

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



**EXPEDIENTE TÉCNICO MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE
AGUA POTABLE DE LOS ANEXOS UCHUPAMPA Y
CONDORAY-LUNAHUANÁ-CAPTACIÓN-CONDUCCIÓN
DISEÑO HIDRÁULICO**

INFORME DE SUFICIECIA

Para optar el *Título Profesional* de:

INGENIERO CIVIL

MARCO ANTONIO ANCCASI CANDIOTTI

Lima- Perú

2010

INDICE

RESUMEN

LISTA DE CUADROS

LISTA DE FIGURAS

INTRODUCCIÓN

CAPITULO I. Aspectos generales

1.1 Ubicación geográfica.....	1
1.2 Aspectos físicos (geología, hidrología, clima, topografía).....	2
1.3 La población de estudio.....	8
1.4 Aspectos económicos(actividad económica, nivel tecnológico, Infraestructura).....	10
1.5 Aspectos sociales (nivel de vida, autoridades locales, servicios existentes, vías de comunicación).....	13

CAPITULO II. Criterios básicos para el diseño

2.1 Periodo de diseño.....	16
2.2 Población de diseño.....	18
2.3 Dotación de agua.....	24
2.4 Pérdidas de agua.....	27
2.5 Caudal de diseño.....	28

CAPITULO III. Línea de conducción con tuberías

3.1 Generalidades.....	30
3.2 Conductos cerrados a presión.....	30
3.3 Conductos cerrados a gravedad.....	36
3.4 Características hidráulicas en la conducción.....	38
3.5 Dispositivos y/o accesorios en la línea de conducción.....	48
3.6 Parámetros y criterios para el diseño de la línea de conducción.....	51
3.6.1 Periodo y caudal de diseño.....	51
3.6.2 Presión de diseño.....	52
3.6.3 Diseño hidráulico de la tubería.....	52
3.6.4 Velocidad mínima y máxima.....	53

CAPITULO IV. Desarrollo del tema

4.1 Descripción general	54
4.2 Determinación del periodo de diseño.....	57
4.3 Cálculo de población de diseño.....	58
4.4 Cálculo de caudales de diseño y dotación.....	64
4.5 Diseño hidráulico de la línea de conducción.....	66
4.6 Ubicación de válvulas de purga y aire en la línea de conducción.....	73
4.7 Planteamiento de un manual de mantenimiento de la captación existente y la línea de conducción.....	73

CONCLUSIONES

RECOMENDACIONES

BIBLIOGRAFÍA

ANEXOS

RESUMEN

Actualmente los anexos de Condoray Uchupampa cuentan con dos fuentes de agua de manantial del cual se abastecen. El primero ubicado en el anexo de Catapalla, Distrito de Lunahuaná, donde la toma es de un manante del tipo superficial, mediante una estructura de concreto armado; y el segundo ubicado en el anexo de Jacayita, Distrito de Pacarán, donde la toma es de un manante mediante galerías filtrantes, que son conducidas hacia una caja de recolección que está dentro de una caseta de control. En ambas existe un sistema de cloración por goteo, el cual es inspeccionado y monitoreado por la Junta Administradora de Servicios de Saneamiento (JASS) de dichos anexos.

De acuerdo a los estudios de visita de campo se ha identificado el siguiente problema: “La población de los anexos de Uchupampa y Condoray tienen deficiente y limitado acceso al agua potable”, debido a factores como al deficiente trazo de la línea de conducción, las deficiencias en la operación y mantenimiento, antigüedad del actual reservorio, crecimiento de la población hacia elevaciones por encima de la ubicación actual del reservorio e incremento de la población flotante debido a la afluencia del turismo en eventos puntuales durante el año, como son los fines de semana, feriados largos y festividades.

El presente trabajo está orientado al *DISEÑO HIDRÁULICO* de los cambios de trazo de la línea de conducción existente y su verificación en su conjunto, que comprende desde la captación Jacayita hasta la nueva ubicación de un reservorio proyectado en la parte alta de Uchupampa, todo ello está contemplado dentro del proyecto “*EXPEDIENTE TÉCNICO MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE LOS ANEXOS UCHUPAMPA Y CONDORAY – LUNAHUANA*”, el cual permitirá sustentar los cambios, que en este caso consistirán en el cambio de trazo en tres tramos de la línea de conducción existente, además de la ubicación de accesorios de mantenimiento como son las válvulas de purga y válvulas de aire, así como la ubicación de un nuevo Reservorio proyectado de 300m³ de capacidad.

Es necesario resaltar que para la materialización de este proyecto se debe integrar al otro proyecto que consiste en la Construcción del Reservorio

proyectado de 300m³ y ampliación y mejoramiento de las Líneas de Aducción y Distribución.

La propuesta planteada contempla un análisis y diseño, tomando en cuenta la solución adecuada, y tienen como base de apoyo las normas OS.010 y OS.030 de Obras de Saneamiento del Reglamento Nacional de Edificaciones.

LISTA DE CUADROS	pag.
Cuadro 1.1: Columna crono estratigráfica – Cuenca del río Cañete.....	3
Cuadro 1.2: Red de estaciones en la Cuenca del río Cañete.....	7
Cuadro 1.3: Población urbana y rural del distrito de Lunahuaná.....	9
Cuadro 1.4: Población por sexo del distrito de Lunahuaná.....	9
Cuadro 1.5: Evolución de la población del distrito de Lunahuaná.....	10
Cuadro 1.6: Población de estudio al año 2009.....	10
Cuadro 2.1: Periodo de diseño de acuerdo al Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.....	17
Cuadro 2.2: Periodo de diseño de acuerdo a la Dirección General de Salud Ambiental - Ministerio de Salud.....	17
Cuadro 2.3: Consumo promedio doméstico.....	25
Cuadro 2.4: Dotación doméstica según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).....	26
Cuadro 2.5: Dotación doméstica según el antiguo Reglamento Nacional de Construcciones (RNC).....	26
Cuadro 2.6: Dotaciones diarias de los sectores comercial e industrial según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).....	27
Cuadro 3.1. Valores del Coeficiente “C” para usarse en la fórmula de Hazen Williams.....	31
Cuadro 3.2: Densidad y viscosidad absoluta del agua.....	33
Cuadro 3.3: Rugosidad absoluta, Ks.....	34
Cuadro 3.4: Valores aproximados de Kx (pérdidas locales).....	36
Cuadro 3.5: Valores del Coeficiente “n” para usarse en la fórmula de Manning.....	38
Cuadro 3.6: Diámetro de la Válvula de Purga.....	48
Cuadro 3.7: Clases comerciales y su presión de trabajo o de servicio.....	52
Cuadro 4.1: Datos censales del distrito de Lunahuaná.....	58
Cuadro 4.2: Datos censales representativos del distrito de Lunahuaná.....	59
Cuadro 4.3: Cantidad de viviendas en los anexos de estudio.....	60
Cuadro 4.4: Número de habitantes por vivienda según RNE.....	60
Cuadro 4.5: Población actual de los anexos de estudio.....	61
Cuadro 4.6: Cálculo de la tasa de crecimiento de la población de Lunahuaná según últimos tres censos.....	60

Cuadro 4.7: Cálculo de la población de los anexos de Uchupampa y Condoray para el año 2024.....	61
Cuadro 4.8: Hoja de Cálculo Hidráulico de los cambios de trazo de la línea de conducción existente y su verificación en su conjunto.....	69

LISTA DE FIGURAS	pag.
Figura 1.1: Distritos de la Provincia de Cañete.....	1
Figura 1.2: Ubicación de los anexos del distrito de Lunahuaná.....	2
Figura 1.3: Topografía de la zona de estudio.....	8
Figura 1.4: En Lunahuaná la segunda actividad económica es el turismo.....	12
Figura 1.5: Plano de ruta de acceso al distrito de Lunahuaná y anexos.....	15
Figura 2.1: Curva S de crecimiento vegetativo.....	19
Figura 2.2: Curva de gráfico de tendencia.....	20
Figura 2.3: Método grafico de comparación de poblaciones.....	21
Figura 3.1: Gradiente hidráulico y de energía.....	39
Figura 3.2: Energía Específica.....	41
Figura 3.3: Sección de un canal.....	41
Figura 3.4: Sección circular de un canal.....	43
Figura 3.5: Conducción forzada.....	44
Figura 3.6: Conducción libre.....	45
Figura 3.7: Tubería bajo presión negativa.....	46
Figura 3.8: Sifón.....	47
Figura 3.9: Tubería con flujo imposible por gravedad.....	47
Figura 3.10: Cese del flujo debido a bolsas de aire en una tubería a presión.....	50
Figura 3.11: Cese del flujo debido a bolsas de aire en una tubería a baja presión (gravedad).....	50
Figura 4.1: Esquema general de la modificación de línea de conducción existente (captación jacayita-reservorio proyectado).....	56
Figura 4.2: Población de Lunahuaná según últimos cuatro censos de población.....	59
Figura 4.3: Población de Lunahuaná según últimos tres censos de población.....	60
Figura 4.4: Tanque de cloración de 400lt y nivel de control.....	72

INTRODUCCIÓN

El presente Informe de Suficiencia está orientado al *DISEÑO HIDRÁULICO* de los cambios de trazo de la línea de conducción existente y su verificación en su conjunto, que comprende desde la captación Jacayita hasta la nueva ubicación de un reservorio proyectado en la parte alta de Uchupampa, todo ello está contemplado dentro del proyecto “*EXPEDIENTE TÉCNICO MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE LOS ANEXOS UCHUPAMPA Y CONDORAY – LUNAHUANA*”

El informe consta de cuatro capítulos, distribuidos en un orden que va desde lo teórico a lo práctico. En los capítulos se detalla aspectos generales, criterios básicos para el diseño tomando en cuenta las normas vigentes en el país, línea de conducción con tuberías y desarrollo del tema o del informe de suficiencia del proyecto arriba mencionado.

En el capítulo I, se trata los aspectos generales, en lo que corresponde a la ubicación geográfica, topografía, población, etc.

En el capítulo II, se trata de los criterios básicos de diseño en una línea de conducción, teniendo en cuenta la población y periodo de diseño, además de la dotación para este tipo de localidades con población flotante variable durante días específicos del año. Además veremos las diferentes ecuaciones aplicables.

En el capítulo III, se detalla las diferentes teorías y criterios que se deben tener en cuenta para el diseño de conductos cerrados que trabajan a presión y conductos que trabajan a gravedad; así como su comportamiento, las presiones adecuadas de trabajo, velocidades permisibles de diseño de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones(RNE), etc.

En el capítulo IV, se detalla el desarrollo del tema en sí, haciendo una descripción general desde la situación actual hasta lo que se va proyectar para poder solucionar los problemas existentes en la línea de conducción, dando así la aplicación a lo desarrollado en los capítulos II y III. Asimismo, de acuerdo al

trazo de los perfiles longitudinales de las tuberías, ubicamos los accesorios adecuados para su mantenimiento.

Finalmente se tiene las conclusiones, recomendaciones y anexos, donde se contempla un panel fotográfico de la zona de estudio, presupuesto general del proyecto y los planos correspondientes.

CAPÍTULO I: ASPECTOS GENERALES

1.1 UBICACIÓN GEOGRAFICA

Las que formarán parte del proyecto se encuentran ubicadas en la Jurisdicción del Distrito de Lunahuaná, en los anexos de Uchupampa y Condoray.

El distrito de Lunahuaná se encuentra sobre la margen izquierda del Río Cañete, ubicado al Sureste de Lima y al Noreste de San Vicente de Cañete; está a una distancia de 36 Km. de la ciudad de San Vicente de Cañete y 184 Km de la ciudad de Lima.

DEPARTAMENTO	:	LIMA
PROVINCIA	:	CAÑETE
DISTRITO	:	LUNAHUANÁ
ANEXOS	:	UCHUPAMPA Y CONDORAY
REGION GEOGRAFICA	:	COSTA
ALTITUD		
- Zona de Captación de Jacayita	:	595.0m
- Zona de Reservorio Proyecto en Uchupampa	:	568.5m
- Zona de Reservorio Existente en Uchupampa	:	548.0m

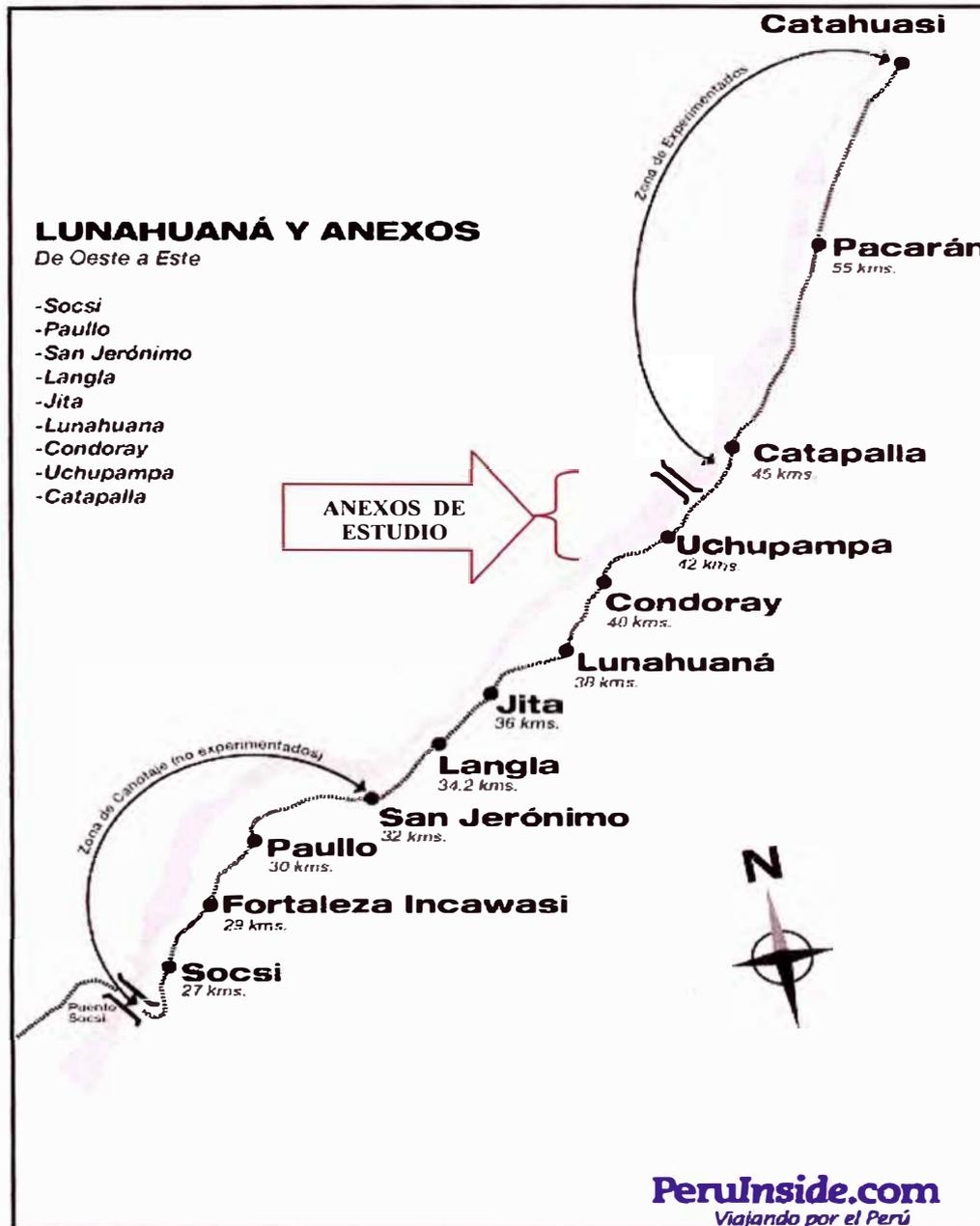
Coordenadas de ubicación del distrito

Coord. UTM Norte	:	8'552,200 – 8'573,500 m
Coord. UTM Este	:	365,000 – 444,750 m

Figura 1.1: Distritos de la Provincia de Cañete



Figura 1.2: Ubicación de los anexos del distrito de Lunahuaná



Fuente: Peruinside.com

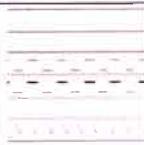
1.2 ASPECTOS FÍSICOS

a) Geología

La geología comprende el estudio de la columna crono estratigráfica del área y el pasado geológico, aspectos que resultan de especial interés aplicativo, cuando se trata de desarrollo de actividades que implica excavaciones, remociones, etc.

En el año 1970 La Oficina Nacional de Evaluación de Recursos Naturales (ONERN), realizó un estudio geológico a nivel de la cuenca del río Cañete; en este estudio se hace una tipificación detallada de la zona desde el punto de vista geológico; habiéndose determinado dieciséis formaciones geológicas, entre formaciones, series, depósitos y grupos geológicos. Las características litológicas se muestran de manera sintética en el cuadro 1.1, que representa la columna crono estratigráfica de la región.

Cuadro 1.1: Columna crono estratigráfica – Cuenca del río Cañete

ERA	SISTEMA	SERIE	FORMACIÓN GEOLÓGICA	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA	SECCIÓN
CENOZOICO	CUATERNARIO	RECIENTE	Depósitos Eólicos	Acumulación de arenas eólicas de grano medio a fino	
			Depósitos Coluviales	Gravas, cantos y bloques sub-angulosos con matriz arenolimsa	
			Depósitos Aluviales	Acumulaciones de gravas, arenas, limos y arcillas	
	PLEISTOCENO	Formación Cañete	Conglomerado semiconsolidado o con una matriz arenolimsa		
	TERCIARIO	INFERIOR	Formación Paracas	Areniscas, areniscas calcáreas, algunos horizontes de limolitas y hacia la base un paquete de conglomerados	
MESOZOICO	CRETÁCEO	INFERIOR	Grupo Morro Solar	Areniscas, lutitas y ocasionales horizontes volcánicos	

Fuente: Onern 1970

Como se puede observar en el cuadro 1.1, la columna crono estratigráfica de la cuenca del río cañete está conformada por unidades sedimentarias del Cretáceo inferior al Cuaternario reciente. El prisma sedimentario alcanza aproximadamente 2000 metros de espesor.

Esta información proporcionada para la cuenca del río Cañete permite a identificar visualmente las formaciones geológicas para la zona de estudio que abarcan los anexos de Uchupampa y Condoray pertenecientes al distrito de Lunahuaná y la provincia de Cañete. Se ha podido evidenciar de acuerdo a las visitas de campo, principalmente las siguientes formaciones geológicas.

Depósitos Aluviales:

Son acumulaciones fluviales de materiales sueltos o poco consolidados, que han sido transportados grandes distancias por las corrientes de ríos. Están conformados por cantos y gravas redondeadas, envueltos en una matriz arenolimsa. Es la unidad sedimentaria de mayor distribución en la zona de estudio, donde conforma las planicies que se extienden en ambos márgenes del río Cañete, sobre todo en el margen derecha.

Depósitos Coluviales:

Son acumulaciones constituidas por materiales de diverso tamaño pero de litología homogénea, englobados en una matriz arenosa que se distribuye irregularmente en la base de las vertientes, habiéndose formado por alteración y desintegración de las rocas ubicadas en las laderas de los cerros adyacentes. Se caracterizan por contener gravas y bloques angulosos a sub angulosos distribuidos en forma caótica, sin selección ni estratificación aparente, con regular a pobre consolidación; ocasionalmente contiene algunos horizontes lenticulares limo-arenosos. Este tipo de depósitos se puede evidenciar en la zona de estudio, ya que en las laderas de los cerros de ambos márgenes del río Cañete existe este tipo de depósito. En algunos sectores estos materiales cubren depósitos aluviales más antiguos, enmascarándolos; en otros tramos aunque en menor escala, son las arenas eólicas son las que cubren a los depósitos coluviales.

Formación Cañete:

Consiste en un conglomerado semiconsolidado constituido por gravas redondeadas a subredondeadas de tamaño y litología variada, englobados en una matriz areno-limosa y algunos horizontes lenticulares areno-limosos conforma un nivel conspicuo de terraza alta disectada.

El paquete sobreyace con discordancia erosional las formaciones más antiguas. La unidad es continental y representa los primeros depósitos aluvionales del cuaternario. Su edad es asignada al Pleistoceno y su espesor aproximado es de 200 m.

Afloramientos de esta unidad pueden ser observados en los cerros que flanquean al río Cañete; donde estos materiales han dado lugar al desarrollo de una red de drenaje de tipo pinado.

b) Hidrología

La cuenca del río Cañete tiene un área total de 6,078.51 Km²; el río principal, del mismo nombre, es de sexto orden y drena las escorrentías superficiales o excedentes de la cuenca hacia el Océano Pacífico mediante su cauce final denominado río Cañete de 235.8 Km de recorrido, desde las nacientes en las alturas de la divisoria de la subcuenca de Tanta hasta la desembocadura al mar. La cuenca húmeda (imbrífera) tiene una superficie de 4,830.90 Km² (79.5%) y ha sido determinada considerando que a partir de la isoyeta 250 mm (2,365.80 m.s.n.m.) existe un aporte de la precipitación a la escorrentía.

La cuenca del río Cañete está conformada hidrográficamente por ocho (8) subcuencas: Tanta (cuenca alta), Alis, Laraos, Huantán, Aucampi, Cakra, Tupe, Huangascar y la cuenca misma del río Cañete (parte media, sectores de Carania, Yauyos, Colonia, Zúñiga, Pacarán y Lunahuaná; y parte baja, sector del valle Cañete).

