema de Agua Potable del Centro Poblado La Quebrada –San Luis – Cañete : Diseño de la Red de Agua. Informe de Suficiencia – UNI-FIC , Lima - 2010.
- 2.- Arocha Ravelo Simón, " Abastecimiento de Agua, Teoría y Diseño ", Ediciones Vega S.R.L., 1ra. Reimpresión corregida , Madrid - 1980.
- 3.- López Cualla Ricardo Alfredo, " Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillado" ,Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería,2da Edición,Bogotá- 2003.
- 4.- Maquerrhua Paniura Hugo, " Línea de Aducción y Red de Distribución de Agua Potable del Proyecto Unipampa Sector 6", Informe de Suficiencia- UNI-FIC Lima - 2007.
- 5.- Mena Cárdenas, Eduardo Salvador, " Formulación y Diseño del Proyecto de Saneamiento UNIPAMPA- Zona 5, Diseño de la Línea de Impulsión y Sistema de Bombeo". Informe de Suficiencia- UNI- FIC, LIMA - 2007.
- 6.- Ministerio de Salud, " Reglamento de la Calidad del Agua para Consumo Humano ", Lima - 2010.
- 7.- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, " Reglamento Nacional de Edificaciones ", Lima -2006.
- 8.- Organización Panamericana de la Salud - CEPIS, "Procedimientos para la operación y mantenimiento de la red de distribución ", Lima - 2005.
- 9.- Rocha Felices Arturo, " Hidráulica de Tuberías y Canales ", 1ra Edición,FIC- UNI, Lima- 2007.
- 10.- Saldarriaga, Juan, " Hidráulica de Tuberías, Abastecimiento de Agua, Redes, Riegos".Editorial Alfamega, Bogotá -2007.
- 11.- Vidal Valenzuela Carlos, " Diseño y Modelación de Sistemas de Distribución de Agua con Watercad", Fondo Editorial ICG, 2da. Edición, Lima -2009.
- 12.- Yurivilca Montes, Jaime Julio," Formulación y diseño del Proyecto de Saneamiento Unipampa Zona 5. "Diseño Hidráulico de Redes de agua Potable". Informe de Suficiencia, UNI-FIC, Lima -2007.

## ANEXO

- ✓ ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO DEL SUELO
- ✓ ANÁLISIS DE LA CALIDAD DEL AGUA
- ✓ ESTUDIO DE SUELOS
- ✓ CURVA CARACTERÍSTICA DE LA BOMBA
- ✓ TARIFA ELÉCTRICA
- ✓ DIÁMETROS DE TUBERÍAS

**FIGURA N° 5.1**  
**ANALISIS FISICO QUIMICO DEL SUELO**



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**Facultad de Ingeniería Civil**

LABORATORIO QUIMICO DE LA FIC

ANALISIS FISICO-QUIMICO

SOLICITANTE: GRUPO N° 4, CURSO DE TITULACION 2011-I-FIC-UNI

REGISTRO: S11-427

OBRA: "SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA LA COOPERATIVA CONTA"

UBICACIÓN: NUEVO IMPERIAL- CAÑETE- LIMA

MUESTRA: M-1, CALICATA: C-7

FECHA DEL INFORME: 25 DE MAYO DEL 2 011

ANALISIS DE :	CLORUROS Cl <sup>-</sup> ASTM D 3370:1999 NTP:339.177 2002 %	SULFATOS (SO <sub>4</sub> ) <sup>2-</sup> ASTM E 275:2001 NTP:339.178 2002 %	SALES SOLUBLES TOTALES ASTM D 1888 MTC E 219-200 %	pH ASTMD4792 NTP. 339.176
MUESTRA: M-1 CALICATA: C-7	0,75	4,17	4,93	6,38

  
CARMEN R. REYES CUBAS  
ING ANALISTA DEL LABORATORIO  
Lab. Químico de la FIC-UNI

  
ROSA ALTAMIRANO MENDOZA  
ING. JEFE DEL LABORATORIO  
Lab. Químico de la FIC-UNI

El Laboratorio no se responsabiliza del muestreo ni de la procedencia de la muestra

Av. Tupac Amaru 210, Lima 25, Peru  
Apartado Postal 1301 Lima 100 - Peru Telefax: (511) 481-9845  
Central Telefonica: 481-1070 Anexo: 295

FUENTE : ELABORACION PROPIA

**FIGURA N° 5.2**  
**ANÁLISIS QUÍMICO DEL AGUA**



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL**  
**LABORATORIO N° 20 - INGENIERIA SANITARIA**

**INFORME DE ANÁLISIS N°153-2011 LAB N° 20**

Solicitante : MUNICIPALIDAD NUEVO IMPERIAL -CAÑETE.  
 Proyecto : Agua y Planta de Tratamiento  
 Tipo de muestra : Agua de Canal (\*)  
 Procedencia : Centro Poblado Pueblo Nuevo de Conta  
 Fecha de muestreo : 30-04-2011 Hora: El solicitante no indicó  
 Fecha de recepción : 25-05-2011

**RESULTADOS DE ANÁLISIS FISICO QUIMICO**

PARÁMETRO	UNIDAD	RESULTADO	METODO
Cloruros	mg /LCI	16.00	Volumétricas
pH	-----	7.10	Electrodo
Sólidos Totales	mg/L	167.00	Gravimétricos
Sales Solubles	mg/L	160.00	Gravimétricos
Sulfatos	mg/l SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	38.00	Turbidimétrico
Turbiedad	U.N.T	9.08	Turbidimétrico
Plomo	mg/L Pb	0.002	Absorción Atómica

Los análisis se han efectuado tomando los MÉTODOS NORMALIZADOS PARA EL ANÁLISIS DE AGUAS POTABLES Y RESIDUALES APHA –AWWA-WPCF 19 edición.

Lima, 31 de Mayo del 2011.

ING. VALERY VAUTINO CANO  
JEFE DE LABORATORIO N°20

(\*) La muestra fue tomada por el solicitante

Página 1 de 2


Av. Túpac Amaru N° 210 - Rímac

Teléfono 482-1585 - Teléfono 481-1070 Anexo 365  
Atención 8:00 a 16:00 Hrs.

E-mail: lab20\_fia@uni.edu.pe

FUENTE : ELABORACION PROPIA

**FIGURA N° 5.3**  
**ENSAYO DE LABORATORIO DE SUELOS**



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**  
**Facultad de Ingeniería Civil**  
**Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos y Pavimentos**  
Av. Tupac Amaru N° 210 - Lima 25 - Perú    Telefax 381-3842    Central Telefónica 481-1070    Anexo 308

**INFORME N° S11-380-1**

SOLICITANTE : GRUPO N°3 Y N°4 - CURSO DE TITULACIÓN 2011  
 PROYECTO : PROYECTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARRILLADO CENTRO POBLADO NUEVA CONTA  
 UBICACIÓN : CP. CONTA - NUEVO IMPERIAL - CAÑETE - LIMA  
 FECHA : 26 DE MAYO DEL 2011

---

**REPORTE DE ENSAYOS DE LABORATORIO**

Calicata : C-1  
 Muestra : \*\*\*  
 Prof. (m) : 0.60 - 1.50

**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO - ASTM D-422**

Tamiz	Abertura (mm)	(%)	
		Parcial	Acumulado
3"	76.200	-	-
2"	50.300	-	100.0
1 1/2"	38.100	19.7	19.7
1"	25.400	14.5	34.2
3/4"	19.050	4.7	39.0
1/2"	12.700	9.6	48.5
3/8"	9.525	4.5	53.0
1/4"	6.350	4.4	57.5
N°4	4.750	3.0	60.5
N°10	2.000	7.0	67.5
N°20	0.840	6.5	74.0
N°30	0.590	3.2	77.2
N°40	0.425	3.7	81.0
N°60	0.250	6.5	87.4
N°100	0.149	5.0	92.4
N°200	0.074	3.4	95.8
- N°200		4.2	

