

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**EXPEDIENTE TÉCNICO DEL ABASTECIMIENTO DE AGUA  
POTABLE DEL C.P.M. AUGUSTO B. LEGUÍA – NUEVO  
IMPERIAL - CAÑETE  
DISEÑO DE REDES**

**INFORME DE SUFICIENCIA**

**Para optar el Título Profesional de:**

**INGENIERO CIVIL**

**MANUEL ESPÍRITU MANRIQUE VALDERRAMA**

**Lima- Perú**

**2010**

## ÍNDICE

RESUMEN	III
LISTA DE CUADROS	IV
LISTA DE FIGURAS	V
INTRODUCCIÓN	VII
CAPÍTULO I ALCANCES GENERALES	1
1.1 GENERALIDADES	1
1.1.1 Nombre del Proyecto	1
1.1.2 Ubicación del Proyecto	1
1.1.3 Suelos	2
1.1.4 Clima	2
1.1.5 Población	3
1.2 MARCO TEÓRICO	6
1.2.1 Cálculo para las redes	6
1.2.2 Métodos para Determinación de Caudales	8
1.2.3 Métodos para Diseño de Redes – Hardy Cross	10
1.3 ESTUDIO SOCIO ECONÓMICO	16
1.3.1 Producción Agrícola	16
1.3.2 Producción Pecuaria	17
CAPÍTULO II BASES PARA EL ESTUDIO	18
2.1 POBLACIÓN DE DISEÑO	18
2.1.1 Cálculo de la población futura	18
2.2 CAPACIDAD DEL SISTEMA	21
2.2.1 Dotaciones	21
2.2.2 Variaciones de Consumo	22
2.2.3 Capacidad de Almacenamiento	22
2.2.4 Presiones de Servicio	22
2.2.5 Capacidad de las líneas del Sistema	22
CAPÍTULO III DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ACTUAL	23
3.1 DESCRIPCIÓN DEL SERVICIO DE AGUA POTABLE EXISTENTE	23
3.1.1 Fuente - Captación	23
3.1.2 Planta de Tratamiento	23
3.1.3 Línea de Impulsión	24
3.1.4 Reservorio y Caseta de Válvulas	24
3.1.5 Cámara Rompepresión	24

---

3.1.6	Línea de Aducción-Red de Distribución y Conexiones Domiciliarias	24
3.1.7	Piletas Públicas	24
3.2	NECESIDADES DE LA AMPLIACIÓN	25
	CAPÍTULO IV DISEÑO DEL SISTEMA	26
4.1	FUENTE DE ABASTECIMIENTO	26
4.2	LÍNEA DE CONDUCCIÓN	29
4.3	RESERVORIO	32
4.4	RED DE DISTRIBUCIÓN DEL SISTEMA	32
	CONCLUSIONES	40
	RECOMENDACIONES	41
	BIBLIOGRAFÍA	42
	ANEXOS	44

## RESUMEN

El presente Informe, se presenta en cumplimiento del estatuto de la Universidad Nacional de Ingeniería, Capítulo V, Artículos 235-237, y su Reglamento para el otorgamiento de Grado Académico de Bachiller y Título Profesional, aprobado por RR N° 0608 del 31 de mayo de 2006, y complementado por el RR N° 1477 del 03 de noviembre de 2008, con fines de cumplir parte del Expediente Técnico del Abastecimiento de Agua Potable del C.P.M. Augusto B. Leguía, ubicado en el distrito de Nuevo Imperial de la provincia de Cañete, enmarcado en el Convenio de Cooperación Interinstitucional entre la Municipalidad provincial de Cañete y la Universidad Nacional de Ingeniería.

El nivel de vida de la población del C.P.M. Augusto B. Leguía se ve afectada por la falta de servicio de agua potable y una infraestructura adecuada, gran porcentaje de la población no cuenta con agua potable y ninguno posee servicio de desagüe, a esto se le suma la escasa cultura sanitaria, situación que genera un estancamiento en el desarrollo de la población.

Con la finalidad de contribuir en el desarrollo del distrito, se ha analizado el estado actual del C.P.M. Augusto B. Leguía, para luego diseñar y proyectar el abastecimiento de agua necesario para el desarrollo y satisfacción de este centro poblado, con la finalidad de mejorar el estado de vida de la población.

Los Proyectos de Inversión Pública tales como "AGUA PARA TODOS" cuyo propósito es contribuir a ampliar la cobertura y mejorar la calidad y sostenibilidad de agua potable.

## LISTA DE CUADROS

Cuadro N° 1.1	Vías de Acceso al Área de Estudio	2
Cuadro N° 1.3	Producción de Cultivos, Campaña 2000-2008	17
Cuadro N° 1.4	Producción Pecuaria del Distrito de Nuevo Imperial - 2007	17
Cuadro N° 2.1	Variación de población hasta el 2009 y Proyección Aritmética en 15, 20 y 25 años	19
Cuadro N° 2.2	Variación de población hasta el 2009 y Proyección Geométrica en 15, 20 y 25 años	20
Cuadro N° 3.1	Cuadro de áreas actuales en el C.P.M. Augusto B. Leguía	25
Cuadro N° 4.1	Cuadro de cálculo de $\Delta H$	27
Cuadro N° 4.2	Cuadro de cálculo de Q excedente	27
Cuadro N° 4.3	Cuadro de cálculo de las dimensiones del canal de rebose	28
Cuadro N° 4.4	Cuadro de cálculo del Diámetro del tubo de Canal-Sedimentador	28
Cuadro N° 4.5	Cuadro de cálculo de la longitud de Transición	29
Cuadro N° 4.6	Cuadro de cálculo de Caudal de bombeo	30
Cuadro N° 4.7	Cuadro de cálculo del Diámetro Económico-Comercial	30
Cuadro N° 4.8	Cuadro de Pérdidas por Fricción en la Tubería de Inducción	31
Cuadro N° 4.9	Cuadro de Cálculo de Altura de impulsión	31
Cuadro N° 4.10	Cuadro de Cálculo de la Altura Dinámica Total (HDT)	31
Cuadro N° 4.11	Cuadro de Cálculo de la Potencia de la Bomba y su Motor	32
Cuadro N° 4.12	Cuadro de Volumen de Reservorio	32
Cuadro N° 4.13	Cuadro de Equivalencias de Dotación Respecto a Casas	32
Cuadro N° 4.14	Cuadro Resumen de Caudales Calculados	33
Cuadro N° 4.15	Cuadro Resumen de Consumo por nudos	33
Cuadro N° 4.16	Cuadro Resumen de Caudales y Presiones en Cada Nudo	34
Cuadro N° 4.17	Cuadro Resumen de Q y Velocidades en Cada Tramo	34
Cuadro N° 4.18	Cuadro de Cálculo para el consumo diario actual	37
Cuadro N° 4.19	Cuadro de Cálculo para la Dotación Actual	37
Cuadro N° 4.20	Cuadro de Cálculo de Factor de Amplificación	37
Cuadro N° 4.21	Cuadro de Cálculo del Período de Bombeo	38
Cuadro N° 4.22	Cuadro de Cálculo del Tiempo de Bombeo Actual	38
Cuadro N° 4.23	Cuadro de Cálculo del Tiempo de Llenado del Reservorio	38

## **LISTA DE FIGURAS**

Figura N° 1.1	Esquema de Ubicación del Distrito de Nuevo Imperial en la Provincia de Cañete	1
Figura N° 1.2	Pirámide de edades por sexo de Nuevo Imperial	4
Figura N° 1.3	PEA de edades por sexo del Distrito de Nuevo Imperial	5
Figura N° 1.4	Ejemplo de Red Abierta	6
Figura N° 1.5	Ejemplo de Red Cerrada	7
Figura N° 2.1	Proyección de Población mediante método Aritmético	19
Figura N° 2.2	Proyección de Población mediante método Geométrico	20
Figura N° 4.1	Esquema de la Toma proyectada	26
Figura N° 4.2	Red de Distribución de Tuberías principales	36
Figura N° 4.3	Línea de Variación de Volumen en el Reservorio	39

## **INTRODUCCIÓN**

En el Perú es común el problema del abastecimiento de agua potable y disponer de una adecuada infraestructura para el tendido y distribución de redes, y más difícil aún, contar con un adecuada fuente de captación ya que hoy en día este líquido elemento es más escaso, por lo que es indispensable identificar el estado en cómo se encuentra el C.P.M. Augusto B. Leguía respecto a este servicio básico, de tal forma de poder evaluar y diagnosticar problemas con respecto al abastecimiento actual.

De la identificación de estos problemas, le puede corresponder varias soluciones que culminen con la formulación de proyectos tales como un mejoramiento de la red de agua existente.

De lo anterior, es que nace la motivación para la realización del presente informe, que ha sido estructurado en los siguientes cuatro capítulos:

Capítulo I: Se desarrolla los aspectos generales del C.P.M. Augusto B. Leguía con la finalidad de proporcionar una idea del estado actual en que se encuentra desarrollado el distrito, aspectos generales como medio físico, composición de la población, actividades económicas principales; así como también el marco teórico en la cual se va a basar el siguiente informe.

Capítulo II: Se realiza una descripción de lo realizado en los trabajos de campo, con referencia a la población, tocando los temas de capacidad del sistema, periodo y población de diseño.

Capítulo III: Se realiza un descripción de la red existente y las necesidades de ampliarla debido a la proyección calculada en el capítulo anterior.

Capítulo IV: Se desarrolla lo que es en sí el diseño de redes del proyecto, empezando por donde es la fuente de abastecimiento, en este caso la planta de tratamiento, luego la línea de conducción, la capacidad del reservorio y finalmente la red de distribución, realizándose en éste último un diseño mixto (sistemas cerrados y abiertos).

# **I. ALCANCES GENERALES**



# CAPÍTULO I ALCANCES GENERALES

## 1.1 GENERALIDADES

### 1.1.1 Nombre del Proyecto

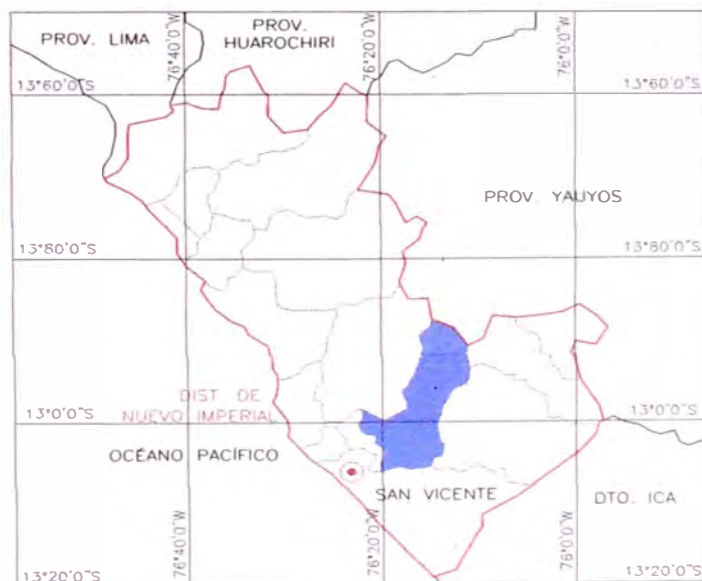
“Expediente Técnico del Abastecimiento del Agua Potable del C.P.M. Augusto B. Leguía - Nuevo Imperial – Cañete”.

### 1.1.2 Ubicación del Proyecto

El C.P.M. Augusto B. Leguía se encuentra en el distrito de Nuevo Imperial perteneciente a la provincia de Cañete, departamento de Lima (Ver Figura N° 1.1) y presenta los siguientes límites geográficos:

- |              |   |  |
|--------------|---|--|
| Por el Sur   | : | Con el distrito de Lunahuaná.                    |
| Por el Norte | : | Con el distrito de Quilmaná.                     |
| Por el Este  | : | Con el distrito de Lunahuaná.                    |
| Por el Oeste | : | Con el distrito de Imperial y el CPM La Florida. |

**Figura N° 1.1 Esquema de Ubicación del Distrito de Nuevo Imperial en la Provincia de Cañete**



Fuente: Propia

El acceso por vía terrestre al área de estudio se presenta en el Cuadro N° 1.1.

**Cuadro N° 1.1 Vías de Acceso al Área de Estudio**

Vía / Ruta	km	Tiempo	Estado
Lima – CPM Augusto B. Leguía	173	1 hora y 30 min.	Asfaltada

Fuente: Propia

De la cual se pueden realizar en dos viajes, primero de Lima a San Vicente de Cañete por la carretera Panamericana Sur y luego hasta el C.P.M. Augusto B. Leguía por la carretera Nuevo Imperial - Lunahuaná

### 1.1.3 Suelos

El terreno donde se asienta el C.P.M. El Desierto, presenta una topografía semiplana, reflejando pendientes suaves, el terreno en el área de estudio; es bastante homogéneo y uniforme, teniendo la clasificación SM (arena limosa), SW-SM (arena bien graduada, arena limosa) y GM (grava limosa) en el sistema S.U.C.S. (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

### 1.1.4 Clima

En el distrito de Nuevo imperial, la temperatura promedio es de 20 °C y la media anual de temperatura máxima y mínima es 24.5 °C y 16.4 °C respectivamente, hecho que representa una situación de inversión térmica en gran parte del año. En la estación Cañete ubicado en el Imperial tenemos el siguiente cuadro que es un muestreo tomado en abril del 2009:

## Cuadro N° 1.2 ESTADO CLIMATOLOGICO DE LA ZONA

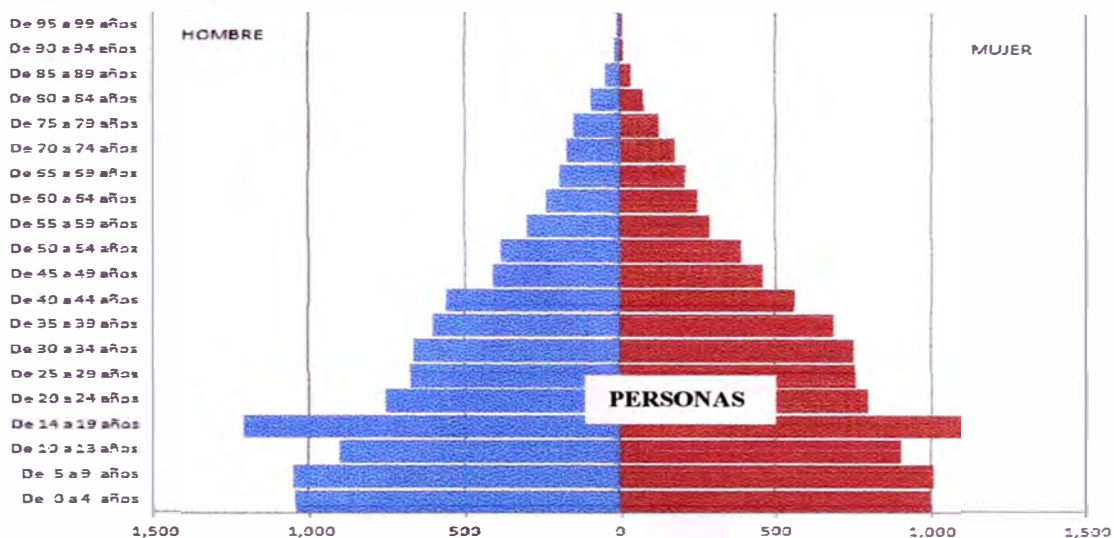
Estación : CAÑETE - Tipo Convencional - Meteorológica												
Departamento : LIMA			Provincia : CAÑETE			Distrito : IMPERIAL			Ir: 2009-04			
Latitud : 13° 4' 30.2"			Longitud : 76° 19' 50.5"			Altitud : 158						
Día/mes/año	Temperatura Max	Temperatura Min	Temperatura Bulbo Seco			Temperatura Bulbo Humedo			Precipitación		Direccion del Viento 13h	Velocidad del Viento 13h
			07	13	19	07	13	19	07	19		
01-Abr-2009	29.1	19.7	20.6	27.5	22.6	19.5	22	19.4			SW	4
02-Abr-2009	28.8	19	20.8	27.5	21.2	19	21.5	19.4			SW	4
03-Abr-2009	28.2	18.8	19.8	27.4	20	18.7	21.4	18.4			SW	4
04-Abr-2009	27.6	18	19	26.4	21.8	17.9	21.2	19			SW	3
05-Abr-2009	28	18.4	19.8	26.3	20	18.6	20.2	18.2			SW	2
06-Abr-2009	28.2	18	18.6	27.7	21.4	17.6	22	19.6			SW	4
07-Abr-2009	28	19	19.6	26.4	20.8	18.4	21.4	19.2			SW	3
08-Abr-2009	27	18.2	18.2	26.1	20	18.2	21.6	18.6			SW	3
09-Abr-2009	27.4	18.8	20	27.2	20.6	18.9	21.8	19			SW	3
10-Abr-2009	29.2	17.8	20	28.1	21.8	19.1	21.8	20.4			N	4
11-Abr-2009	27.6	18.8	19.4	27.4	21.2	18.3	21.8	20			SW	3
12-Abr-2009	29	17.8	19.6	28.3	21.6	17.2	23	19.8			SW	3
13-Abr-2009	29.4	18	19.2	28.4	22.6	18.1	22	20			SW	3
14-Abr-2009	29	18	19	28.1	20	17.8	21.8	18.3			SW	4
15-Abr-2009	28.2	17.8	19	26.5	20.2	17.9	20.8	18.4			SW	3
16-Abr-2009	27.2	18	18.6	25.7	20.5	17.5	20.6	19			SW	4
17-Abr-2009	26.2	18	18.6	24.5	19	17.4	20	17.4			SW	4
18-Abr-2009	26.4	17	17.4	25.4	19	16.1	21.9	17.6			N	2
19-Abr-2009	27	16.4	17.8	25.8	20	16.6	20	18			SW	3
20-Abr-2009	28	17.4	18.6	27.4	21.2	17.5	21	19.2			SW	4
21-Abr-2009	28.6	18	20	27.5	21.7	18.4	21.2	19			SW	3
22-Abr-2009	29	18.8	19.8	27.4	22	18.7	22	20			SW	3
23-Abr-2009	29.2	18.6	20.5	28.4	21.6	19.4	22.6	20			SW	3
24-Abr-2009	28.4	18	19.8	28.3	21.7	18.7	22.6	20			W	3
25-Abr-2009	29.4	18.8	21	28.4	21	19.7	22	19.4			SW	3
26-Abr-2009	27.6	18.2	19.8	27.3	20	18.6	22	18.6			SW	3
27-Abr-2009	26.8	18	18.8	26.4	20.8	17.7	21.4	19.5			S	2
28-Abr-2009	26.2	17.8	18.8	25.2	19.4	17.8	21	18	898		SW	2
29-Abr-2009	25.6	16.8	18	24.5	18.8	17.2	20	17.6			SW	3
30-Abr-2009	25.6	16.8	17.8	26.4	17.9	16.8	21	16.6			SW	2

\* Fuente : SENAMHI - Oficina de Estadística  
 \* Informacion sin Control de Calidad  
 \* El uso de esta Informacion es bajo su entera Responsabilidad

### 1.1.5 Población

La población del CPM Augusto B. Leguía (El Desierto) según el Proyecto de Inversión con código SNIP 130909 que es un proyecto a nivel de perfil es de 2208 habitantes. Para una mejor división entre sexos se tomará como referencia la población de Nuevo Imperial es un total de 19,026 según datos del censo del 2007, en donde semejantemente el orden de mujeres y varones es el mismo.