Este río presenta un caudal máximo de 946 m³/s, registrado en el mes de marzo de 1975 y mínimo de 5,8 m³/s, registrado en el mes de septiembre de 1997, en tanto que el caudal promedio es 66,9 m³/s.¹

¹ Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI)

c) Clima

Lunahuaná tiene un clima templado y cálido. Se puede gozar de sol durante todas las estaciones del año, La temperatura media anual es de 21°C aproximadamente. Asimismo se puede observar que en la época invernal llega a descender a los 14 °C durante toda la noche, mientras que en el verano la temperatura máxima llega a alcanzar los 32°C.

La recolección de la información climatológica de la cuenca está a cargo del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), institución que tiene a cargo la red de estaciones que se ha descrito en el cuadro 1.2.

Cuadro 1.2: Red de estaciones en la Cuenca del río Cañete

Nº	Descripción	Tipo	Area (km ²)	altitud m.s.n.m	Latitud	Longitud	Período de observación
1	Imperial	pluviométrica	-----	250.00	13°02'	76°11'	Ene/1926- Abr/1968
2	Socsi	hidrométrica	5,800.12	350.00	13°00'	76°10'	Ene/1965- Dic/2000
3	Chavín	hidrométrica	3,320.90	1,414.00	12°43'	75°56'	Jun/1986- Dic/1997
4	Tinco	hidrométrica	938.60	3,150.00	12°17'	75°48'	Feb/1986- Dic/1997
5	Aguas Calientes	hidrométrica	344.70	4,180.00	12°05'	75°67'	Jul/1986- Dic/1997
6	Tanta	hidrométrica	161.40	4,275.00	12°07'	76°00'	Jul/1986- Dic/1997
7	Tanta	pluviométrica	-----	4,505.00	12°07'48"	76°01'00"	Ene/1964- Dic/2000
8	Catania	pluviométrica	-----	3,825.00	12°21'00"	75°52'10"	Ene/1964- Dic/2000
9	Vilca	pluviométrica	-----	3,816.00	12°07'00"	75°50'00"	Ene/1964- Dic/2000
10	Huangascar	pluviométrica	-----	2,556.00	12°54'10"	75°50'00"	Ene/1965- Dic/2000
11	Yauyos	pluviométrica	-----	2,290.00	12°24'30"	75°54'35"	Ene/1964- Dic/2000
12	Huantán	pluviométrica	-----	3,272.00	12°27'48"	75°49'00"	Ene/1964- Dic/1989
13	Colonia	pluviométrica	-----	3,379.00	12°38'05"	75°53'40"	Ene/1964- Dic/1987
14	Cañete	pluviométrica	-----	150.00	13°04'00"	76°21'30"	Abr/1936- Dic/2000
15	Pacarán	pluviométrica	-----	710.00	12°52'20"	76°03'20"	Ene/1964- Dic/1968
16	Yauricocha	pluviométrica	-----	4,522.00	12°19'00"	75°43'00"	Ene/1943- Dic/2000
17	Siria	pluviométrica	-----	3,680.00	12°14'10"	75°44'07"	Ene/1947- 1968
18	Sunca	pluviométrica	-----	3,845.00	12°16'30"	75°42'10"	Ene/1945- 1968
19	Catahuasi	pluviométrica	-----	1,369.00	12°48'00"	75°53'30"	Ene/1964- 1968

Fuente: Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI),

El cual podemos observar que las estaciones de Pacarán, Cañete e Imperial, son las más cercanas a nuestra zona de proyecto

d) Topografía

La población de Lunahuaná y sus anexos en general se encuentran en la margen izquierda del Rio Cañete, donde la topografía corresponde a la de un terreno de poco accidentada con pendientes suaves.

A su alrededor se encuentran flanqueados por quebradas de pendientes considerables, por los que drenan cursos de agua siguiendo varios patrones de drenaje hacia el rio cañete.



Figura 1.3:
Topografía
de la zona
de estudio

Fuente:
elaboración
propia

1.3 LA POBLACIÓN DE ESTUDIO

a) Aspectos demográficos

La población del Distrito de Lunahuaná está representada por 11 anexos y 04 caceríos. La población de estudio corresponde a los anexos de Uchupampa y Condoray; cabe indicar que información detallada de población para estos anexos no se encuentra especificada en los censos del INEI, sino de forma global para el distrito de Lunahuaná, por lo que se recolectó información de la Junta Administradora de Servicios de Saneamiento (JASS), el cual estos tienen empadronados la cantidad de viviendas y que fueron verificadas por el equipo de trabajo, que ascienden a un total de 347 viviendas.

b) Población Total

La población total del distrito de Lunahuaná según el Censo del INEI del 2007 ascendió a 4,567 habitantes con 2,115 viviendas distribuidas en todo el territorio del distrito, representando el 2.28% del total de la población provincial y el 0.05% del total departamental.

La población mayoritariamente se ubica en el ámbito urbano que en el ámbito rural. (Ver cuadro 1.3)

Cuadro 1.3: Población urbana y rural del distrito de Lunahuaná

Categorías	Casos	%
Urbana	3,988	87.32%
Rural	579	12.68%
Total	4,567	100.00%

Fuente: INEI-XI Censo de Población y VI de Vivienda 2007

La relación de sexo femenino y masculino en promedio es de 1,028, es decir el 50.69% de la población es masculino y el 49.31% es femenino. (Ver cuadro 1.4)

Cuadro 1.4: Población por sexo del distrito de Lunahuaná

Categorías	Casos	%
Hombre	2,315	50.69%
Mujer	2,252	49.31%
Total	4,567	100.00%

Fuente: INEI-XI Censo de Población y VI de Vivienda 2007

Haciendo un análisis de los datos de población para el distrito según los censos elaborados por el INEI, el proceso de evolución del distrito ha venido creciendo principalmente en los últimos años, salvo en los años 1981 a 1993, donde

debido a fenómenos sociales la población disminuyó notablemente (Ver cuadro 1.5).

Cuadro 1.5: Evolución de la población del distrito de Lunahuaná

Año del Censo	Población
1981	4648
1993	4233
2002	4466
2007	4567

Fuente: INEI-Censo de Población

c) Población de Estudio

Corresponde a los anexos de Uchupampa y Condoray. La población actual en la zona de estudio lo determinaremos mediante un cálculo aproximado, donde usaremos como dato 6 hab/viv, teniendo en consideración criterios que adopta el Reglamento Nacional de Edificaciones.

Con este dato y la cantidad de viviendas que asciende a 347, podemos determinar la población de estudio (Ver cuadro 1.6).

Cuadro 1.6: Población de estudio al año 2009

Loc. Uchupampa y Condoray 2009	
Numero de viviendas	347
Numero de HAB/VIV.	6
Total de Habitantes	2082

Fuente: Elaboración propia

1.4 ASPECTOS ECONÓMICOS

a) Actividades Económicas

Entre las diferentes actividades que se desarrollan en Lunahuaná las más representativas son la Agricultura y el Turismo-Hotelería y actividades afines.

Actividad Agrícola

De la Población Económicamente Activa (PEA) de Lunahuaná el sector más representativo es el Agrícola que es la actividad primaria.

Esta actividad representa el 47.27% de la PEA distrital seguido del sector terciario o de servicios que emplea al 26.20% de PEA distrital². El resto está empleado en el sector secundario y otras ramas.

Entre los cultivos de la zona que destacan diversos árboles frutales como el níspero, el granado, la guanábana, el ciruelo, el pacaé, el manzano, la vid, el pallar y el palto.

Actividad Pecuaria

En el distrito de Lunahuaná la actividad pecuaria o ganadera se desarrolla en un nivel ínfimo, mucho menor que la actividad agrícola.

Las pocas actividades agrícolas están orientadas mayormente a la crianza de ganado vacuno para producción lechera, sin embargo la población también se dedica a la crianza de animales menores para su propio consumo.

Actividad Hidrobiológica

Hidrobiología es la ciencia que estudia la vida de los seres que pueblan las aguas. En Lunahuaná, la principal actividad hidrobiológica es la extracción de camarones en el río Cañete.

Turismo, Hotelería y Servicios afines

El principal atractivo turístico de Lunahuaná es el canotaje en el río Cañete, seguido por el consumo de camarones; vale decir que el turismo representa aproximadamente el 20% de la actividad económica de Lunahuaná, el primero es la agricultura.³

Al tener un clima cálido durante casi todo el año, siempre se pueden observar turistas, por lo cual muchas personas han optado por brindar servicios como hospedajes, restaurantes, cuatrimotos, canotaje, guías turísticas, bodegas vitivinícolas etc.

² Fuente: INEI-XI Censo de Población y VI de Vivienda 2007

³ Fuente: Municipalidad Distrital de Lunahuaná



Figura 1.4:
En Lunahuaná la segunda actividad económica es el turismo

Fuente: Diario "El Comercio"

b) Nivel Tecnológico

El nivel tecnológico del distrito en general se encuentra en un estado incipiente, por lo que todavía gran parte de la población utiliza métodos artesanales tanto para la producción agrícola y vitivinícola.

Podríamos indicar que Lunahuaná necesita para su desarrollo integral, la intervención tecnológica de acorde a esta época, como si sucede en otras zonas del país.

c) Infraestructura

La infraestructura actual del distrito de Lunahuaná es insuficiente para la demanda de la población que posee; sobre todo que corresponde a: salud, educación y vivienda. La mayoría de las viviendas son inadecuadas (las casas son de construcción rústica, adobes, esteras que los mismos pobladores fabrican). Poseen un solo centro de salud para los 11 anexos y los colegios para algunos anexos se encuentran alejados.

En lo que respecta a saneamiento básico los anexos de Uchupampa y Condoray, cuentan con un deficiente servicio de agua potable el cual no satisface la demanda actual ni abastece a toda su población; además la mayoría de la población no cuenta con la red de desagüe, y por último Lunahuaná y sus anexos no poseen una planta de tratamiento de aguas residuales, el cual

estas van a parar directamente al río cañete incrementando la contaminación de este importante río.

1.5 ASPECTOS SOCIALES

a) Nivel de Vida

El nivel de vida de la población es en su mayoría precaria debido a las condiciones económicas no muy favorables (alto costo de producción y bajo precio de los productos en la zona), lo que conlleva a bajos ingresos económicos que en su mayoría proviene de la agricultura y en menor escala de actividades como el comercio. Sólo un pequeño sector se ve beneficiado debido a las actividades de comercio provenientes de la gran afluencia del Turismo en los fines de semana y festividades puntuales en el año.

b) Autoridades Locales

La principal autoridad política para el distrito es el Alcalde. En los anexos de estudio la autoridad responsable de los servicios de agua potable y saneamiento es el presidente de la Junta Administradora de los Servicios de Saneamiento (JASS)

c) Servicios Existentes

Los principales servicios con lo que cuentan los anexos de estudio son:

- Servicio de Agua potable con deficiencias, ya que no satisface la demanda actual. Cabe indicar que la fuente de captación son manantes que cuentan con un sistema de cloración artesanal.
- Red de desagüe, pero no cuenta con una planta de tratamiento de aguas servidas. Cabe indicar que algunas viviendas no poseen dichas conexiones.
- Servicios de telefonía fija y telefonía móvil.

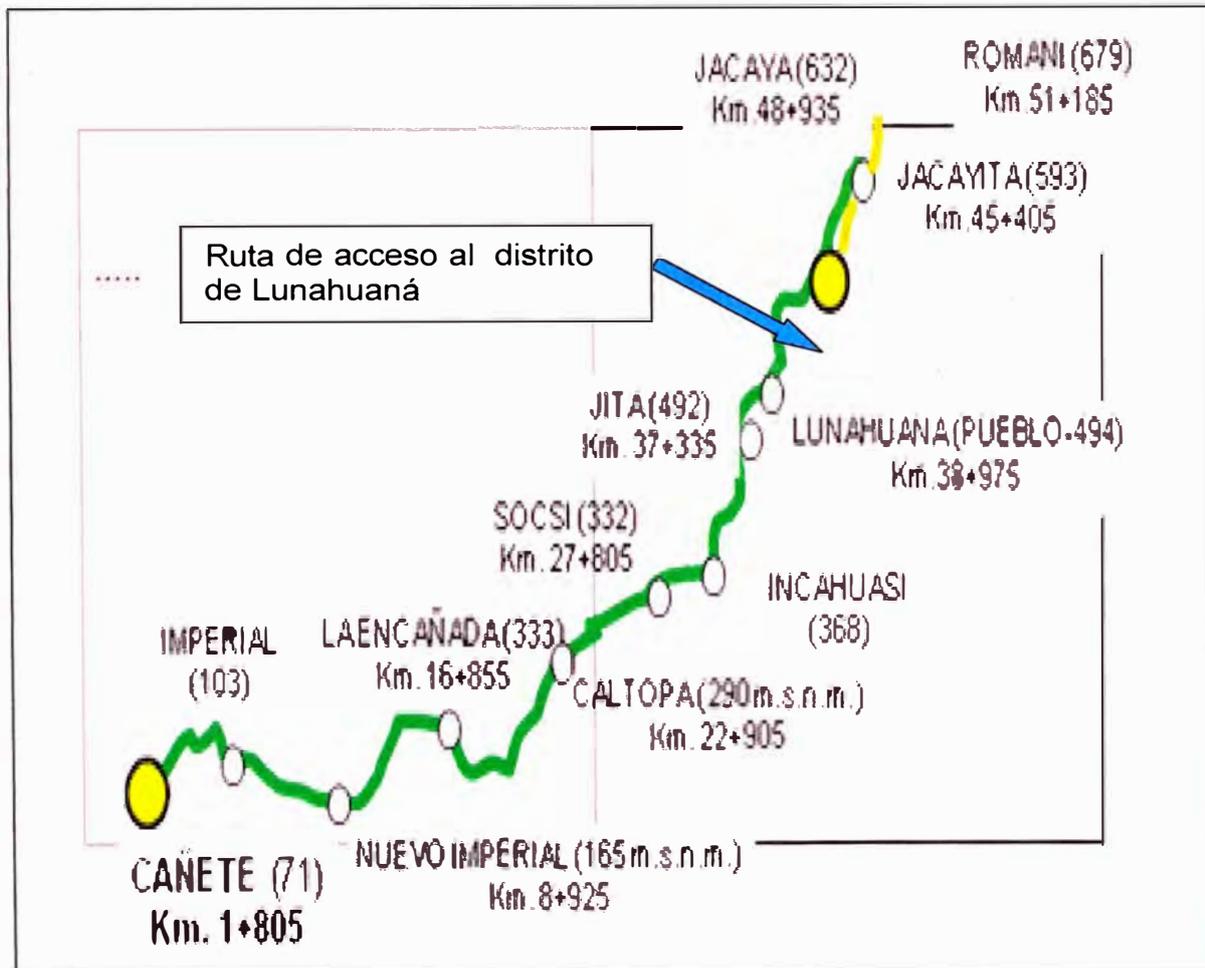
d) Vías de Comunicación

Accesibilidad

La vía de comunicación de mayor importancia es la Panamericana Sur (Primer Orden), que intercepta al valle de Cañete en las progresivas Km. 125.5 y Km. 160.0; a través de esta vía se efectúa la intercomunicación de la cuenca con las ciudades de Lima, hacia el norte, e Ica hacia el Sur. Mediante esta vía se accede a otros distritos costeros como San Luis, Cerro Azul y Mala, entre otros.

La cuenca del río Cañete cuenta con una red de carreteras que enlazan los distintos distritos, anexos, centros poblados y sectores de riego; forman parte de esta red los caminos carrozables y peatonales (caminos de vigilancia) de las estructuras hidráulicas existentes en el valle. La vía interna más importante de la cuenca es la carretera que une a las provincias de Cañete y Yauyos, la que se encuentra asfaltada en el tramo Cañete – Lunahuaná. A partir de esta carretera de segundo orden se inician otras vías de tercer orden (carreteras sin asfaltar y/o trochas carrozables).

Figura 1.5: Plano de ruta de acceso al distrito de Lunahuaná y anexos



Fuente: Peruinside.com

CAPÍTULO II: CRITERIOS BÁSICOS PARA EL DISEÑO

2.1 PERIODO DE DISEÑO

El periodo óptimo de diseño es el tiempo de duración de todos los elementos que componen un proyecto. Es el número de años en que una obra civil debe prestar servicio con eficacia para el cual se diseñó.

Existen diversos factores que determinan el periodo óptimo de diseño mencionándose algunos:

- La vida útil de las estructuras, que está en función de la resistencia física del material que lo constituye y el desgaste que sufren estas.
- El estudio de factibilidad, que depende primordialmente del aspecto económico.
- El crecimiento poblacional, que es un factor muy importante porque incluye posibles cambios en el desarrollo industrial y comercial de la comunidad ya que pueden variar los índices económicos.
- La tasa de interés, que es un factor muy importante por cuanto si la tasa de interés es bajo se puede pensar en periodos largos.
- Capacidad económica para la ejecución de obras.

El crecimiento de la población y la tasa de interés tienen cierta relación; así a menor razón de crecimiento menor tasa de interés, esto implica un menor funcionamiento en los primeros años.

Proporcionarle agua a una población es un servicio cuyo costo debe ser retribuido por los beneficiarios, siendo estos muy elevados si se usan periodos muy largos (Para poblaciones con desarrollos muy violentos esta podría causar una gran quiebra administrativa). Esto indica que de acuerdo a las tendencias de aumento de la población es conveniente elegir periodos óptimos de diseño más largos para crecimientos lentos y viceversa.

Generalmente los sistemas se diseñan y se constituyen para satisfacer una población mayor que la actual.

El Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), establece que queda a criterio del proyectista los periodos de diseño, de tal manera que se garantice la funcionalidad. El Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) no establece explícitamente el periodo de diseño, como sí lo hacía el antiguo Reglamento Nacional de Construcciones.

En el cuadro 2.1 se muestra valores referenciales de periodo de diseño, de acuerdo al Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, tomando como referencia la cantidad de habitantes.

Cuadro 2.1: Periodo de diseño de acuerdo al Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

POBLACIÓN (Habitantes)	PERIODO DE DISEÑO (Años)
▪ De 2,000 a 20,000	15
▪ De 20,000 a más	10

En el cuadro 2.2 se muestra valores referenciales de periodo de diseño, de acuerdo a la Dirección General de Salud Ambiental - Ministerio de Salud (DIGESA), tomando como referencia el tipo de estructura.

Cuadro 2.2: Periodo de diseño de acuerdo a la Dirección General de Salud Ambiental - Ministerio de Salud

TIPO DE ESTRUCTURA HIDRÁULICA	PERIODO DE DISEÑO (Años)
▪ Obras de Captación	20 a 30
▪ Pozos	20 a 30
▪ Plantas de tratamiento, reservorios	20 a 30
▪ Tuberías de conducción y distribución	20 a 30
▪ Equipo de bombeo	5 a 10

2.2 POBLACIÓN DE DISEÑO

La magnitud de un sistema de abastecimiento depende de diversos factores tales como: el periodo de diseño, la tasa de crecimiento poblacional, la capacidad de endeudamiento de la entidad administradora, etc. El periodo de diseño, a la vez, está condicionado, entre otros, por el crecimiento poblacional.

El cálculo del número de habitantes a futuro está sujeto a ciertas variables difíciles de predecir, por lo que el cálculo es aproximado. Esta situación es muy grave en aquellas poblaciones donde no tenemos datos de confianza, o los censos no arrojan datos confiables, por lo que a veces se exagera en los periodos de diseño trayendo consigo altas inversiones iniciales y altos costos de operación y mantenimiento. Para evitar caer en extremismos se debe hacer un estudio de campo en el cual se tome en cuenta los parámetros de crecimiento tomando en cuenta, la sociología del lugar, historia de la población, crecimiento económico, áreas de futuro crecimiento, condiciones de salubridad, actividad comercial, urbanización, tasas de nacimientos – defunciones, comparación con otras poblaciones similares, etc

a) Fuentes de información

En nuestro país la fuente de información más importante para obtener datos censales, son los censos realizados por el Instituto Nacional de Estadística (INEI), que se encarga de su programación y desarrollo. Sin embargo también se pueden obtener datos confiables de fuentes locales, tales como las municipalidades, centros de salud, institutos de enseñanza, universidades, etc.

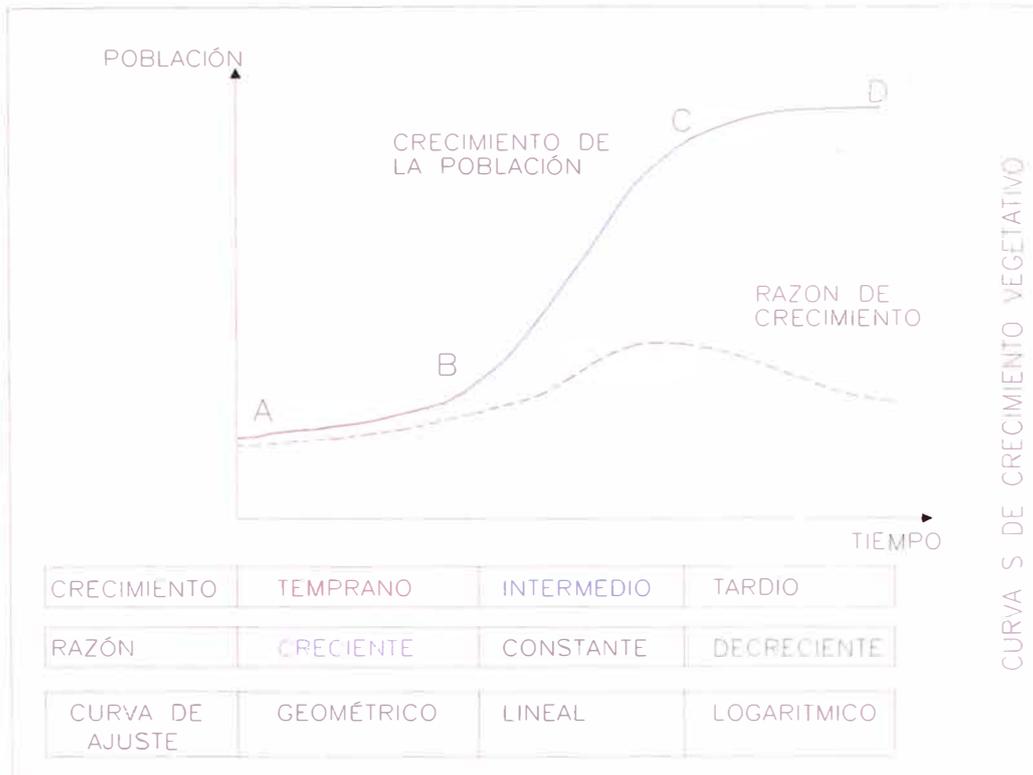
b) Métodos para estimar la población futura

Las estimaciones de las poblaciones se obtienen aplicando los métodos existentes para el cálculo de población en un tiempo determinado (intercensal o postcensal), basados en la interpolación y la extrapolación, según distintos modelos matemáticos.