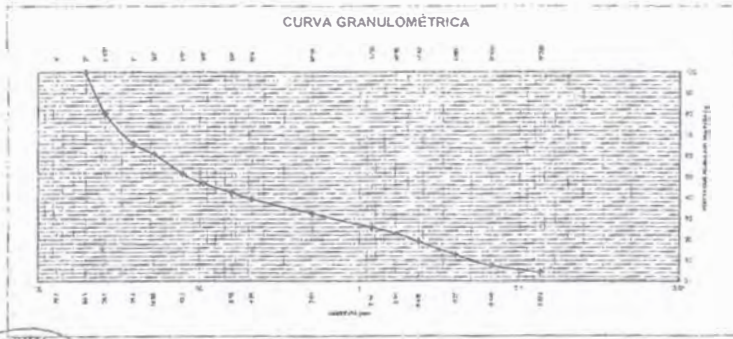
% grava	60.5
% arena	35.3
% finos	4.2

**LIMITES DE CONSISTENCIA**  
**ASTM D4318**


LIMITE LIQUIDO (%)	NP
LIMITE PLÁSTICO (%)	NP
INDICE PLÁSTICO (%)	NP

Clasificación SUCS ASTM D-2487 : GP

**CURVA GRANULOMÉTRICA**



Registro remitida e identificada por el Solicitante  
 Fac. P. Huambo

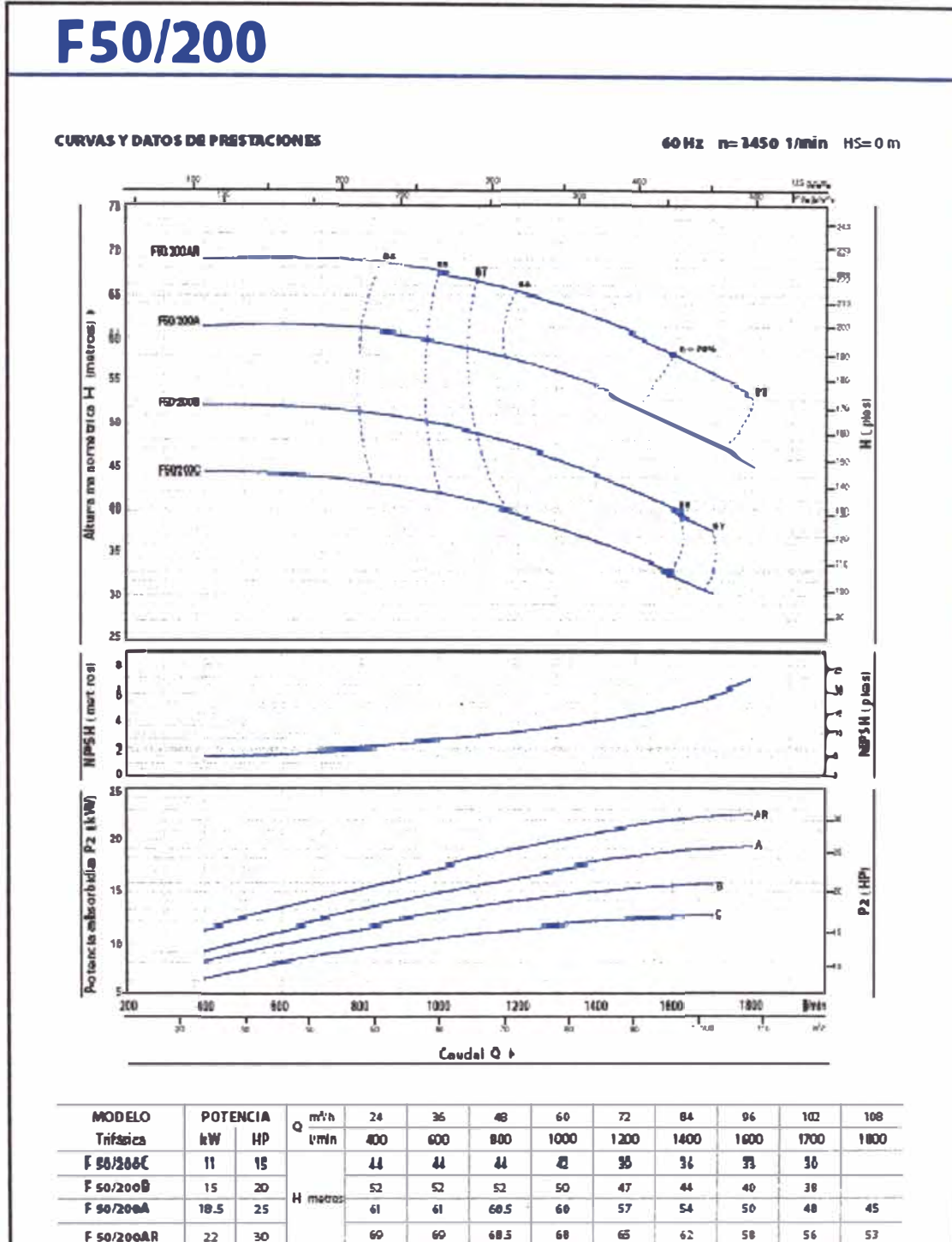


INGENIERO ESTHER SHONFELDER  
 LABORATORIO N° 2 - UNI - ITC  
 Mecánica de Suelos y Pavimentos

FUENTE : ELABORACION PROPIA



FIGURA N° 5.4  
CURVA CARACTERÍSTICA DE LA BOMBA



FUENTE : F50/200 AR (PEDROLLO)