**Figura N° 1.2 Pirámide de edades por sexo de Nuevo Imperial**



Fuente: Propia

De esta pirámide nace el cuadro de consumo de agua potable (porcentaje por edad) que es el siguiente:

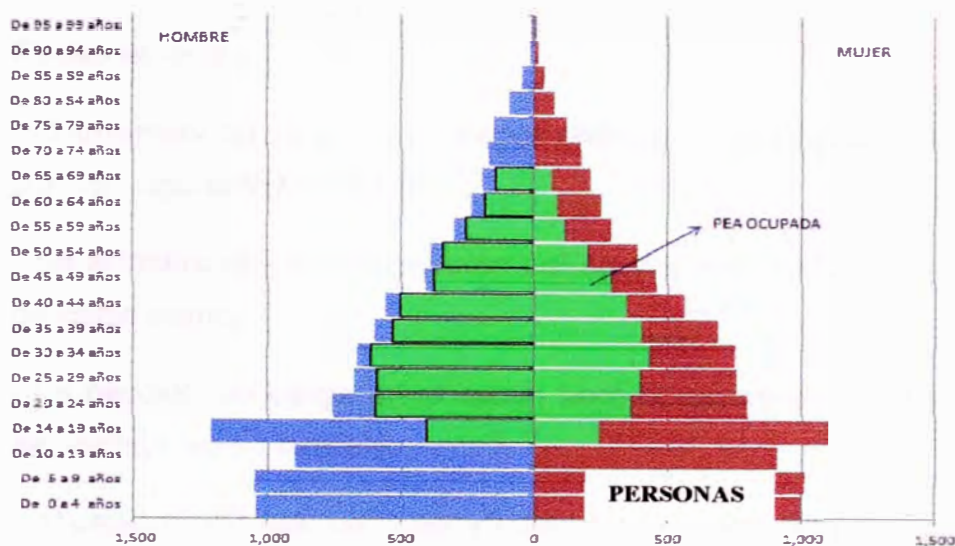
**Cuadro N° 1.3 Cuadro de porcentaje de consumo de agua según Edad**

Rango de Edades	Porcentaje (%)
De 85 a 89 años	0.05
De 80 a 84 años	1.02
De 75 a 79 años	2.04
De 70 a 74 años	2.14
De 65 a 69 años	2.24
De 60 a 64 años	2.55
De 55 a 59 años	3.87
De 50 a 54 años	4.28
De 45 a 49 años	4.38
De 40 a 44 años	6.11
De 35 a 39 años	6.83
De 30 a 34 años	6.93
De 25 a 29 años	7.13
De 20 a 24 años	7.64
De 14 a 19 años	12.23
De 10 a 13 años	9.17
De 5 a 9 años	10.70
De 0 a 4 años	10.70
<b>TOTAL</b>	<b>100</b>



De igual manera para el PEA del CPM Augusto B. Leguía tomamos de referencia el nivel macro que se presenta en el distrito de Nuevo Imperial, donde la PEA ocupada predominante es la masculina y las edades varían entre los 14-69 años.

**Figura N° 1.3 PEA de edades por sexo del Distrito de Nuevo Imperial**



Fuente: Propia

Analogamente, de esta pirámide nace el cuadro de la población económicamente activa (porcentaje por edad) que es el siguiente:

**Cuadro N° 1.3 Cuadro de porcentaje de PEA según Edad**

Rango de Edades	Porcentaje (%)
De 65 a 69 años	9.07
De 60 a 64 años	12.96
De 55 a 59 años	12.96
De 50 a 54 años	15.12
De 45 a 49 años	11.02
De 40 a 44 años	10.80
De 35 a 39 años	8.64
De 30 a 34 años	7.56
De 25 a 29 años	5.40
De 20 a 24 años	4.32
De 15 a 19 años	2.16
<b>TOTAL</b>	<b>100</b>

## 1.2 MARCO TEÓRICO

### 1.2.1 Cálculo para las redes

El diseño hidráulico podrá realizarse como redes abiertas, cerradas y combinadas.

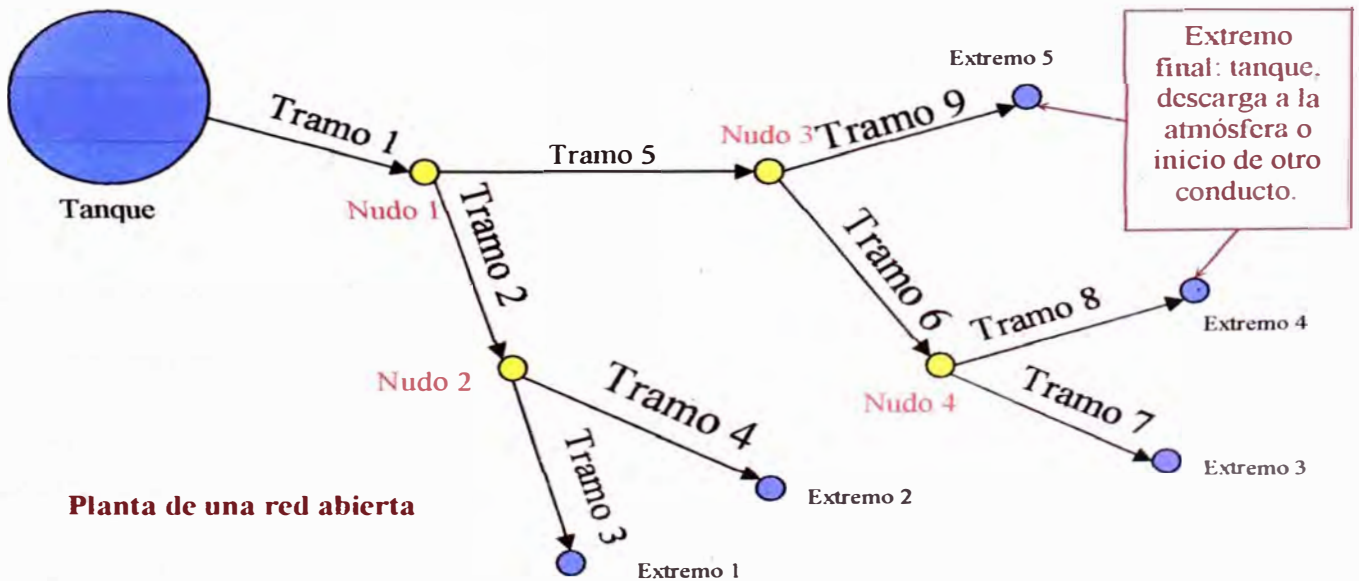
#### Redes abiertas

El Dimensionamiento de las redes abiertas o ramificadas se realizará de acuerdo con los siguientes criterios:

- Se admitirá que la distribución del caudal sea uniforme a lo largo de la longitud de cada tramo.
- La pérdida de carga en el ramal será determinada para un caudal igual al que se verifica en su extremo.
- Cuando por las características de la población se produzca algún gasto significativo en la longitud de la tubería, éste deberá ser considerado como un nudo más.

Se recomienda el uso de un caudal mínimo de 0,10 lps para el diseño de los ramales.

**Figura N° 1.4 Ejemplo de Red Abierta**



**Planta de una red abierta**

Fuente: Propia

El diseño hidráulico se realizará teniendo en cuenta los siguientes criterios:  
 Darcy –Weisbach, Hazen – Williams, Flamant.

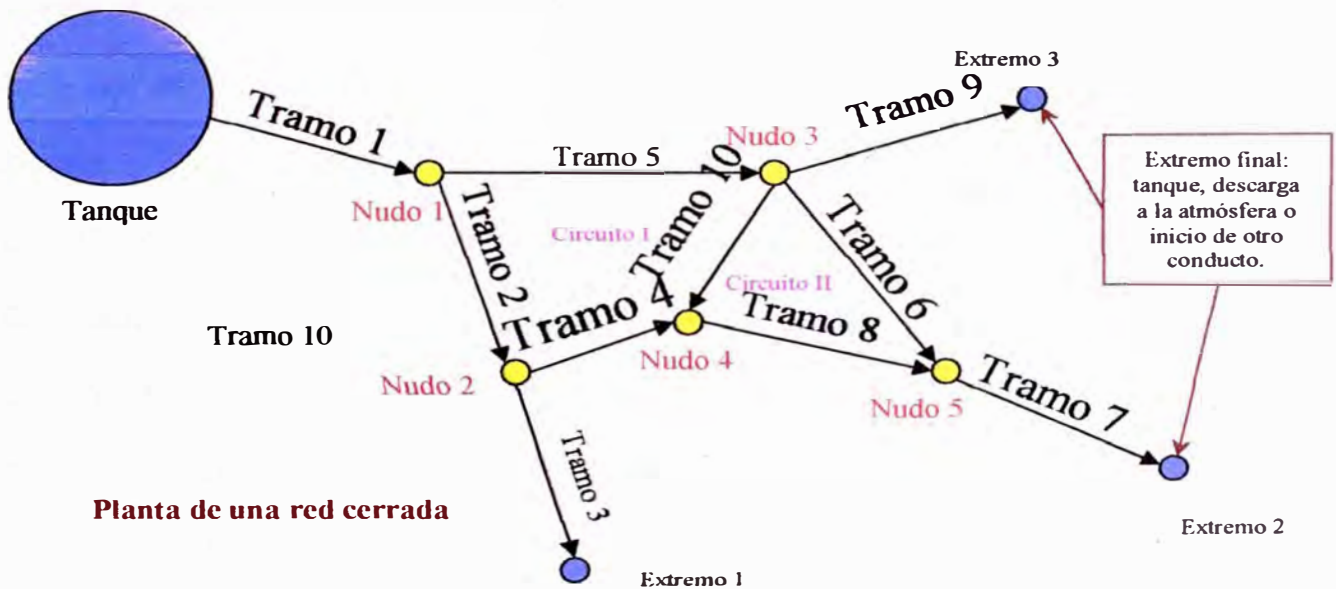
**Redes cerradas**

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

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

Estas condiciones junto con las relaciones de flujo y pérdida de carga, nos dan sistemas de ecuaciones, los cuales pueden ser resueltos por cualquiera de los métodos matemáticos de balanceo.

**Figura N° 1.5 Ejemplo de Red Cerrada**



Fuente: Elaboración Propia

En sistemas anillados se admitirán errores máximos de cierre:

- De 0,10m de pérdida de presión como máximo en cada malla y/o simultáneamente debe cumplirse en todas las mallas.
- De 0,01ps como máximo en cada malla y/o simultáneamente en todas las mallas

Se recomienda el uso de un caudal mínimo de 0,10 lps para el diseño de los ramales. Las redes cerradas no tendrán anillos mayores a 1km por lado.

### 1.2.2 Métodos para Determinación de Caudales

#### Redes cerradas

Para el cálculo de los caudales se puede disponer de los siguientes métodos:

#### Método de las Áreas

Consiste en la determinación del caudal en cada nudo considerando su área de influencia. Este método es recomendable en localidades con densidad poblacional uniforme en toda la extensión del proyecto. El caudal en el nudo será:

$$Q_i = Q_u * A_i$$

Donde el caudal unitario de superficie se calcula por:

$$Q_u = Q_t / A_t$$

Donde:

$Q_u$  : Caudal unitario superficial (L/s/Ha)

$Q_i$  : Caudal en el nudo "i" (L/s)

$Q_t$  : Caudal máximo horario del proyecto (L/s)

$A_i$  : Área de influencia del nudo "i" (Ha)

$A_t$  : Superficie total del proyecto (Ha)

#### Método de Densidad Poblacional

Este método considera la población por área de influencia de cada nudo. Para la aplicación de este método se deberá definir la población en cada sector del área del proyecto.

El caudal por nudo será:

$$Q_i = Q_p * P_i$$

Donde el caudal unitario poblacional se calcula por:



$$Q_p = Q_t / P_t$$

Donde:

$Q_p$  : Caudal unitario poblacional (L/s/hab)

$Q_t$  : Caudal total o caudal máximo horario para la totalidad de la población (L/s).

$Q_i$  : Caudal en el nudo "i" (L/s)

$P_t$  : Población total del proyecto (hab)

$P_i$  : población del área de influencia del nudo "i" (hab)

#### Método de la Longitud Unitaria

Por este método se calcula el caudal unitario, dividiendo el caudal máximo horario entre la longitud total de la red.

Para obtener el caudal en cada tramo, se debe multiplicar el caudal unitario por la longitud del tramo correspondiente.

Entonces:

$$Q_i = q * L_i$$

Donde:

$$q = Q_{mh} / L_t$$

$q$  : Caudal unitario por metro lineal de tubería (L/s/m)

$Q_i$  : Caudal en el tramo "i" (L/s)

$Q_{mh}$  : Caudal máximo horario (L/s)

$L_t$  : Longitud total de tubería del proyecto (m)

$L_i$  : Longitud del tramo "i" (m)

#### Método de la Repartición Media

Consiste en la determinación de los caudales en cada tramo del sistema, repartiéndolos en partes iguales a los nudos de sus extremos.

Por tanto, el caudal en un nudo, será la suma de los caudales de los tramos medios adyacentes.

El caudal de cada tramo puede ser calculado por el método de longitud unitaria.

#### Método del Número de Familias

Por este método se calcula un caudal unitario, dividiendo el caudal máximo horario entre el número total de familias de la población.

El caudal en el nudo, será el número de familias en su área de influencia, multiplicado por el caudal unitario.

$$Q_n = q_u * N_{fn}$$

Donde:

$$q_u = Q_{mh} / N_f$$

$q_u$  : Caudal unitario (L/s/fam)

$Q_n$  : Caudal en el nudo "n" (L/s)

$Q_{mh}$  : Caudal máximo horario (L/s)

$N_f$  : Número total de familias

$N_{fn}$  : Número de familias en el área de influencia del nudo "n"

#### Redes abiertas

Si la red abasteciera a más de 30 conexiones, podrán emplearse cualquiera de los métodos indicados anteriormente para el cálculo de los caudales.

### 1.2.3 Métodos para Diseño de Redes – Hardy Cross

El Método de Aproximaciones Sucesivas, de Hardy Cross, está basado en el cumplimiento de dos principios o leyes:

Ley de continuidad de masa en los nudos;

Ley de conservación de la energía en los circuitos.

El planteamiento de esta última ley implica el uso de una ecuación de pérdida de carga o de "pérdida" de energía, bien sea la ecuación de Hazen & Williams o, bien, la ecuación de Darcy & Weisbach.

La ecuación de Hazen & Williams, de naturaleza empírica, limitada a tuberías de diámetro mayor de 2", ha sido, por muchos años, empleada para calcular las pérdidas de carga en los tramos de tuberías, en la aplicación del Método de Cross. Ello obedece a que supone un valor constante par el coeficiente de rugosidad,  $C$ , de la superficie interna de la tubería, lo cual hace más simple el cálculo de las "pérdidas" de energía.

La ecuación de Darcy & Weisbach, de naturaleza racional y de uso universal, casi nunca se ha empleado acoplada al método de Hardy Cross, porque involucra el coeficiente de fricción,  $f$ , el cual es función de la rugosidad,  $k$ , de la superficie interna del conducto, y el número de Reynolds,  $R$ , de flujo, el que, a su vez depende de la temperatura y viscosidad del agua, y del caudal del flujo en las tuberías.

Como quiera que el Método de Hardy Cross es un método iterativo que parte de la suposición de los caudales iniciales en los tramos, satisfaciendo la Ley de Continuidad de Masa en los nudos, los cuales corrige sucesivamente con un valor particular,  $\Delta Q$ , en cada iteración se deben calcular los caudales actuales o corregidos en los tramos de la red. Ello implica el cálculo de los valores de  $R$  y  $f$  de todos y cada uno de los tramos de tuberías de la red, lo cual sería inacabable y agotador si hubiese que "hacerlo a uña" con una calculadora sencilla. Más aún, sabiendo que el cálculo del coeficiente de fricción,  $f$ , es también iterativo, por aproximaciones sucesiva.

Lo anterior se constituía, hasta hoy, en algo prohibitivo u obstaculizador, no obstante ser la manera lógica y racional de calcular las redes de tuberías.

Hoy, esto será no sólo posible y fácil de ejecutar con la ayuda del programa WATERCAD que aquí se presenta, sino también permitirá hacer modificaciones en los diámetros de las tuberías y en los caudales concentrados en los nudos, y recalcular la red completamente cuantas veces sea conveniente.

El método se fundamenta en las dos leyes siguientes:

**- Ley de continuidad de masa en los nudos:**

"La suma algebraica de los caudales en un nudo debe ser igual a cero"

$$\sum_{j=1}^m (Q_{ij} + q_i) = 0 \quad (1)$$

Donde,

$Q_{ij}$ : Caudal que parte del nudo i o que fluye hacia dicho nudo.

$q_i$ : Caudal concentrado en el nudo i

$m$ : Número de tramos que confluyen al nudo i.