Crecimiento vegetativo de la población.- El crecimiento de una población será del tipo vegetativo cuando no se considere el factor *industrial y comercial*, el cual depende de las políticas del tipo macroeconómico del país, que cambian según los planes de cada

gobierno ,y por ende el espacio y las oportunidades económicas son limitadas. En este caso la curva de crecimiento de la población tiene forma de una S, como se muestra en la figura 2.1

Figura 2.1: Curva S de crecimiento vegetativo



Donde:

AB=Crecimiento temprano con razón creciente. Crecimiento geométrico.

BC=Crecimiento intermedio con razón constante. Crecimiento lineal.

CD=Crecimiento tardío con razón decreciente. Crecimiento logarítmico.

D =Población de saturación.

Podemos considerar tres métodos para estimar la población futura, que son: el método racional, método gráfico y el método analítico, que a continuación detallaremos.

A. Método racional

Procedimiento basado en el estudio socio-económico de la población del lugar considerando el crecimiento vegetativo donde la población crece por nacimientos e inmigraciones (fijas y/o flotantes) y decrece por muertes y emigraciones.

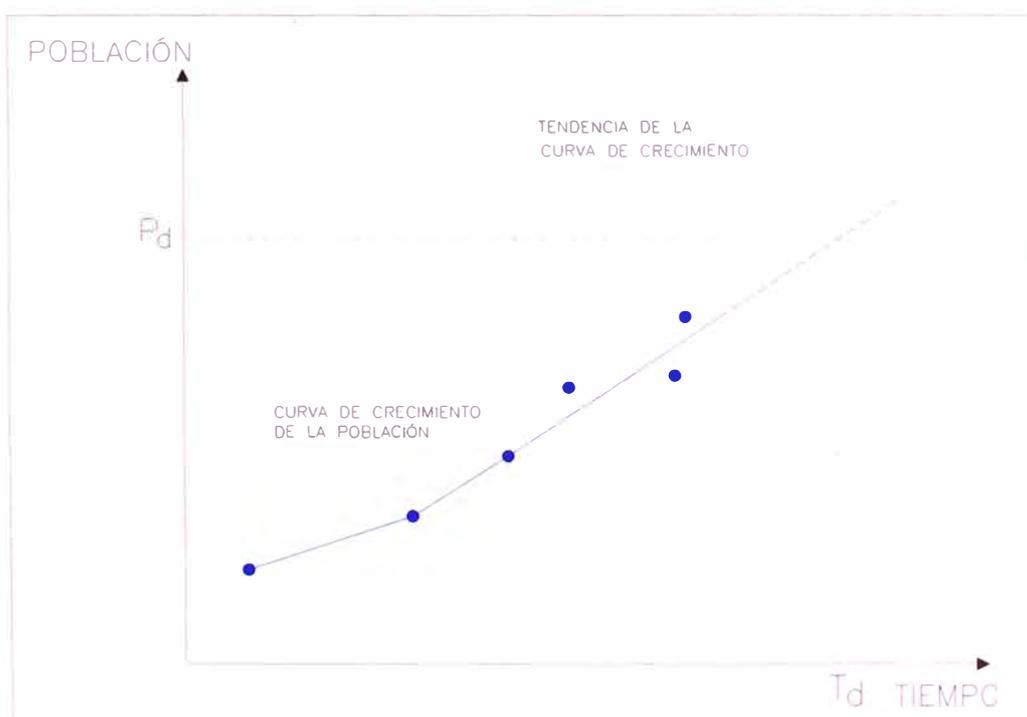
B. Método gráfico

En estos métodos, las proyecciones gráficas de las curvas de crecimiento de población en el pasado, se utilizan para calcular el crecimiento en el futuro, ya sea utilizando datos censales de la región o trasponiendo datos de poblaciones con crecimiento similar. Existen dos tipos que pasaremos a explicar.

B.1. Método gráfico de tendencia

Este método consiste en llevar a un plano cartesiano los datos de censos, en donde las abscisas representan los años y las ordenadas la población. Por mínimos cuadrados se traza la curva de población contra tiempo y se prolonga la línea definida por los puntos de poblaciones anteriores. Se sigue la tendencia general de estos crecimientos hasta el final del año del periodo de diseño.

Figura 2.2: Curva de gráfico de tendencia



Donde:

T_d = Final del año de periodo de diseño

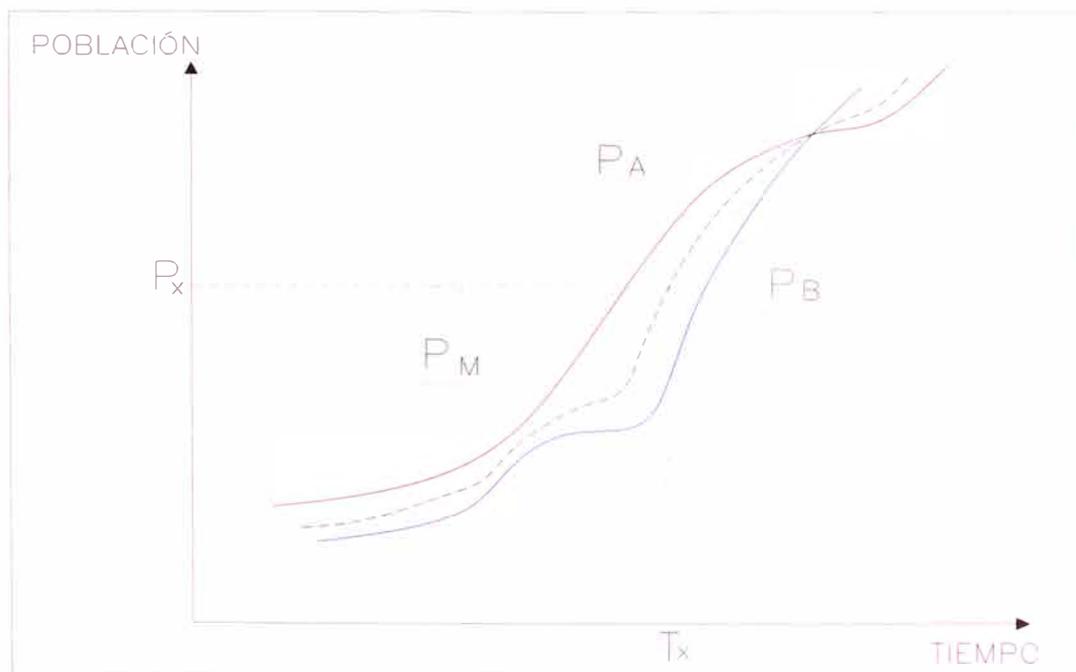
P_d = Población proyectada

B.2. Método gráfico de comparación de poblaciones

Para este método se exige un amplio conocimiento tanto la población en estudio, como las poblaciones respecto de las cuales se hace la comparación. Es requisito indispensable que estas últimas hayan alcanzado en años anteriores la población actual de la localidad en estudio, y es absolutamente indispensable que la tendencia de crecimiento de la localidad en estudio sea similar a la de aquellas por razones económicas, sociológicas, geográficas y políticas.

Para la aplicación de este método se procede así: en un sistema coordinado, teniendo por abscisa los años y ordenadas la población, se dibujan las curvas correspondientes de las poblaciones respecto de las cuales se va a comparar, y a partir de la población actual de la localidad en estudio. Luego se traza una línea que represente un crecimiento medio en relación con las otras curvas (media gráfica) y, a partir del año para el cual se proyecta, se traza una paralela al eje de las ordenadas y donde corte la curva de crecimiento medio se obtiene la población de predicción. (Ver figura 2.3)

Figura 2.3: Método gráfico de comparación de poblaciones



Donde:

P_A y P_B = Gráficas de crecimiento de poblaciones de comparación

P_M = Gráfica de crecimiento medio

T_x = Año del cual se proyecta la localidad de estudio

P_x = Población proyectada de la localidad de estudio

C. Método analítico

Las curvas de crecimiento poblacional son ajustadas a una curva matemática. El ajuste va a depender de la cantidad de datos que se disponga de los censos y de los intervalos de tiempo que se han medido.

Existen una diversidad de métodos de proyección de población, que dependen de la cantidad de datos que se disponga, el cual solo explicaremos algunos de ellos.

C.1. Método aritmético

Este método considera que la población aumenta con una razón constante de crecimiento aritmético. Esto gráficamente representa una línea recta.

Este método es aplicable a pequeñas localidades, en especial rurales y ciudades grandes con una tasa de crecimiento muy estabilizado y que poseen áreas de desarrollo casi nulo. Este método supone un crecimiento vegetativo balanceado por la mortalidad y la emigración.

- Cálculo de tasa de crecimiento (r)

$$r = \frac{P_{i+1} - P_i}{t_{i+1} - t_i}$$

- Cálculo de población al final del periodo de diseño (P_f)

$$P_f = P_o + r * (t - t_0)$$

C.2. Método de interés simple

Este método considera que la población futura está en función a índices adoptados del histórico del crecimiento poblacional intercensal. La aplicación de este método requiere el conocimiento de por lo menos tres datos censales para mejor precisión.

- Cálculo de tasa de crecimiento (r)

$$r = \frac{P_{i+1} - P_i}{P_i * (t_{i+1} - t_i)}$$

- Cálculo de población al final del periodo de diseño (P_f)

$$P_f = P_o * [1 + r * (t - t_0)]$$

C.3. Método exponencial

Este método considera que la población aumenta con una razón exponencial. La aplicación de este método requiere el conocimiento de por lo menos tres datos censales.

- Cálculo de tasa de crecimiento (r)

$$r = \frac{\ln P_{i+1} - \ln P_i}{t_{i+1} - t_i}$$

- Cálculo de población al final del periodo de diseño (P_f)

$$P_f = P_o \times e^{r \times (t - t_0)}$$

C.4. Método geométrico

Este método considera que la población aumenta con una razón geométrica. La aplicación de este método requiere el conocimiento de por lo menos tres datos censales

- Cálculo de tasa de crecimiento (r)

$$r = \sqrt[t_{i+1}-t_i]{\frac{P_{i+1}}{P_i}}$$

- Cálculo de población al final del periodo de diseño (P_f)

$$P_f = P_o \times r^{(t-t_0)}$$

Donde para los diferentes métodos se tiene que:

$t_{i+1} - t_i$: Período intercensal entre los censos P_{i+1} y P_i

t_{i+1} : Año correspondiente al censo P_{i+1}

t_i : Año correspondiente al censo P_i

P_o : Población inicial del año base

P_f : Población al final del periodo de diseño

$t - t_0$: Período de diseño.

2.3 DOTACIÓN DE AGUA

La dotación representa la cantidad de agua necesaria para el desarrollo de las actividades de un núcleo urbano, y está dada en litros por habitantes por día (l/h/d); incluyendo los consumos correspondientes al uso doméstico, comercial, industrial y otros. El consumo de agua de una población es variable, porque se ve afectado de diversos factores que deben ser analizados entre los cuales tenemos:

- Los factores económicos sociales, los cuales influyen directamente sobre el consumo de agua, es decir que la población consume más agua al mejorar su nivel de vida.
- Los factores climatológicos, mencionándose que en épocas de temperaturas altas la población consume más agua que en épocas de temperaturas bajas.
- El tamaño de la localidad, determinándose que el consumo de agua per cápita aumenta con el tamaño de la comunidad.

- La calidad del agua, el consumo de agua será mayor en que las personas tengan la seguridad de una buena calidad del agua
- El hecho de disponer de una red de alcantarillado incrementa notablemente el consumo de agua potable, en comparación de sistemas de evacuación de excretas primarios como letrinas, o donde no existe ningún sistema y la disposición se hace al aire libre.
- Las medidas de control y medidas de agua, comprobándose que en viviendas que poseen medidor de agua el consumo es menor que las que no poseen medidor.

En el cuadro 2.3 se muestra las dotaciones de consumo promedio doméstico, pudiendo variar este valor de acuerdo a las consideraciones arriba indicadas. El aseo personal y servicios sanitarios tienen un peso importante dentro del consumo doméstico.

Cuadro 2.3: Consumo promedio domestico

USO	CONSUMO (lt/hab/dia)
Cocina	15
Lavado de ropa	20
Aseo personal	45
Servicios sanitarios	35
Riego de jardines	15
Pérdidas y gastos eventuales	20
TOTAL	150

Fuente: Elaboración propia

En el cuadro 2.4 se muestra las dotaciones de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

Cuadro 2.4: Dotación doméstica según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)

DESCRIPCION	FRÍO (lt/hab/día)	TEMPLADO Y CÁLIDO (lt/hab/día)
<ul style="list-style-type: none">• Para sistemas con Conexiones domiciliarias.	180	220
<ul style="list-style-type: none">• Para programas de Vivienda con lotes menores a 90m²	120	150

En el cuadro 2.5 se muestra las dotaciones de acuerdo al antiguo Reglamento Nacional de Construcciones (RNC).

Cuadro 2.5: Dotación doméstica según el antiguo Reglamento Nacional de Construcciones (RNC)

POBLACIÓN (hab.)	FRÍO (lt/hab/día)	TEMPLADO Y CÁLIDO (lt/hab/día)
<ul style="list-style-type: none">• De 2,000 a 10,000	120	150
<ul style="list-style-type: none">• De 10,000 a 50,000	150	200
<ul style="list-style-type: none">• Más de 50,000	200	250

En el cuadro 2.6 se muestra los consumos típicos de algunos de los sectores comercial e industrial, de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

Cuadro 2.6: Dotaciones diarias de los sectores comercial e industrial según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)

Para restaurantes (según área de los comedores en m²)	Dotación
Hasta 40	2000L/día
41 a 100	50L/día por m ²
Más de 100	40L/día por m ²
Para locales educacionales y residencias estudiantiles	Dotación
Alumnado y personal no residente	50L/día por persona
Alumnado y personal residente	200L/día por persona
Para locales de salud	Dotación
Hospitales y clínicas de hospitalización	600L/día por cama
Consultorios médicos	500L/día por consultorio
Clínicas dentales	1000L/día por unid. dental
Para establecimientos de hospedaje	Dotación
Hotel, apart-hoteles y hostales	500L/día por dormitorio
Albergues	25L/día por m ² de dormitorio

2.4 PÉRDIDAS DE AGUA

Las pérdidas de agua en un sistema de abastecimiento es la diferencia de volúmenes entre lo producido (captado) y el volumen utilizado por los usuarios.

Las principales pérdidas se deben básicamente a:

- Fugas en la red y tanques de almacenamiento
- Conexiones clandestinas
- Errores en las mediciones, etc.

Frente a esta situación la población debe hacer un uso consciente y racional que apunte a la reducción de estas pérdidas.

Definimos el índice o porcentaje de pérdidas (%P) como:

$$P (\%) = \frac{V_p - V_c}{V_p}$$

Donde:

V_p : Volumen producido

V_c : Volumen consumido

En sistemas con una baja capacidad técnica y económica el porcentaje de pérdida máximo es de 40%, mientras que en sistemas de alta capacidad técnica y económica el índice puede ser máximo del 20%.

Las entidades reguladoras de la prestación de servicio deberían implementarse con tecnología que este a la vanguardia para poder medir con precisión este índice o porcentaje de pérdidas y deberán establecer metas a mediano y largo plazo para la reducción de pérdidas, de tal manera se alcance un valor óptimo que este en un rango de 10% a 15%.

2.5 CAUDAL DE DISEÑO

a) Consumo Medio Diario (Q_m)

Es el promedio de los gastos diarios durante un año de registros expresados en lt/seg.

Representado por la siguiente expresión:

$$Q_m = \frac{\text{Población}(\text{hab}) \times \text{Dotación}(\text{lt} / \text{hab} / \text{dia})}{24 \text{ horas} \times 3600 \text{ s}} (\text{lt} / \text{s})$$

b) Consumo Máximo Diario (Q_{md})

Denominándose así la demanda máxima que se presenta en un día del año.

Representado por la siguiente expresión:

$$Q_{md} = K_1 * Q_m$$

Donde:

K_1 : Coeficiente de variación diaria, que varía entre 1.2 a 1.5

Según el R. N. E. y SEDAPAL, se considera: $K_1 = 1.3$

c) Consumo Máximo Horario (Q_{mh})

Es la demanda máxima que se presenta en una hora durante un año completo.

Representado por la siguiente expresión:

$$Q_{mh} = K_2 * Q_m$$

Donde:

K_2 Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) este coeficiente varía de 1.8 a 2.5

CAPÍTULO III: LINEA DE CONDUCCIÓN CON TUBERÍAS

3.1 GENERALIDADES

La conducción es el componente de un sistema de abastecimiento de agua a través del cual esta se transporta desde la bocatoma y/o planta de tratamiento hacia el reservorio.

La mayoría de las conducciones de acueductos se hacen a través de tuberías, no obstante en algunos casos por diversos factores, sobre todo económico se hace a través de canales abiertos.

Cabe indicar que de acuerdo al comportamiento hidráulico del flujo las conducciones pueden ser:

- Canales abiertos
- Conductos cerrados sin presión a gravedad
- Conductos cerrados con presión a gravedad o por bombeo
- Conducciones mixtas

3.2 CONDUCTOS CERRADOS A PRESIÓN

Los conductos a presión son los más frecuentes en el medio y existe una diversidad de fórmulas para el cálculo de tuberías.

Inicialmente fue Chezy en 1775 quien estableció la primera tentativa para explicar en forma algebraica la resistencia a lo largo de un conducto forzado, y así se sucedieron una variedad de investigaciones efectuados por ingenieros hidráulicos para diseñar tuberías a lo largo de muchos años.

Ya en la edad media se fabricaba tubos para el suministro de agua. Esta se conducía por gravedad. Con el desarrollo de la industria del acero y hierro, hace más de 150 años, su uso se volvió una práctica común. Es así que se siguió un desarrollo en las investigaciones del comportamiento de tuberías. A todo esto le sucedió el desarrollo científico para elaborar fórmulas de diseño.

A) ECUACIÓN DE HAZEN – WILLIAMS

Uno de los procedimientos para simplificar el diseño fue mediante el método empírico, trazando los datos en gráficas y desarrollando ecuaciones empíricas. Estas ecuaciones todavía tienen amplio uso en la práctica. Una de ellas es la fórmula de Hazen-Williams. Los Investigadores norteamericanos: Allen Hazen, ingeniero civil y sanitario. Gardner S. Williams, profesor de hidráulica, después de un cuidadoso examen estadístico de datos obtenidos por más de 30 investigadores, inclusive los de Darcy y los que discurrieron de investigaciones propias, propusieron en 1933 una fórmula práctica que a continuación se describe.

$$V = 0.355 * C * D^{0.63} * S^{0.54} \dots\dots(3.1)$$

Donde:

V: velocidad media en m/s

S: Pendiente de la línea de gradiente m/m

D: Diámetro del tubo en m

C: Coeficiente que es un factor de fricción que depende de la naturaleza de las paredes de la tubería (ver cuadro 3.1)

Cuadro 3.1. Valores del Coeficiente “C” para usarse en la fórmula de Hazen-Williams

Material	C (adim)
PVC	150
PE	150
Cobre y latón	130
Asbesto Cemento (A-C)	135
Acero galvanizado	125
Fierro Fundido nuevo	130
Concreto acabado común	120

Sabemos que:

$$S = \frac{h_f}{L} \dots\dots\dots(3.2),$$

$$Q = V * A \dots\dots(3.3)$$

Reemplazando ecuación (2) y (3) en (1), obtenemos:

$$h_f = \frac{1.72 * 10^6 * Q^{1.85} * L}{C^{1.85} * D^{4.87}} \dots\dots\dots (3.4)$$

Donde:

h_f : Pérdida de carga por fricción en m

L : Longitud de la tubería en Km

Q : Caudal en Lt/seg.

D : Diámetro en Pulgadas

Nota: Aunque el empleo de la ecuación de Hazen-Williams sea muy generalizado, existen restricciones para su aplicación que de no considerarse se llevará a sobredimensionar la tubería. Por lo anterior se recomienda usar esta ecuación bajo las condiciones siguientes:

- Diámetro superior a 2.0 pug.
- Velocidad de flujo menor a 3.0 m/s
- Apropiada selección del coeficiente de rugosidad, C
- Válida para transporte de agua en condiciones normales
- Resultados comparados con Darcy-Weisbach para un número de Reynolds relativamente alto.

B) ECUACIÓN DE DARCY – WEISBACH

Modelo matemático desarrollado por los ingenieros Henry Darcy y Julios Weisbach, el cual establece que la pérdida de carga es proporcional a la energía cinética por unidad de peso $v^2 / 2g$ del flujo y a la longitud del tubo e inversamente proporcional al diámetro.