FIGURA Nº 5.5  
TARIFA DE ENERGÍA ELÉCTRICA

EMPRESA DE DISTRIBUCION ELECTRICA EDE CAÑETE S.A.						
PRECIOS PARA LA VENTA DE ENERGIA ELECTRICA (Incluyen IGV)						
PLIEGO TARIFARIO : 01 MAYO 2011 (1)						
EDC2011_06						
MEDICION DOBLE DE ENERGIA Y CONTRATACION O MEDICION DE DOS POTENCIAS (ZE2P)	Unidad	Sistema Cañete (*)			Sistema Lunahuán (*)	
		Media Tensión MT2	Baja Tensión BT2	Media Tensión MT2	Baja Tensión BT2	
Cargo Fijo mensual	S/Usuario	5,85	5,85	10,02	10,02	
Cargo por Energía en punta	cent S/ kWh.h	17,02	18,74	16,97	18,92	
Cargo por Energía fuera de punta	cent S/ kWh.h	14,24	15,68	14,20	15,81	
Cargo por potencia activa de generación en horas punta	S/ kWh-mes	24,87	28,45	25,51	27,82	
Cargo por potencia activa por uso redes de distribución en horas punta	S/ kWh-mes	7,06	51,42	8,08	49,93	
Cargo por exceso de potencia por uso redes distribución en horas fuera de punta	S/ kWh-mes	9,37	42,52	11,76	28,51	
Cargo por energía reactiva que exceda del 30% del total de la energía activa	cent S/ kWh.h	4,18	4,18	4,18	4,18	
MEDICION DOBLE DE ENERGIA Y UNA POTENCIA CONTRATADA (ZE1P)	Unidad	Media Tensión MT3	Baja Tensión BT3	Media Tensión MT3	Baja Tensión BT3	
Cargo Fijo mensual	S/Usuario	5,85	5,85	10,02	10,02	
Cargo por Energía en punta	cent S/ kWh.h	17,02	18,74	16,97	18,92	
Cargo por Energía fuera de punta	cent S/ kWh.h	14,24	15,68	14,20	15,81	
Cargo por potencia activa de generación para calificación "Presentes punta"	S/ kWh-mes	22,61	27,47	27,54	18,77	
Cargo por potencia activa de generación para calificación "Fuera punta"	S/ kWh-mes	12,72	21,32	13,71	6,27	
Cargo por potencia activa por uso redes de distribución para calificación "Presentes punta"	S/ kWh-mes	9,37	53,82	9,45	43,52	
Cargo por potencia activa por uso redes de distribución para calificación "Fuera punta"	S/ kWh-mes	9,57	50,96	10,62	33,77	
Cargo por energía reactiva que exceda del 30% del total de la energía activa	cent S/ kWh.h	4,18	4,18	4,18	4,18	
SIMPLE MEDICION DE ENERGIA Y UNA POTENCIA CONTRATADA (1E1P)	Unidad	Media Tensión MT4	Baja Tensión BT4	Media Tensión MT4	Baja Tensión BT4	
Cargo Fijo mensual	S/Usuario	5,85	5,85	10,02	10,02	
Cargo por Energía	cent S/ kWh.h	14,96	16,48	14,94	16,64	
Cargo por potencia activa de generación para calificación "Presentes punta"	S/ kWh-mes	22,61	27,47	27,54	18,77	
Cargo por potencia activa de generación para calificación "Fuera punta"	S/ kWh-mes	12,72	21,32	13,71	6,27	
Cargo por potencia activa por uso redes de distribución para calificación "Presentes punta"	S/ kWh-mes	9,37	53,82	9,45	43,52	
Cargo por potencia activa por uso redes de distribución para calificación "Fuera punta"	S/ kWh-mes	9,57	50,96	10,62	33,77	
Cargo por Energía Reactiva que exceda el 30% del total de la Energía Activa	cent S/ kWh.h	4,18	4,18	4,18	4,18	
DOBLE MEDICION DE ENERGIA (1E)	Unidad	Baja Tensión BTSa	Baja Tensión BTSa	Baja Tensión BTSa	Baja Tensión BTSa	
Cargo Fijo mensual	S/Usuario	5,85	5,85	10,02	10,02	
Cargo por Energía en punta para demandas hasta 20 kW en horas punta y fuera punta	cent S/ kWh.h	100,82	100,82	101,36	101,36	
Cargo por Energía en punta para demandas hasta 20 kW en hora punta y 50 kW en fra.punta	cent S/ kWh.h	105,60	105,60	106,16	106,16	
Cargo por Energía fuera de punta	cent S/ kWh.h	15,68	15,68	15,81	15,81	
Cargo por exceso de potencia en horas fuera de punta	S/ kWh-mes	47,52	47,52	47,52	47,52	
Cargo por exceso de potencia en horas de punta	S/ kWh-mes	47,52	47,52	47,52	47,52	
SIMPLE MEDICION DE ENERGIA (1E)	Unidad	Baja Tensión BT5C	Baja Tensión BT5C-AP	Baja Tensión BT5C	Baja Tensión BT5C-AP	
Cargo Fijo mensual	S/Usuario	2,81	2,99	3,67	3,58	
Cargo por Energía	cent S/ kWh.h	41,34	40,29	41,60	40,54	
CLIENTES A PENSION FUA	Unidad	Baja Tensión BT6	Baja Tensión BT6	Baja Tensión BT6	Baja Tensión BT6	
Cargo Fijo mensual	S/Usuario	2,81	2,81	3,67	3,67	
Cargo mensual por Potencia	cent S/ kWh.h	14,92	14,92	14,92	14,92	
SERVICIO PREPAGO	Unidad	Baja Tensión BT7	Baja Tensión BT7	Baja Tensión BT7	Baja Tensión BT7	
BT7 No Residencial	Unidad	Baja Tensión BT7	Baja Tensión BT7	Baja Tensión BT7	Baja Tensión BT7	
Cargo Fijo mensual - Códigos	S/Usuario	2,45	2,45	3,10	3,10	
Cargo Fijo mensual - Tarjetas	S/Usuario	2,45	2,45	2,77	2,77	
Cargo por Energía	cent S/ kWh.h	40,62	40,62	45,36	45,36	
BT7 Residencial	Unidad	Baja Tensión BT7	Baja Tensión BT7	Baja Tensión BT7	Baja Tensión BT7	
a) Para clientes con consumos menores o iguales a 100 kWh por mes 0 - 30 kWh	Unidad	Baja Tensión BT7	Baja Tensión BT7	Baja Tensión BT7	Baja Tensión BT7	
Cargo Fijo mensual - Códigos	S/Usuario	2,40	2,40	3,02	3,02	
Cargo Fijo mensual - Tarjetas	S/Usuario	2,40	2,40	2,70	2,70	
Cargo por Energía Activa	cent S/ kWh.h	29,69	29,69	22,11	22,11	
31 - 100 kWh	Unidad	Baja Tensión BT7	Baja Tensión BT7	Baja Tensión BT7	Baja Tensión BT7	
Cargo Fijo mensual - Códigos	S/Usuario	2,40	2,40	3,02	3,02	
Cargo Fijo mensual - Tarjetas	S/Usuario	2,40	2,40	2,70	2,70	
Cargo por Energía Activa - Primeros 30 kWh	S/Usuario	8,91	8,91	6,63	6,63	
Cargo por Energía Activa - Exceso de 30 kWh	cent S/ kWh.h	39,59	39,59	44,21	44,21	
b) Para clientes con consumos mayores a 100 kWh por mes	Unidad	Baja Tensión BT7	Baja Tensión BT7	Baja Tensión BT7	Baja Tensión BT7	
Cargo Fijo mensual - Códigos	S/Usuario	2,45	2,45	3,10	3,10	
Cargo Fijo mensual - Tarjetas	S/Usuario	2,45	2,45	2,77	2,77	
Cargo por Energía Activa	cent S/ kWh.h	40,62	40,62	45,36	45,36	
SIMPLE MEDICION DE ENERGIA (1E) - NO RESIDENCIAL	Unidad	Baja Tensión BT5B	Baja Tensión BT5D	Baja Tensión BT5E	Baja Tensión BT5B	Baja Tensión BT5E
Cargo Fijo mensual	S/Usuario	2,81	2,81	0,00	3,67	0,00
Cargo Fijo Mensual - lectura semestral	S/Usuario				2,01	
Cargo por Energía	cent S/ kWh.h	41,39	29,23	41,16	46,10	46,09
SIMPLE MEDICION DE ENERGIA (1E) - RESIDENCIAL	Unidad	Baja Tensión BT5B	Baja Tensión BT5D	Baja Tensión BT5E	Baja Tensión BT5B	Baja Tensión BT5E
a) Usuarios con consumos menores o iguales a 100 kWh por mes 0 - 30 kWh	Unidad	Baja Tensión BT5B	Baja Tensión BT5D	Baja Tensión BT5E	Baja Tensión BT5B	Baja Tensión BT5E
Cargo Fijo mensual	S/Usuario	2,74	2,74	0,00	3,58	0,00
Cargo Fijo Mensual - lectura semestral	S/Usuario				1,96	
Cargo por Energía Activa	cent S/ kWh.h	30,11	21,37	30,09	22,47	22,47
31 - 100 kWh	Unidad	Baja Tensión BT5B	Baja Tensión BT5D	Baja Tensión BT5E	Baja Tensión BT5B	Baja Tensión BT5E
Cargo Fijo Mensual	S/Usuario	2,74	2,74	0,00	3,58	0,00
Cargo Fijo Mensual - lectura semestral	S/Usuario				1,96	
Cargo por Energía Activa - Primeros 30 kWh	S/Usuario	9,04	6,41	9,03	6,74	6,74
Cargo por Energía Activa - Exceso de 30 kWh	cent S/ kWh.h	40,16	28,49	40,12	44,93	31,08
b) Usuarios con consumos mayores a 100 kWh por mes	Unidad	Baja Tensión BT5B	Baja Tensión BT5D	Baja Tensión BT5E	Baja Tensión BT5B	Baja Tensión BT5E
Cargo Fijo Mensual	S/Usuario	2,81	2,81	0,00	3,67	0,00
Cargo Fijo Mensual - lectura semestral	S/Usuario				2,01	
Cargo por Energía Activa	cent S/ kWh.h	41,19	29,23	41,16	46,10	46,09