**- Ley de Conservación de la energía en los circuitos:**

"La suma algebraica de las "pérdidas" de energía en los tramos que conforman un anillo cerrado debe ser igual a cero".

$$\sum_{\substack{i=1 \\ j=1}}^n h_{fij} = 0 \quad (2)$$

donde,

$h_{fij}$ : Pérdida de carga por fricción en el tramo  $T_{ij}$ .

$n$ : Número de tramos del circuito i

La ecuación de Hazen & Williams originalmente expresa:

$$V = 0.355CD^{0.63}S_f^{0.54} \quad (3)$$

Donde,

$V$ : Velocidad del flujo, m/s.

$C$ : Coeficiente de rugosidad de Hazen & Williams, adimensional.

$D$ : Diámetro de la tubería, m.

$S_f$ : Pérdida unitaria de carga (m/m).

$$S_f = \frac{h_f}{L} \quad (4)$$

Por continuidad,  $Q = VA$

Luego,

$$Q = 0.355CD^{0.63} \left( \frac{h_f}{L} \right)^{0.54} \frac{\pi D^2}{4} \quad (5)$$

De la cual resulta:

$$h_f = \left( \frac{3.5866}{cD^{2.63}} \right)^{1.851} LQ^{1.851} \quad (6)$$

Donde,

Q : Caudal del flujo en el conducto, m<sup>3</sup>/s.

L : Longitud del tramo de tubería, m.

h<sub>f</sub> : Pérdida de carga, m.

La ecuación anterior se puede transformar de tal manera que el diámetro se exprese en pulgadas y el caudal en l/s, obteniéndose la siguiente ecuación.

$$h_f = \left( \frac{56.23}{C} \right)^{1.851} \frac{L}{D^{4.87}} Q^{1.851} \quad (7)$$

Haciendo

$$\alpha = \frac{1}{D^{4.87}} \left( \frac{56.23}{C} \right)^{1.851} \quad (8)$$

Resulta:

$$h_f = \alpha \cdot L \cdot Q^{1.851} \quad (9)$$

La ecuación de Darcy & Weisbach expresa, en términos de velocidad del flujo, la siguiente:

$$h_f = f \frac{LV^2}{D2g} \quad (10)$$

donde  $f$  es el coeficiente de fricción, de Darcy

Y en términos del caudal, expresa:

$$h_f = \frac{8fLQ^2}{\pi^2 gD^5} \quad (11)$$

Haciendo;

$$\beta = \frac{8f}{\pi^2 gD^5} \quad (12)$$

Resulta:

$$h_f = \beta LQ^2 \quad (13)$$

En general, la ecuación de pérdidas de carga por fricción expresa:

$$h_f = rLQ^n \quad (14)$$

Donde,

$r$  : Coeficiente de resistencia, cuyo valor depende del tipo de ecuación empleada para el cálculo.

$n$  : Exponente del caudal, que depende la ecuación de resistencia empleada.

$n$  : 1.851, según la ecuación de Hazen & Williams.

$n$  : 2.0 según la ecuación de Darcy & Weisbach.

El Método de Hardy Cross corrige sucesivamente, iteración tras iteración, los caudales en los tramos, con la siguiente ecuación general:

$$\Delta Q = - \frac{\sum h_f}{n \sum \frac{h_f}{Q}} \quad (15)$$

El coeficiente de fricción,  $f$ , de las ecuaciones (10) y (11), se calcula con la ecuación de Colebrook & White, que expresa lo siguiente:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left( \frac{k/D}{3.7} + \frac{2.51}{R\sqrt{f}} \right) \quad (16)$$

Donde:

$k$  : El coeficiente de rugosidad de la tubería, mm.

$D$  : Diámetro de la tubería, mm.

$R$  : El número de Reynolds del flujo, adimensional.

Nótese que la relación  $k/D$ , en la ecuación (16) debe ser adimensional. A su vez, el número de Reynolds,  $R$ , se calcula con la siguiente ecuación:

$$R = \frac{\rho v D}{\mu} = \frac{v D}{\nu} = \frac{4Q}{\pi D \nu} \quad (17)$$

Donde,

$v$  : Velocidad del flujo, m/s.

$\rho$  : Densidad del fluido (agua),  $\text{kg/m}^3$ .

$\mu$  : Viscosidad dinámica del fluido,  $\text{kg/m.s}$ .

$\nu$  : Viscosidad cinemática del fluido,  $\text{m}^2/\text{s}$ .

$D$  : Diámetro del conducto, m.

$Q$  : Caudal del flujo en el conducto,  $\text{m}^3/\text{s}$ .

La ecuación (16) es una ecuación implícita para  $f$  y, por lo tanto, se resuelve iterativamente, por ensayo y error.

Las convenciones a utilizar serán las siguientes:

Los caudales  $Q_{ij}$  y sus correspondientes pérdidas de carga,  $hf_{ij}$ , y velocidades,  $v_{ij}$  serán positivos si fluyen en sentido de las manecillas del reloj, o negativos en sentido contrario.



La nomenclatura de los tramos  $T_{ij}$  sólo requiere que el primer subíndice represente el número de circuito al cual pertenece. El subíndice  $j$  es un número consecutivo que inicia en 1 y termina en el número de tramos del circuito considerado. Ejemplo, el tramo  $T_{2,4}$  es el cuarto tramo del circuito No.2

En la nomenclatura de los tramos no se requiere designarlos siguiendo un estricto orden consecutivo, como tampoco un sentido horario o antihorario.

Un tramo cualquiera de la red puede pertenecer a un único circuito, o a dos, simultáneamente. En el primer caso, el número del circuito adyacente, solicitado por los programas, es cero. En el segundo caso, se entrará el número del otro circuito que lo comparte con el actual.

### 1.3 ESTUDIO SOCIO ECONÓMICO

#### 1.3.1 Producción Agrícola

La población del C.P.M. Augusto B. Leguía se dedica mayormente a esta actividad, cuyo lugar de trabajo son los valles aledaños.

El algodón como en todos los valles de la costa central es el cultivo de mayor importancia tanto por su extensión como por su significado económico.

De acuerdo a la distribución de la producción, los cultivos industriales aportan el mayor ingreso con el 64.7% correspondiendo al algodón la mayor participación (53.7%).

Entre los cultivos alimenticios, que en conjunto aportan el 26.3% de los ingresos, destaca el cultivo del pallar (14.5%).

Finalmente en el grupo de los pastos, que intervienen con el 5.8%; la alfalfa participa con el mayor porcentaje (5.1%)

Ahora bien, con respecto a los rendimientos unitarios, éstos varían de acuerdo a los sectores del valle. Así, la producción por hectárea de algodón y maíz alcanzan buenos niveles en las zonas altas y medias del valle, siendo menores en la parte baja del mismo.

En lo referente al volumen de la producción, son los pastos los que representan el mayor tonelaje aunque su importancia económica no es muy significativa por otros lados de la zona, demanda transporte ya que es consumido por los propios



fundos. En cambio tienen significación los volúmenes de algodón, maíz y otros productos que, además de generar buenos ingresos, son requeridos en diferentes mercados de la ciudad.

**Cuadro N° 1.3 Producción de Cultivos, Campaña 2000-2008**

Cultivo	Producción Acumulada (Tn)	% Relativo	% Acumulado
Camote	67 741	22,80%	22,80%
Maíz Amarillo Duro	52 464	17,66%	40,46%
Maíz Chala	43 478	14,63%	55,09%
Mandarino	39 243	13,21%	68,30%
Yuca	23 304	7,84%	76,14%
Papa	15 051	5,07%	81,20%
Zapallo	13 328	4,49%	85,69%
Algodón	11 359	3,82%	89,51%
Otros (31 cultivos más)	83 625	10,49%	100,00%
<b>TOTAL 2000-2008</b>	<b>297 129</b>		

Fuente: MINAG

### 1.3.2 Producción Pecuaria

En base a la información proporcionada por la Oficina de Información Agraria de Cañete - Ministerio de Agricultura, se concluye el siguiente orden de la producción pecuaria de Nuevo imperial:

**Cuadro N° 1.4 Producción Pecuaria del Distrito de Nuevo Imperial - 2007**

Producción	Población Promedio Mensual (Cabezas)			Producción Anual	
	Producción de Carne	En Ordeño	Total	Carne (Tn)	Leche (litros)
Vacuna	71	803	1,990	128	4 727 819
Porcina	67	--	162	42	--
Caprina	21	--	118	3	--
Ovina	13	--	96	2	--
<b>Total</b>	<b>172</b>	<b>8,891</b>	<b>2 366</b>	<b>175</b>	<b>4 727 819</b>

Fuente: Programación de Población y Producción Pecuaria Campaña 2007 - Agencia Agraria Cañete

## **II. BASES PARA EL ESTUDIO**

## CAPÍTULO II

### BASES PARA EL ESTUDIO

#### 2.1 POBLACIÓN DE DISEÑO

Se analizará la evolución del C.P.M. en los últimos años, los problemas de abastecimiento de agua derivadas por la antigüedad y mal estado de las tuberías, así como también los factores socio económicos que afectarán su futuro desarrollo, de forma que se puedan establecer plazos que se adapten mejor al crecimiento futuro del C.P.M., y tomando en cuenta lo que estipula las normas y requisitos del Reglamento Nacional de Construcción se ha estipulado un período de 15 años.

##### 2.1.1 Cálculo de la población futura

Para la ejecución del perfil del proyecto, el teniente alcalde constató mediante un Informe de Empadronamiento General desde el 2006 hasta el año actual 2009, donde se encuentra una población actual de 2226 habitantes.

El primer método analizado para calcular la población futura fue el método aritmético, ya que el gráfico población vs año se aproxima a una recta.

Tomando los 4 pares de datos del censo, y por el método de mínimos cuadrados tenemos una recta que obedece a la siguiente ecuación:

$$y = 517.8x + 187$$

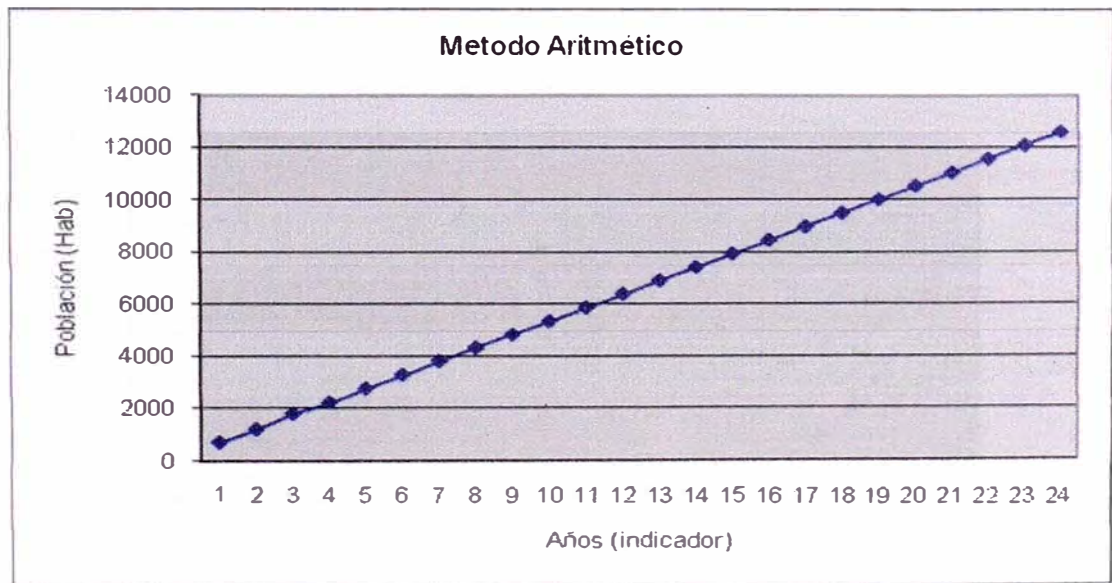
Donde "x" es el indicador en años (2006 es el año 1) y "y" el número de habitantes. La proyección de números de habitantes para los años 2019, 2024 y 2029 (10, 15 y 25 años de periodo de diseño respectivamente) es como se muestra en el siguiente cuadro

**Cuadro N° 2.1 Variación de población hasta el 2009 y Proyección Aritmética en 15, 20 y 25 años**

INDICADOR	Año	Poblacion
1	2006	700
2	2007	1200
3	2008	1800
4	2009	2226
	....	....
14	2019	7422
19	2024	10006
24	2029	12590

Se aproximan estos datos a una recta cuya ecuación obedece a la ya mencionada, dando resultado la siguiente gráfica:

**Figura N° 2.1 Proyección de Población mediante método Aritmético**



El segundo método para analizar la futura población fue el método geométrico donde hallamos la tasa de crecimiento respecto al año 2004. Respetando la siguiente fórmula

$$P_f = P_o ( 1 + r ) ^ n$$

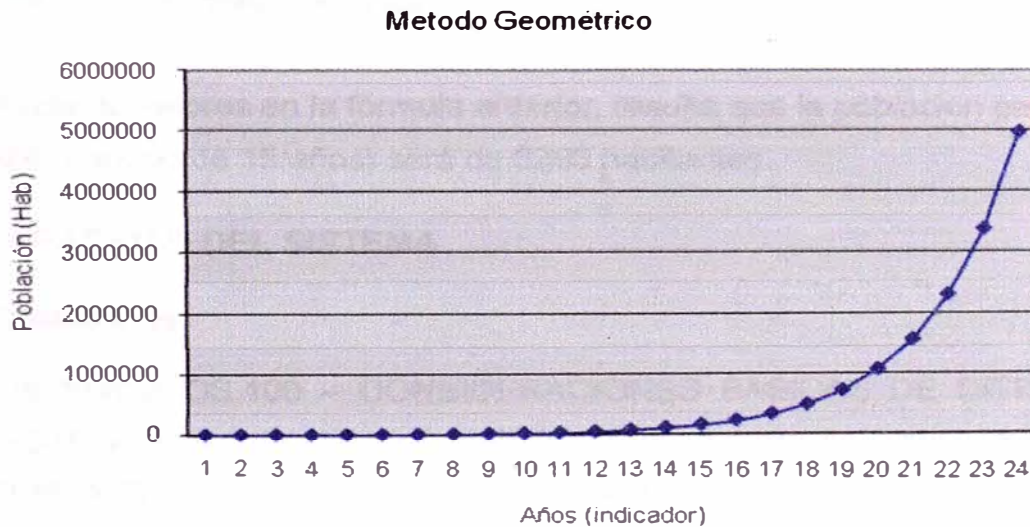
Tomando la tasa para nuestra proyección de 47.1% que es el del año actual 2009 la proyección de números de habitantes para los años 2019, 2024 y 2029

(10, 15 y 25 años de periodo de diseño respectivamente) es como se muestra en el siguiente cuadro:

**Cuadro N° 2.2 Variación de población hasta el 2009 y Proyección Geométrica en 15, 20 y 25 años**

INDICADOR	Año	Poblacion	TASA DE CRECIMIENTO REFERENTE A 2004
1	2006	700	
2	2007	1200	0.714
3	2008	1800	0.604
4	2009	2226	0.471
	....	....	
14	2019	105265	
19	2024	723870	
24	2029	4977821	

**Figura N° 2.2 Proyección de Población mediante método Geométrico**



Por lo que se muestra una cifra irracional, siendo este pequeño pueblo de un área limitada de expansión.

Viendo estos dos resultados, la estimación de la población futura se tomará de la siguiente manera:

Primero, según el Proyecto de Inversión con código SNIP 130909 que es un proyecto a nivel de perfil que tiene como objetivo al igual que nosotros de



ampliar y mejorar el sistema de agua potable de esta misma zona, se tiene un total de pobladores beneficiados en este año de 2208.

Segundo, el crecimiento de la población para la zona de Nuevo Imperial ha sido estimado por el INEI en 2.68% anual, luego esta tasa puede ser aplicada al centro poblado.

Con esta información, usando el método geométrico, podemos calcular la población futura del centro poblado Augusto B. Leguía. Asimismo, los diseños de redes se calculan para un periodo de 15 años, que es el tiempo de vida media de las instalaciones.

Luego:

$$Pf = Po ( 1+ r ) ^ n$$

Donde:

Pf	=	Población futura
Po	=	Población actual
r	=	Tasa de crecimiento anual
n	=	Número de años

Reemplazando valores en la fórmula anterior, resulta que la población para el Año 2024 (periodo de 15 años) será de 3283 habitantes.

## 2.2 CAPACIDAD DEL SISTEMA

### 2.2.1 Dotaciones

Según la Norma OS.100 – CONSIDERACIONES BÁSICAS DE DISEÑO DE INFRAESTRUCTURA SANITARIA en el acápite 1.4 Dotación de Agua (ver ANEXO N° A.7) se indica que para una zona rural con clima cálido o templado es de 150 l/h/d para lotes con un área menores o iguales a 90 m<sup>2</sup>. Los lotes son en el C.P.M. Augusto B. Leguía sonde 300 m<sup>2</sup>, pero al ver que es una zona rural y la densidad de habitantes actual es de 3.16 hab./lote, es una población menos que suficiente que pueden vivir en un área de 90 m<sup>2</sup>, más aún que la población económicamente activa realiza sus labores fuera del centro poblado.

### **2.2.2 Variaciones de Consumo**

Considerando las variaciones de consumo (según Norma OS.100) de  $K1=1.3$  para el día máximo y  $K2=2.5$  para la hora máxima, los porcentajes considerados son del día promedio.

### **2.2.3 Capacidad de Almacenamiento**

El volumen de almacenamiento del reservorio será igual al 25% del caudal máximo diario. No se considerará volumen de emergencia ya que la población es menor de 10000 habitantes.

### **2.2.4 Presiones de Servicio**

Las presiones máximas y mínimas serán de 50m y 15m respectivamente, de acuerdo a lo señalado en el Reglamento Nacional de Construcción

### **2.2.5 Capacidad de las líneas del Sistema**

Para el diseño de las líneas que conforman un sistema de agua potable, se han adoptado los siguientes requisitos de capacidad:

#### ***Líneas de conducción***

Estas líneas se diseñarán de forma de que puedan conducir el caudal correspondiente al máximo anual de la demanda diaria.