Es decir:

$$h_f = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(3.5)$$

Donde:

- h_f : Pérdida de carga por fricción
- L : Longitud de la tubería
- D : Diámetro de la tubería
- f : Coeficiente de fricción
- V : velocidad media

El coeficiente de fricción (f) se sometió posteriormente a investigaciones teóricas y experimentales, encontrándose que depende del número de Reynolds (Re), del flujo y de la rugosidad relativa del tubo K_s/D .

Recordar que el número de Reynolds es un término adimensional que expresa la proporción de energía de inercia que impulsa al fluido de la energía de la viscosidad que resiste al movimiento.

$$Re = \frac{\rho * V * D}{\mu} \dots\dots\dots(3.6)$$

Donde:

μ : es la viscosidad absoluta del agua

ρ : es la densidad del agua

D: Diámetro de la tubería

V: velocidad media

La viscosidad absoluta y la densidad del agua son función de la temperatura, como se puede observar en el cuadro 3.2.

Cuadro 3.2: Densidad y viscosidad absoluta del agua

Temperatura (°C)	Densidad ρ (Kg/m3)	Viscosidad μ (*10 ⁻³ Pa.S)
0	999.9	1.792
5	1000	1.519
10	999.7	1.308
15	999.1	1.14
20	998.2	1.005
30	995.7	0.801
40	992.2	0.656
50	988.1	0.549

Fuente: Libro de Elementos de diseño de acueductos y alcantarillado de López Coalla

En el cuadro 3.3 se muestra los valores de rugosidad absoluta K_s , para diferentes materiales.

Cuadro 3.3: Rugosidad absoluta, K_s

Material	K_s (mm)
Acero galvanizado	0.15
Concreto	0.3 - 3.0
Concreto con revestimiento bituminoso	0.25
Concreto con lamina de refuerzo	0.12
Hierro fundido	0.15
Hierro dúctil	0.25
Hierro galvanizado	0.15
Poliéster reforzado con fibra de vidrio	0.03
Polietileno de alta densidad	0.007
Polivinilo de cloruro	0.0015

Fuente: Libro de Elementos de diseño de acueductos y alcantarillado de López Coalla

Nota:

- **Para un flujo Laminar ($Re < 2000$)**, es decir para flujos de baja velocidad, diámetros pequeños y fluidos de alta viscosidad, el flujo es ordenado y tranquilo, las líneas de corriente del flujo son paralelas.

El coeficiente f de fricción para un flujo laminar se calcula a partir de:

$$f = \frac{64}{Re} \dots\dots\dots(3.7)$$

- **Para un flujo Turbulento ($Re > 4000$)**, el flujo no es ordenado ni tranquilo, las líneas de corriente no son paralelas. En el flujo turbulento es dominante la influencia de la rugosidad absoluta y del diámetro.

El coeficiente f de fricción para un flujo turbulento se calcula a partir de la ecuación de Colebrook-White.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log\left(\frac{k_s}{3.7 D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right) \dots\dots\dots(3.8)$$

Cuadro 3.4: Valores aproximados de K_x (pérdidas locales)

Pieza	K_x	Pieza	K_x
Ampliación Gradual	0.30*	Entrada de borda	1.00
Boquillas	2.75	Entrada abocinada	0.04
Compuerta, abierta	1.00	Medidor Venturi	2.50**
Controlador de caudal	2.50	Reducción gradual	0.15*
Codo de 90°	0.90	Válvula de compuerta, abierta	0.20
Codo de 45°	0.40	Válvula de ángulo, abierta	5.00
Codo de 22° 30'	0.20	Válvula tipo globo, abierta	10.00
Rejilla	0.75	Salida tubo	1.00
Curva de 90°	0.40	Te, pasaje directo	0.60
Curva de 45°	0.20	Te, salida de lado	1.30
Curva de 22° 30'	0.10	Te, salida bilateral	1.80
Entrada redondeada ($r = D/2$)	0.23	Válvula de pie	1.75
Entrada normal en tubo	0.50	Válvula de retención(check)	2.50

* Los valores indicadores para válvulas tipo globo se aplican también a llaves de regaderas y válvulas o llaves de descarga

3.3 CONDUCTOS CERRADOS A GRAVEDAD

Los conductos cerrados a gravedad tienen un comportamiento igual al de un canal.

Considerando que el flujo es uniforme, para los propósitos de cómputo utilizamos la ecuación de Chezy, desarrollada en 1775 y la ecuación de Manning, desarrollada en 1889.

Chezy establece que:

$$V = C * \sqrt{R * S} \dots \dots \dots (3.10)$$

Donde:

V: velocidad promedio en m/s

C: Coeficiente de Chezy

R: Radio hidráulico

S: Pendiente del canal o línea de carga

En la fórmula de Chezy aparece un coeficiente(C) que tiene una estructura que está en función de las características de escurrimiento y de la naturaleza de las paredes que se han calculado con diversas ecuaciones. Según que fórmula se utilice para la evaluación de C, así se denomina la fórmula de Chezy. La más usual es la fórmula de Manning para el cálculo de C, donde:

$$C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}} \dots\dots\dots (i)$$

Reemplazando (i) en la ecuación (3.10). Tenemos la fórmula de Manning para el cálculo de la velocidad promedio.

$$V = (R^{2/3} * S^{1/2}) / n \dots\dots\dots (3.11)$$

Donde:

V : velocidad promedio en m/s

R : Radio hidráulico

S : Pendiente del canal o línea de carga

n : Coeficiente rugosidad del canal o tubería.

De la ecuación (3.11), se puede desprender una ecuación para tubo lleno. Sabemos que, para condiciones de tubo lleno.

$$R = \frac{\pi * D^2 / 4}{\pi * D} = \frac{D}{4} \dots\dots\dots (ii)$$

$$Q = V * A \dots\dots\dots (iii)$$

Reemplazando (ii) y (iii) en la ecuación (3.11). Tenemos la fórmula de Manning para tubo completamente lleno.

$$Q = \frac{A}{n} \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} * S^{1/2} \dots\dots\dots (3.12)$$

Cuadro 3.5. Valores del Coeficiente “n” para usarse en la fórmula de Manning.

Material de la tubería	n
Conductos Cerrados	
Asbesto-cemento	0.011 – 0.015
Concreto interior liso	0.011 – 0.015
Concreto interior rugoso	0.015 – 0.017
Arcilla vitrificada, gres	0.011 – 0.015
PVC y fibra de vidrio	0.010 – 0.015
Metal corrugado	0.022 – 0.026
Conductos Abiertos	
Revestimiento en ladrillo	0.012 – 0.018
Revestimiento en concreto	0.011 – 0.020
Revestimiento rip-rap	0.020 – 0.035
Sin revestimiento	0.018 – 0.035

Fuente: Libro de Elementos de diseño de acueductos y alcantarillado de López Coalla

Nota: De la ecuación de Manning y Chezy se desprende que la capacidad de transporte aumenta al incrementarse el radio hidráulico o si disminuye el perímetro mojado.

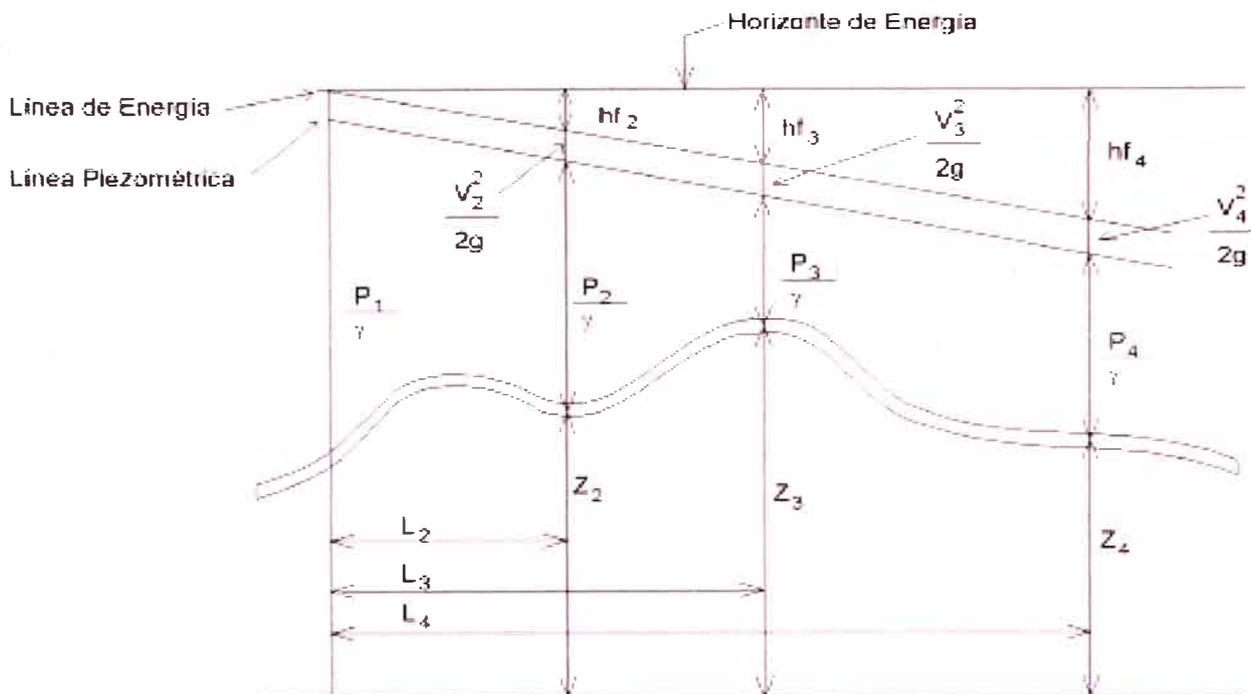
3.4 CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS EN LA CONDUCCIÓN

Esta parte tiene el objetivo de proporcionar los principales parámetros hidráulicos de conducción y criterios de trazo que se debe de tener en cuenta.

a) Cálculos hidráulicos en tuberías que trabajan a presión

La energía disponible en una sección cualquiera de la tubería, está dada por la suma de las cargas de posición (Z), de presión ($\frac{P}{\gamma}$) y la cinética o de velocidad $\frac{v^2}{2g}$ de acuerdo a la figura 3.1

Fig. 3.1: Gradiente hidráulico y de energía



En otras palabras la energía queda definida como:

$$E = Z + \frac{P}{\gamma} + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(3.13)$$

Donde:

E: Energía disponible (m)

Z: Carga de posición (m)

$\frac{P}{\gamma}$: Carga de presión (m)

$\frac{V^2}{2g}$: Carga de velocidad (m)

P = Presión en el tubo (kg/m²)

γ = Peso específico del agua (kg/m³)

V = Velocidad del flujo (m/s)

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

Aplicando el teorema de Bernoulli entre dos secciones se tiene:

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + h_{t_{1-2}} \dots\dots\dots(3.14)$$

Siendo:

$h_{t_{1-2}}$: Pérdidas de carga entre la sección (1) y la sección (2) (m)

Las pérdidas de energía se deben a la fricción en la tubería y los accesorios o piezas especiales, tales como: reducciones, tees, codos, válvulas, etc.

En general:

$$h_{t_{1-2}} = h_{f_{1-2}} + h_{x_{1-2}} \dots\dots\dots(3.15)$$

Donde:

h_f = Pérdidas por fricción (m)

h_x = Pérdidas locales debidas a accesorios (m)

Nota:

De la figura 3.1, se define lo siguiente:

- A la línea que une todos los puntos cuyo valor es igual a la energía disponible E, se le llama **Línea de Energía (LE) o Línea de Gradiente de Energía.**
- A la línea que une todos los puntos cuyo valor está separado de la línea de energía por un valor igual a $(V^2/2g)$, se le llama **Línea Piezométrica (LP) o Línea de Gradiente Hidráulico.**
- **La Carga Disponible (CD)** es la altura de la línea piezométrica, referida al terreno natural (TN), esto es: **$CD = LP - TN$.**

b) Cálculos hidráulicos en canales

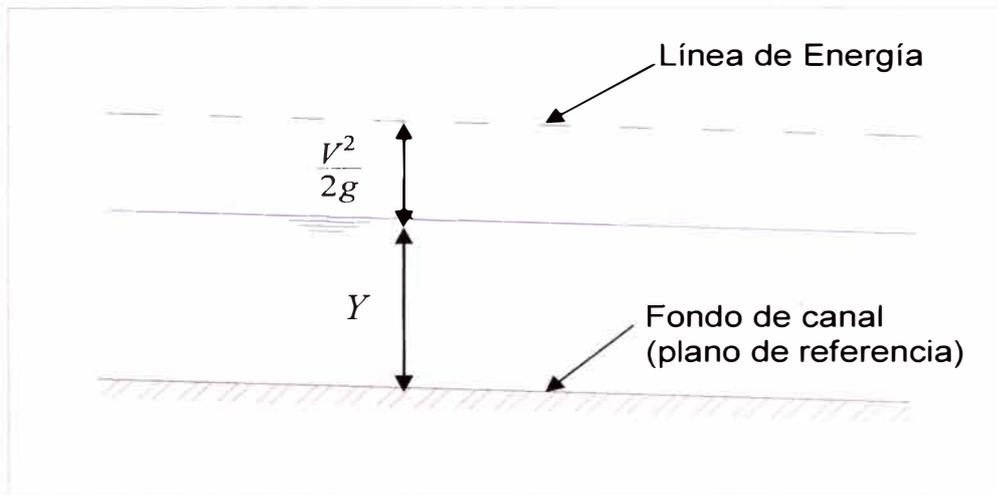
La energía (E) disponible en una sección cualquiera de un canal es igual a la suma del tirante (Y), la energía de velocidad $\alpha * V^2 / 2g$ y la elevación (Z) del fondo con respecto a un plano horizontal de referencia de acuerdo y se expresa así.

$$E = Y + \alpha * \frac{V^2}{2g} + Z \dots\dots\dots(3.16)$$

Si se toma como plano de referencia el fondo del canal, la energía así calculada se denomina **energía específica (E)**. Por lo que para este caso consideramos Z=0, además tomaremos el valor de la unidad para el coeficiente de coriolis ($\alpha=1$), entonces tenemos que:

$$E = Y + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(3.17)$$

Fig. 3.2: Energía Específica



La expresión 3.17 también se puede expresar en función del gasto Q y el área A de la sección transversal, que es una función del tirante Y ($V=Q/A$)

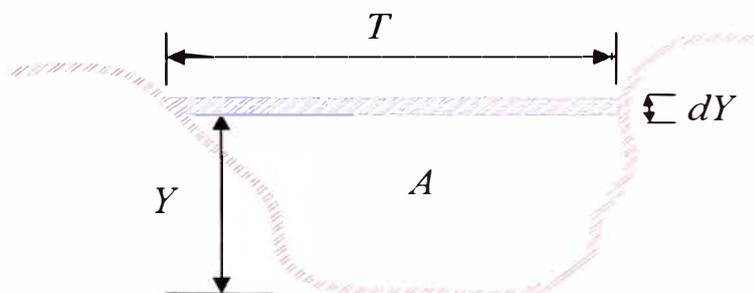
$$E = Y + \frac{Q^2}{2gA^2} \dots\dots\dots(3.18)$$

Si se deriva la expresión 3.18, respecto al tirante se tiene

$$\frac{dE}{dY} = 1 - \frac{Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dY} \dots\dots\dots(3.19)$$

Esta expresión es aplicable para una sección cualesquiera, como el que se observa en la figura 3.3

Fig. 3.3: Sección de un canal



Donde para un valor del tirante Y , que es variable, hay un valor de área A y un ancho superficial T . El diferencial de área es:

$$dA = T * dY$$

Entonces:

$$\frac{dA}{dY} = T \dots\dots\dots(3.20)$$

Reemplazando la expresión 3.20 en la expresión 3.19 se obtiene

$$\frac{dE}{dY} = 1 - \frac{Q^2}{gA^3} * T \dots\dots\dots(3.21)$$

Si esta última ecuación igualamos a cero, obtendremos entonces el mínimo valor de energía con que puede escurrir un gasto Q en un canal dado y que corresponde a las condiciones críticas.

$$\frac{dE}{dY} = 1 - \frac{Q^2}{gA^3} * T = 0$$

De la expresión anterior tenemos,

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \dots\dots\dots(3.22)$$

Para definir el régimen de la conducción, se utilizará el número de Froude (F) donde definimos como.

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \frac{A}{T}}} \dots\dots\dots(3.23)$$

Donde:

F: Número de Froude

V: Velocidad media del agua, en m/s

A: Área hidráulica, en m².

T: Ancho de la superficie libre del agua, en m.

g: Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

Definiéndose los siguientes rangos:

F<1: Régimen subcrítico

F=1: Régimen crítico

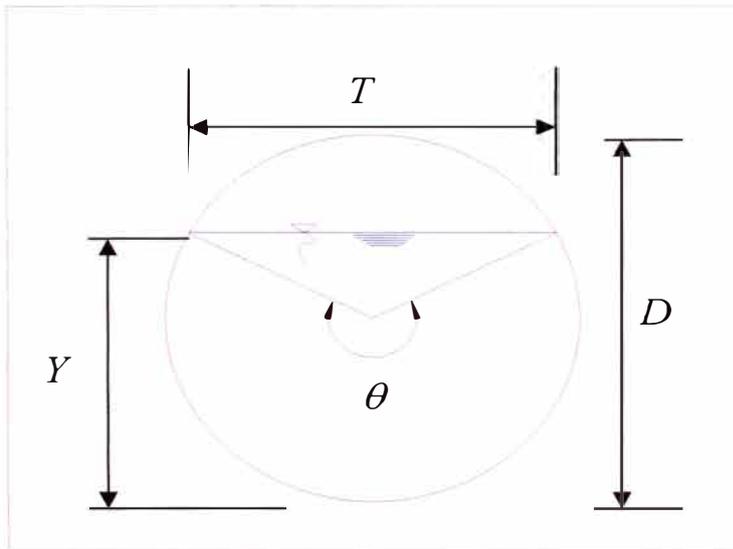
F>1: Régimen supercrítico

Deberá evitarse el diseño de conducciones en régimen crítico, mientras que el régimen supercrítico deberá limitarse a estructuras como rápidas de descarga o conducciones de poca longitud.

i) Aplicación para el caso particular de una sección circular

Se da el caso particular para tuberías que no conducen a tubo lleno, es decir su comportamiento es como la de un canal. Sea la sección circular mostrada en la figura 3.4

Fig. 3.4: Sección circular de un canal



Donde:

- θ : Ángulo central de la sección hidráulica expresado en radianes
- Y : Tirante en (m)
- D : Diámetro de la tubería en (m)
- T : Ancho de la superficie libre del agua, en (m).

Para la sección anterior determinamos.

- **Área de Sección Hidráulica (A)**, dada por la expresión:

$$A = \frac{D^2}{8} * (\theta - \text{sen } \theta) \dots\dots\dots (3.24)$$

- **Radio Hidráulico (R)**, dada por la expresión:

$$R = \frac{D}{4\theta} * (\theta - \text{sen } \theta) \dots\dots\dots (3.25)$$

- **Ancho de Superficie Libre (T)**, dada por la expresión:

$$T = 2 * \text{sen}(\frac{\theta}{2}) \dots\dots\dots (3.26)$$

- **Ecuación para el cálculo del ángulo central de la sección hidráulica**, de la ecuación de Manning tenemos.

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{R^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

Si reemplazamos las ecuaciones 3.24 y 3.25 en esta última expresión, obtenemos:

$$Q * n = \frac{D^{8/3} * (\theta - \text{sen}\theta)^{5/3} * S^{1/2}}{2^{13/3} * \theta^{2/3}} \dots\dots\dots(\beta.27)$$

Esta última expresión nos permitirá determinar el ángulo central θ de la sección hidráulica expresado en radianes. Donde Q, n y S son conocidos y la única incógnita sería θ . Claro está que para su resolución se acudirá a los métodos numéricos.

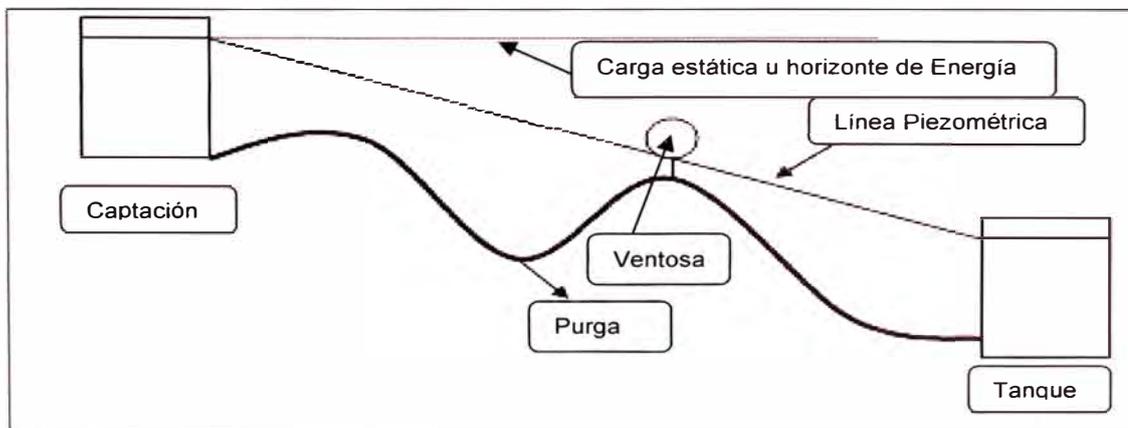
c) Consideraciones a tener en cuenta en el trazado de la tubería de conducción.

Para el trazado de tubería, se debe de tener en cuenta la posición de ésta en relación con la línea piezométrica de acuerdo a la topografía existente. Se obtendrán diferentes esquemas de trazados, algunos de los cuales son:

c.1) Tubería por debajo de la línea piezométrica (conducción forzada)

En este caso ideal, el cual debe procurarse siempre que sea posible.