(1) Aplicación de las Resoluciones N°s 067, 070, 071, 072, 076, 077 y 078-2011-OS/CD y de Distribución Res. 298-09-OS/CD.  
 (\*) Localidades de San Vicente, Imperial, San Luis, Cerro Azul, Quilmaná  
 (\*\*\*) Localidades de Nuevo Imperial, Lunahuán, Pocarán, Zúñiga y Conzas.

FUENTE : EDECAÑETE

## TUBERÍAS DE PVC

### TUBERÍAS PARA CONDUCCIÓN DE FLUIDOS A PRESIÓN

NORMA NTP 399,002-2002

La longitud de la tubería es de 5 metros. Estas tablas corresponden a tuberías TUBOPLAST.

**CUADRO N° 5.1**  
**EMPALME DE ESPIGA**  
**CLASE 15**

Diámetro nominal en pulgadas	Diámetro exterior en mm	Espesor en mm	Diámetro interior en mm	Peso aprox. Por tubo en kg.
2"	60,0	4,2	51,6	5,270
2 1/2"	73,0	5,1	62,8	7,780
3"	88,5	6,2	76,1	11,462
4"	114,0	8,0	98	19,050
6"	168,0	11,7	144,6	41,080
8"	219,0	15,3	188,4	70,007
10"	273,0	19,0	235	108,405
12"	323,0	22,5	278	151,875
14"	355,0	24,8	305,4	183,950
16"	400,0	28,0	344,2	233,195
18"	450	31,4	387,2	295,247
20"	500	34,9	430,2	364,610

FUENTE : TUBOPLAST

**CUADRO N° 5.2**  
**EMPALME ESPIGA**  
**CLASE 10**

Diámetro nominal en pulgadas	Diámetro exterior en mm	Espesor en mm	Diámetro interior en mm	Peso aprox. Por tubo en kg.
1/2"	21,0	1,8	17,4	0,780
3/4"	26,5	1,8	22,9	1,000
1"	33,0	1,8	29,4	1,270
1 1/4"	42,0	2,0	38,0	1,800
1 1/2"	48,0	2,3	43,4	2,400
2"	60,0	2,9	54,2	3,800
2 1/2"	73,0	3,5	66,0	5,480
3"	88,5	4,2	80,1	8,000
4"	114,0	5,4	103,2	13,200
6"	168,0	8,0	152,0	28,800
8"	219,0	10,4	198,2	48,800
10"	273,0	13,0	247,0	76,000
12"	323,0	15,4	292,2	106,410
14"	355,0	16,9	321,2	128,350
16"	400,0	19,1	361,8	163,420

<b>EMPALME ROSCA según Norma Técnica Peruana NTP 399,166-2003</b>				
1/2"	21,0	2,9	15,2	1,18
3/4"	26,5	2,9	20,7	1,54
1"	33,0	3,4	26,2	2,261
1 1/4"	42,0	3,6	34,8	3,11
1 1/2"	48,0	3,7	40,6	3,682
2"	60,0	3,9	52,2	4,915

FUENTE : TUBOPLAST

**CUADRO N° 5.3  
EMPALME ESPIGA  
CLASE 7,5**

<b>Díámetro nominal en pulgadas</b>	<b>Díámetro exterior en mm</b>	<b>Espesor en mm</b>	<b>Díámetro interior en mm</b>	<b>Peso aprox. Por tubo en kg.</b>
1 1/2"	48,0	1,8	44,4	1,870
2"	60,0	2,2	55,6	2,900
2 1/2"	73,0	2,6	67,8	4,120
3"	88,5	3,2	82,1	6,140
4"	114,0	4,1	105,8	10,150
6"	168,0	6,1	155,8	22,200
8"	219,0	7,9	203,2	37,500
10"	273,0	9,9	253,2	58,700
12"	323,0	11,7	299,6	81,820
14"	355,0	12,9	329,2	98,390
16"	400,0	14,5	371,0	125,560
18"	450	16,3	417,4	158,793
20"	500	18,1	463,8	195,926
24"	630	22,8	584,4	316,221

FUENTE : TUBOPLAST

### NORMA NTP ISO 4422-2007

La longitud de la tubería es de 6m. Los empalmes pueden ser espiga campana utilizando pegamento o unión flexible con anillo de caucho. Estas tablas corresponden a tuberías TUBOPLAST.

**CUADRO N° 5.4**  
**NORMA NTP ISO 4422-2007**  
**Clase 15**

Diámetro exterior en mm	Espesor en mm	Diámetro interior en mm	Peso aprox. Por tubo en kg.
63,0	4,4	54,2	7,095
75,0	5,3	64,4	10,131
90,0	6,3	77,4	14,423
110,0	7,7	94,6	21,487
140,0	9,8	120,4	36,300
160,0	11,2	137,6	45,293
200,0	14,0	172,0	70,886
250,0	17,5	215,0	110,542
315,0	22,0	271,0	175,211
355,0	24,8	305,4	222,378
400,0	28,0	344,0	283,079
450	31,4	387,2	357,425
500	34,9	430,2	441,009

FUENTE : TUBOPLAST

**CUADRO N° 5.5**  
**NORMA NTP ISO 4422-2007**  
**Clase 10**

Diámetro exterior en mm	Espesor en mm	Diámetro interior en mm	Peso aprox. Por tubo en kg.
63,0	3,0	57,0	5,005
75,0	3,6	67,8	7,111
90,0	4,3	81,4	10,152
110,0	5,3	99,4	15,225
140,0	6,7	126,6	25,553
160,0	7,7	144,6	32,000
200,0	9,6	180,8	50,000
250,0	11,9	226,2	77,288
315,0	15,0	285,0	122,833
355,0	16,9	321,2	155,748
400,0	19,1	361,8	198,539
450	21,5	407,0	251,616
500	23,9	452,2	310,369
630	30	570	492,864