#### ***Red de distribución***

La red de distribución será diseñada para la mayor de las siguientes condiciones:

- Caudal correspondiente al máximo anual de la demanda diaria.
- Caudal correspondiente al máximo anual de la demanda horaria.

En el presente proyecto trabajaremos con el caudal máximo de la demanda horaria ya que es mayor que la demanda diaria.

### III. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ACTUAL



## **CAPÍTULO III**

### **DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ACTUAL**

#### **3.1 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE EXISTENTE**

##### **3.1.1 Fuente - Captación**

Se abastece del canal de regadío Nuevo Imperial, proveniente del río Cañete, regulando el caudal requerido mediante una válvula de control.

##### **3.1.2 Planta de Tratamiento**

###### **-Sedimentador:**

En esta unidad existe un vertedero triangular que permite la medición del caudal de ingreso requerido a la planta de tratamiento.

Esta cámara permite el sedimento de los flóculos. Para la evacuación rápida de los mismos se cuenta con una válvula de compuerta de 6" que facilita la descarga rápida de los sedimentos acumulados en el fondo de la canaleta.

###### **-Filtro Lento:**

En esta unidad se realiza propiamente el tratamiento, mediante proceso biológico. El medio filtrante está conformada por falso fondo de ladrillo, grava y arena.

Durante este paso, la calidad del agua se mejora por la reducción de microorganismos, eliminación de material en suspensión y material coloidal.

###### **-Cisterna y Caseta de Bombeo:**

La cisterna diseñada para el almacenamiento de agua filtrada posee 55 m<sup>3</sup> de capacidad. La caseta alberga a la electrobomba y dispositivos de control requeridos para efectuar el bombeo desde la cisterna hasta el reservorio.

###### **-Cercos Perimétricos:**

Construido en base a palos de eucalipto y alambre de púas. El acceso a la planta de tratamiento está demarcado por 02 columnas de concreto armado y una reja metálica de 02 hojas batientes.

### 3.1.3 Línea de Impulsión

Conformado por tuberías de 4" de diámetro en PVC y Fo.Go. Con una longitud igual a 717.00m.

### 3.1.4 Reservorio y Caseta de Válvulas

Diseñado para asegurar el abastecimiento de agua en las horas de máxima demanda el reservorio existente posee 45 m<sup>3</sup> de capacidad. En él se realizará la cloración del agua con el empleo del hipoclorador de flujo difuso.

La caseta alberga válvulas de control de la línea de aducción-red de distribución y desagüe.

### 3.1.5 Cámara Rompepresión

Debidamente equipada con 02 válvulas de control (tipo compuerta y tipo flotador).

### 3.1.6 Línea de Aducción-Red de Distribución y Conexiones Domiciliarias

La red de distribución está prevista para conducir el agua potable; desde el reservorio hasta el último punto de la red. Está conformada por:

Tubería PVC 2 ½":	798.99 m.
Tubería Fo.Go. 2 ½":	16.01 m.(Cruce de carretera Imperial Lunahuaná)
Tubería PVC 2" :	86.00 m.
Tubería PVC 1 ½" :	1687.00 m.
Tubería PVC 1" :	2372.00 m.
Tubería PVC ¾" :	188.00 m.
Tubería Fo.Go. ¾":	16.00 m.(Cruce de carretera Imperial Lunahuaná)

Se tiene un total de 260 conexiones domiciliarias.

### 3.1.7 Piletas Públicas

Se construyó 01 unidad para abastecer a los lotes ubicados en la parte alta de la localidad.

### 3.2 NECESIDADES DE LA AMPLIACIÓN

En la actualidad el centro poblado Augusto B. Leguía tiene una población de 2208 habitantes distribuidos en 698 viviendas; de las cuales 477 están en el registro de COFOPRI; el resto de nuevas viviendas son invasiones quienes en algún futuro tendrán su título de propiedad y por consiguiente serán tomadas en cuenta para la proyección de la dotación.

En la visita a la área de inspección se denotó tres zonas delimitadas primero por el cerro del reservorio apoyado existente y la Carretera Imperial – Lunahuaná, llamaremos zona 1 la que está al lado de la carretera en el sentido del río Cañete, la zona 2 a la que está entre la carretera y el cerro, y por último la zona 3 que está atrás del cerro donde está la zona ganadera.

Según esta zonificación, los datos del INEI para el Desierto y los planos lotizados de COFOPRI se hizo el siguiente censo.

**Cuadro N° 3.1 Cuadro de áreas actuales en el C.P.M. Augusto B. Leguía**

Descripcion	Nº de lotes	Area (m <sup>2</sup> )
Viviendas (area ≤ 400 m <sup>2</sup> )	689	265690
Viviendas (area >400 m <sup>2</sup> )	9	18530
Cementerio	1	7384
Salud	1	2072
Area reservada p/educacion	3	14371
Parques	4	16756
Area deportiva	2	18553
Area reservada p/servicio comunal	4	15281
Area reservada p/sector ganadero	3	11966.63
Area reservada	3	4550

Fuente: Elaboración Propia

Debido al incremento de habitantes a 3283 dentro de 15 años se hace urgente las obras de ampliación y mejoramiento de la red existente. El desarrollo es evidente, más aún cuando en la parte sur del C.P.M. Augusto B. Leguía es una zona de expansión en potencia, en la que se proyectará un área de esparcimiento a futuro y posiblemente un enganche turístico para la población.

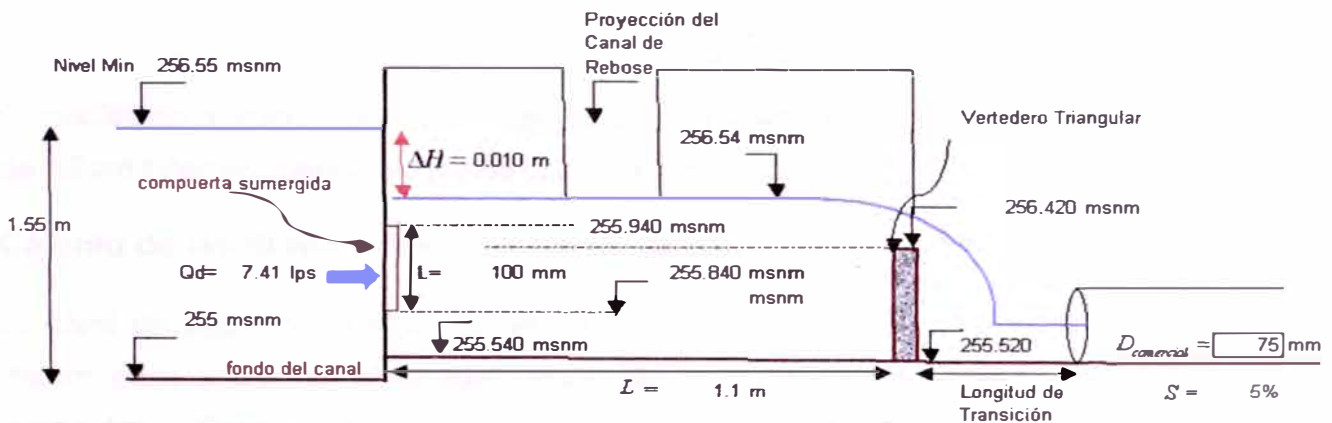
## **IV. DISEÑO DEL SISTEMA**

## CAPÍTULO IV DISEÑO DEL SISTEMA

### 4.1 FUENTE DE ABASTECIMIENTO

Tratando de mantener la captación de agua necesaria aún época de estiaje, hacemos un nuevo esquema teniendo en cuenta el tirante mínimo que presenta el canal de regadío:

**Figura N° 4.1 Esquema de la Toma proyectada**



Fuente: Elaboración Propia

A la izquierda se puede observar el canal de regadío Nuevo Imperial que deja ingresar un caudal de 7.41 lps hacia un pequeño canal (que además posee un canal de rebose) de 1.10 metros de largo que termina en un vertedero triangular, y este a su vez desemboca el flujo hacia otro pequeño canal que desarrolla una longitud de transición para finalmente emitir el flujo hacia un tubo que conecta esta pequeña captación hacia el desarenador.

#### Cálculo de la diferencia de Cargas $\Delta H$

La diferencia de Cargas  $\Delta H$  sobre el orificio de captación lo podemos hallar usando la siguiente fórmula de Flujo en Orificios en Ahogamiento Total:

$$Q = C_d A \sqrt{2g\Delta H}$$

**Cuadro N° 4.1 Cuadro de cálculo de ΔH**

Caudal de diseño (m3/s)	Coefficiente de descarga (Cd)	Ancho de Compuerta (m)	Altura de Compuerta (m)	# Barras Vert	# Barras Horizon	Diámetro de Barras	Area Util (m2)	ΔH (m)
0.00741	0.61	0.5	0.1	8	2	1/2	0.03	0.01

Fuente: Elaboración Propia

### Cálculo de las dimensiones del vertedero triangular

Considerando el vertedero triangular con ángulo de 90° podemos hallar el tirante mediante la siguiente fórmula:

$$Q_{m^3 / seg} = 1.434 * H_m^{2.5}$$

Conociendo nuestro caudal de diseño que es 7.41 lps, tenemos que el tirante es de 12cm (Ver esquema en el plano del anexo A-4.

### Cálculo de las dimensiones del Canal de Rebose

El nivel de agua dentro del canal de captación no debe ser mayor que 256.54 msnm para asegurar el caudal requerido que requiere el tirante del vertedero triangular. Para ello se construirá un canal extra de rebose en la margen derecha del canal de captación que llevará el caudal excedente hacia la captación antigua (aguas abajo del canal de regadío). Primero, hallaremos el caudal excedente tomando en consideración los 40cm. más de tirante del canal de regadío cuando está en época de avenida mediante la siguiente fórmula:

$$Q = C_d A \sqrt{2g\Delta H}$$

**Cuadro N° 4.2 Cuadro de cálculo de Q excedente**

Coefficiente de descarga (Cd)	Area Util (m2)	ΔH (m)	Q (m3/s)	Q necesitado (m3/s)	Q excedente (m3/s)
0.61	0.03	0.41	0.05190	0.00741	0.04449

Fuente: Elaboración Propia

Luego calculamos las dimensiones del canal de rebose complementando, primero, la fórmula de Manning:

$$Q = (1/n) \cdot S \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2}$$

donde Q es el caudal en m<sup>3</sup>/s, n es el coeficiente de rugosidad (nuestro caso es concreto), S el área de sección, R es el radio hidráulico y J es la pendiente.

Y segundo, el criterio de la Máxima Eficiencia Hidráulica, que para secciones rectangulares indica que la base de la sección es el doble de la altura.

Con los datos hallados y conociendo estos criterios, el cálculo de las dimensiones del canal de rebose se resumen en la siguiente tabla:

**Cuadro N° 4.3 Cuadro de cálculo de las dimensiones del canal de rebose**

Caudal de diseño (m <sup>3</sup> /s)	Pendiente J	Coefficiente de Manning (n)	b (m)	y (m)
0.04449	0.01	0.017	0.30	0.15

Fuente: Elaboración Propia

Donde b es la base e y el tirante. Debido a que el canal de captación se encuentra a casi 1 metro debajo del terreno, la profundidad de excavación será constantemente de 1 metro pero tendremos de ancho del canal 0.30m.

#### Cálculo del diámetro del Tubo

Finalmente para que pase por un tubo de Hierro Fundido con una velocidad de 0.61 m/seg (mínima para no dejar sedimentos) hacia el sedimentador, hallamos el diámetro de dicho tubo mediante la siguiente fórmula

$$A_s = \frac{Q}{V_s}$$

**Cuadro N° 4.4 Cuadro de cálculo del Diámetro del tubo de Canal-Sedimentador**

Caudal de diseño (m <sup>3</sup> /s)	Velocidad en el tubo (m/s)	Area de la tubería (m <sup>2</sup> )	Diámetro de la tubería (cm)
0.00741	0.61	0.012	7.4

Fuente: Elaboración Propia

Por lo que el diámetro hallado es de 3", para visualizar el esquema en campo ver Plano del Anexo A.04.

#### Cálculo de las dimensiones de la Transición Vertedero-Tubo

Luego de calcular las dimensiones del vertedero y del tubo, procedemos a dimensionar el canal final que conecta dichas unidades, que para efectos de



eliminar el coeficiente de contracción que conlleva a pérdida de carga, se considera un decrecimiento lineal de ambas paredes a razón de 12.5° por cada pared. Geométricamente tenemos la siguiente fórmula:

$$L=0.5 \times ((B -b) / \text{tang} (12.5^\circ))$$

Por lo que nuestros cálculos se resumen al siguiente cuadro

**Cuadro N° 4.5 Cuadro de cálculo de la longitud de Transición**

B ancho inicial (m)	B ancho final (m)	Longitud de Transición (cm)
0.40	0.075	0.73

Fuente: Elaboración Propia

Para visualizar el esquema en campo ver Plano del Anexo A. 4.

## 4.2 LÍNEA DE CONDUCCIÓN

Se parte con las dos siguientes premisas:

- Que el reservorio existente tiene problemas de fisuramiento y resulta costoso los trabajos de resane y pruebas hidráulicas para evaluar su operatividad. Quedando descartado su uso.
- Dado que en la actualidad sobre la tubería de impulsión de 4" existente se han construido viviendas quedan descartadas dos opciones tomadas en cuenta al inicio del proyecto: reemplazar la tubería existente por la tubería de 6", o instalar una tubería paralela que complete el caudal requerido. Valga la redundancia, estas dos opciones fueron descartadas debido a que se estaría expropiando durante el proyecto los terrenos por el cual esta pasando la línea de conducción existente. Por lo tanto se va considerar el sistema actual, es decir la tubería de impulsión de 4" de Hierro Ductil K9 de 719.307 longitud.

Para el caudal de Bombeo, se recomienda que las horas de bombeo sean de 12 a 18 horas, en este caso tomaremos una media de 15 horas :

$$Q_{\text{bombeo}} = (24 / HR) * Qmd$$



**Cuadro N° 4.6 Cuadro de cálculo de Caudal de bombeo**

HR (Horas de bombeo)	Qmd (lps)	Qbombeo (lps)
15	7.41	<b>11.86</b>

Fuente: Elaboración Propia

Donde se ha considerado el caudal de captación de 7.41 lps, considerando una variación de consumo de +5% en verano y -5% en invierno, no se tiene registros sobre esta variación por lo que se ha tomado como referencia el de un asentamiento humano en Lima Metropolitana.

Con el caudal de bombeo se puede hallar el diámetro económico de la línea de inducción, para el cual utilizaremos la fórmula de Bresser:

$$D_{economico} = 0.96 * \left( \frac{HR}{24} \right)^{0.25} * Q_{bombeo}^{0.45}$$

**Cuadro N° 4.7 Cuadro de cálculo del Diámetro Económico-Comercial**

HR (Horas de bombeo)	Qbombeo (lps)	Diámetro Económico (mm)	Diámetro Comercial (mm)
15	11.86	116	<b>150</b>

Fuente: Elaboración Propia

Dicho diámetro comercial hallado es en pulgadas de 6" y de Hierro Fundido Dúctil del tipo K9 (comercial también). Ahora bien, dado las condiciones halladas en campo, la actual tubería de impulsión de 4" quedaría en su actual ubicación por encontrarse en buen estado y además sobre ello se han edificado viviendas lo cual haría costoso y demandaría más tiempo en la ejecución de reemplazo.

Para el cálculo de la potencia de la bomba tomaremos en cuenta la mixtura de tuberías que existe en la tubería de impulsión. Primero el tramo antiguo de 4" que va desde la caseta de bombas de la planta de tratamiento hasta el reservorio existente, y segundo, el tramo nuevo de 6" que va a continuación de la tubería de 4" mencionada anteriormente y a partir del reservorio existente hasta el reservorio nuevo (proyectado).

Según el perfil mostrado en el plano del anexo A.4 que esquematiza lo descrito en el párrafo anterior, con las longitudes de tuberías calculamos las pérdidas por fricción respectivas haciendo uso de la fórmula de Hazen y Williams:

$$Hf_{tuberia} = 1741 * \frac{L_m}{D_{pulg}^{4.87}} * \left(\frac{Q_{ips}}{C}\right)^{1.85}$$

**Cuadro N° 4.8 Cuadro de Pérdidas por Fricción en la Tubería de Inducción**

Tubería (pulgadas)	Longitud (m)	Qbombeo (lps)	Coefficiente Hazen&W.	Hfricción (m)
4	719.31	11.86	140	15.21
6	365.84	11.86	140	1.16

Fuente: Elaboración Propia

A continuación hallamos la altura dinámica total de la línea de impulsión total mediante la siguiente sumatoria donde  $h_f$  es pérdida de fricción y  $h_{acc}$  es pérdida por accesorio:

$$h_{imp} = (h_f + h_{acc})_{TUB. TRAMO 1} + (h_f + h_{acc})_{TUB. TRAMO 2}$$

**Cuadro N° 4.9 Cuadro de Cálculo de Altura de impulsión**

$h_f$ Tramo1(m)	$h_f$ Tramo2(m)	$h_{acc}$ Tramo1(m)	$h_{acc}$ Tramo2(m)	$h_{impulsión}$ (m)
15.21	1.16	2	0	18.37

Fuente: Elaboración Propia

Luego, la altura dinámica total, viene a ser dada por la sumatoria de la altura de impulsión más la diferencia de cotas entre la caseta de bombas de la Planta de tratamiento y el reservorio proyectado:

**Cuadro N° 4.10 Cuadro de Cálculo de la Altura Dinámica Total (HDT)**

Cota Caseta Bombas(msnm)	Cota de Reservorio(msnm)	Diferencia de cotas (m)	Himpulsión (m)	HDT (m)
248	338.5	90.5	18.37	108.87

Fuente: Elaboración Propia

Para el cálculo de la potencia de la bomba con su respectiva potencia del motor tenemos las siguientes fórmulas:

$$Pot_{Bom} = \frac{Q_{ips} * HD_m}{50}$$

$$Pot_{motor} = (1 + \Phi) * Pot_{bom}$$

#### Cuadro N° 4.11 Cuadro de Cálculo de la Potencia de la Bomba y su Motor

Qbombeo (lps)	HDT (m)	Pot Bomba (HP)	$\Phi$	Pot Motor (HP)
11.86	7.41	25.82	10%	28.4

Fuente: Elaboración Propia

Por lo tanto se elige para la caseta de bombas un reemplazo de dos bombas de 26HP que como las antiguas que eran de 11.5HP trabajaran alternadamente.