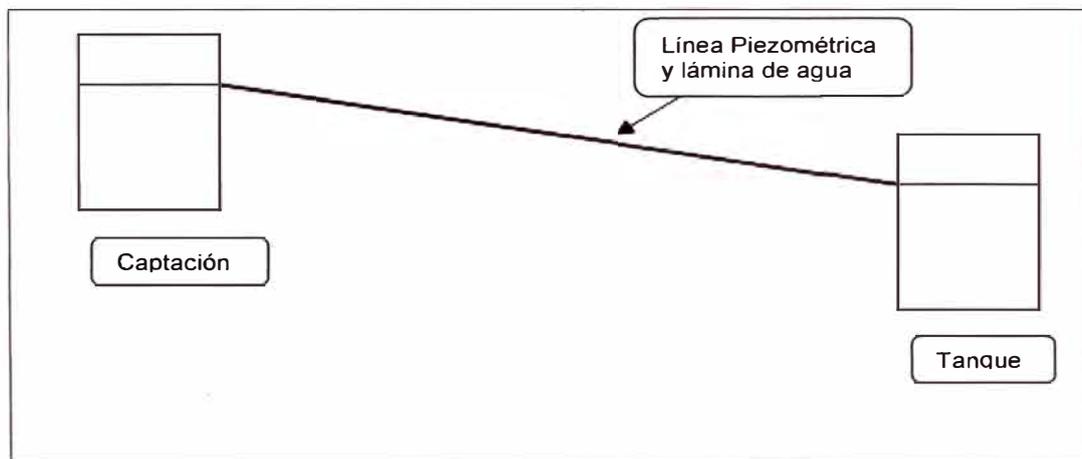
Fig. 3.5: Conducción forzada



En esta conducción se deben instalar accesorios especiales como válvulas de purga en los puntos bajos para realizar las labores de limpieza periódica, y válvulas de expulsión de aire (ventosas) en los puntos altos. La descripción del funcionamiento y de las especificaciones de estos accesorios se hace más adelante.

**c.2) Lámina de agua coincidente con la línea piezométrica
(conducción libre)**

Fig. 3.6: Conducción libre

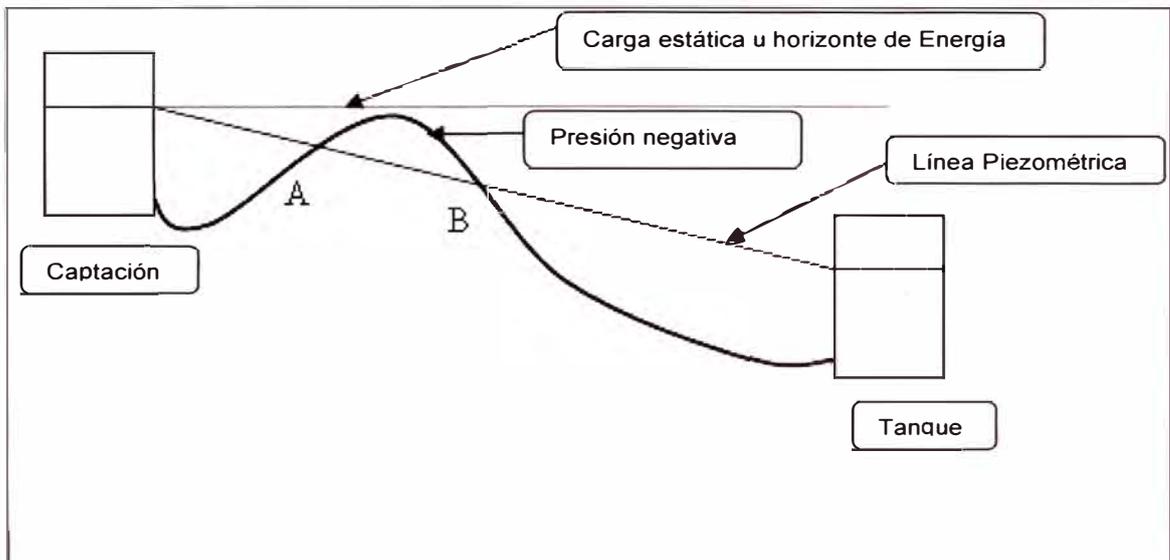


Este caso no tiene problemas desde el punto de vista hidráulico pero es raro de encontrarse con este tipo de conducción.

c.3) Tubería por encima de la línea piezométrica.

En este caso el tramo A-B indicado en la figura 3.4 estará en condiciones de presión negativa (presión menor a la atmosférica), con lo cual sería difícil evitar la entrada de aire a la tubería y por lo tanto no se puede instalar ventosas.

Fig. 3.7: Tubería bajo presión negativa

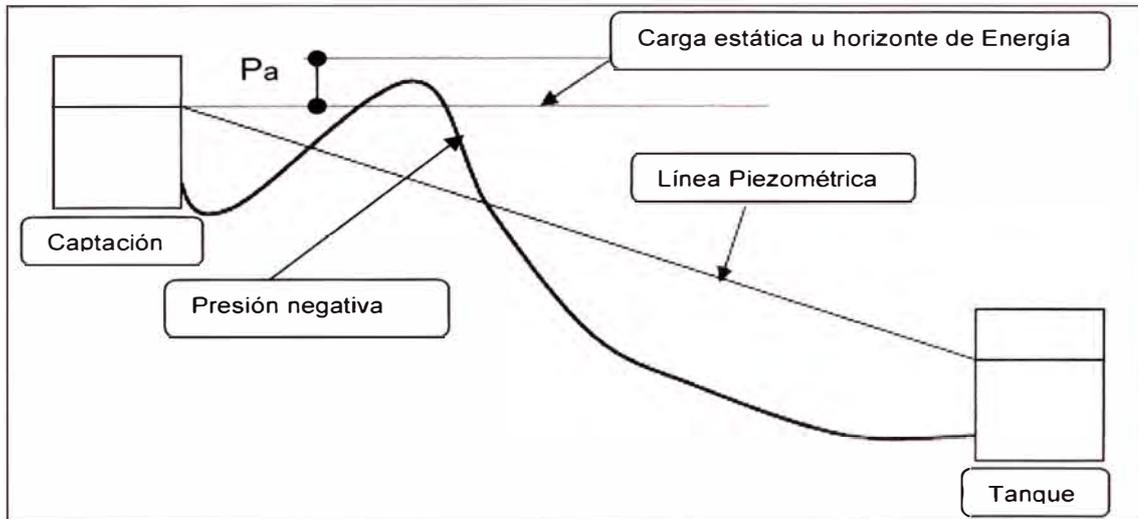


c.4) Tubería por encima del plano de carga estática

Si la tubería se encuentra por encima del plano de carga estática y por debajo del plano de carga estática más la presión atmosférica, se constituye un sifón y por lo tanto habrá necesidad de la instalación del equipo necesario para cebar el sifón (Ver figura 3.5).

La máxima sobre elevación respecto del plano de carga estática del eje de la tubería debe admitir una presión tal que evite la discontinuidad en el escurrimiento por desprendimiento de vapor, ésta presión no debe ser inferior a la de vaporización del fluido a la temperatura de operación del sistema. En el punto alto se debe de tener un valor de velocidad que sea lo adecuado para arrastrar las burbujas de aire y así evitar el fenómeno de *cavitación* que líneas abajo se explicará este fenómeno.

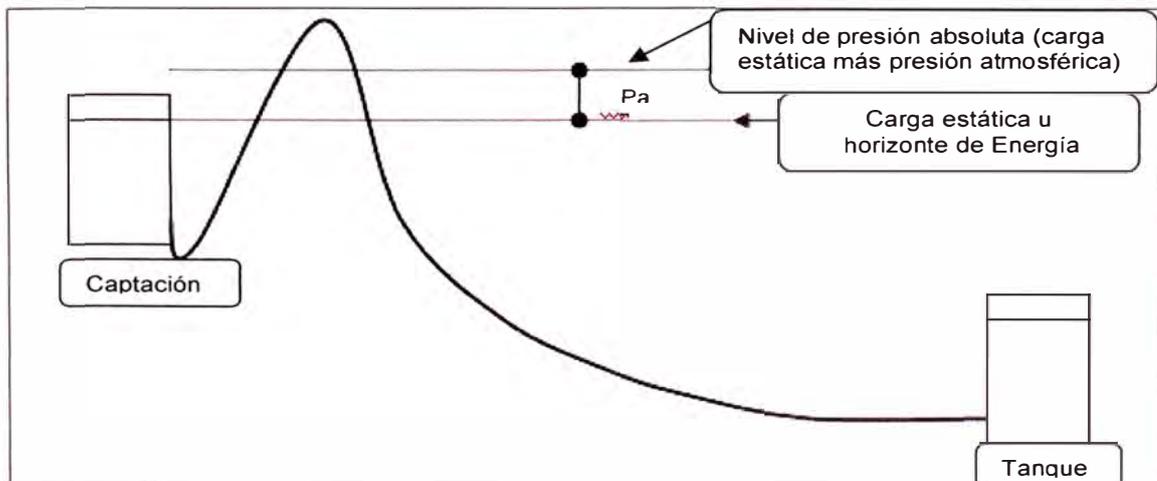
Fig. 3.8: Sifón



c.5) Tubería por encima del plano de carga estática de presión absoluta

Definimos el plano de carga estática de presión absoluta como aquella donde está considerada la presión de carga estática más la presión atmosférica. Como se observa en la figura 3.6 en este caso es imposible el flujo por gravedad y será necesaria la utilización de un equipo de bombeo.

Fig. 3.9: Tubería con flujo imposible por gravedad



El eje de la tubería está por encima del plano de presión absoluta, por lo que no se puede diseñar como un sifón, y es necesaria la utilización de una bomba hidráulica.

3.5 DISPOSITIVOS Y/O ACCESORIOS EN LA LINEA DE CONDUCCIÓN

a) Válvula de Purga

Son válvulas instaladas lateralmente en todos los puntos bajos del trazado (no debe de ubicarse en zonas planas), estas válvulas cumplen la función de hacer la limpieza producto de la sedimentación en los puntos bajos. La derivación se hace por medio de una te cuyo diámetro mínimo es de 2.0 pulg. En algunos casos es necesario colocar estructuras de disipación, cuando la velocidad de salida sea muy alta.

El Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) recomienda textualmente lo siguiente: *las válvulas de purga se colocarán en los puntos bajos, teniendo en consideración la calidad del agua a conducirse y la modalidad de funcionamiento de la línea. Las válvulas de purga se dimensionarán de acuerdo a la velocidad de drenaje, siendo recomendable que el diámetro de la válvula sea menor que el diámetro de la tubería.*

Cuadro 3.6: Diámetro de la Válvula de Purga

Tubería Principal (pulg.)	Purga Diámetro (pulg.)
3 a 10	2
12 a 14	3
16 a 20	4
24 a 30	6
32 a 38	8
> 40	10

Fuente: Libro de Elementos de diseño de acueductos y alcantarillado de López Coalla

b) Válvula de Aire o Ventosa

Son válvulas de admisión o expulsión de aire, de funcionamiento automático, que deben ubicarse en los puntos altos del trazo, siempre que la presión en dicho punto no sea muy alta o sea menor que la presión atmosférica.

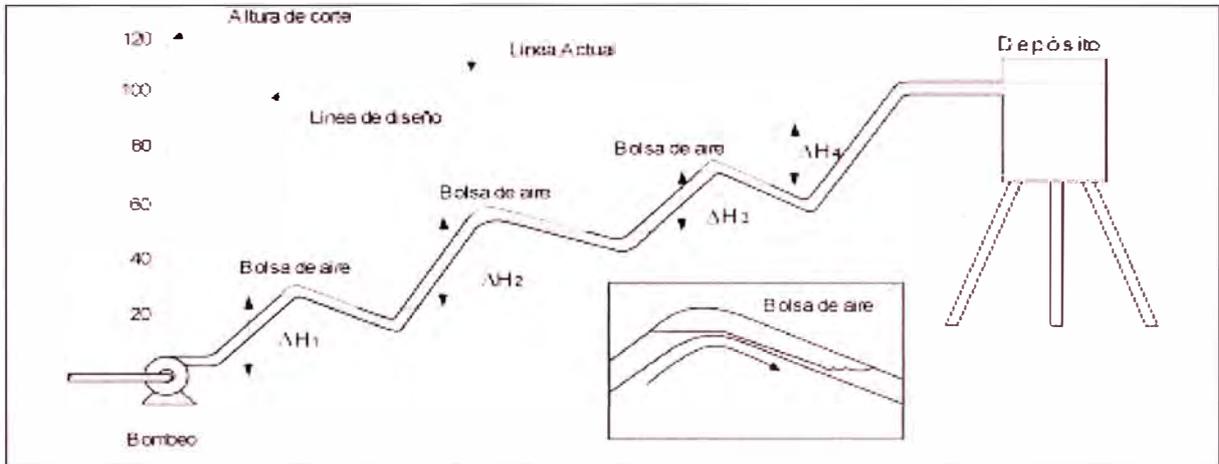
En general, en las válvulas de aire de acción simple (expulsión de aire) el diámetro es de 1/12 del diámetro de la tubería principal o de 1/8 del diámetro para válvulas de aire de doble acción (expulsión y admisión de aire). El diámetro mínimo para tuberías principales de 4.0pulg. o menos es de 2.0pulg., y para tuberías superiores de 4.0pulg. el diámetro mínimo es de 3.0pulg.

El Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) recomienda textualmente lo siguiente: *En las líneas de conducción por gravedad y/o bombeo, se colocarán válvulas extractoras de aire cuando haya cambio de dirección en los tramos con pendiente positiva. En los tramos de pendiente uniforme se colocarán cada 2.0km como máximo. Si hubiera algún peligro de colapso de la tubería a causa del material de la misma y de las condiciones de trabajo, se colocarán válvulas de doble acción (admisión y expulsión). El dimensionamiento de las válvulas se determinará en función del caudal, presión y diámetro de la tubería.*

A continuación describiremos los problemas relacionados al de aire en las tuberías, y cuán importante es la ubicación de las válvulas de aire o ventosas

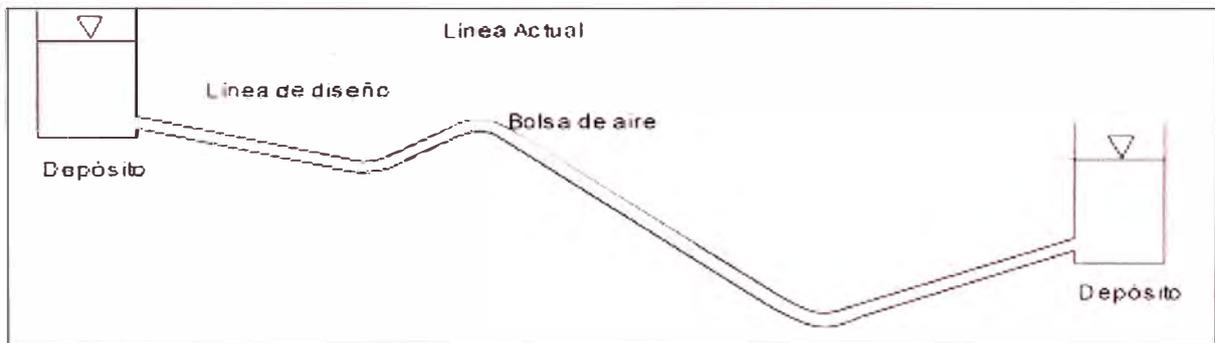
i) Disminución del flujo: Al tener aire dentro de las tuberías se formaran bolsas de aire en los puntos de variación de la pendiente. Cuando se tienen equipos de bombeo, se requerirá una mayor presión con menor eficiencia de la bomba. En los conductos por gravedad, debido a que no existe presión para empujar el aire, se tendrán mayores problemas teniéndose en ocasiones cese de flujo (ver figuras 3.7. y 3.8)

Fig. 3.10: Cese del flujo debido a bolsas de aire en una tubería a presión



$$\Delta H_1 + \Delta H_2 + \Delta H_3 + \Delta H_4 = \text{Altura de corte (120 m)}$$

Fig. 3.11: Cese del flujo debido a bolsas de aire en una tubería a baja presión (gravedad)



ii) **Cavitación:** Dentro de la tubería, al reducirse la sección, aumenta la velocidad, teniéndose una caída local de presión y la formación de burbujas de vapor, las cuales colapsan cuando las condiciones de flujo vuelven a ser normales, provocando erosión.

Dicho de otra forma, se denomina cavitación al fenómeno de formación y desaparición rápida de burbujas (cavidades) de vapor en el seno del líquido. Las burbujas se forman en la zona de menor presión, y al ser conducidas a zonas de mayor presión explotan produciendo un ruido característico, la ruptura de las

burbujas producen tensiones muy fuertes que pueden hacer colapsar a la tubería.

La acción destructiva de la cavitación puede ser evitada suministrando aire a la tubería.

iii) Exactitud de medidas y contadores: La presencia de aire en el agua provoca un error en los medidores de flujo, ya que muchos medidores se basan en la velocidad del flujo. La velocidad del aire, a igualdad de presión y temperatura, es 29 veces superior a la del agua.

Evacuando el aire en las proximidades de los medidores se garantiza la exactitud de las medidas.

3.6 PARAMETROS Y CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCIÓN

Los diferentes parámetros que debemos tener en cuenta y criterios para el diseño de la línea de conducción son las siguientes:

3.6.1 Periodo y caudal de diseño

El periodo de diseño para una línea de conducción va desde 15 a 30 años, según las características del tamaño del proyecto. Tener en cuenta también los parámetros indicados en el Reglamento Nacional de Edificaciones ya descritos en el capítulo II.

El caudal de diseño para una línea de conducción, siempre que exista tanque de almacenamiento es el *Caudal Máximo Diario*, caso contrario se deberá diseñar para el *Caudal Máximo Horario*. En el caso particular que no se contara con el caudal máximo diario ya sea por diversas circunstancias, pero si se cuenta con un caudal superior al caudal promedio diario, entonces se puede diseñar para este caudal la línea de conducción, con la salvedad que se debe de construir un reservorio de regulación.

3.6.2 Presión de diseño

La presión de diseño debe ser menor a la presión de servicio de la tubería, ello va depender del tipo y clase de la tubería que se esté usando. La presión de diseño corresponde al valor de la presión estática máxima obtenida del perfil de trazado multiplicado por un factor de seguridad de 1.3, es decir:

$$\text{Presión de diseño} = 1.3 * (\text{Presión máxima estática})$$

$$\text{Presión de diseño} < \text{Presión de servicio o de trabajo de tubería}$$

En el cuadro 3.7 podemos observar la clasificación de tuberías para la serie métrica el cual se hace por clases; la clase corresponde a la presión recomendable de trabajo o también llamado presión de servicio, de este modo una tubería Clase 10 soporta una presión recomendable de 10 kg/cm² equivalente a 100m de H₂O , una clase 7, a 7 kg/cm² equivalente a 70m de H₂O , etc. El diseño de la tubería también se basa en la relación que existe entre el espesor de pared y el diámetro externo del tubo. Dándole un espesor de pared necesario al tubo respecto a su diámetro dependiendo de la presión que va a soportar.

Cuadro 3.7: Clases comerciales y su presión de trabajo o de servicio

Clase	PT (kg/cm ²)	PT (m H ₂ O)
5	5.0	50
7	7.0	70
10	10.0	100
14	14.0	140

3.6.3 Diseño hidráulico de la tubería

- Para Tuberías a Presión se usará las ecuaciones de Hazen – Williams o las de Darcy – Weisbach, teniendo las condiciones planteadas anteriormente en este capítulo.
- Para canales preferentemente usaremos las ecuaciones de Manning, planteadas en este capítulo.

3.6.4 Velocidad mínima y máxima

- Para tuberías a presión en la línea de conducción la velocidad de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) debe de estar comprendida entre 0.6m/s y 5.0m/s para el caso de tuberías de PVC. Mientras que para tuberías de concreto debe de estar entre 0.6m/s y 3.0m/s.
- El Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) establece que la velocidad de flujo en un canal no debe producir depósitos ni erosiones y en ningún caso será menor que 0.6m/s.

CAPÍTULO IV: DESARROLLO DEL TEMA

4.1 DESCRIPCION GENERAL

a) **Justificación del proyecto integral.**

De acuerdo a los estudios en la zona que contempla el proyecto se ha identificado el siguiente problema: “La población de los anexos de Uchupampa y Condoray tienen deficiente y limitado acceso al agua potable”, debido a factores como al deficiente trazo de la actual línea de conducción, las deficiencias en la operación y mantenimiento, antigüedad del actual reservorio, crecimiento de la población hacia elevaciones por encima de la ubicación actual del reservorio e incremento de la población flotante debido a la afluencia del turismo. Todo ello hace que la demanda de agua aumente considerablemente y se proyecte un Reservorio de mayor capacidad a un nivel que esté por encima de la población de estos anexos.

b) **Horizonte del tema a desarrollar.**

El presente trabajo está orientado al *DISEÑO HIDRÁULICO* de los cambios de trazo en tres tramos de la línea de conducción existente, que está contemplado dentro del proyecto “*EXPEDIENTE TÉCNICO MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE LOS ANEXOS UCHUPAMPA Y CONDORAY – LUNAHUANA*”, el cual nos permitirá sustentar los cambios, que en este caso consistirá en el cambio de trazo en tres tramos de la línea de conducción, además de la ubicación de accesorios de mantenimiento como son las válvulas de purga y válvulas de aire, así como la ubicación y capacidad del reservorio proyectado.

c) **Situación actual de la línea de conducción.**

La línea de conducción actual del sistema de agua potable de las localidades de Uchupampa y Condoray, está conformado por dos líneas principales:

- La primera se extiende por la margen izquierda del río cañete, desde la captación ubicado en el anexo de Jacayita, distrito de Pacarán proveniente de galerías filtrantes hasta al reservorio existente de capacidad de 60m³ ubicado en el anexo Uchupampa, línea de conducción con tubería de PVC, DN=160 mm, C-7.5 y de 4.50 km de longitud. (Ver figura 4.1). Cabe indicar que la

captación Jacayita se encuentra a 594.15msnm y el caudal aforado es de 2.9 LPS en época de estiaje.