FUENTE : TUBOPLAST

**CUADRO N° 5.6**  
**NORMA NTP ISO 4422-2007**  
**CLASE 7.5**

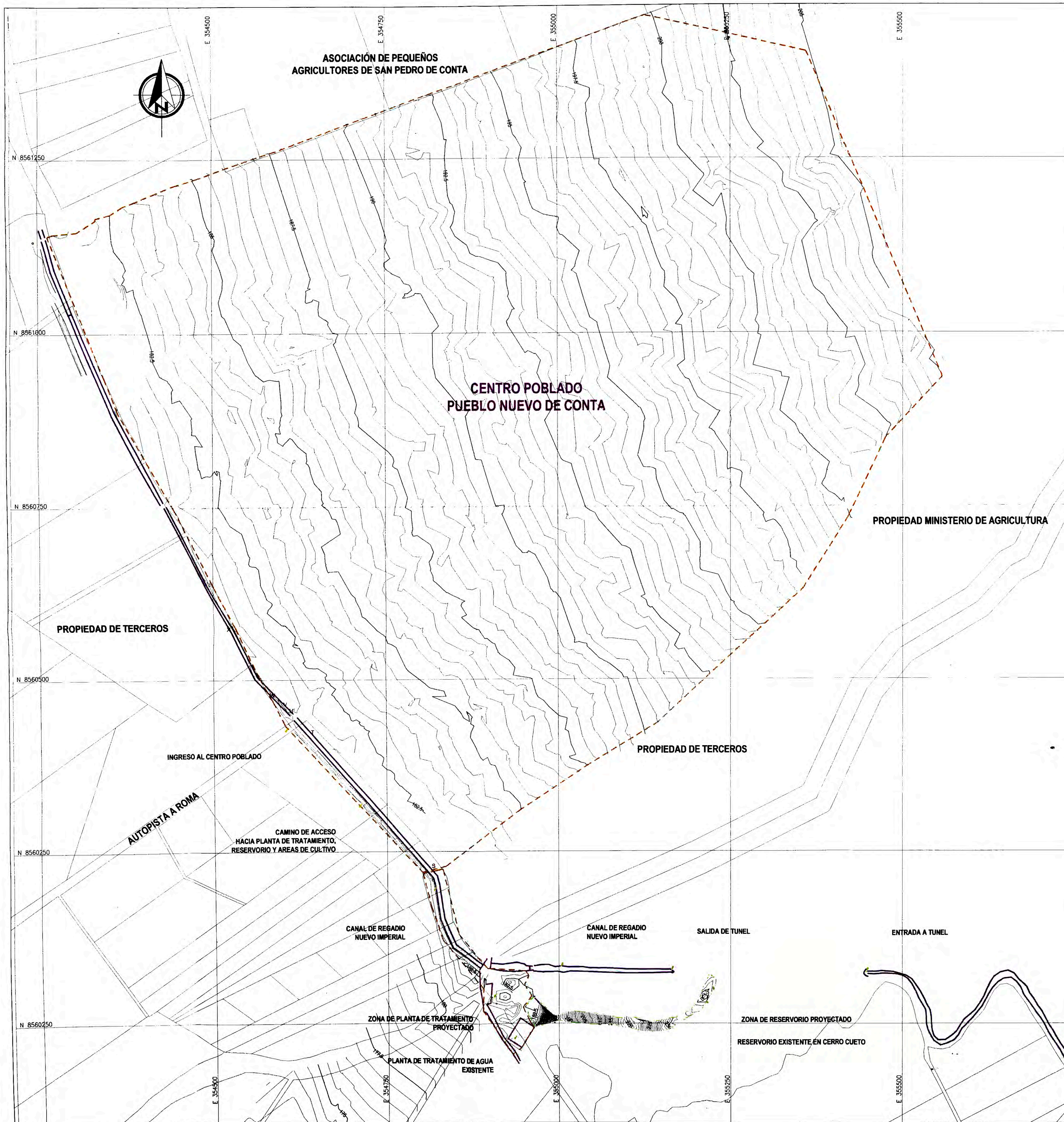
Diámetro exterior en mm	Espesor en mm	Diámetro interior en mm	Peso aprox. Por tubo en kg.
63,0	2,3	58,4	3,920
75,0	2,8	69,4	5,636
90,0	3,3	83,4	7,937
110,0	4,0	102,0	11,704
140,0	5,1	129,8	19,784
160,0	5,8	148,4	24,507
200,0	7,3	185,4	38,667
250,0	9,1	231,8	60,027
315,0	11,4	292,2	94,866
355,0	12,9	329,2	120,728
400,0	14,5	371,0	153,170
450	16,3	417,4	193,926
500	18,1	463,8	238,860
630	22,8	584,4	379,465

FUENTE : TUBOPLAST

**CUADRO N° 5.7**  
**ABERTURA DE ZANJA**

DIÁMETRO NOMINAL EN mm	ANCHO MÍNIMO EN mm	ANCHO MÁXIMO EN mm
63,0	0,36	0,66
75,0	0,37	0,67
90,0	0,39	0,69
110,0	0,41	0,71
160,0	0,47	0,77
200,0	0,52	0,82
250,0	0,57	0,87
315,0	0,62	0,92
355,0	0,66	0,96
400,0	0,7	1,00
450	0,8	1,10
500	0,85	1,20
630	1,00	1,30