#### 4.3 RESERVORIO

Para el cálculo del volumen del reservorio se hizo mediante la siguiente Fórmula:

$$\text{Volumen} = (0.25 \times \text{PobFut} \times \text{Dotación}) / 1000$$

#### Cuadro N° 4.12 Cuadro de Volumen de Reservorio

Dotación (l/hab/dia)	PobFut (hab)	V(m3)
150	3283	123.11

Fuente: Elaboración Propia

Por lo tanto, se considerará un reservorio de 125 m<sup>3</sup>. No hay volumen de incendio por ser una población pequeña no mayor a 10000 habitantes

#### 4.4 RED DE DISTRIBUCIÓN DEL SISTEMA

Según estas consideraciones de Hardy Cross, se tiene que definir la zona de dominio de cada punto para poder abastecerla, y como aparte de lotes existen otros tipos de residencia, se tomará la siguiente equivalencia:

#### Cuadro N° 4.13 Cuadro de Equivalencias de Dotación Respecto a Casas

Colegio	4	casas
Parque	3	casas
Estadio	3	casas
Area reservada	0	casas
A. productiva	2	casas
Salud	4	casas
Servicio Comunal	1	casa

Fuente: Elaboración Propia

Dichas equivalencias se toman según el área de cada entidad ocupa en la lotización.

Haciendo un total de viviendas de 778 casas, lo que haría una densidad poblacional de 4.22 hab/casa, y recordando los datos obtenidos anteriormente

**Cuadro N° 4.14 Cuadro Resumen de Caudales Calculados**

Qprom (lps)	Qmd (lps)	Qmh (lps)
<b>5.70</b>	<b>7.41</b>	<b>14.25</b>

Por lo que cada nudo tendrá un consumo como lo muestra la siguiente tabla

**Cuadro N° 4.15 Cuadro Resumen de Consumo por nudos**

Nudos	N° de casas a abastecer	N° de Habitantes	Consumo por Nudo (lps)
P-07	15	63	0.27
P-03	32	135	0.59
P-04	14	59	0.26
P-05	20	84	0.36
P-06	30	127	0.55
P-13	33	139	0.60
P-09	61	257	1.12
P-10	77	325	1.41
P-12	33	139	0.60
P-11	128	540	2.34
P-08	69	291	1.26
P-15	57	241	1.05
P-14	56	236	1.02
P-25	5	21	0.09
P-26	40	169	0.73
P-21	14	59	0.26
P-19	27	114	0.49
P-20	19	80	0.35
P-18	5	23	0.10
P-17	23	97	0.42
P-22/P-23	20	84	0.36
<b>sumatoria</b>	<b>778</b>	<b>3283</b>	<b>14.25</b>

Estos datos serán suficientes para hacer las iteraciones respectivas pedidas por Hardy Cross, y con ayuda del programa WaterCad, los resultados para los nudos son los siguientes:

**Cuadro N° 4.16 Cuadro Resumen de Caudales y Presiones en Cada Nudo**

Nudo	Elevation (m)	Presion (m)	Caudal (L/s)	Presion (m H2O)
J-3	289.29	44.78	0.59	44.69
J-4	302.89	30.54	0.26	30.48
J-5	304.75	28.17	0.36	28.12
J-6	283.89	48.19	0.55	48.09
J-7	287.06	46.12	0.27	46.03
J-8	284.28	47.33	1.26	47.24
J-9	300.78	30.37	1.12	30.31
J-10	294	22.13	1.41	22.09
J-11	280.88	24.83	2.34	24.78
J-12	295	20.96	0.6	20.92
J-13	321	10.12	0.6	10.1
J-14	268	34.17	1.02	34.1
J-15	270	32.69	1.05	32.63
J-16	303.75	30.51	0	30.44
J-17	280.65	18.38	0.42	18.34
J-18	274.4	22.46	0.1	22.42
J-19	262.83	31.99	0.49	31.92
J-20	273.61	21.09	0.35	21.04
J-21	258.35	34.74	0.26	34.67
J-22	256.37	36	0.18	35.92
J-23	258.63	33.04	0.18	32.98
J-24	269.79	21.87	0	21.83
J-25	274	17.65	0.09	17.61
J-26	251.53	39.64	0.73	39.56
J-27	284.5	23.53	0	23.48

Y para las tuberías:

**Cuadro N° 4.17 Cuadro Resumen de Q y Velocidades en Cada Tramo**

Nudo Inicial	Nudo Final	Diametro (pulgadas)	Hazen-Williams C ( )	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)
R-1	J-3	6	150	11.43	0.63
J-3	J-4	4	150	4.56	0.56
J-4	J-5	4	150	4.3	0.53
J-5	J-6	4	150	3.94	0.49
J-7	J-3	4	150	-6.28	0.77
J-6	J-8	4	150	9.4	1.16
J-8	J-9	6	150	8.14	0.45
J-9	J-10	2.5	150	6.42	2.03



**Cuadro N° 4.17 Cuadro Resumen de Q y Velocidades en Cada Tramo**

Nudo Inicial	Nudo Final	Diametro (pulgadas)	Hazen-Williams C ( )	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)
J-10	J-12	2.5	150	0.6	0.19
J-9	J-13	4	150	0.6	0.07
J-14	J-15	2.5	150	-1.02	0.32
J-15	J-11	2.5	150	-2.07	0.65
R-1	J-16	4	150	2.8	0.35
J-17	J-18	2	150	2.38	1.17
J-18	J-19	2	150	2.28	1.12
J-19	J-20	2	150	0.35	0.17
J-19	J-21	2	150	1.44	0.71
J-21	J-22	2	150	1.18	0.58
J-22	J-23	2	150	1	0.49
J-23	J-24	2	150	0.09	0.04
J-24	J-25	2	150	0.09	0.04
J-23	J-26	2	150	0.73	0.36
J-16	PRV-2	2	150	2.8	1.38
PRV-2	J-17	2	150	2.8	1.38
J-6	J-7	4	130	-6.01	0.74
J-10	J-27	2.5	150	4.41	1.39
J-27	J-11	2.5	150	4.41	1.39

Las tuberías secundarias serán menores e iguales que las principales, por lo que se tomará de 2" , las conexiones domiciliarias tendrán un diámetro de ½".

A continuación se muestra el esquema de las redes abiertas y cerradas en el C.P.M. Augusto B. Leguía, donde las longitudes de la tubería se muestran en el Plano general de Redes (Ver Anexo A.2).

Figura N° 4.2 Red de Distribución de Tuberías principales





## Calculo de periodo y tiempo de bombeo para la población actual

La población actual es de 2208 habitantes y la dotación en diseño es de 150 l/hab/día, por lo que el consumo diario del total de la población será:

**Cuadro N° 4.18 Cuadro de Cálculo para el consumo diario actual**

Dotación de Diseño (l/hab/día)	Población Actual (hab)	Consumo Diario(l/día)	Consumo Diario(l/hora)	Consumo Diario(m3/hora)
150	2208	331200	13800	13.8

Para la población total el consumo real es de 13.8 m<sup>3</sup>/hora. En la actualidad cada lote guarda para su reserva 2 cilindros de 200 litros cada uno en su suministro interdiario de agua. Asimismo en cada lote existe una densidad poblacional actual de 3.16 hab/lote. Por lo que en la actualidad cada habitante consume diariamente:

**Cuadro N° 4.19 Cuadro de Cálculo para la Dotación Actual**

Litros x 2 Cilindros	Tiempo (días)	Densidad x Lote (hab/lote)	Dotación Actual (l/hab/día)
400	2	3.16	<b>63.29</b>

Por lo que se calcula el factor de consumo actual y consumo futuro (factor de Amplificación) mediante la siguiente división:

**Cuadro N° 4.20 Cuadro de Cálculo de Factor de Amplificación**

Dotación de Diseño (l/hab/día)	Dotación Actual (l/hab/día)	Factor de Amplificación
150	63.29	2.37

El volumen operativo son las dos terceras partes de la capacidad total del reservorio proyectado de 125m<sup>3</sup>, que sería 83.33 m<sup>3</sup>, y para la población total el consumo actual es de 13.8 m<sup>3</sup>/hora. Para que dicho volumen (83.33 m<sup>3</sup>) esté siempre presente en el reservorio el periodo de bombeo sería la división de estos dos valores.



**Cuadro N° 4.21 Cuadro de Cálculo del Período de Bombeo**

Volumen necesitado (m3)	Consumo Actual Total (m3/hora)	Periodo de Bombeo(hora)
83.33	13.8	6

A su vez, según el caudal de bombeo proyectado que es 11.86 l/seg (bombeo de 15 horas para la población futura), hallamos el tiempo que demora en llenarse las dos terceras partes del reservorio (sin consumo)

**Cuadro N° 4.22 Cuadro de Cálculo del Tiempo de Bombeo Actual**

Qbombeo (lps)	Qbombeo (m3/h)	2/3 partes del Reservorio (m3)	Tiempo de Bombeo (h)
11.86	36.94	83.33	2.26

Por lo tanto la bomba tiene que estar funcionando al inicio de operación para la población actual durante 2.26 horas en lapsos de 6 horas.

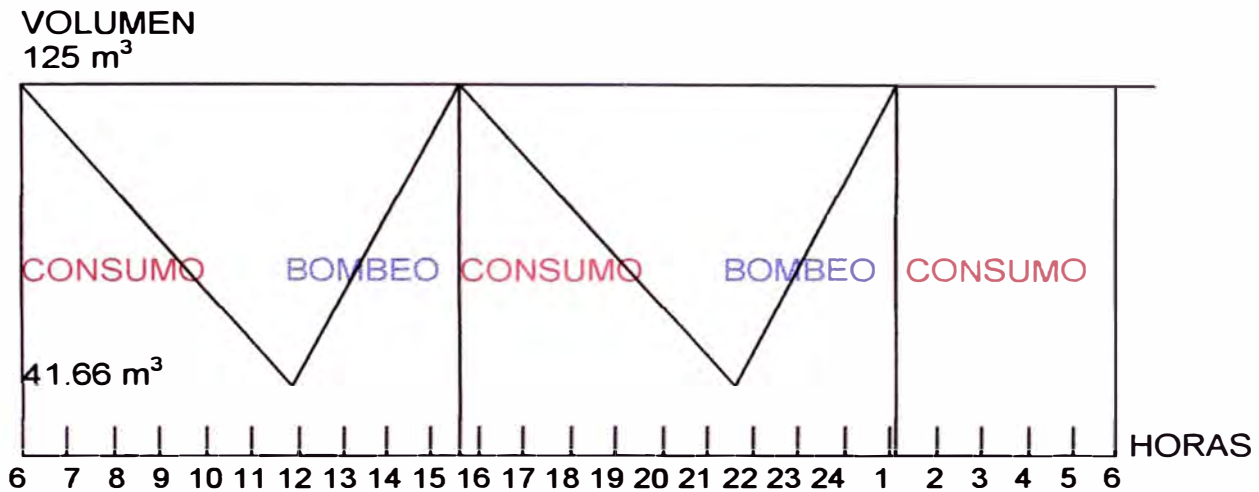
Considerando, en el caso del reservorio, la puesta en marcha en simultáneo del caudal de bombeo 36.94 m<sup>3</sup>/hora y el caudal de consumo 13.8 m<sup>3</sup>/hora, existe un incremento positivo de 23.14 m<sup>3</sup>/hora. Con dicho caudal positivo, el tiempo de llenado de las 83.33 m<sup>3</sup> será de:

**Cuadro N° 4.23 Cuadro de Cálculo del Tiempo de Llenado del Reservorio**

Qconsumo (m3/h)	Qbombeo (m3/h)	Qefectivo (m3/h)	2/3 partes del Reservorio (m3)	Tiempo de Llenado (h)
11.86	36.94	23.14	83.33	3.60

Con dichos datos manejamos la siguiente curva masa de consumo:

Figura N° 4.3 Línea de Variación de Volumen en el Reservorio



Donde el eje horizontal se muestra las horas del día y el eje vertical el volumen operativo en el reservorio. También se puede observar que la población antes de ir a sus zonas de labores consume el agua a primeras horas de la mañana al igual que la hora punta de consumo que se produce después del mediodía por lo cual se produce el bombeo calculado. El consumo a partir de la 1 de la mañana es mínimo, por lo que al siguiente día se vuelve a repetir el ciclo.

# CONCLUSIONES

## CONCLUSIONES

- Las tuberías del diseño propuesto coinciden por una parte con todas las tuberías existentes comunes (10 años atrás) que son de buen calidad y no han tenido un uso muy frecuente, por lo que es factible hacer la ampliación de esta red antigua para que sean utilizables hasta los 15 años de proyección.
- Dado que el nuevo reservorio es de una capacidad de 125 m<sup>3</sup>, se tendrá que prescindir del existente de 48 m<sup>3</sup>, pero no se demolerá, solamente la tubería de inducción será prolongado a través de éste como una estructura de paso.
- De la evaluación de la planta de tratamiento del Centro Poblado Menor Augusto B. Leguía, el nuevo diseño de la toma se tiene que complementar con el cuidado y mantenimiento de estas estructuras; para su correcta operación.
- Ya que la mayoría de la población suele salir a laborar fuera del C.P.M. Augusto B. Leguía, la dotación de este proyecto es conservador ya que los pobladores están ausentes gran parte del día.
- Las familias tienen un ingreso promedio mensual de 345 soles, y de acuerdo a recomendaciones de organismos internacionales, la capacidad de pago de la población por el servicio de agua potable y alcantarillado, es del 5% de sus ingresos mensuales (se considera 3% para el agua y 2% para el alcantarillado), que representa un monto de S/. 17,25 por ambos servicios.

# RECOMENDACIONES

## **RECOMENDACIONES**

- Debido a que el actual número de habitantes no justifica la implementación de un filtro rápido, al cabo de algunos años, debido a la proyección de crecimiento y calidad del agua, se recomienda colocar un filtro rápido que se anexe al filtro lento existente.
- Antes de llevar a cabo un proyecto de agua potable, la población tiene que estar consciente de los cobros mensuales y de los beneficios que obtendría con la implementación de servicio, debido a que estas mejoras conllevan a costos adicionales.
- Se recomienda cambiar la tubería de inducción de 4" existente a una de 6" debido a la proyección de consumo y revisar el trazo de la nueva tubería de 6" de reemplazo para que se ubique fuera del área urbana,
- Debido a que se denota una posible zona de expansión en la parte Norte del Centro Poblado se recomienda implementar una caseta de rebombeo en la parte más alta de la red proyectada (por el Norte de la carretera Nuevo Imperial - Lunahuaná) para la proyección poblacional que hubiere en dicha zona.

# BIBLIOGRAFÍA



## **BIBLIOGRAFÍA**

COMISIÓN ECONÓMICA PARA AMÉRICA LATINA Y EL CARIBE. Gestión de Cuencas y Ríos Vinculados con Centros Urbanos. 1999.

INSTITUTO GEOLÓGICO, MINERO Y METALÚRGICO. Estudio de Geodinámica de la Cuenca del Río de Cañete. 1985. Perú.

INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA E INFORMÁTICA. Registro Nacional de Municipalidades 2007. 2007. Perú.

INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA E INFORMÁTICA. XI Censo de Población y VI de Vivienda 2007. 2007. Perú.

INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA, GEOGRAFÍA E INFORMÁTICA. Lineamiento Técnico para la Fase de Levantamientos Catastrales. 2005. Méjico.

JAIMES BLANCO, DICK GEORGE; Estudio de Impacto Ambiental de la Instalación de la Tubería matriz de Agua Potable tramo Atarjea Villa el Salvador Segunda Etapa; Universidad Nacional de Ingeniería-Facultad de Ingeniería Civil; Lima-Peru-2001.

LACUNZA LÓPEZ, IVÁN REYNALDO; Proyecto para el mejoramiento y ampliación del abastecimiento del agua potable "Cerro Tres Marías-Tablada de Lurín", del distrito de Villa María del Triunfo; Universidad Nacional de Ingeniería-Facultad de Ingeniería Civil; Lima-Peru-1997.

RAMOS ROSAS, EDGAR; Mejoramiento y ampliación del sistema de agua potable y alcantarillado del distrito de Pachacamac; Universidad Nacional de Ingeniería-Facultad de Ingeniería Civil; Lima-Peru-2000.

REYNOSO EDEN, EDWIN FERNANDO; Formulación y Diseño del proyecto de Saneamiento Unipampa; Universidad Nacional de Ingeniería-Facultad de Ingeniería Civil; Lima-Peru-2001.

SERVICIO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LIMA (SEDAPAL), "Reglamento de Elaboración de proyectos de Agua Potable y Alcantarillado para Habilitaciones Urbanas de Lima Metropolitana y Callao", Lima, 2004.

SISTEMA NACIONAL DE INVERSION PUBLICA; "Anexo SNIP 08: Parámetros y normas técnicas para formulación"; Lima, 2009.

SUNASS, "Directiva sobre organización y funcionamiento de Juntas Administradoras de Servicios de Saneamiento - JASS", Lima, 1999.

VICE MINISTERIO DE CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO - Dirección Nacional de Saneamiento; Normas de Saneamiento, Lima 2 007.

YSLA LOZANO, JOSÉ ALBERTO; Proyecto de ampliación y mejoramiento de los sistemas de agua potable y alcantarillado del Esquema Cerro Histórico Pamplona Baja y anexos; Universidad Nacional de Ingeniería-Facultad de Ingeniería Civil; Lima-Peru-1999.