- La segunda se extiende por la margen derecha del río cañete, desde la captación ubicada en el anexo de Catapalla, distrito de Lunahuaná proveniente de un manante superficial hasta interceptar a la primera línea de conducción arriba indicado a la altura del puente carrozable catapalla (Ver figura 4.1), línea de conducción con tubería de PVC, DN=110 mm, C-7.5 y de 4.70 km de longitud aproximadamente. Cabe indicar que la captación Catapalla se encuentra aproximadamente a 600msnm y el caudal aforado en el intercepto a la primera línea de conducción es de 5.1 LPS en época de estiaje.

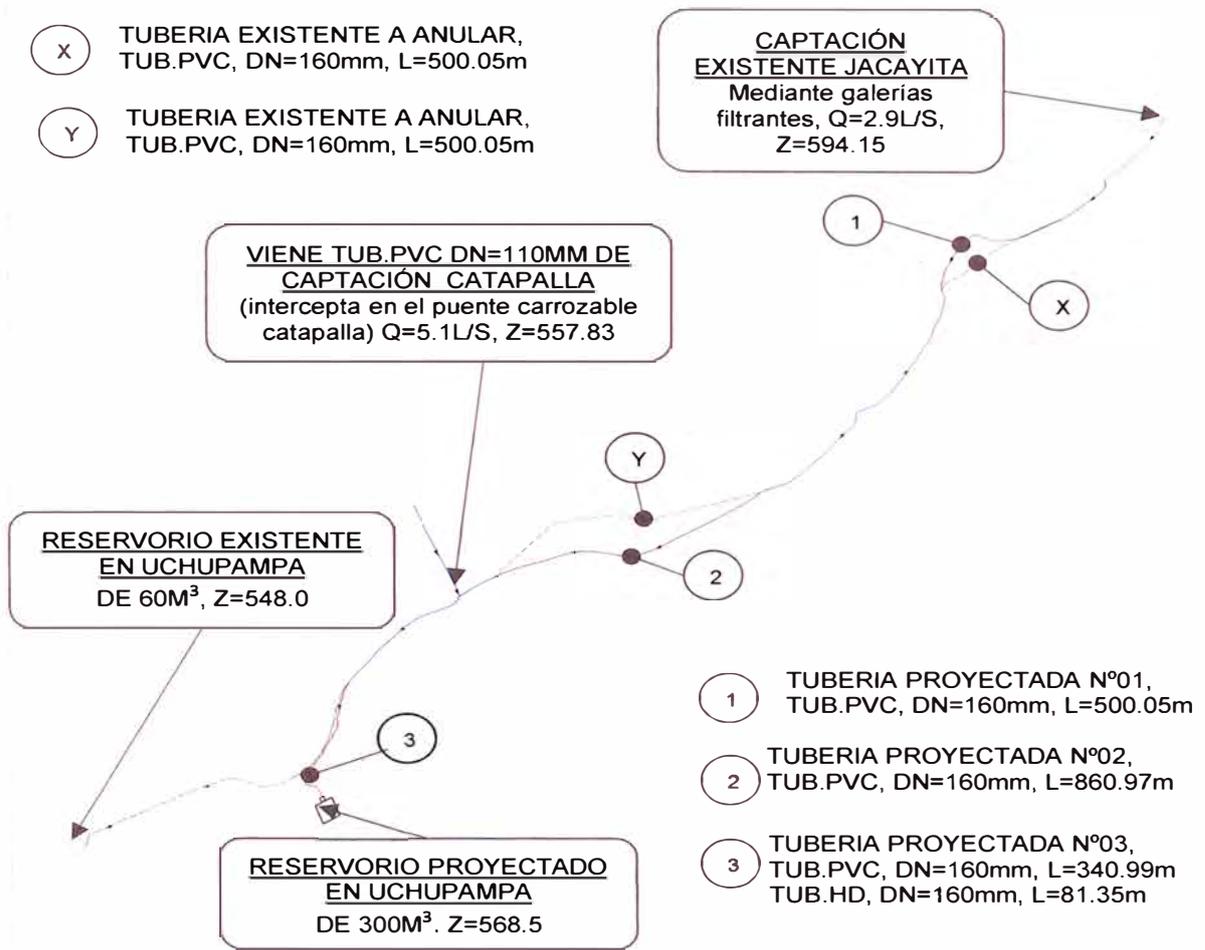
De lo indicado líneas arriba podemos deducir que el caudal teórico que llega al reservorio existente es de 8.0 LPS en época de estiaje.

d) Deficiencias detectadas en la línea de conducción actual.

De la inspección durante las visitas a la zona de estudio, se detectó que los problemas más relevantes se encuentran en la **primera línea de conducción (captación Jacayita – reservorio existente)**, tales como:

- El diámetro nominal de la tubería en esta línea es de 160mm, y el caudal aforado en época de estiaje es de 2.9 LPS, por lo que para esta condición se observó que la conducción no está a tubo lleno, es decir la línea de conducción trabaja como un canal.
- En el recorrido no se observó válvulas de purga ni válvulas de aire (ventosas), accesorios que son necesarios para su mantenimiento y correcto funcionamiento.
- Existen tramos en la actual línea de conducción que pasa por propiedades privadas (chacras), y zonas inestables aledañas al río cañete, como es el caso del “*TRAMO Y*”; donde en algunos puntos se ha encontrado instalaciones clandestinas. Ver figura 4.1
- Además existen tramos como es el caso del “*TRAMO X*”; donde no se han profundizado adecuadamente la tubería, debido a la existencia de roca fija. En esta zona existe acumulación de aire debido a la presencia de cambios bruscos de pendiente en el perfil longitudinal y la excesiva cantidad de codos, originando así bolsas de aire que dificultan el paso normal del agua. Ver figura 4.1

Figura 4.1: Esquema general de la modificación de línea de conducción existente (captación jacayita-reservorio proyectado)



e) Estructuras proyectadas y modificaciones al actual trazo de la línea de conducción.

Las modificaciones en la actual línea de conducción y planteamiento de nuevas estructuras, se han hecho en función a la evaluación realizada en campo, levantamiento topográfico de la línea de conducción (captación jacayita-reservorio proyectado) y análisis en gabinete, los cuales se justificará con los planos topográficos y cálculos hidráulicos.

Aprovechando la figura 4.1 podemos indicar las principales modificaciones de trazo y proyección de nuevas estructuras, entre las cuales tenemos:

- Modificación al trazo actual del “*TRAMO X*” por el “*TRAMO N°01*”, por los motivos especificados en el ítem 4.1.4. “El *TRAMO N°01*” en los planos comprende entre las progresivas 0+440 a 0+940 y se caracteriza por que pasa al costado de una red de agua antigua de un material semisuelto, el cual facilitará los trabajos de excavación.
- Modificación al trazo actual del “*TRAMO Y*” por el “*TRAMO N°02*”, por los motivos especificados en el ítem 4.1.4. EL “*TRAMO N°02*” en los planos comprende entre las progresivas 1+800 a 2+660 y se caracteriza por que pasa al costado de la carretera, evitando así el paso por propiedades privadas y zonas de derrumbe.
- Trazo del “*TRAMO N°03*” para empalmar con la nueva ubicación del Reservoirio proyectado de capacidad de 300M³, el cual se encuentra en la parte alta del anexo de Uchupampa. El “*TRAMO N°03*” en los planos comprende entre las progresivas 3+200 a 3+620.5, donde en los primeros 80m de este tramo existe un macizo rocoso con pendiente muy pronunciada. Es por ello que se colocará en estos primeros 80m tuberías de hierro dúctil que irán ancladas sobre roca, y en el resto de tramo se colocará tuberías de PVC. hasta llegar al reservoirio.
- Proyección de un Reservoirio de capacidad de 300M³ a la cota 568.5msnm. Aproximadamente 20m encima del antiguo Reservoirio de capacidad de 60M³.
- Proyección de cuatro cámaras de válvulas de purga y cuatro cámaras de válvulas de aire. Su ubicación se especifica en los planos.

4.2 DETERMINACIÓN DE PERIODO DE DISEÑO

El periodo de diseño adoptado es de 15 años, esto se hizo tomando en cuenta los criterios adoptados por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento ya descritos en el capítulo II (cuadro 2.1) que está en función de la cantidad de habitantes, ya que la población actual de los anexos de Condoray y Uchupampa es de 2082 tal como se justificará a continuación.

4.3 CÁLCULO DE POBLACIÓN DE DISEÑO

a) ANTECEDENTES

La población del distrito de Lunahuaná a lo largo de estos últimos 15 años se ha ido incrementando (ver cuadro 4.1 y figura 4.1), debido básicamente a la afluencia del turismo y esto ha hecho que el sector comercio también se incremente, esto se refleja en la inversión de negocios de hotelería, restaurantes y lugares de recreación campestre. Así también se ha incrementado la actividad agrícola y vinícola.

Conjuntamente a este crecimiento de la población fija, también se ha incrementado la población flotante (población que está establecida durante los fines de semana o feriados largos), debido a la afluencia del turismo como se había mencionado.

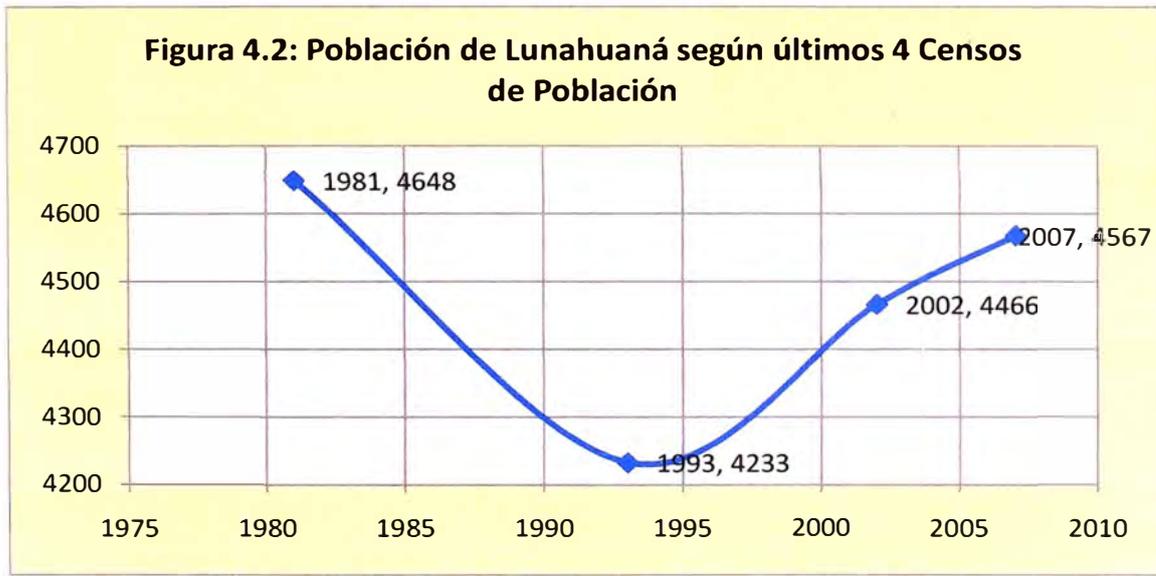
Se ha encontrado datos censales proporcionados por el INEI para la población del distrito de Lunahuaná, mas no así para los anexos de Uchupampa y Condoray. Pero el comportamiento del distrito en sí representa también el comportamiento de sus anexos, los cuales tendrán una misma tasa de crecimiento.

Cuadro 4.1: Datos censales del distrito de Lunahuaná

Año del Censo	Población
1981	4648
1993	4233
2002	4466
2007	4567

Fuente: INEI

Para estimaciones de proyecciones de población, debemos de tomar datos representativos. Podemos observar en el cuadro anterior y la figura 4.1, que los datos representativos, son los de los censos de 1993, 2002 y 2007, ya que el del año 1981 al 1993 hubo una disminución de la población que ocurrió debido a fenómenos políticos – sociales ocurridos en esa época.



b) DATOS REPRESENTATIVOS PARA EL DISTRITO DE LUNAHUANÁ

Cuadro 4.2: Datos censales representativos del distrito de Lunahuaná

Año del Censo	Población
1993	4233
2002	4466
2007	4567

Lo cual llevando estos datos a un grafico tenemos:



c) CÁLCULO DE LA POBLACIÓN ACTUAL DE LOS ANEXOS DE UCHUPAMPA Y CONDORAY

Según el padrón de la Junta Administradora de los servicios de Saneamiento (JASS) de los anexos de Uchupampa y Condoray al año 2009, la cantidad de viviendas es de 347.

Para la estimación de la cantidad de habitantes al año 2009 en estos anexos, se utilizará dato proporcionado por el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) el cual establece que la cantidad de habitantes por vivienda (hab/viv) para zonas rurales que estima a 6hab/viv.

Cuadro 4.3: Cantidad de viviendas en los anexos de estudio

Anexos. Uchupampa y Condoray 2009	
Numero de viviendas	347

Fuente: Padrón de la JASS

Cuadro 4.4: Número de habitantes por vivienda según RNE

Anexos. Uchupampa y Condoray 2009	
Numero de hab/viv :	6.00

De los datos proporcionados en los cuadros 4.3 y 4.4, determinamos que para el año 2009, la población de los Anexos de Uchupampa y Condoray asciende a $347 \times 6 = 2082$ hab.

Cuadro 4.5: Población actual de los anexos de estudio

Anexos. Uchupampa y Condoray 2009	
Total de habitantes	2082

d) CÁLCULO DE LA POBLACIÓN FIJA DE ESTUDIO AL AÑO 2024

El cálculo de la tasa de crecimiento se hizo para tres métodos (método de interés simple, método exponencial y método de progresión geométrica). Ver cuadro 4.6, y se tomó la media de las tasas obtenidas para cada método. Los resultados de la población al año 2024, es decir para un periodo de diseño de 15 años y para los métodos arriba mencionados se observa en el cuadro 4.7.

Cuadro 4.6: Cálculo de la tasa de crecimiento de la población de Lunahuaná según últimos 3 Censos

CENSOS LUNAHUANA			CÁLCULOS			MÉTODOS		
n	Año	P(hab)	$t_{i+1}-t_i$ (años)	$P_{i+1}-P_i$	$P_i(t_{i+1}-t_i)$	I. SIMPLE	EXPONENCIAL	GEOMÉTRICO
						$r = \frac{P_{i+1} - P_i}{P_i * (t_{i+1} - t_i)}$	$r = \frac{\ln P_{i+1} - \ln P_i}{t_{i+1} - t_i}$	$r = (t_{i+1} - t_i) \sqrt{\frac{P_{i+1}}{P_i}}$
1	1993	4233						
2	2002	4466	9	233	38097	0.0061	0.0060	1.0060
3	2007	4567	5	101	22330	0.0045	0.0045	1.0045
r PROMEDIO						0.0053	0.0052	1.0052

Donde:

r: representa la tasa de crecimiento

r promedio: representa la tasa promedio de crecimiento para cada método

Cuadro 4.7: Cálculo de la población de los C.P. Uchupamapa y Condoray para el año 2024

Año	Población	Fuente
2009	2082	Conteo
2024	**	Por calcular

PERIODO DE DISEÑO	15 años
--------------------------	----------------

MÉTODOS DE PROYECCIÓN		POBLACIÓN CALCULADA AL AÑO 2024	
M. INTERES SIMPLE	$P_f = P_o * [1 + r * (t - t_0)]$	$P_{2024} = 2082 * (1 + 0.0053 * 15) =$	2,248 Hab.
M. EXPONENCIAL	$P_f = P_o * e^{r * (t - t_0)}$	$P_{2024} = 2082 * e^{(0.0052 * 15)} =$	2,251 Hab.
M. GEOMÉTRICO	$P_f = P_o * r^{(t - t_0)}$	$P_{2024} = 2082 * 1.0052^{15} =$	2,251 Hab.

Conclusión:

De los calculos podemos observar que los valores de la poblacion para el año **2024** son casi similares
Para el presente proyecto usaremos el **Método Geométrico**.

$P_{2024} =$	2,251 hab.
--------------------------------	-------------------

4.4 CÁLCULO DE CAUDALES DE DISEÑO Y DOTACIÓN

4.4.1 CÁLCULO DEL CONSUMO MÁXIMO DIARIO DE LA POBLACIÓN FLOTANTE AL AÑO 2024

Giro de los Negocios en ámbito de los anexos de estudio	N° de negocios al año:		Proyección de negocios al 2024		Dotación			Consumo	Consumo
	2004	2009	razón aritmética	2024	Unidad (und)	(L/dia/und) tomando en cuenta el RNE	L/día	L/s	
Restaurantes	20	26	1.20	38.00	20 m ²	50	38,000	0.44	
Hoteles de gran embergadura	1	2	0.20	3.00	500 dorm.	300	450,000	5.21	
Hoteles estandar	12	15	0.60	21.00	40 dorm.	300	252,000	2.92	
Puestos de Salud	1	1	0.00	1.00	20 cama	800	16,000	0.19	
Estadio	1	1	0.00	1.00	200 m ²	15	3,000	0.03	
Fuente: Elaboracion propia							Total:	759,000	8.78

Consumo máximo diario al 100% de su capacidad (Población flotante) :	8.78 L/s
--	-----------------

Nota:

* El consumo calculado es para el máximo uso del agua en un día determinado. Es decir los hoteles estan funcionando al 100% de su capacidad

* Con frecuencia todos los fines de semana el consumo de agua aumenta debido a la concurrencia masiva de turistas a la zona, es por ello que al consumo de la poblacion flotante calculado se le afecta por un porcentaje de 50.0% que es aproximadamente la cantidad de personas de los fines de semana respecto al día de maximo consumo.

Consumo máximo diario de diseño (Población flotante) = $0.5 \cdot 8.78$	4.39 L/s
--	-----------------

4.4.2 CÁLCULO DEL CONSUMO DE LA POBLACIÓN FIJA AL AÑO 2024

Población proyectada:	2,251 hab
Dotación:	150 l/hab/día

Consumo promedio diario (Población fija): $Q_p(Lt/s) = \frac{\text{Población(Hab)} * \text{Dotación(L t/Hab/día)}}{86400}$	3.91 L/s
Consumo máximo diario (Población fija): $K_1 = 1.3$ $Q_{md} = K_1 * Q_p$	5.08 L/s
Consumo máximo horario (Población fija): $K_2 = 2.5$ $Q_{mh} = K_2 * Q_p$	9.77 L/s

4.4.3 CÁLCULO DE LA PROYECCIÓN DEL CONSUMO DIARIO TOTAL

Consumo máximo diario total (Poblacion Fija) + (50% Población Flotante) = 4.39+5.08	9.47 L/s
--	-----------------

4.4.4 CÁLCULO DE VOLUMEN DEL RESERVORIO PROYECTADO

$$V_{TOTAL} = V_{REG} + V_{INC} + V_{RES}$$

V regulación = Población fija Población flotante (50%)	109.75 m3 94.875 m3	Segun (RNE), Vregulacion = 0.25*Qmd
V incendio =	0 m3	Segun (RNE), Población < 10 000 habitantes, Vinc = 0
V reserva =	81.85 m3	Segun (RNE) criterio adoptado, Vreserva = 0.1*Qmd
V TOTAL =	286.48 m3	
Volumen de Reservoirio Adoptado	300 m3	

4.5 DISEÑO HIDRÁULICO DE LA LINEA DE CONDUCCIÓN

a) **DISEÑO HIDRÁULICO de los cambios de trazo de la línea de conducción existente y su verificación en su conjunto**

Previamente al trabajo en gabinete se hizo el levantamiento topográfico de la línea de conducción existente (captación Jacayita-reservorio existente), de los cambios de trazo y el tramo que empalmará con el reservorio proyectado. Los cambios de trazo obedecen a las dificultades de funcionamiento y mantenimiento de la línea de conducción final hasta llegar al reservorio proyectado.

Con los planos topográficos y específicamente con los planos de perfiles longitudinales nos permitirán obtener las pendientes y profundidad de excavación de las tuberías en cada tramo, para el cual nos ayudará a determinar las velocidades para un determinado caudal.

Los cambios de trazo están ubicados en:

- ✓ “El *TRAMO N°01*” en los planos comprende entre las progresivas 0+440 a 0+940. Ver plano PP01 en anexos.
- EL “*TRAMO N°02*” en los planos comprende entre las progresivas 1+800 a 2+660. Ver plano PP03 en anexos.
- El “*TRAMO N°03*” en los planos comprende entre las progresivas 3+200 a 3+620.5. Ver plano PP04 en anexos.

a.1) Explicación del cuadro 4.8

Con lo arriba indicado y dado los alcances generales en el capítulo IV, conjuntamente con los planos que se detallan en los anexos, pasaremos a explicar el cuadro 4.8, donde se observa que el sistema en su conjunto trabaja a presión, esto puede verificarse en el perfil longitudinal de toda la línea de conducción, específicamente plano PP05.

Para la explicación de la hoja de cálculo de presiones, se tomará en cuenta la numeración de las celdas verticales.

- .(I), (III) y (IV) se obtienen a partir de los planos de perfiles longitudinales (PP01, PP02, PP03 y PP04) mostrados en los anexos.