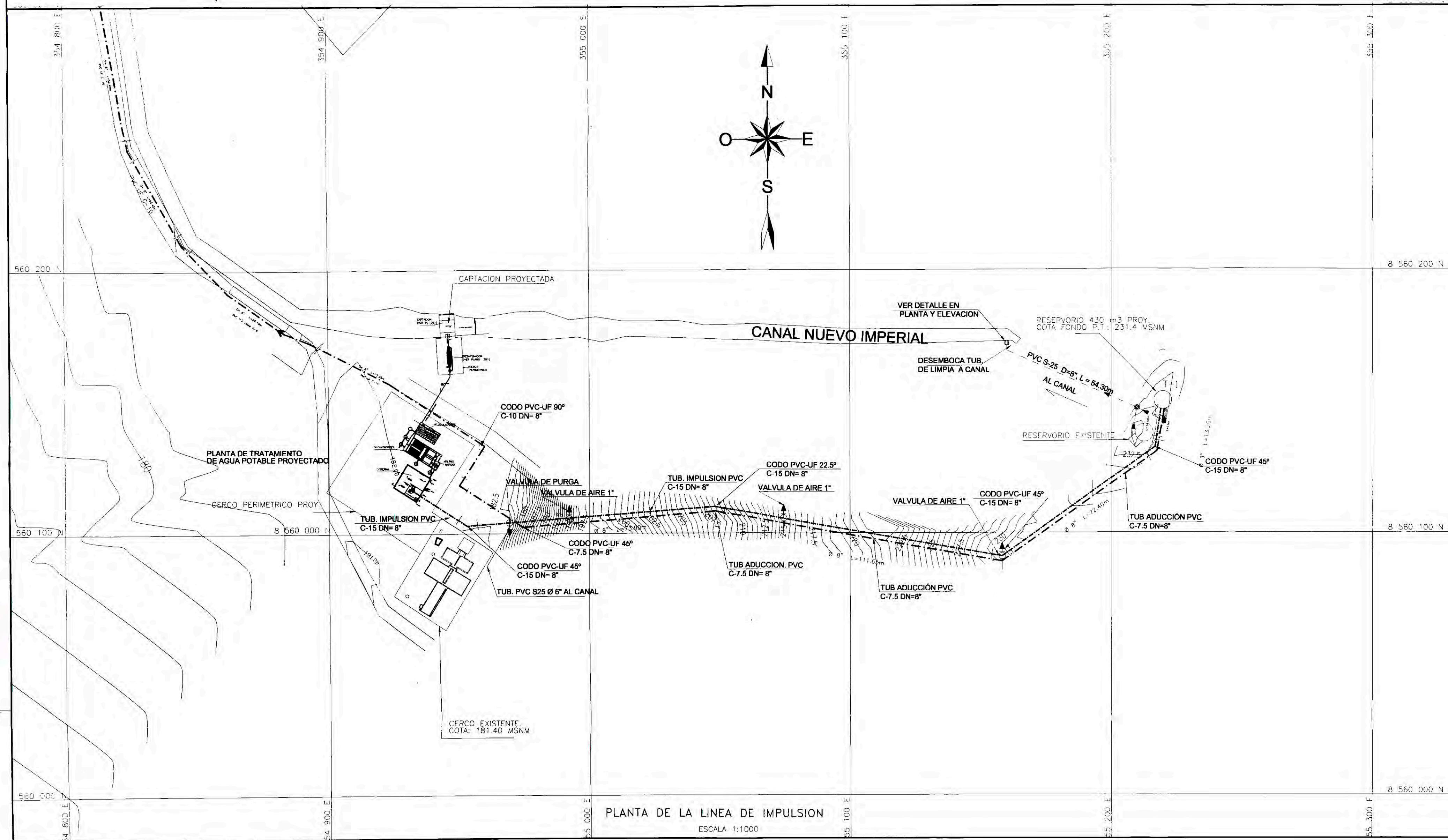
FUENTE : TUBOPLAST



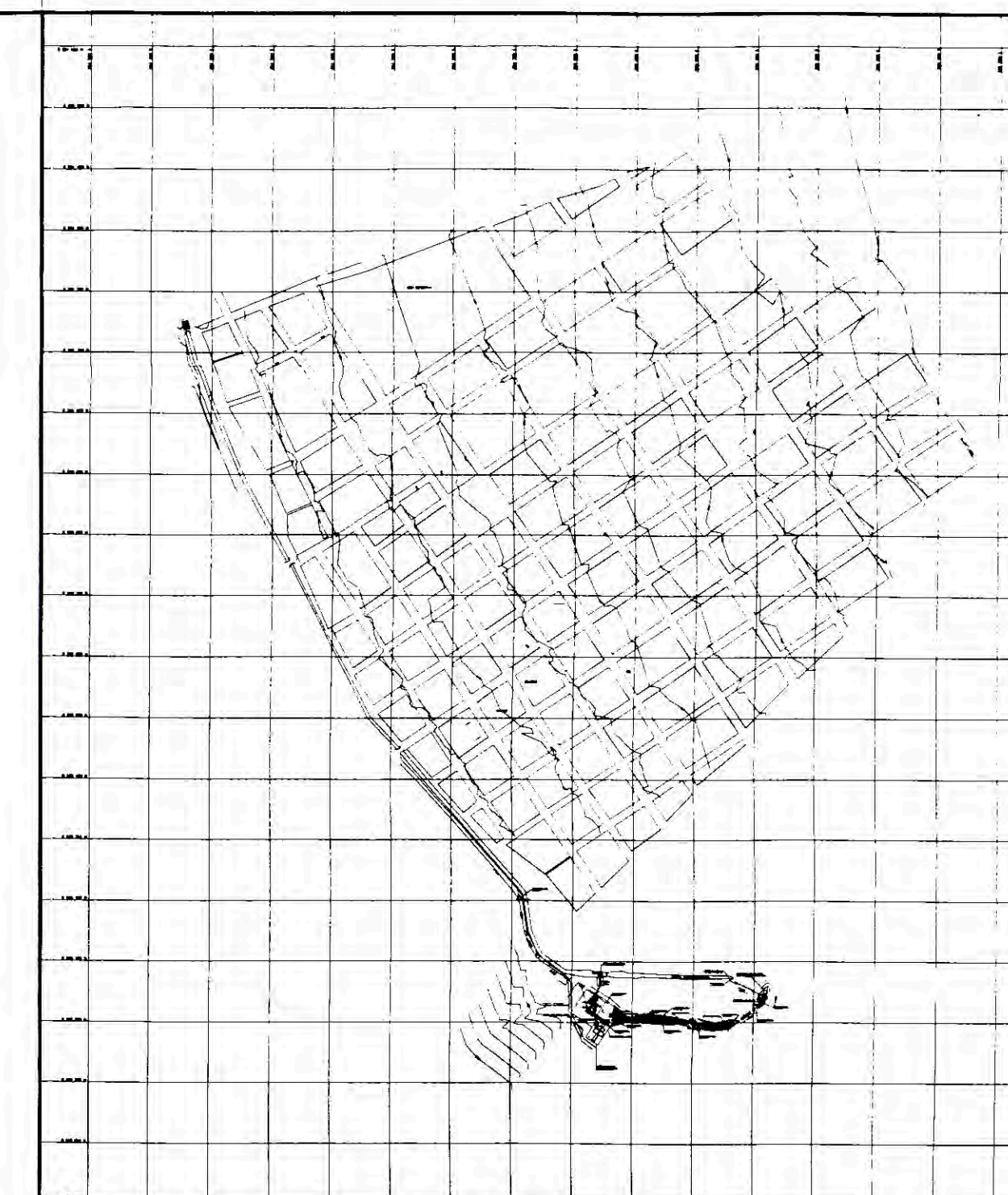
PLANO DE LOCALIZACIÓN  
ESCALA : 1 / 3000

LEYENDA	
	LÍMITE DEL CENTRO POBLADO
	CURVAS DE NIVEL
	CANAL DE REGADIO NUEVO IMPERIAL
	SUELO NORMAL GRAVA Y ARENA
	SUELO CEMENTADO (CONGLOMERADO)
	LOTES, MANZANAS

<b>UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA</b> FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL TITULACIÓN PROFESIONAL			
PLANO: PLANO DE ZONIFICACIÓN DE SUELOS			
REALIZADO POR: GRUPO 04	LUGAR: CENTRO POBLADO PUEBLO NUEVO DE CONTA	ESCALA: INDICADA	<b>SU-01</b>
ASESOR: ING. LUIS MANCO CÉSPEDES	DISTRITO - PROVINCIA - DEPARTAMENTO: NUEVO IMPERIAL - CAÑETE - LIMA	FECHA: 27/09/2011	



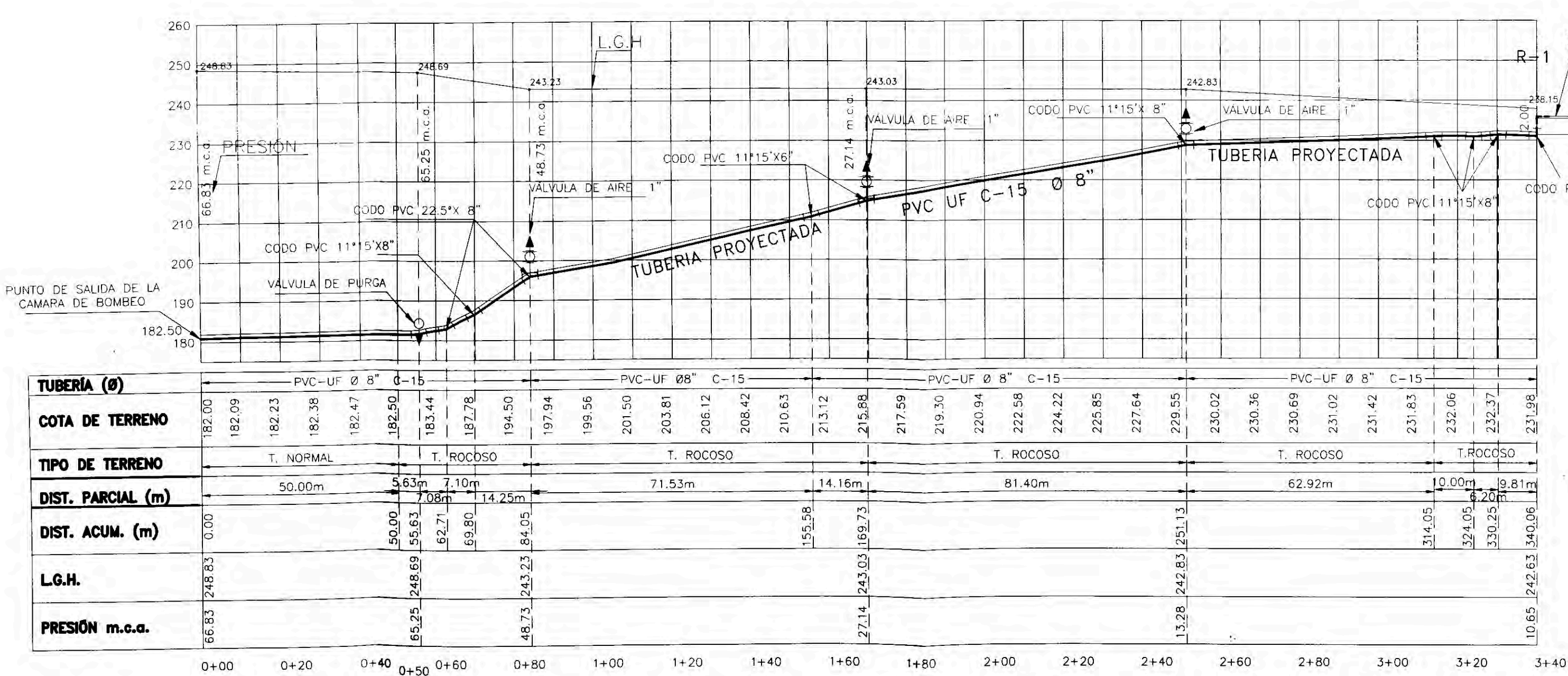
PLANTA DE LA LINEA DE IMPULSION  
ESCALA 1:1000