**ANEXOS**

## **ANEXOS**

**ANEXO N° A.1: PLANO DE RED EXISTENTE.**

**ANEXO N° A.2: PLANO GENERAL DE REDES.**

**ANEXO N° A.3: PLANO DE PLANTA DE TRATAMIENTO ACTUAL.**

**ANEXO N° A.4: PLANO DE PLANTA DE TRATAMIENTO PROYECTADO.**

**ANEXO N° A.5: PLANO DE DETALLES DE CONEXIONES DOMICILIARIAS.**

**ANEXO N° A.6: PANEL FOTOGRÁFICO.**

**ANEXO N° A.7: NORMA OS.100.**

5.9.4.5. Deberá tenerse en cuenta por lo menos los siguientes aspectos:

- concentración de metales pesados en los lodos y compatibilidad con los niveles máximos permisibles;
- cantidad de cationes en los lodos y capacidad de intercambio iónico;
- tipos de cultivo y formas de riego, etc.

#### 5.9.5. REMOCIÓN DE LODOS DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

5.9.5.1. Para la remoción de lodos de las lagunas primarias, se procederá al drenaje mediante el uso de sifones u otro dispositivo. Las lagunas deberán drenarse hasta alcanzar un nivel que permita la exposición del lodo al ambiente. La operación de secado debe efectuarse en la estación seca. Durante esta operación el agua residual debe idealmente tratarse sobrecargando otras unidades en paralelo.

5.9.5.2. El lodo del fondo debe dejarse secar a la intemperie. El mecanismo de secado es exclusivamente por evaporación y su duración depende de las condiciones ambientales, principalmente de la temperatura.

5.9.5.3. El lodo seco puede ser removido en forma manual o con la ayuda de equipo mecánico. En el diseño de lagunas deberá considerarse las rampas de acceso de equipo pesado para la remoción de lodos.

5.9.5.4. El lodo seco debe almacenarse en pilas de hasta 2 m por un tiempo mínimo de 6 meses, previo a su uso como acondicionador de suelos. De no usarse deberá disponerse en un relleno sanitario

5.9.5.5. Alternativamente se podrá remover el lodo de agunas primarias por dragado o bombeo a una laguna de secado de lodos.

5.9.5.6. El proyectista deberá especificar la frecuencia del periodo de remoción de lodos, este valor deberá estar consignado en el manual de operación de la planta.

#### 5.9.6. LECHOS DE SECADO

5.9.6.1. Los lechos de secado son generalmente el método más simple y económico de deshidratar los lodos estabilizados.

5.9.6.2. Previo al dimensionamiento de los lechos se calculará la masa y volumen de los lodos estabilizados.

En el caso de zanjas de oxidación el contenido de sólidos en el lodo es conocido. En el caso de lodos digeridos anaerobiamente, se determinará la masa de lodos considerando una reducción de 50 a 55% de sólidos volátiles. La gravedad específica de los lodos digeridos varía entre 1,03 y 1,04. Si bien el contenido de sólidos en el lodo digerido depende del tipo de lodo, los siguientes valores se dan como guía:

- para el lodo primario digerido: de 8 a 12% de sólidos.
- para el lodo digerido de procesos biológicos, incluido el lodo primario: de 6 a 10% de sólidos.

5.9.6.3. Los requisitos de área de los lechos de secado se determinan adoptando una profundidad de aplicación entre 20 y 40 cm y calculando el número de aplicaciones por año. Para el efecto se debe tener en cuenta los siguientes periodos de operación:

- periodo de aplicación: 4 a 6 horas;
- periodo de secado: entre 3 y 4 semanas para climas cálidos y entre 4 y 8 semanas para climas más fríos;
- periodo de remoción del lodo seco: entre 1 y 2 semanas para instalaciones con limpieza manual (dependiendo de la forma de los lechos) y entre 1 y 2 días para instalaciones pavimentadas en las cuales se pueden remover el lodo seco, con equipo.

5.9.6.4. Adicionalmente se comprobarán los requisitos de área teniendo en cuenta las siguientes recomendaciones:

Tipo de Lodo Digerido	(Kg sólidos/(m2.año))
Primario	120 - 200
Primario y filtros percoladores	100 - 160
Primario y lodos activados	60 - 100
Zanjas de oxidación	110 - 200

5.9.6.5. Para el diseño de lechos de secado se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Pueden ser construidos de mampostería, de concreto o de tierra (con diques), con profundidad total útil de 50 a 60 cm. El ancho de los lechos es generalmente de 3 a 6 m., pero para instalaciones grandes puede sobrepasar los 10 m.

- El medio de drenaje es generalmente de 0.3 de espesor y debe tener los siguientes componentes:

El medio de soporte recomendado está constituido por una capa de 15 cm. formada por ladrillos colocados sobre el medio filtrante, con una separación de 2 a 3cm. llena de arena. La arena es el medio filtrante y debe tener un tamaño efectivo de 0,3 a 1,3mm., y un coeficiente de uniformidad entre 2 y 5. Debajo de la arena se debe colocar un estrato de grava graduada entre 1,6 y 51mm.(1/6" y 2"), de 0.20m. de espesor.

Los drenes deben estar constituidos por tubos de 100mm. de diámetro instalados debajo de la grava.

Alternativamente, se puede diseñar lechos pavimentados con losas de concreto o losas prefabricadas, con una pendiente de 1,5% hacia el canal central de drenaje. Las dimensiones de estos lechos son: de 5 a 15m. de ancho, por 20 a 45m. de largo.

Para cada lecho se debe proveer una tubería de descarga con su respectiva válvula de compuerta y losa en el fondo, para impedir la destrucción del lecho.

### NORMA OS.100

#### CONSIDERACIONES BÁSICAS DE DISEÑO DE INFRAESTRUCTURA SANITARIA

##### 1. INFORMACIÓN BÁSICA

###### 1.1. Previsión contra Desastres y otros riesgos

En base a la información recopilada el proyectista deberá evaluar la vulnerabilidad de los sistemas ante situaciones de emergencias, diseñando sistemas flexibles en su operación, sin descuidar el aspecto económico. Se deberá solicitar a la Empresa de Agua la respectiva factibilidad de servicios. Todas las estructuras deberán contar con libre disponibilidad para su utilización.

###### 1.2. Período de diseño

Para proyectos de poblaciones o ciudades, así como para proyectos de mejoramiento y/o ampliación de servicios en asentamientos existentes, el periodo de diseño será fijado por el proyectista utilizando un procedimiento que garantice los periodos óptimos para cada componente de los sistemas.

###### 1.3. Población

La población futura para el periodo de diseño considerado deberá calcularse:

a) Tratándose de asentamientos humanos existentes, el crecimiento deberá estar acorde con el plan regulador y los programas de desarrollo regional si los hubiere; en caso de no existir éstos, se deberá tener en cuenta las características de la ciudad, los factores históricos, socio-económico, su tendencia de desarrollo y otros que se pudieren obtener.

b) Tratándose de nuevas habilitaciones para viviendas deberá considerarse por lo menos una densidad de 6 hab/vivienda.

###### 1.4. Dotación de Agua

La dotación promedio diaria anual por habitante, se fijará en base a un estudio de consumos técnicamente justificado, sustentado en informaciones estadísticas comprobadas.

Si se comprobara la no existencia de estudios de consumo y no se justificara su ejecución, se considerará por lo menos para sistemas con conexiones domiciliarias una dotación de 180 l/hab/d, en clima frío y de 220 l/hab/d en clima templado y cálido.

Para programas de vivienda con lotes de área menor o igual a 90 m<sup>2</sup>, las dotaciones serán de 120 l/hab/d en clima frío y de 150 l/hab/d en clima templado y cálido.

Para sistemas de abastecimiento indirecto por surtidores para camión cisterna o piletas públicas, se considerará una dotación entre 30 y 50 l/hab/d respectivamente.



Para habitaciones de tipo industrial, deberá determinarse de acuerdo al uso en el proceso industrial, debidamente sustentado.

Para habitaciones de tipo comercial se aplicará la Norma IS.010 Instalaciones Sanitarias para Edificaciones.

### 1.5. Variaciones de Consumo

En los abastecimientos por conexiones domiciliarias, los coeficientes de las variaciones de consumo, referidos al promedio diario anual de la demanda, deberán ser fijados en base al análisis de información estadística comprobada.

De lo contrario se podrán considerar los siguientes coeficientes:

- Máximo anual de la demanda diaria: 1,3
- Máximo anual de la demanda horaria: 1,8 a 2,5

### 1.6. Demanda Contra incendio

a) Para habitaciones urbanas en poblaciones menores de 10,000 habitantes, no se considera obligatorio demanda contra incendio.

b) Para habitaciones en poblaciones mayores de 10,000 habitantes, deberá adoptarse el siguiente criterio:

- El caudal necesario para demanda contra incendio, podrá estar incluido en el caudal doméstico; debiendo considerarse para las tuberías donde se ubiquen hidrantes, los siguientes caudales mínimos:

- Para áreas destinadas netamente a viviendas: 15 l/s.
- Para áreas destinadas a usos comerciales e industriales: 30 l/s.

### 1.7. Volumen de Contribución de Excretas

Cuando se proyecte disposición de excretas por digestión seca, se considerará una contribución de excretas por habitante y por día de 0,20 kg.

### 1.8. Caudal de Contribución de Alcantarillado

Se considerará que el 80% del caudal de agua potable consumida ingresa al sistema de alcantarillado.

### 1.9. Agua de Infiltración y Entradas Ilicitas

Asimismo deberá considerarse como contribución al alcantarillado, el agua de infiltración, asumiendo un caudal debidamente justificado en base a la permeabilidad del suelo en terrenos saturados de agua freáticas y al tipo de tuberías a emplearse, así como el agua de lluvia que pueda incorporarse por las cámaras de inspección y conexiones domiciliarias.

### 1.10. Agua de Lluvia

En lugares de altas precipitaciones pluviales deberá considerarse algunas soluciones para su evacuación, según lo señalado en la norma OS.060 Drenaje Pluvial Urbano.

## OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE INFRAESTRUCTURA SANITARIA PARA POBLACIONES URBANAS

### 1. GENERALIDADES

Se refieren a las actividades básicas de operación y mantenimiento preventivo y correctivo de los principales elementos de los sistemas de agua potable y alcantarillado, tendientes a lograr el buen funcionamiento y el incremento de la vida útil de dichos elementos.

Cada empresa o la entidad responsable de la administración de los servicios de agua potable y alcantarillado, deberá contar con los respectivos Manuales de Operación y Mantenimiento.

Para realizar las actividades de operación y mantenimiento, se deberá organizar y ejecutar un programa que incluya: inventario técnico, recursos humanos y materiales, sistema de información, control, evaluación y archivos, que garanticen su eficiencia.

### 2. AGUA POTABLE

#### 2.1. Reservorio

Deberá realizarse inspección y limpieza periódica a fin de localizar defectos, grietas u otros desperfectos que pu-

dieran causar fugas o ser foco de posible contaminación. De encontrarse, deberán ser reportadas para que se realice las reparaciones necesarias.

Deberá realizarse periódicamente muestreo y control de la calidad del agua a fin de prevenir o localizar focos de contaminación y tomar las medidas correctivas del caso.

Periódicamente, por lo menos 2 veces al año deberá realizarse lavado y desinfección del reservorio, utilizando cloro en solución con una dosificación de 50 ppm u otro producto similar que garantice las condiciones de potabilidad del agua.

### 2.2. Distribución

#### Tuberías y Accesorios de Agua Potable

Deberá realizarse inspecciones rutinarias y periódicas para localizar probables roturas, y/o fallas en las uniones o materiales que provoquen fugas con el consiguiente deterioro de pavimentos, cimentaciones, etc. De detectarse aquellos, deberá reportarse a fin de realizar el mantenimiento correctivo.

A criterio de la dependencia responsable de la operación y mantenimiento de los servicios, deberá realizarse periódicamente, muestreos y estudios de pitometría y/o detección de fugas; para determinar el estado general de la red y sus probables necesidades de reparación y/o ampliación.

Deberá realizarse periódicamente muestreo y control de calidad del agua en puntos estratégicos de la red de distribución, a fin de prevenir o localizar probables focos de contaminación y tomar las medidas correctivas del caso.

La periodicidad de las acciones anteriores será fijada en los manuales respectivos y dependerá de las circunstancias locales, debiendo cumplirse con las recomendaciones del Ministerio de Salud.

#### Válvulas e Hidrantes:

##### a) Operación

Toda válvula o hidrante debe ser operado utilizando el dispositivo y/o procedimiento adecuado, de acuerdo al tipo de operación (manual, mecánico, eléctrico, neumático, etc.) por personal entrenado y con conocimiento del sistema y tipo de válvulas.

Toda válvula que regule el caudal y/o presión en un sistema de agua potable deberá ser operada en forma tal que minimice el golpe de ariete.

La ubicación y condición de funcionamiento de toda válvula deberán registrarse convenientemente.

##### b) Mantenimiento

Al iniciarse la operación de un sistema, deberá verificarse que las válvulas y/o hidrantes se encuentren en un buen estado de funcionamiento y con los elementos de protección (cajas o cámaras) limpias, que permitan su fácil operación. Luego se procederá a la lubricación y/o engrase de las partes móviles.

Se realizará inspección, limpieza, manipulación, lubricación y/o engrase de las partes móviles con una periodicidad mínima de 6 meses a fin de evitar su agarrotamiento e inoperabilidad.

De localizarse válvulas o hidrantes deteriorados o agarrotados, deberá reportarse para proceder a su reparación o cambio.

### 2.3. Elevación

#### Equipos de Bombeo

Los equipos de bombeo serán operados y mantenidos siguiendo estrictamente las recomendaciones de los fabricantes y/o las instrucciones de operación establecidas en cada caso y preparadas por el departamento de operación y/o mantenimiento correspondiente.

### 3. MANTENIMIENTO DE SISTEMAS DE ELIMINACIÓN DE EXCRETAS SIN ARRASTRE DE AGUA.

#### 3.1. Letrinas Sanitarias u Otros Dispositivos

El uso y mantenimiento de las letrinas sanitarias se realizará periódicamente, citándose a las disposiciones del Ministerio de Salud. Para las letrinas sanitarias públicas deberá establecerse un control a cargo de una entidad u organización local.

ANEXO N° A.6: PANEL FOTOGRÁFICO.



FOTO N°1

Levantamiento de las dimensiones de las diferentes estructuras existentes en la planta de tratamiento.



FOTO N°2

Se observa lo rústico de la captación del canal hacia la planta de tratamiento.

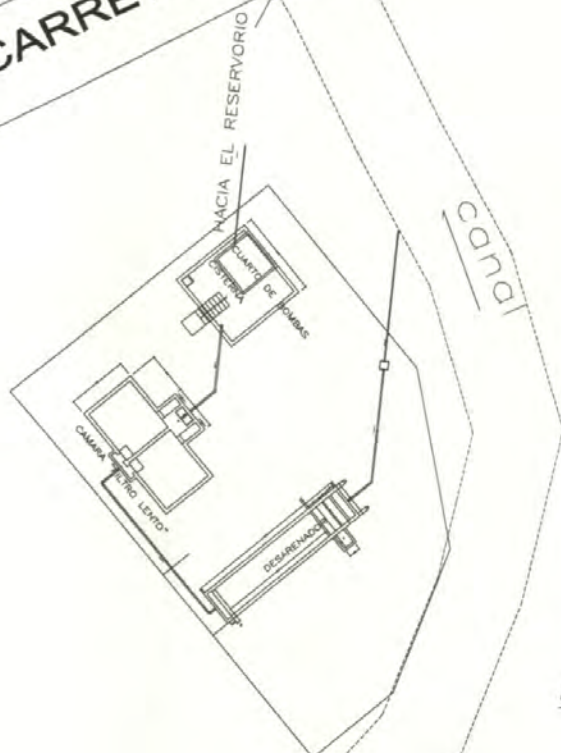


FOTO N°3

La evidencia la presencia de erosión en el pavimento que hace necesario un mejoramiento de sistema de drenaje.