- (II) indica la numeración del tramo de tubería.
- (V) indica la pendiente de la tubería en cada tramo, el cual se calcula como la relación de cociente entre la diferencia de cotas de los extremos de tubería y la longitud de la distancia horizontal (d)

$$S = \frac{z_i - z_{i+1}}{d}$$

- (VI) indica la longitud real de la tubería en (m). y se calcula como:

$$L = \frac{d}{\text{Cos}(\arctan(s))}$$

- (VII) indica la cota de la línea de gradiente, que es la suma de la cota de fondo de tubería mas la altura de presión, que lo aclararemos líneas abajo.
- (VIII) indica la longitud real de la tubería pero expresado en Km.
- (IX) indica el caudal teórico de diseño
- (X) indica la pendiente en m/Km.
- (XI) indica el diámetro teórico calculado a partir de la ecuación 3.4 del capítulo III.
- (XII) debería ser el diámetro superior comercial a lo calculado en (XI), pero como la red ya existe, entonces consideramos el diámetro de dicha tubería (6.0pulg). Cabe indicar que en los tramos nuevos también se colocó diámetro de 6.0" por dos razones, primero garantizar el caudal para futuras ampliaciones de demanda, y segundo para disminuir las pérdidas por fricción en dichos tramos.

- (XIII) indica la velocidad media en cada tramo m/s, obtenidas a partir de la ecuación 3.3 del capítulo III.
- (XIV) indica la pérdida por fricción en cada tramo, obtenidas a partir de la ecuación 3.4 del capítulo III.
- (XV) indica la altura piezométrica en cada nudo, que viene a ser la diferencia entre la cota de la altura piezométrica de arranque y la pérdida por fricción obtenida en (XIV).
- (XVI) indica la presión o altura de agua

a.2) Explicación del cuadro 4.9

Del análisis anterior se dedujo que la línea de conducción está sobredimensionada, por lo que en algunos tramos de acuerdo a la topografía y el caudal que pasa que es de 2.9L/s, la sección estará parcialmente llena. Esto se puede visualizar en el plano PP05, e identificar dichos tramos, que son:

Prog. 0+0.00 a prog. 0+129.0 donde el flujo es libre(sección parcialmente llena) si la carga hidráulica en la caja de captación es cero, caso contrario trabajará a presión(sección llena).

Prog. 0+320.0 a prog. 1+0.00 y prog. 2+340.00 a 2+600.00, el flujo no es libre pero la sección va parcialmente llena. En este ultimo la sección va parcialmente llena pero existe presión que le proporciona el sistema.

Es por ello que todo el sistema trabaja a presión, salvo el primer tramo, que estaría condicionada a la carga hidráulica en la caja de captación. En el cuadro 4.9 se muestra los cálculos para estos tramos, para determinar las velocidades y el tipo de flujo que predomina; cuyo análisis se hace como un canal.

- (I), (III) y (IV) se obtienen a partir de los planos de perfiles longitudinales (PP01, PP02, PP03, PP04) mostrados en los anexos.
- (II) indica la numeración del tramo de tubería.

- (V) indica la pendiente de la tubería en cada tramo, el cual se calcula como la relación de cociente entre la diferencia de cotas de los extremos de tubería y la longitud de la distancia horizontal (d)

$$S = \frac{z_i - z_{i+1}}{d}$$

- (VI) indica la longitud real de la tubería en (m). y se calcula como:

$$L = \frac{d}{\cos(\arctan(s))}$$

- (VII) indica la longitud real de la tubería en kilómetros (Km)
- (VIII) indica el caudal que pasa por la tubería. En nuestro caso es 2.9L/s para los tramos arriba indicados
- (IX) indica la pendiente en m/Km.
- (X) indica el diámetro teórico calculado a partir de la ecuación 3.4 del capítulo III.
- (XI) debería ser el diámetro superior comercial a lo calculado en (IX), pero como la red ya existe, entonces consideramos el diámetro de dicha tubería (6.0pulg). Cabe indicar que en los tramos nuevos también se colocó diámetro de 6.0pulg. por la razón de garantizar el caudal para futuras ampliaciones de demanda.

Por lo expuesto anteriormente, el análisis en adelante se trabajará para un canal circular parcialmente lleno

- (XII) indica el ángulo central de la sección hidráulica expresado en radianes, obtenidas a partir de la resolución de la ecuación 3.27 ubicadas

en el capítulo III. Donde $Q=2.9\text{L/s}=0.0029\text{m}^3/\text{s}$, $n=0.01$, $D=6.0\text{pulg}=0.15\text{m}$, S (valores de pendiente para cada tramo mostrado en el cuadro). Donde la única variable a resolver sería el ángulo central θ (expresado en radianes).

- (XIII) indica el ángulo central de la sección hidráulica expresado en grados sexagesimales.
- (XIV) indica el radio hidráulico R expresado en metros, obtenidas a partir de la ecuación 3.25 ubicadas en el capítulo III.
- (XV) indica la velocidad media (m/s) calculada a partir de la fórmula de Manning dados en la ecuación 3.11 ubicadas en el capítulo III.
- (XVI) indica el valor del área de la sección hidráulica A expresados en m^2 , obtenidas a partir de la ecuación 3.24 ubicadas en el capítulo III.
- (XVII) indica el valor del ancho superficial T en metros, obtenidas a partir de la ecuación 3.26 ubicadas en el capítulo III.
- (XVIII) indica el número de Froude obtenidas a partir de la ecuación 3.23 ubicadas en el capítulo III.
- (XIX) indica el tipo de flujo en un canal, que está en función del número de Froude

Cuadro 4.8: Hoja de Cálculo de Presiones y Perdidas para todo el sistema

Datos

POBLACION ACTUAL	2082	Habitantes
PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)	15	(Años)
DOTACION	150	(Lt/Hab/Dia)
QMD(POB. FIJA)=	5.08	(Lt/seg)
QMD(POB.FLOTANTE AL 50%)=	4.39	(Lt/seg)
QMD(POB. FIJA +POB.FLOTANTE)=	9.47	(Lt/seg)

Datos

POBLACION FUTURA	2251	Habitantes
Qcapt.Nº01=	2.90	(Lt/seg)
Qcapt.Nº02=	5.10	(Lt/seg)
Qcapt.Total=	8.00	(Lt/seg)
QMH(POB. FIJA)	9.77	(Lt/seg)
RESERVORIO	300.00	M3

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	XIII	XIV	XV	XVI	
PROG.	TRAMO	DIST. HORIZONTAL DE TUBERÍA (d) en (m)	COTA FONDO DE LA TUBERÍA (z) en (m)	PENDIENTE DE LA LINEA DE LA TUBERIA (S)	DIST. REAL DE LA TUBERIA(m)	COTA DE LA LINEA DE GRADIENTE	LONGITUD REAL DE LA TUBERIA (Km)	CAUDAL (Lt/s)	PENDIENTE S(m/km)	DIAMETRO (Pulg)	DIAMETRO COMERCIAL (Pulg)	VELOCIDAD (m/s)	Hf	ALTURA PIEZOM. (H)	PRESION (mt)	
TRAMO EXISTENTE																
0.00	0	0.00	594.15			594.45	0.000	Carga Inicial de Agua en captacion =0.3m						0.00	594.45	0.30
60.00	1	60.00	593.16	1.7%	60.01	594.44	0.060	2.90	16.50	2.45	6.00	0.2	0.01	594.44	1.28	
280.00	2	220.00	591.88	0.6%	220.00	594.39	0.220	2.90	5.82	3.02	6.00	0.2	0.05	594.39	2.51	
320.00	3	40.00	592.76	-2.2%	40.01	594.38	0.040	2.90	-21.99	2.31	6.00	0.2	0.01	594.38	1.62	
440.00	4	120.00	592.16	0.5%	120.00	594.36	0.120	2.90	5.00	3.12	6.00	0.2	0.03	594.36	2.20	
TRAMO NUEVO Nº01 (TUB. PVC)																
560.00	5	120.00	591.56	0.5%	120.00	594.33	0.120	2.90	5.00	3.12	6.00	0.2	0.03	594.33	2.77	
640.00	6	80.00	588.88	3.3%	80.04	594.31	0.080	2.90	33.48	2.12	6.00	0.2	0.02	594.31	5.43	
820.00	7	180.00	588.04	0.5%	180.00	594.27	0.180	2.90	4.67	3.16	6.00	0.2	0.04	594.27	6.23	
940.00	8	120.00	587.15	0.7%	120.00	594.25	0.120	2.90	7.42	2.88	6.00	0.2	0.03	594.25	7.10	
TRAMO EXISTENTE																
1,000.00	9	60.00	586.71	0.7%	60.00	594.24	0.060	2.90	7.33	2.88	6.00	0.2	0.01	594.24	7.53	
1,080.00	10	80.00	583.74	3.7%	80.06	594.22	0.080	2.90	37.10	2.07	6.00	0.2	0.02	594.22	10.48	
1,320.00	11	240.00	582.00	0.7%	240.01	594.17	0.240	2.90	7.25	2.89	6.00	0.2	0.05	594.17	12.17	
1,340.00	12	20.00	583.66	-8.3%	20.07	594.16	0.020	2.90	-82.72	1.76	6.00	0.2	0.00	594.16	10.50	
1,460.00	13	120.00	580.00	3.0%	120.06	594.14	0.120	2.90	30.49	2.16	6.00	0.2	0.03	594.14	14.14	
1,700.00	14	240.00	577.74	0.9%	240.01	594.09	0.240	2.90	9.42	2.74	6.00	0.2	0.05	594.09	16.35	
1,800.00	15	100.00	578.17	-0.4%	100.00	594.06	0.100	2.90	-4.30	3.22	6.00	0.2	0.02	594.06	15.89	
TRAMO NUEVO Nº02 (TUB. PVC)																
2120.00	16	320.00	579.56	-0.4%	320.00	594.00	0.320	2.90	-4.34	3.21	6.00	0.2	0.07	594.00	14.44	
2280.00	17	160.00	585.94	-4.0%	160.13	593.96	0.160	2.90	-39.84	2.04	6.00	0.2	0.03	593.96	8.02	
2340.00	18	60.00	586.62	-1.1%	60.00	593.95	0.060	2.90	-11.33	2.64	6.00	0.2	0.01	593.95	7.33	
2400.00	19	60.00	585.00	2.7%	60.02	593.94	0.060	2.90	26.99	2.21	6.00	0.2	0.01	593.94	8.94	
2660.00	20	260.00	564.43	7.9%	260.81	593.88	0.261	2.90	78.87	1.78	6.00	0.2	0.06	593.88	29.45	
TRAMO EXISTENTE																
2,700.00	21	40.00	561.26	7.9%	40.13	593.87	0.040	2.90	79.00	1.78	6.00	0.2	0.01	593.87	32.61	
2,780.00	22	80.00	557.83	4.3%	80.07	593.76	0.080	8.00	42.84	2.95	6.00	0.4	0.11	593.76	35.93	
3,040.00	23	260.00	554.00	1.5%	260.03	593.39	0.260	8.00	14.73	3.67	6.00	0.4	0.36	593.39	39.39	
3,200.00	24	160.00	549.34	2.9%	160.07	593.17	0.160	8.00	29.11	3.19	6.00	0.4	0.22	593.17	43.83	

Cuadro 4.8: Hoja de Cálculo de Presiones y Perdidas para todo el sistema

Datos

POBLACION ACTUAL	2082	Habitantes
PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)	15	(Años)
DOTACION	150	(Lt/Hab/Dia)
QMD(POB. FIJA)=	5.08	(Lt/seg)
QMD(POB.FLOTANTE AL 50%)=	4.39	(Lt/seg)
QMD(POB. FIJA +POB.FLOTANTE)=	9.47	(Lt/seg)

Datos

POBLACION FUTURA	2251	Habitantes
Qcapt.Nº01=	2.90	(Lt/seg)
Qcapt.Nº02=	5.10	(Lt/seg)
Qcapt.Total=	8.00	(Lt/seg)
QMH(POB. FIJA)	9.77	(Lt/seg)
RESERVORIO	300.00	M3

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	XIII	XIV	XV	XVI
PROG.	TRAMO	DIST. HORIZONTAL DE TUBERÍA (d) en (m)	COTA FONDO DE LA TUBERÍA (z) en (m)	PENDIENTE DE LA LINEA DE LA TUBERÍA (S)	DIST. REAL DE LA TUBERÍA(m)	COTA DE LA LINEA DE GRADIENTE	LONGITUD REAL DE LA TUBERÍA (Km)	CAUDAL (Lt/s)	PENDIENTE S(m/km)	DIAMETRO (Pulg)	DIAMETRO COMERCIAL (Pulg)	VELOCIDAD (m/s)	Hf	ALTURA PIEZOM. (H)	PRESION (mt)
TRAMO NUEVO Nº03 (TUB. H.D)															
3,220.00	25	20.00	552.06	-13.6%	20.18	593.14	0.020	8.00	-134.76	2.34	6.00	0.4	0.03	593.14	41.08
3,240.00	26	20.00	552.44	-1.9%	20.00	593.11	0.020	8.00	-19.00	3.48	6.00	0.4	0.03	593.11	40.67
3,260.00	27	20.00	559.34	-34.5%	21.16	593.07	0.021	8.00	-326.14	1.95	6.00	0.4	0.03	593.07	33.73
3,280.00	28	20.00	559.74	-2.0%	20.00	593.04	0.020	8.00	-20.00	3.45	6.00	0.4	0.03	593.04	33.30
TRAMO NUEVO Nº03 (TUB. PVC)															
3420.00	29	140.00	558.81	0.7%	140.00	592.84	0.140	8.00	6.64	4.32	6.00	0.4	0.20	592.84	34.03
3460.00	30	40.00	556.89	4.8%	40.05	592.79	0.040	8.00	47.94	2.89	6.00	0.4	0.06	592.79	35.90
3560.00	31	100.00	561.40	-4.5%	100.10	592.65	0.100	8.00	-45.05	2.92	6.00	0.4	0.14	592.65	31.25
3620.50	32	60.50	567.80	-10.6%	60.84	592.56	0.061	8.00	-105.20	2.46	6.00	0.4	0.09	592.56	24.76
total Hf													1.89		

ACCESORIO	Cantidad	Kx	Kx*V²/(2*g)
CODO DE 25mm*90°	2	0.9	0.00
CODO DE 25mm*45°	18	0.4	0.01
VALVULA DE COMPUERTA ABIERTA	4	0.3	0.00
hx=			0.01

ACCESORIO	Cantidad	Kx	Kx*V²/(2*g)
CODO DE 25mm*90°	2	0.9	0.00
CODO DE 25mm*45°	15	0.4	0.01
VALVULA DE COMPUERTA ABIERT	4	0.3	0.00
hx=			0.01

ENTONCES LA PRESIÓN DE AGUA EN METROS AL INGRESO DE RESERVORIO ES DE $24.76 - 0.01 - 0.01 = 24.74$

Conclusiones:

- 1.- Se observa que para los caudales de demanda se requiere tuberías de diámetro menor a lo ya existente, por lo que la red actual se encuentra sobredimensionada
- 2.- Se instalará en los tramos nuevos Tuberías de DN=160mm, ya que la población de Lunahuana requiera mayor demanda en el tiempo no muy lejano; por lo que a esta red en el futuro se puede incrementar el caudal.
- 3.- Se observa que las velocidades son mínimas(0.2m/s y 0.4m/s), debajo a lo estipulado en el reglamento, por lo que se hace necesario la instalación de válvulas de purga
- 4.- En los cambios bruscos de pendiente en forma de pico se colocara válvulas de purga de aire.
- 5.- Las pérdidas por fricción son las mas relevantes en comparación con las pérdidas locales
- 6.- Para tuberías de mayor diámetro disminuyen las pérdidas por fricción en comparación a otro de menor diámetro
- 7.- Se observa que existe una presión de carga de 24.74m, hacia la entrega al reservorio y una pérdida de 1.89m por fricción

Cuadro 4.9: Hoja de Cálculo Hidráulico de los tramos que trabajan a flujo parcialmente lleno

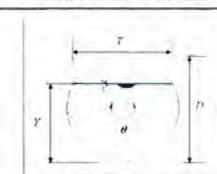
Datos

POBLACION ACTUAL	2082	Habitantes
PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)	15	(Años)
DOTACION	150	(Lt/Hab/Dia)
QMD(POB. FIJA)=	5.08	(Lt/seg)
QMD(POB.FLOTANTE AL 50%)=	4.39	(Lt/seg)
QMD(POB. FIJA +POB.FLOTANTE)=	9.47	(Lt/seg)

Datos

POBLACION FUTURA	2251	Habitantes
Qcapt. Jacayita=	2.90	(Lt/seg)
Qcapt. Catapalla=	5.10	(Lt/seg)
Qcapt. Total=	8.00	(Lt/seg)
QMH(POB. FIJA)	9.77	(Lt/seg)
RESERVORIO	300.00	M3

Seccion circular de un canal



I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	XIII	XIV	XV	XVI	XVII	XVIII	XIX
PROG.	TRAMO	DIST. HORIZONTAL DE TUBERÍA (d) en (m)	COTA FONDO DE LA TUBERÍA (z) en (m)	PENDIENTE DE LA LINEA DE LA TUBERÍA (S)	DIST. REAL DE LA TUBERÍA(m)	LONGITUD REAL DE LA TUBERÍA (Km)	CAUDAL (Lt/s)	PENDIENTE S(m/km)	DIAMETRO (Pulg) TEÓRICO	DIAMETRO COMERCIAL EXISTENTE (Pulg)	ANGULO CENTRAL θ (RAD)	ANGULO CENTRAL θ (GRADOS SEXAG)	RADIO HIDRAULICO R (m)	VELOCIDAD (m/s)	AREA HIDRÁULICA A (m²)	ANCHO SUPERFICIAL T (m)	NÚMERO DE FROUDE (F)	TIPO DE FLUJO
TRAMO EXISTENTE																		
0.00			594.15															
60.00	1	60.00	593.16	1.7%	60.01	0.060	2.9	16.50	2.45	6.00	0.73	41.7	0.0032	0.3	0.0002	0.053	1.56	SUPERCRITICO
129.00	2	69.00	592.76	0.6%	69.00	0.069	2.9	5.80	3.03	6.00	1.22	70.1	0.0087	0.3	0.0008	0.086	1.07	SUPERCRITICO
320.00			592.76															
440.00	3	120.00	592.16	0.5%	120.00	0.120	2.9	5.00	3.12	6.00	1.34	76.8	0.0103	0.3	0.0010	0.093	1.01	SUPERCRITICO
TRAMO NUEVO N°01 (TUB. PVC)																		
560.00	4	120.00	591.56	0.5%	120.00	0.120	2.9	5.00	3.12	6.00	1.34	76.8	0.0103	0.3	0.0010	0.093	1.01	SUPERCRITICO
640.00	5	80.00	588.88	3.3%	80.04	0.080	2.9	33.48	2.12	6.00	0.52	29.9	0.0017	0.3	0.0001	0.039	2.00	SUPERCRITICO
820.00	6	180.00	588.04	0.5%	180.00	0.180	2.9	4.67	3.16	6.00	1.34	76.8	0.0103	0.3	0.0010	0.093	0.98	SUBCRITICO
940.00	7	120.00	587.15	0.7%	120.00	0.120	2.9	7.42	2.88	6.00	1.13	64.9	0.0075	0.3	0.0006	0.080	1.18	SUPERCRITICO
TRAMO EXISTENTE																		
1,000.00	8	60.00	586.71	0.7%	60.00	0.060	2.9	7.33	2.88	6.00	1.13	64.9	0.0075	0.3	0.0006	0.080	1.18	SUPERCRITICO
TRAMO NUEVO N°02 (TUB. PVC)																		
2340.00			586.62															
2400.00	9	60.00	585.00	2.7%	60.02	0.060	2.9	26.99	2.21	6.00	0.58	33.0	0.0020	0.3	0.0001	0.043	1.86	SUPERCRITICO
2600.00	10	200.00	564.43	10.3%	201.06	0.201	2.9	102.31	1.69	6.00	0.34	19.3	0.0007	0.3	0.0000	0.025	3.05	SUPERCRITICO

Nota:

- 1.-Esta hoja de cálculo sólo nos sirve para cuestiones de verificación de velocidades en los tramos donde el flujo no está a tubo lleno, ya que todo el sistema trabaja a presión. Ver cuadro 4.8
- 2.- En estos tramo u en zonas adyacentes se instalará valvulas de purga de aire. Ver planos pp01,pp02,pp03 y pp04
- 3.- Se observa que las velocidades son relativamente minimas, algunos de estos estan debajo debajo a lo estipulado en el reglamento, por lo que se hace necesario la instalación de valvulas de purga. Ver planos PP01, PP02, PP03 y PP04
- 4.- En el tramo de la prog. 00+00 a prog. 0+129 el flujo es libre siempre y cuando la carga hidraulica en la caja de reunion sea cero, caso contrario estará trabajando a presión. Ver plano PP05
- 5.- En los tramos de las prog. 0+320 a prog. 1+0.00 y de prog. 2+340.00 a prog. 2+600, el flujo es parcialmente lleno pero trabaja a presión. Ver plano PP05

4.6 UBICACIÓN DE VÁLVULAS DE PURGA Y AIRE EN LA LINEA DE CONDUCCIÓN

La ubicación de las válvulas de Purga y Aire se hizo tomando en cuenta los diferentes criterios estipulados en el capítulo III, para poder garantizar el buen funcionamiento y mantenimiento progresivo. Esta se puede observar en los planos del perfil longitudinal y de planta (ver planos PP01, PP02, PP03 y PP04 en anexos)

4.7 PLANTEAMIENTO DE MANUAL DE MANTENIMIENTO DE LA CAPTACIÓN EXISTENTE Y LA LINEA DE CONDUCCIÓN

I. MANUAL DE MANTENIMIENTO DE LA CAPTACIÓN EXISTENTE N°01.

- Aforar mensualmente en la caja de reunión, llevar el control de la variabilidad de los caudales respecto a lo aforado en época de estiaje (2.9 l/s)
- Si estamos por debajo de 2.9 l/s, entonces se debe de hacer mantenimiento de los filtros de las galerías filtrantes, ya que las aberturas de los tubos pueden estar taponados por material fino o arenas; para posteriormente hacer una limpieza o reemplazo de material de filtro.
- Para realizar el procedimiento anterior se debe cerrar la válvula de control de salida, para así evitar el paso de aguas negras a la línea de conducción.
- La cantidad de Hipoclorito para el caudal de 2.9 l/s debe de ser verificado por DIGESA – Cañete, ya que la concentración de Hipoclorito está en función del caudal de demanda.
- Debe haber un personal de planta exclusivo para realizar la concentración de Hipoclorito y verificar constantemente el nivel de concentración de cloro para que pueda preparar otro.