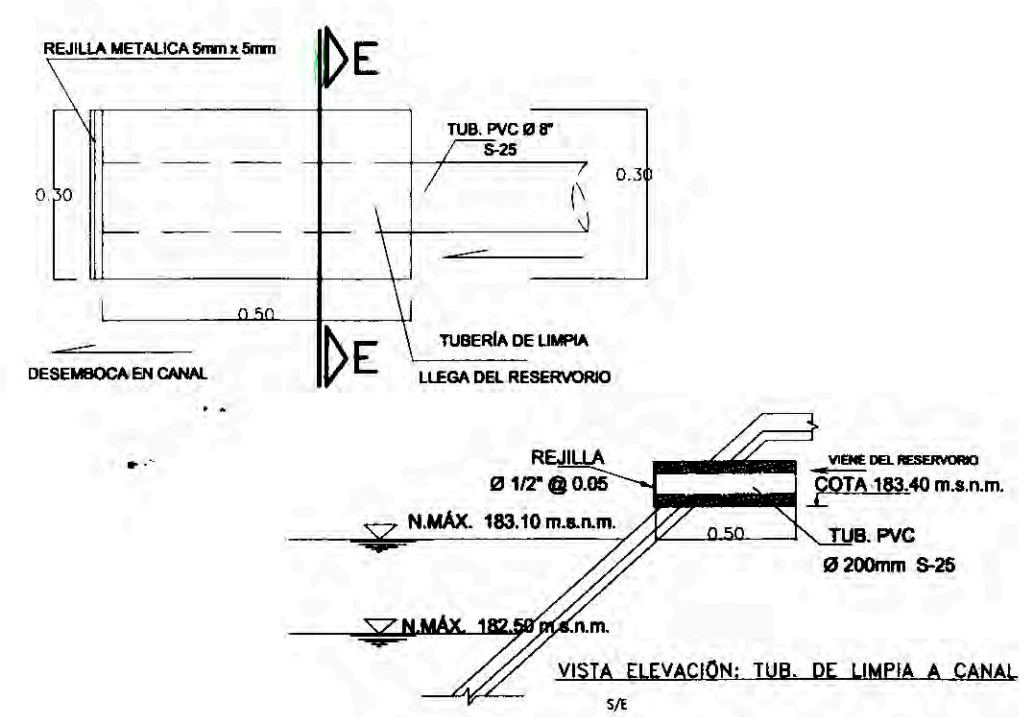
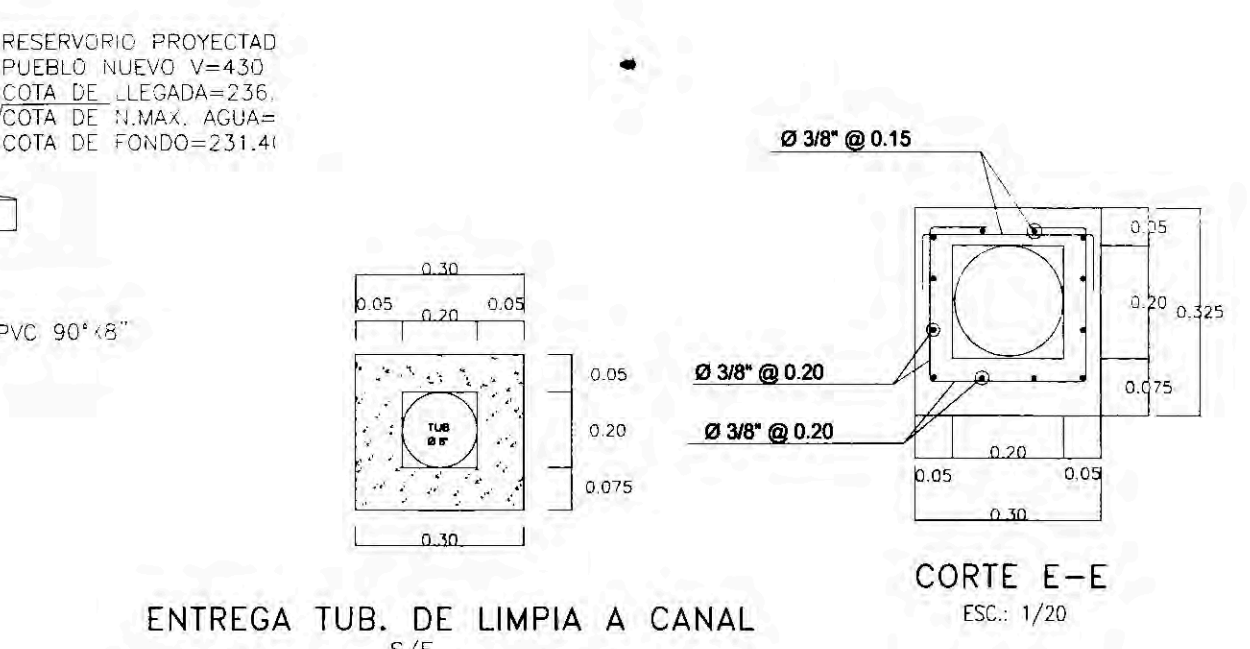
ESCALA 1:10000

LEYENDA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	CURVAS MAYORES
	CURVAS MENORES
	LIMITE DE PROPIEDAD
	BORDE DE CAMINO
	CANAL
	POSTE
	TUBERIA PVC-φ 8"
	CODO 22.5
	CODO 45
	TUBERIA DE DESAGUE S-25 DN 6"
	BUZONETE PROYECTADO H=0.60-0.80m
	BUZON PROYECTADO H=1.20-1.50m
	CODO 90
	VALVULA DE AIRE
	VALVULA DE PURGA

CUADRO DE NORMAS TECNICAS VIGENTES	
PRODUCTO	NORMA / ESPECIFICACIONES
TUBERIA DE POLICLORURO DE VINILO NO PLASTIFICADO PVC - UF, clase 15 (serie 13.3)	N.T.P. - ISO 4422-2:2003
ACCESORIOS DE POLICLORURO DE VINILO NO PLASTIFICADO PVC - UF, s= 10	N.T.P. - ISO 4422 - 3 : 2003 ACCES. INYECTADOS