CARRETERA NUEVO IMPERIAL LUNAHUANA

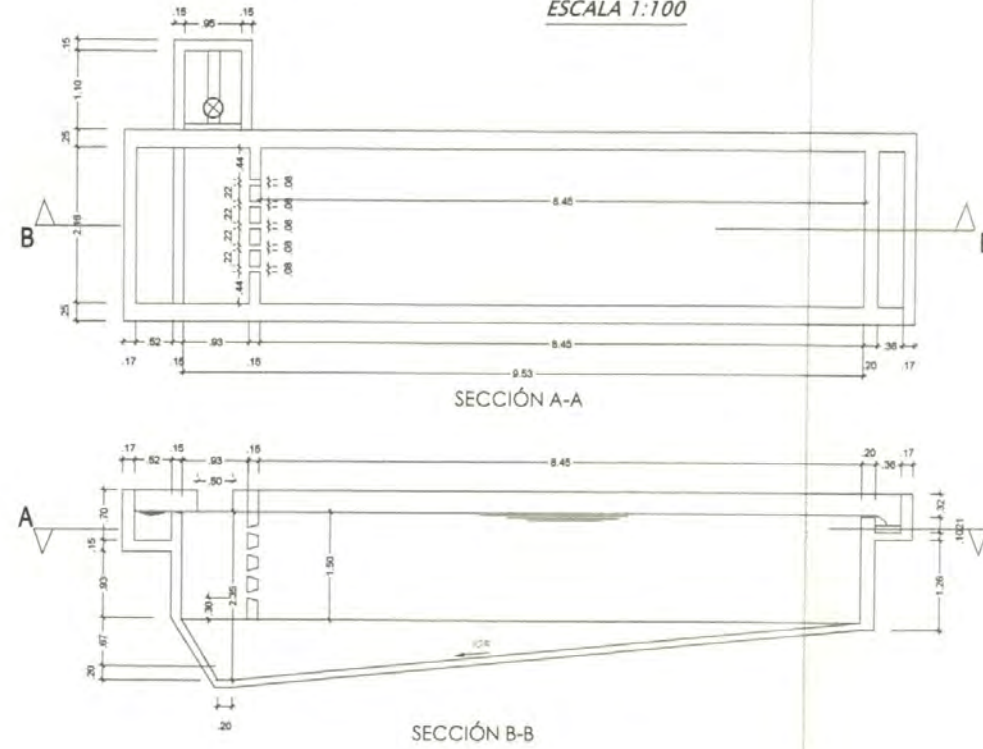


ESCALA 1:500

Planta de Tratamiento Existente

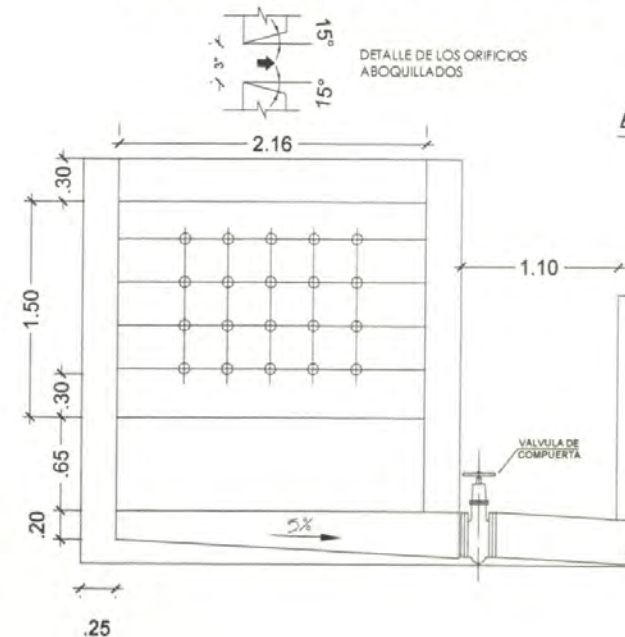
# SEDIMENTADOR

ESCALA 1:100



# PANTALLA DIFUSORA

ESCALA 1:50



MAPA DE LOCALIZACIÓN  
SIN ESCALA

### LEYENDA

CURVAS DE NIVEL DE LA SUPERFICIE DEL TERRENO EXISTENTE	
LOTES EXISTENTES (COFOPRI)	
LOTES EXISTENTES (SIN REGISTRO DE COFOPRI)	
MANZANAS	
PERIMETRO	
CARRETERA IMPERIAL-LUNAHUANA	

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE NUEVO IMPERIAL

Proyecto:	AMPLIACIÓN Y MEJORAMIENTO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL CPM AUGUSTO B. LEGUIA	Dibujo:	P.V.A.	Topografía:	H.P.A.	Escala:	INDICADA	Prof. Responsable:	ING. ELIPID GUERRERO	Revisado:	ING. ELIPID GUERRERO	Fecha:	NOVIEMBRE DEL 2009	Nº de Planos:	A . 03
Planos de:	PLANOS GENERALES PLANTA DE TRATAMIENTO ACTUAL														

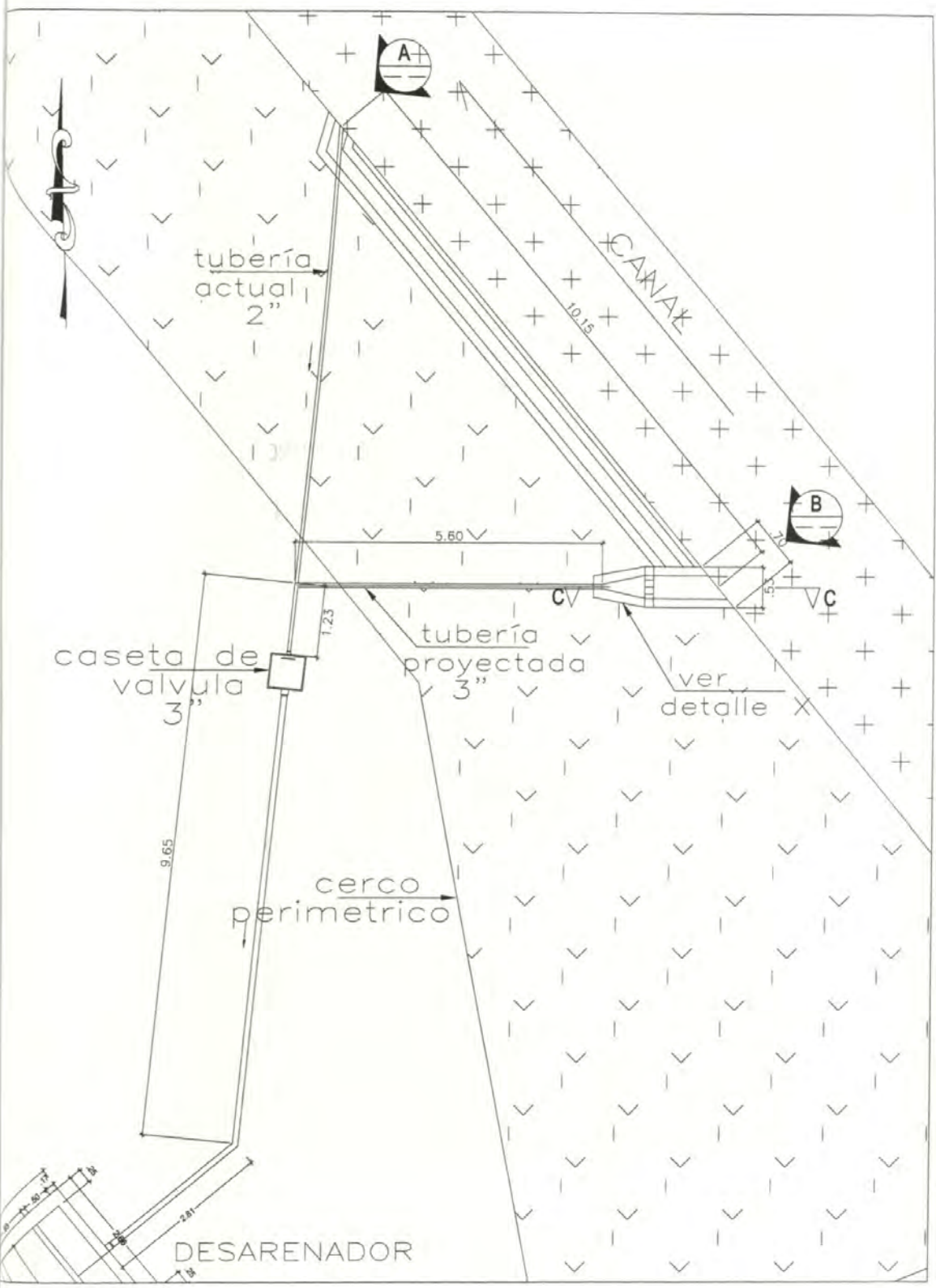






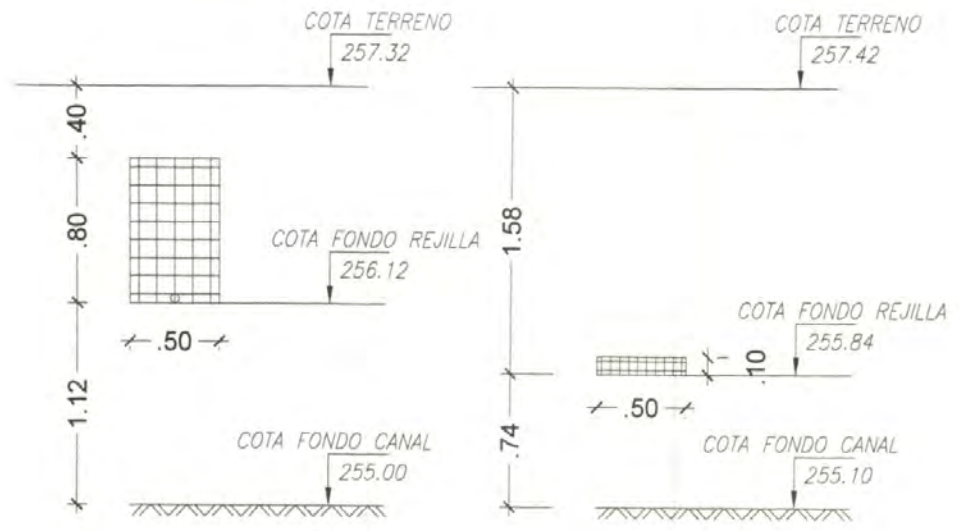
MAPA DE LOCALIZACIÓN  
SIN ESCALA

LEYENDA	
CURVAS DE NIVEL DE LA SUPERFICIE DEL TERRENO EXISTENTE	
LOTES EXISTENTES (COOPRI)	
LOTES EXISTENTES (SIN REGISTRO DE COOPRI)	
MANZANAS	
PERIMETRO	
CARRETERA IMPERIAL-LUNAHUANA	

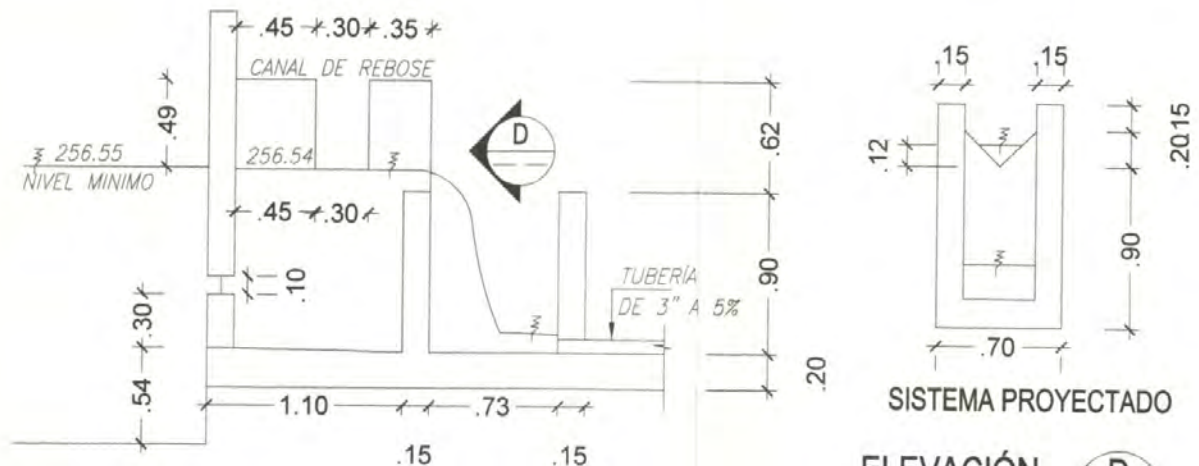


VISTA EN PLANTA DE LA TOMA DEL CANAL  
ESCALA 1:250

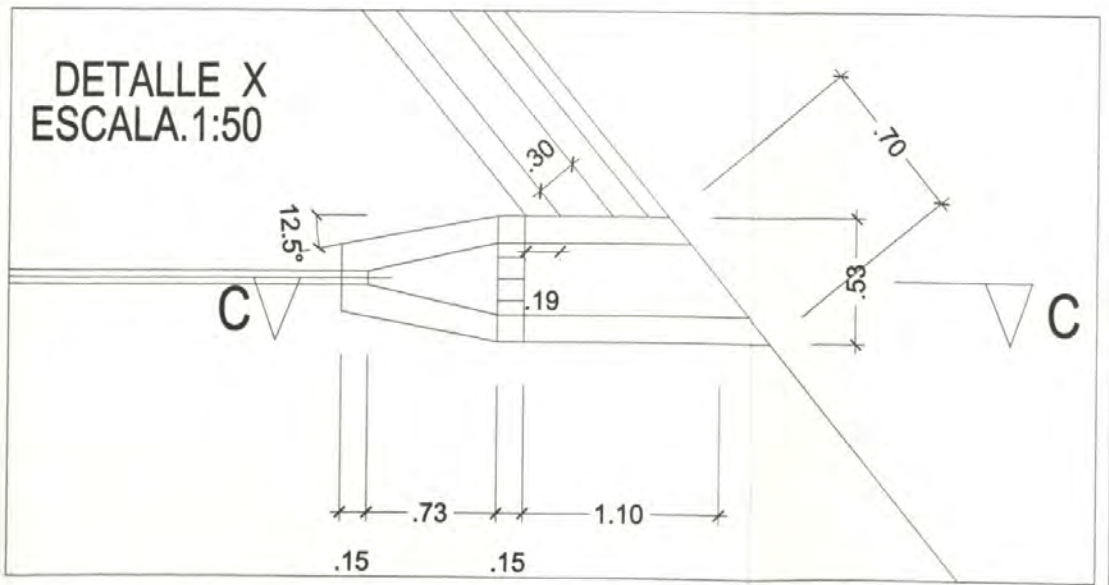
- NOTAS**
- 1.- NIVELES EN M.S.N.M.
  - 2.- COTAS EN METROS
  - 3.- PARA NUEVA ESTRUCTURA  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$  Y MALLA DE  $3/8" @ .20M$ .



SISTEMA ACTUAL ELEVACIÓN A ESC. 1:50  
SISTEMA PROYECTADO ELEVACIÓN B ESC. 1:50

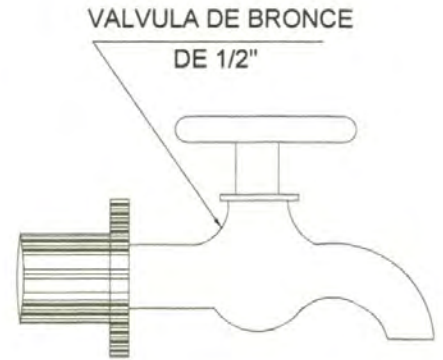
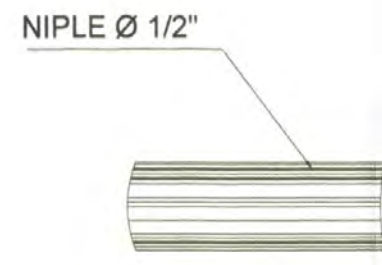
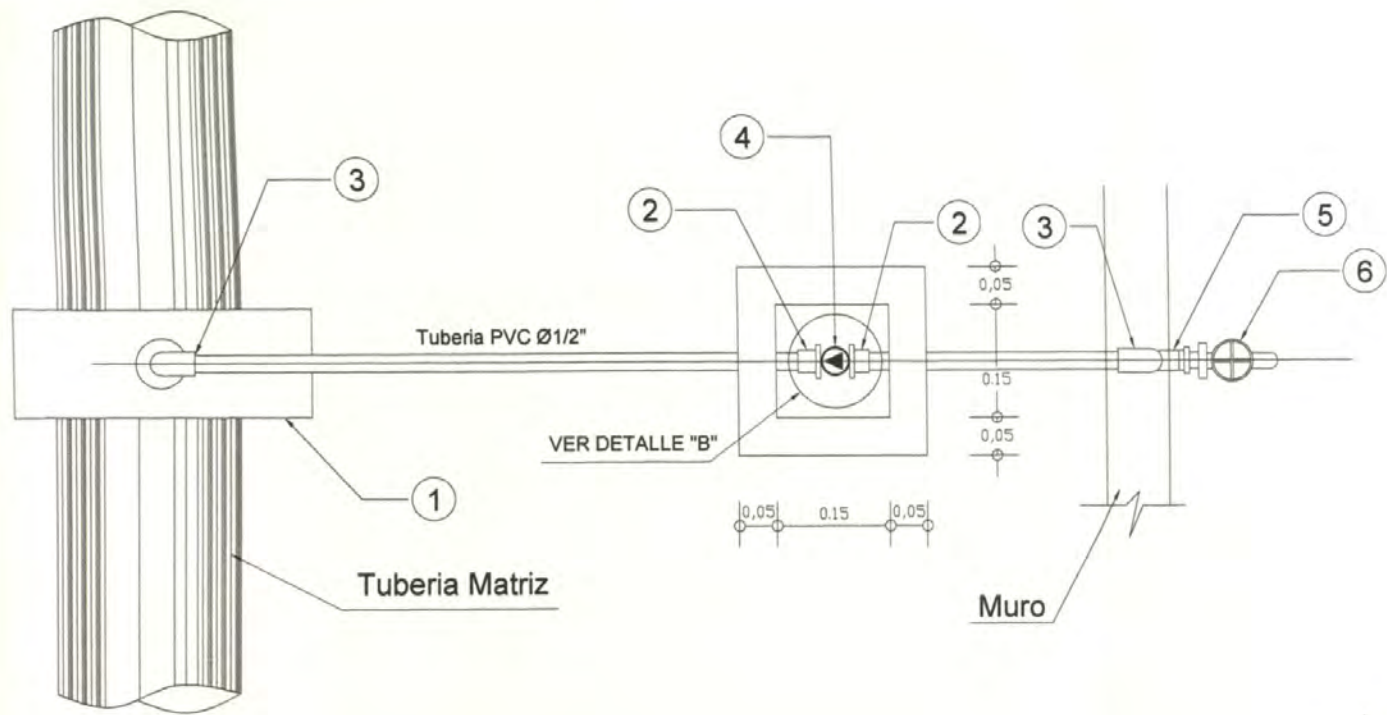