PERFIL DE LA LINEA DE IMPULSION  
ESCALA 1:1000



METRADO LINEA DE IMPULSION	
DESCRIPCION	CANTIDAD
TUBERIA PVC-UF, CLASE 15 DN=8"	347.50 m

METRADO LINEA DE LIMPIA	
DESCRIPCION	CANTIDAD
TUBERIA PVC S-25 D=8"	100.00 m

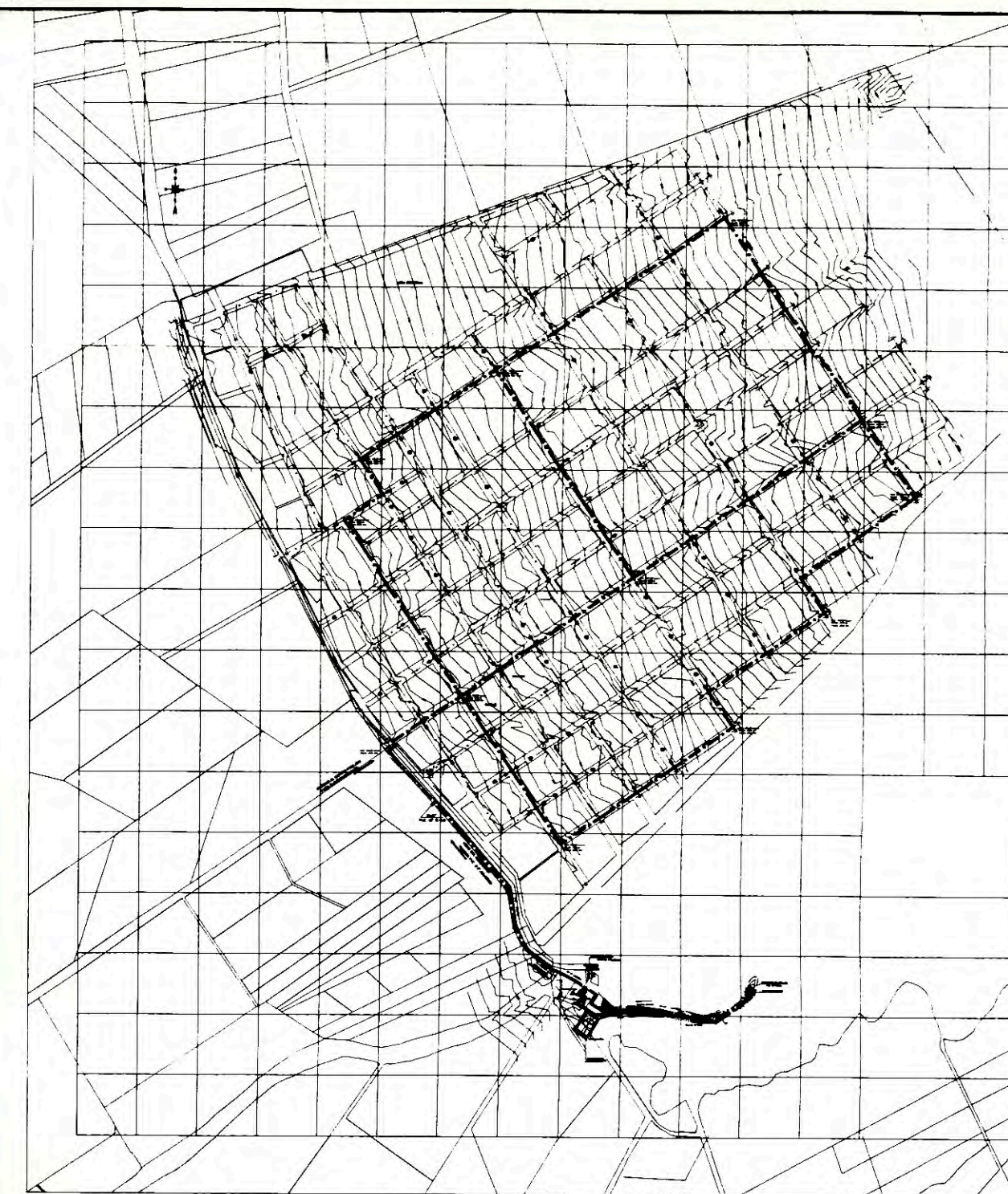
**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
TITULACION PROFESIONAL

CURSO: EXPEDIENTE TÉCNICO DE AGUA POTABLE PARA EL CENTRO POBLADO PUEBLO NUEVO DE CONTA - CAÑETE

PLANO: LINEAS DE IMPULSION Y ADUCCION Y DE LIMPIA LINEA DE IMPULSION - PERFIL HIDRAULICO

REALIZADO POR: GRUPO 04	LUGAR: CENTRO POBLADO PUEBLO NUEVO DE CONTA	ESCALA: INDICADA	PLANO:
ASESOR: ING. LUIS MANCO CÉSPEDES	DISTRITO - PROVINCIA - DEPARTAMENTO: NUEVO IMPERIAL - CAÑETE - LIMA	FECHA: 27/09/2011	<b>AP-01</b>

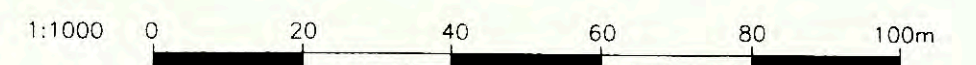




ESCALA  
1 / 10000

LEYENDA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
	CURVAS MAYORES
	CURVAS MENORES
	LIMITE DE PROPIEDAD
	BORDE DE CAMINO
	CANAL
	POSTE
	TUBERIA PVC - ø6" - 8"
	TUBERIA PVC - ø3"
	TUBERIA PVC - ø4"
	VALVULA DE PURGA
	VALVULA DE CIERRE
	CRUZ
	CODO 22.5
	CODO 45
	CODO 90
	TEE
	TAPON
	REDUCCION

NOTAS :  
1.- LA ESCALA GRAFICA MOSTRADA ES PARA EL FORMATO A-1, PARA A-3 CONSIDERAR EL DOBLE



**CUADRO DE NORMAS TECNICAS VIGENTES**

PRODUCTO	NORMA / ESPECIFICACIONES
TUBERIA DE POLICLORURO DE VINILO NO PLASTIFICADO PVC - UF, close 7.5 (serie 13.3)	N.T.P. - ISO 4422-2:2003
VALVULA COMPUERTA DE FIERRO	N.T.P. ISO 7259
ACCESORIOS DE POLICLORURO DE VINILO NO PLASTIFICADO PVC - UF, s- 10	N.T.P. - ISO 4422 - 3 : 2003 ACCES. INYECTADOS
TAPA Y MARCO DE FIERRO FUNDIDO PARA CAJA DE VALVULA	N.T.P. 350.106:1999
ANILLO DE CAUCHO	NTP - ISO 4633:1999



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL  
TITULACION PROFESIONAL

CURSO:

EXPEDIENTE TÉCNICO DISEÑO DE LA RED DE AGUA POTABLE DEL CENTRO POBLADO PUEBLO NUEVO DE CONTA-CAÑETE

**RED DE DISTRIBUCIÓN PRINCIPAL**

REALIZADO POR:	LUGAR:	ESCALA:	PLANO:
GRUPO 04	CENTRO POBLADO PUEBLO NUEVO DE CONTA	INDICADA	
ASESOR:	DISTRITO- PROVINCIA - DEPARTAMENTO:	FECHA:	
ING. LUIS MANCO CÉSPEDES	NUEVO IMPERIAL - CAÑETE - LIMA	27/09/2011	

**AP-02**