SISTEMA PROYECTADO CORTE C-C ESC. 1:50  
SISTEMA PROYECTADO ELEVACIÓN D ESC. 1:50

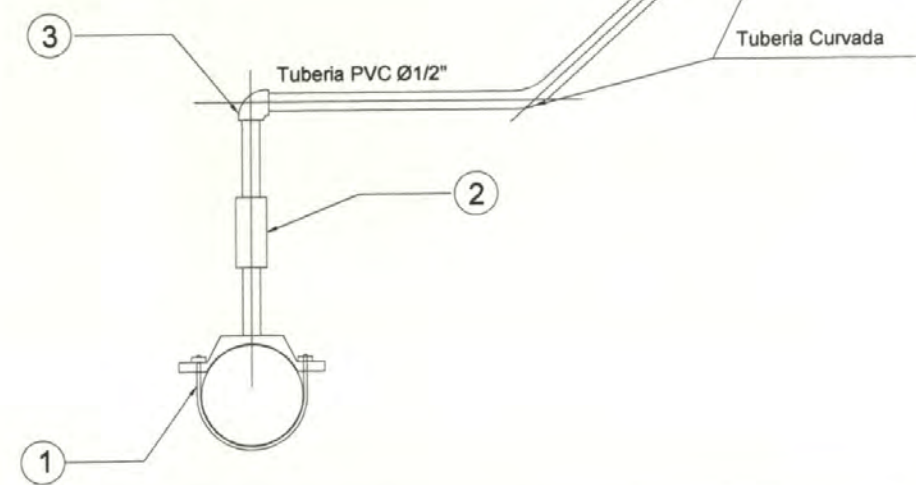
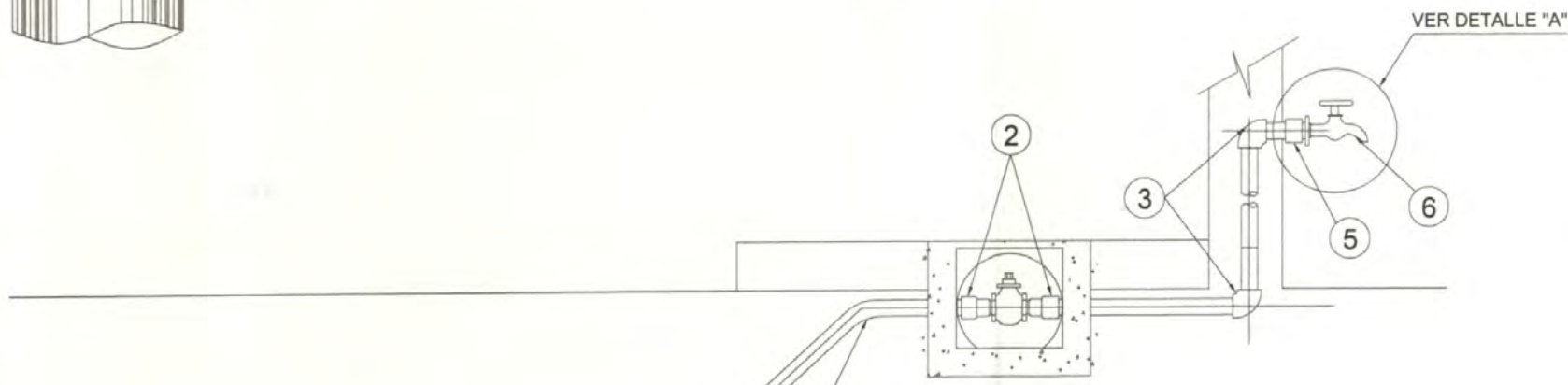
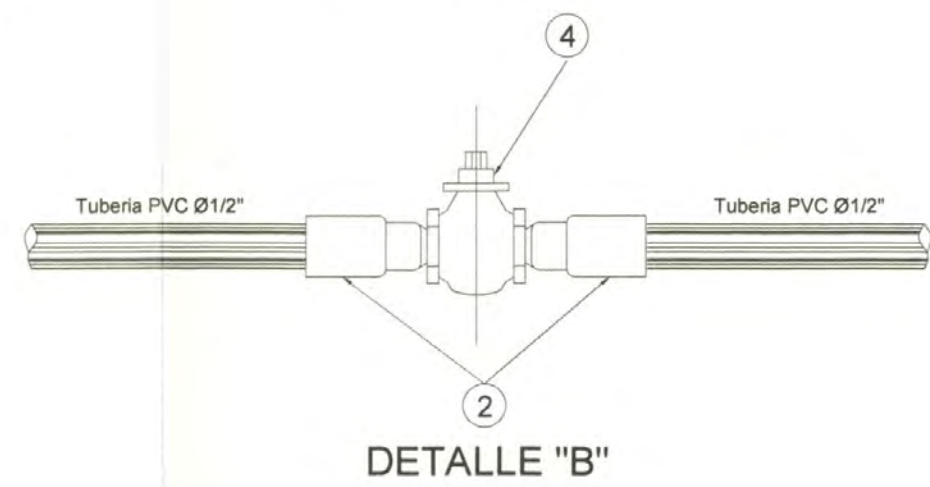


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA			
Municipalidad Distrital de Nuevo Imperial			
Proyecto:	Districto:	NUEVO IMPERIAL	
Abastecimiento y mejoramiento de agua potable del CPM Augusto B. Leguía	Dibujo:	P.F.A.	
	Topografía:	N.P.A.	
	Estado:	INDICADA	
	Prof. Responsable:	ING. ELIJO GARCÍA	
	Revisión:	ING. ELIJO GARCÍA	
Plano de:	Fecha:	NOVIEMBRE DEL 2009	
PLANOS GENERALES PLANTA DE TRATAMIENTO PROYECTADO	Nº de Plano:	A - 04	





DETALLE "A"



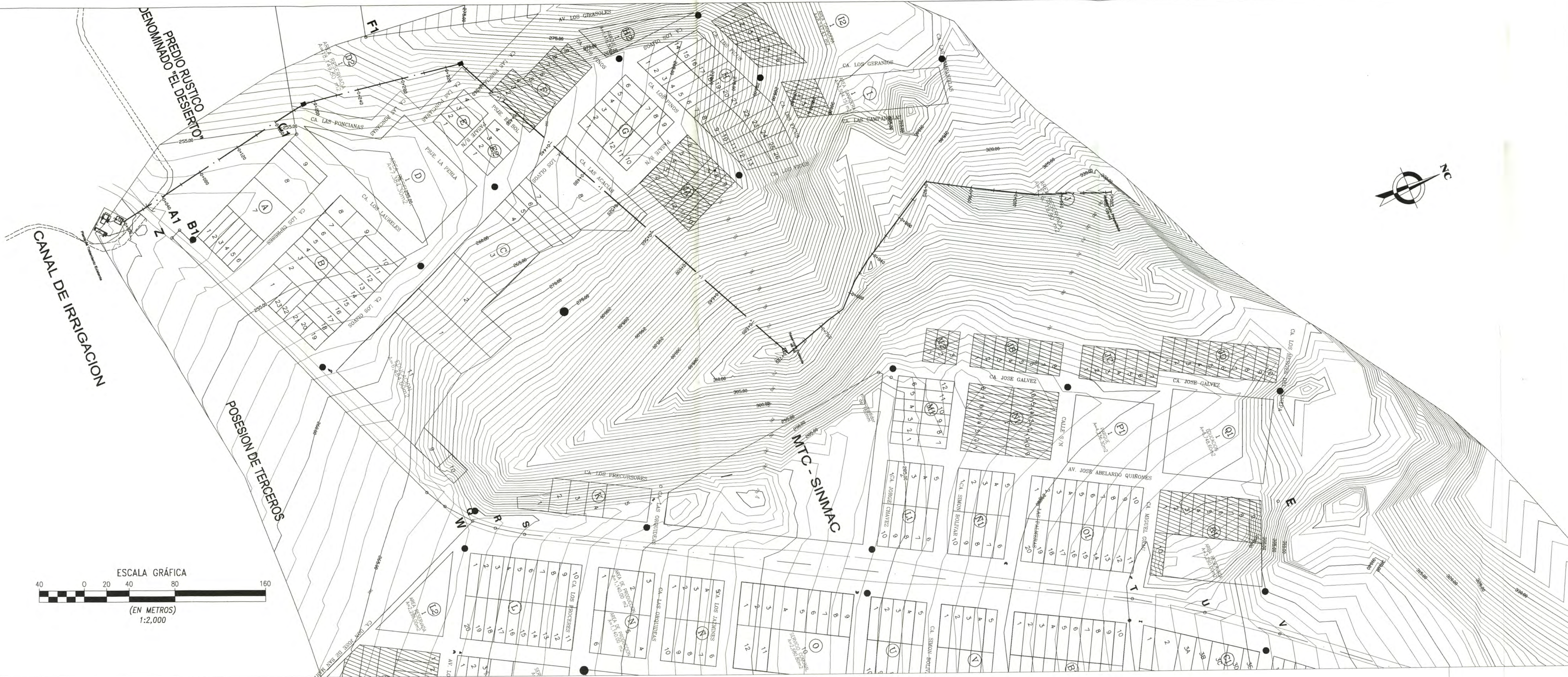
Nº	ACCESORIOS
1.-	ABRAZADERAS
2.-	UNION ROSCA ESPIGA 1/2" PVC
3.-	CODOS DE PVC 1/2" x 90º
4.-	VALVULA DE PASO TIPO Ø 1/2"
5.-	UNION DE PRESION A ROSCA HEMBRA
6.-	GRIFO DE Ø 1/2"

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**

Municipalidad Distrital de Nuevo Imperial

Proyecto: <b>AMPLIACIÓN Y MEJORAMIENTO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL CPM AUGUSTO B. LEGUIA</b>	Distrito: <b>NUEVO IMPERIAL</b>	
Diseñador: <b>P.V.A.</b>	Distrito: <b>NUEVO IMPERIAL</b>	
Topógrafo: <b>S.P.A.</b>	Distrito: <b>NUEVO IMPERIAL</b>	
Escala: <b>INDICADA</b>	Distrito: <b>NUEVO IMPERIAL</b>	
Prof. Responsable: <b>ING. ELFIDIO GONZALEZ</b>	Distrito: <b>NUEVO IMPERIAL</b>	
Plano de: <b>PLANOS GENERALES CONEXIONES DOMICILIARIAS</b>	Revisado: <b>ING. ELFIDIO GONZALEZ</b>	N° de Plano: <b>A.5</b>
Fecha: <b>NOVIEMBRE DEL 2006</b>		



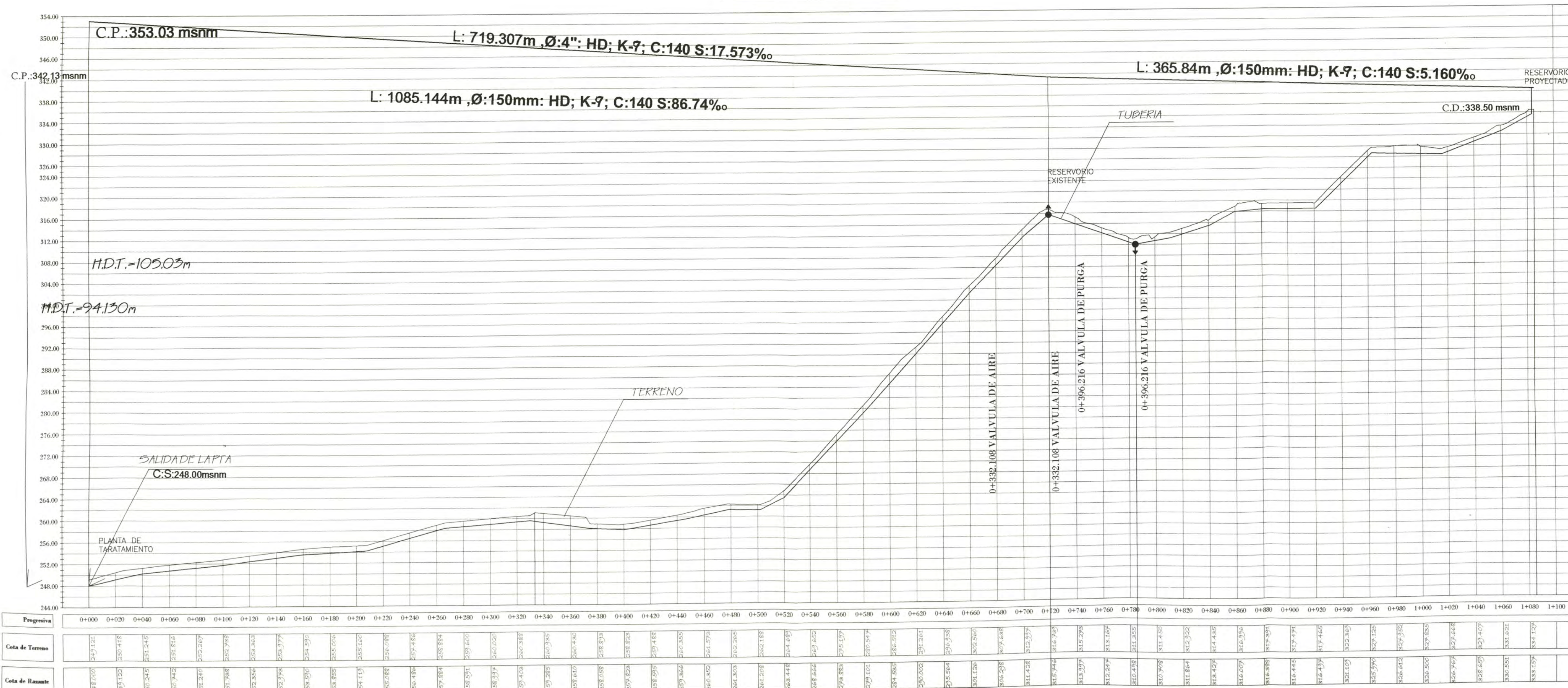


MAPA DE LOCALIZACIÓN  
SIN ESCALA



LEYENDA	
CURVAS DE NIVEL DE LA SUPERFICIE DEL TERRENO EXISTENTE	
LOTES EXISTENTES (COFOPRI)	
LOTES EXISTENTES (SIN REGISTRO DE COFOPRI)	
MANZANAS	
PERIMETRO	
CARRETERA IMPERIAL-LUNAHUANA	
LINEA DE IMPULSION	

**PERFIL HIDRAULICO**  
Escala Horizontal 1:1000  
Escala Vertical 1:250



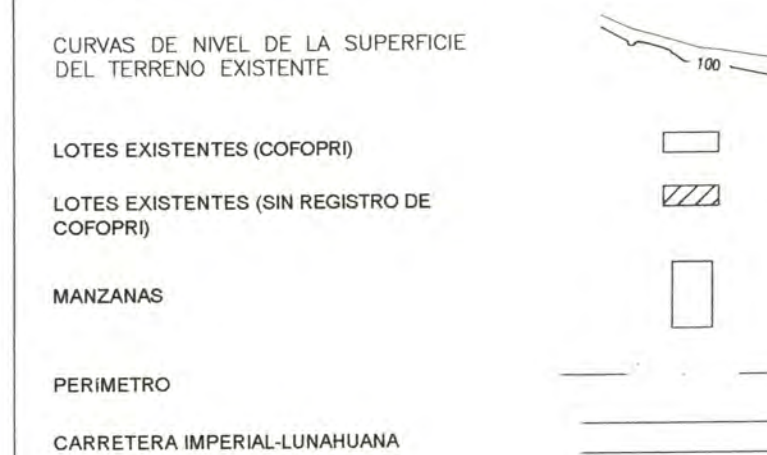
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA		
Solicitante: MUNICIPALIDAD DISTRICTAL DE NUEVO IMPERIAL		
Proyecto: AMPLIACIÓN Y MEJORAMIENTO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL CPM AUGUSTO B. LEGUIA	Districto: NUEVO IMPERIAL	Logo of Universidad Nacional de Ingeniería
Prof. Responsable: ING. ELIFIO QUIROZ	Dibujó: P.V.A.	Topografía: H.P.S.
Revisado: ING. ELIFIO QUIROZ	Escala: INDICADA	Nº de Plano: A. 2A
Fecha: NOVIEMBRE DEL 2009	Plano de: PLANOS GENERALES PERIF LONGITUDINAL DE LA LÍNEA DE IMPULSION	





MAPA DE LOCALIZACIÓN  
SIN ESCALA

LEYENDA TERRENOS Y LOTES



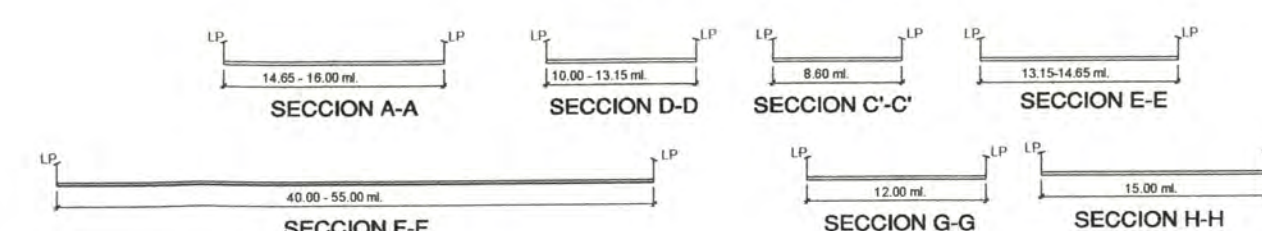
LEYENDA

SIMBOLO	DESCRIPCION
	TUBERIA DE AGUA FRIA PVC (diam. indic.)
	CODO DE 90° PVC-UF
	CODO DE 45° PVC-UF
	TEE SIMPLE DE PVC-UF
	CONEXION TIPO DOMICILIARIA
	TAPON HEMBRA DE PVC-UF



SECCIONES DE VIAS

ESCALA 1:500



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Solicitante: MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE NUEVO IMPERIAL

Proyecto: AMPLIACION Y MEJORAMIENTO DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DEL CPM AUGUSTO B. LEGUIA

Dibujó: P.V.R.  
Topografía: H.P.S.  
Escala: 1:2000  
Prof. Responsable: ING. ELIFIO QUINONEZ  
Revisado: ING. ELIFIO QUINONEZ  
Fecha: NOVIEMBRE DEL 2009

Plano de: PLANOS GENERALES  
PLANO DE REDES EXISTENTES

N° de Plano: A.1







MAPA DE LOCALIZACIÓN  
SIN ESCALA

**LEYENDA DE TERRENO Y LOTES**

CURVAS DE NIVEL DE LA SUPERFICIE DEL TERRENO EXISTENTE	
LOTES EXISTENTES (COFOPI)	
LOTES EXISTENTES (SIN REGISTRO DE COFOPI)	
MANZANAS	
PERIMETRO	
CARRETERA IMPERIAL-LUNAHUANA	
REDES PRINCIPALES	
REDES DE SECUNDARIAS	

**LEYENDA DE REDES**

SIMBOLO	DESCRIPCION
	TUBERIA DE AGUA FRIA PVC (diam. indic.)
	CODO DE 90° PVC
	CODO DE 45° PVC
	TEE SIMPLE DE PVC
	CONEXION TIPO DOMICILIARIA
	TAPON HEMBRA DE PVC



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

Solicitante: MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE NUEVO IMPERIAL

Proyecto:	<b>NUEVO IMPERIAL</b>	
Dibujó:	M.M.V.	
Topografía:	H.P.S.	
Escala:	INDICADA	
Proj. Responsable:	ING. ELIFIO QUIÑÓNEZ	N° de Plano: <b>A . 2B</b>
Revisado:	ING. ELIFIO QUIÑÓNEZ	
Fecha:	NOVIEMBRE DEL 2009	

Plano de: **PLANOS GENERALES REDES DE DISTRIBUCION**