Indicar que actualmente se cuenta con un tanque de 400lt y un nivel artesanal de tubería transparente para su control (ver figura 4.4)



Figura 4.4:
Tanque de
cloración de
400lt y nivel de
control

Nivel de la Solución de
Hipoclorito en el tanque

II. MANUAL DE MANTENIMIENTO DE LA LINEA DE CONDUCCIÓN.

- Para la limpieza de la línea de conducción se debe cerrar las válvulas de control de ingreso hacia el reservorio, para así evitar el paso de aguas negras a este.
- Cuando se tenga que abrir las válvulas de purga, se debe hacer de manera lenta y no de manera violenta, ya que podría ocurrir el fenómeno de golpe de ariete y podríamos dañar la tubería.
- Cuando no haya paso de agua, o haya disminuido el caudal de un tramo a otro, es porque hay aire atrapado, entonces se procede a abrir las válvulas de purga de aire, para poder así eliminar el aire atrapado.
- El personal de planta debe conocer la ubicación de estas válvulas, tanto de aire y purga para que pueda hacer todo este tipo de operaciones. Además debe de informar a la población que las instalaciones domiciliarias quedan terminantemente prohibidas a lo largo de la línea de conducción, ya que esto produce pérdidas de presión.

CONCLUSIONES

- Del cuadro 4.8, y las columnas X y XI, se observa que para los caudales de demanda de 2.1L/s y 8.0L/s se requiere tuberías de diámetro menor a lo ya existente, por lo que la red actual se encuentra sobredimensionada.
- Del cuadro 4.8, y las columnas X y XI, para los tramos nuevos, los diámetros comerciales que se seleccionaría son:
 - Tramo nuevo n°01 y n°02 tub. de PVC de 4.0"
 - Tramo nuevo n°03 de HD de 4.0"
 - Tramo nuevo n°03 de tub. de PVC de 4.0"Pero se escogió para todos los tramos un diámetro comercial de 6.0" (DN=160mm), por dos razones, primero: hay una red existente con un DN=160mm, segundo: para un futuro se pueda garantizar las posibles ampliaciones de demanda y no se pueda incurrir en gastos de cambio de tubería.
- Se observa que para los tramos nuevos y existentes en algunos casos las velocidades son mínimas (ver cuadro 4.8 columna XV), debajo a lo estipulado en el reglamento donde establece que el mínimo valor es de 0.6m/s, por lo que se hace necesario la instalación de válvulas de purga debido a estas velocidades bajas. Es fundamental indicar que no va a ver mucho problema con las velocidades bajas, ya que la calidad de agua que se conduce es de un manante donde la cantidad de arenas y sedimentos es casi despreciable, además el conducto es de tubería de PVC.
- En los cambios bruscos de pendiente en forma de pico se colocará válvulas de purga de aire.
- Se observa que existe una presión de carga estática de 25.78m, hacia la entrega del reservorio.

- El tipo de tubería que se va a usar en su mayoría, es Tubería PVC, UF, NTP ISO4422, DN=160mm, PN5; ya que la carga estática disponible es menor de 50m. Excepcionalmente en las progresivas de 3+200 a 3+280, se usará Tubería de Hierro Dúctil tipo K9, ya que esta va estar expuesta al medio ambiente, y apoyado sobre un macizo rocoso de una pendiente considerable.

RECOMENDACIONES

- Todos los proyectos en general sin excepción deben de tener asesoramiento técnico, ya que ello implica un adecuado funcionamiento del sistema y optimización del costo de ejecución.
- Un proyecto queda garantizado no solo con la culminación de su ejecución, sino se debe hacer un programa de educación y mantenimiento en el horizonte para el cual fue diseñado.
- Se recomienda que para la materialización de este proyecto parcial, se debe de integrar al otro proyecto que contempla la construcción de un Reservorio y las Líneas de Aducción y Distribución, tanto en la unificación de un solo expediente, como en su ejecución.
- Se recomienda que para el mantenimiento de la obra en sí en su horizonte de diseño, se debe tener por lo menos dos personales de planta. Sobre todo para el manejo de las válvulas de purga y aire, además de la cloración.
- Sería recomendable que el gobierno impulse un mega proyecto en obras de saneamiento para todo el valle de Lunahuaná ya que en su conjunto todos los anexos tienen deficiencias en sus servicios tanto de agua y desagüe. Haciendo una evaluación económica de cuanto se gasta en obras de mejoramiento en todos los anexos y cuanto se invertiría en un solo proyecto se podría quizás plantear lo dicho anteriormente.

BIBLIOGRAFÍA

- 1 Domínguez Francisco Javier, Hidráulica, Edit. Universitaria S.A, 3ra. Edición-1959
- 2 Duque José & Corcho Freddy, Acueductos teoría y diseño, Edit. Sello- Univ., De Medellín-Colombia, 3ra. Edición-2005
- 3 Galarreta Chávez, Miguel A., Lineamientos de desarrollo para el distrito de Lunahuaná-Cañete. Mejoramiento del sistema de agua potable en anexos del distrito, Informe de Suficiencia, UNI-FIC-2009.
- 4 López Cualla, Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados, Edit. Escuela Colombiana, 2da. Edición-2003
- 5 Rocha Felices Arturo, Hidráulica de tuberías y canales, Facultad de Ingeniería Civil-Universidad Nacional de Ingeniería, 1ra. Edición 2007
- 6 Reglamento Nacional de Edificaciones, Edit. Megabyte S.A.C, 2da. Edición-Febrero del 2009.
- 7 Tubos Flexibles, S.A. de C.V., Criterios de diseño para redes de agua potable empleando tubería de PVC.

ANEXOS

1. PANEL FOTOGRÁFICO

1



Salida de la tubería de conducción de PVC, DN=160mm

Ingreso de tuberías perforadas de PVC, DN=160mm, proveniente de las galerías filtrantes

Foto n°01: Vista panorámica exterior de caseta de captación de Jacayita

2



Tanque de 400lt, donde se hace la solución con Hipoclorito de calcio, con su tubo de control de nivel. La cloración se hace por goteo en la caja de reunión.

Caja de reunión

Foto n°02: Vista panorámica interior de caseta de captación

3



Trazo existente con Tub. PVC, DN=160mm. Se observa labores de limpieza para realizar el levantamiento topográfico.

Foto n°03: Vista panorámica de trazo existente prog. 0+060 a 0+160

4



Trazo nuevo planteado, bordeando el macizo rocoso, donde antiguamente pasaba la red de tubería de concreto.

Trazo existente con Tub. PVC, DN=160mm. Se verificó que esta zona presenta un macizo rocoso, por lo que la tubería no está profundizada a un nivel adecuado, creándose así bolsones de aire atrapado.

Foto n°04: Vista panorámica de cambio de trazo del tramo n°01
Prog. 0+440 a 0+920

5



Ubicación de Válvulas de purga en los puntos bajos

Ubicación de Válvulas de aire en los puntos altos.

Foto n°05: Vista panorámica de cambio de trazo del tramo n°02
Prog. 1+800 a 2+660

6



Trazo nuevo. Tub. HD y PVC, DN=160mm

Ubicación del Reservoirio
Proyectado de 300m3

Trazo existente. Tub. PVC, DN=160mm

Foto n°06: Vista panorámica de cambio de trazo del tramo n°03, Prog. 3+200 a 3+625

2. RESUMEN DE PRESUPUESTO

RESUMEN DE PRESUPUESTO VR-01

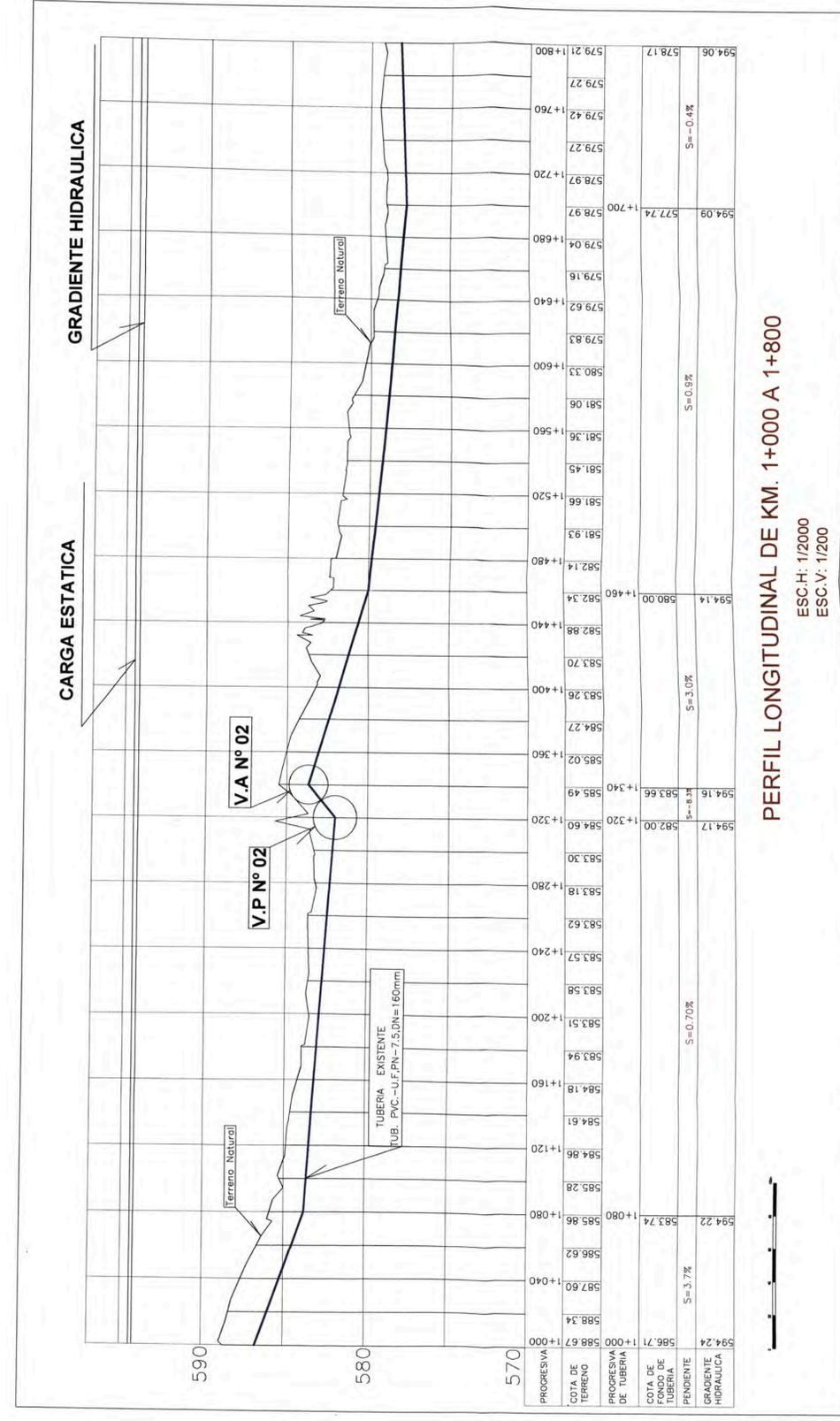
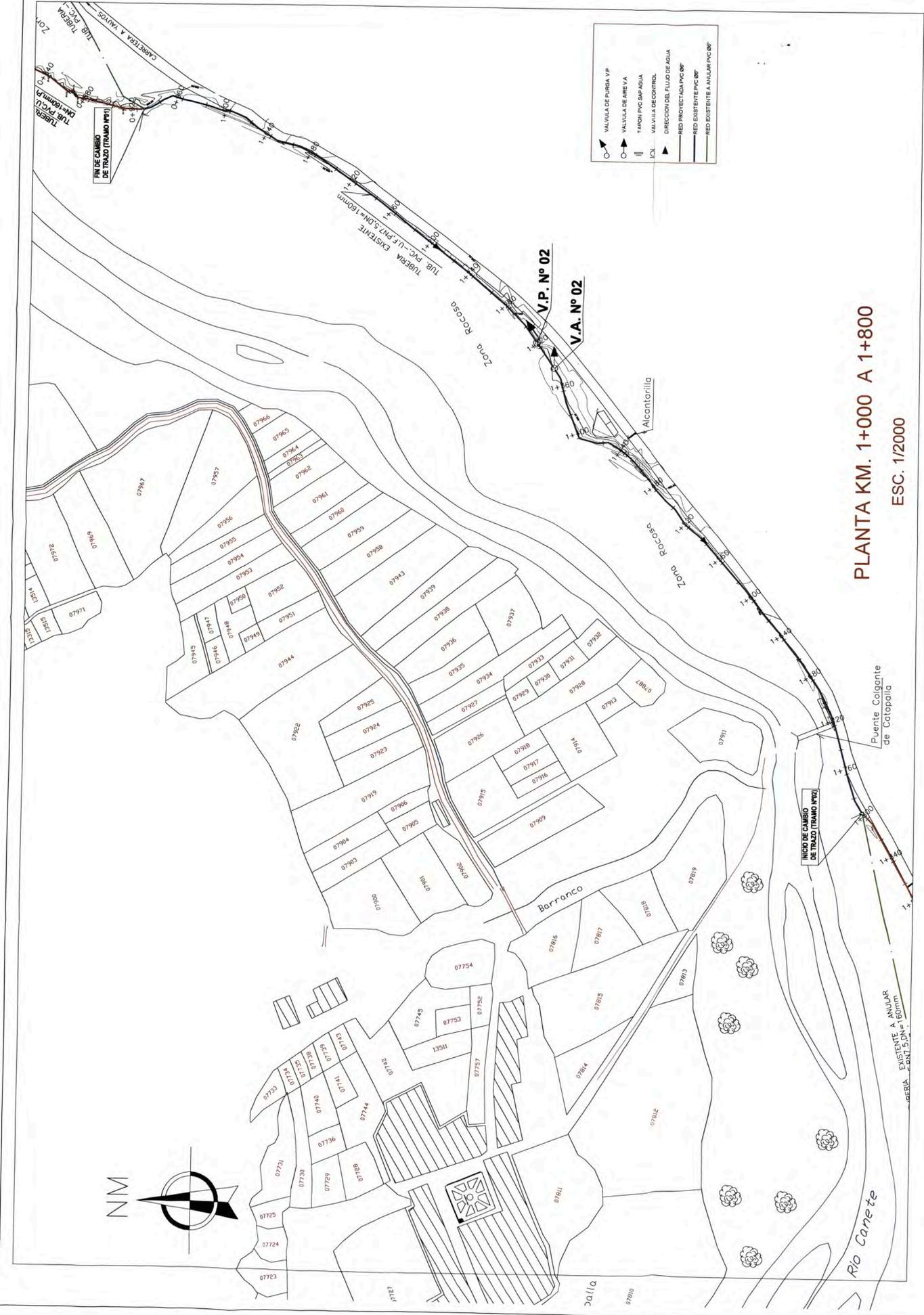
ENTIDAD : UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 PROYECTO : EXPEDIENTE TECNICO MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE LOS ANEXOS DE UCHUPAMPA Y CONDORAY-LUNAHUANA-CAPTACION - CONDUCCION
 LUGAR : CAÑETE-LUNAHUANA
 MODALIDAD: EJECUCION DIRECTA
 TIEMPO DE EJECUCIO : 3.0 MESES
 FECHA : NOVIEMBRE 2009

Item	Descripción	Parcial (S/.)
01.00.00	OBRAS PROVISIONALES	2,628.16
02.00.00	OBRAS PRELIMINARES	7,777.00
03.00.00	REMODELACION DE CASETA DE CAPTACION EXISTENTE (01 UNIDAD)	2,267.58
04.00.00	MEJORAMIENTO LINEA DE CONDUCCIÓN (L=1,795 m.)	208,014.72
05.00.00	VALVULA DE AIRE (04 UND.)	14,565.00
06.00.00	VALVULA DE PURGA (04 UND.)	17,587.62
07.00.00	PLAN DE MANEJO AMBIENTAL	8,247.88
	COSTO DIRECTO (CD)	261,087.96
	GASTOS GENERALES (15%CD)	39,163.194
	PRESUPUESTO TOTAL S/.	300,251.15

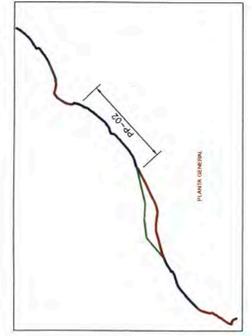
Nota 1: Son trescientos mil doscientos cincuentiuno con 15/100 nevos soles

3. PLANOS

- PLANO CLAVE
- PLANOS DE PLANTA Y PERFILES
- PLANO DE PRESIONES
- PLANOS DE VÁLVULAS



PERFIL LONGITUDINAL DE KM. 1+000 A 1+800
ESC.H: 1/2000
ESC.V: 1/200

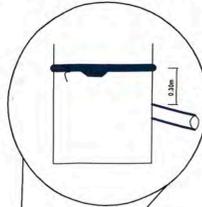


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

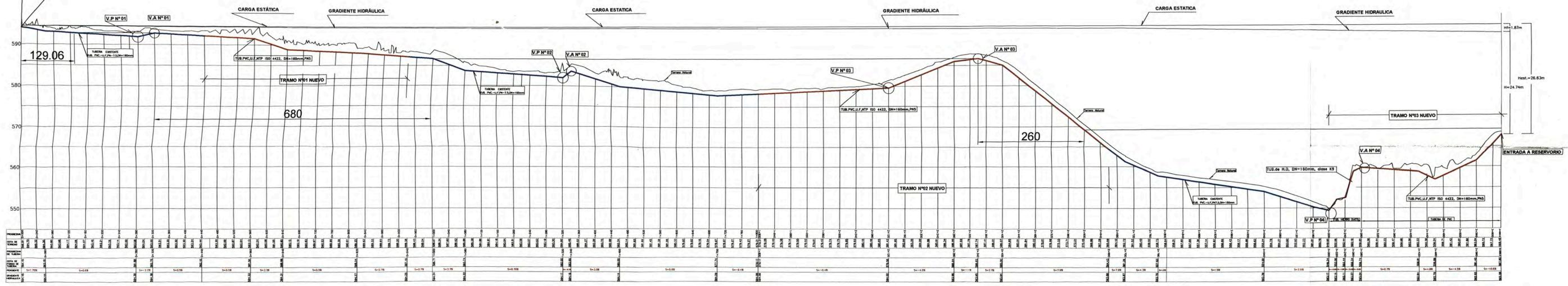
**LINEA CONDUCCION PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL
PROG. 1+000 a 1+800**

PROYECTO:	EXPEDIENTE TECNICO MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE LOS ANEXOS DE UCHUPAMPAY Y CONDORAY LUNAHUANA-CAPTACION-CONDUCCION
UBICACION:	ANEXOS DE UCHUPAMPAY Y CONDORAY
ELABORADO:	LUNAHUANA
DISTRITO:	GRUPO 8
PROVINCIA:	CANETE
DEPARTAMENTO:	LIMA
FECHA:	NOVIEMBRE 09
INDICADA:	
REVISADO:	
APROBADO:	
LAMINA:	PP-02

SALIDA DE CAPTACION



- VALVULA DE PURGA VP
- VALVULA DE AIRE VA
- TAPON PVC SAP AGUA
- VALVULA DE CONTROL
- DIRECCION DEL FLUJO DE AGUA
- RED PROYECTADA PVC Ø180mm
- RED EXISTENTE PVC Ø180mm
- RED EXISTENTE A ANULAR PVC Ø180mm



PERFIL LONGITUDINAL DE KM. 0+000 A 3+625.5

ESC. H: 1/5000
ESC. V: 1/500

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL				
PLANO: LÍNEA CONDUCCION : PERFIL LONGITUDINAL PROG: 0+000 a 3+625.5				
UBICACIÓN: ANEXOS DE UCHUPAMPA Y CONDORAY		PROYECTO: EXPEDIENTE TECNICO MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE LOS ANEXOS UCCHUPAMPA Y CONDORAY-LUNAHUANA-CAPTACION-CONDUCCION		
DISTRITO: LUNAHUANA	ELABORADO: GRUPO 8	FECHA: NOVIEMBRE 09	ESC: INDICADA	LAMINA: PP-05
PROVINCIA: CAÑETE	REVISADO:	APROBADO:	REVISIÓN:	
DEPARTAMENTO: LIMA				

Cuadro 4.8: Hoja de Cálculo de Presiones y Perdidas para todo el sistema

Dato		Dato		Dato		Dato		Dato		Dato		Dato		Dato		Dato	
POBLACION ACTUAL		POBLACION FUTURA		PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)		CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION											
POBLACION ACTUAL	2062	POBLACION FUTURA	2251	PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)	15	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30
PERIODO DE DISEÑO (AÑOS)	15	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30
DOTACION	150	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30
QMD(POB. FUA)	5.08	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30
QMD(POB. FLUJANTE AL 50%)	4.39	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30
QMD(POB. FUA + POB. FLUJANTE)	9.47	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30	CARGA INICIAL DE AGUA EN CAPTACION	0.30

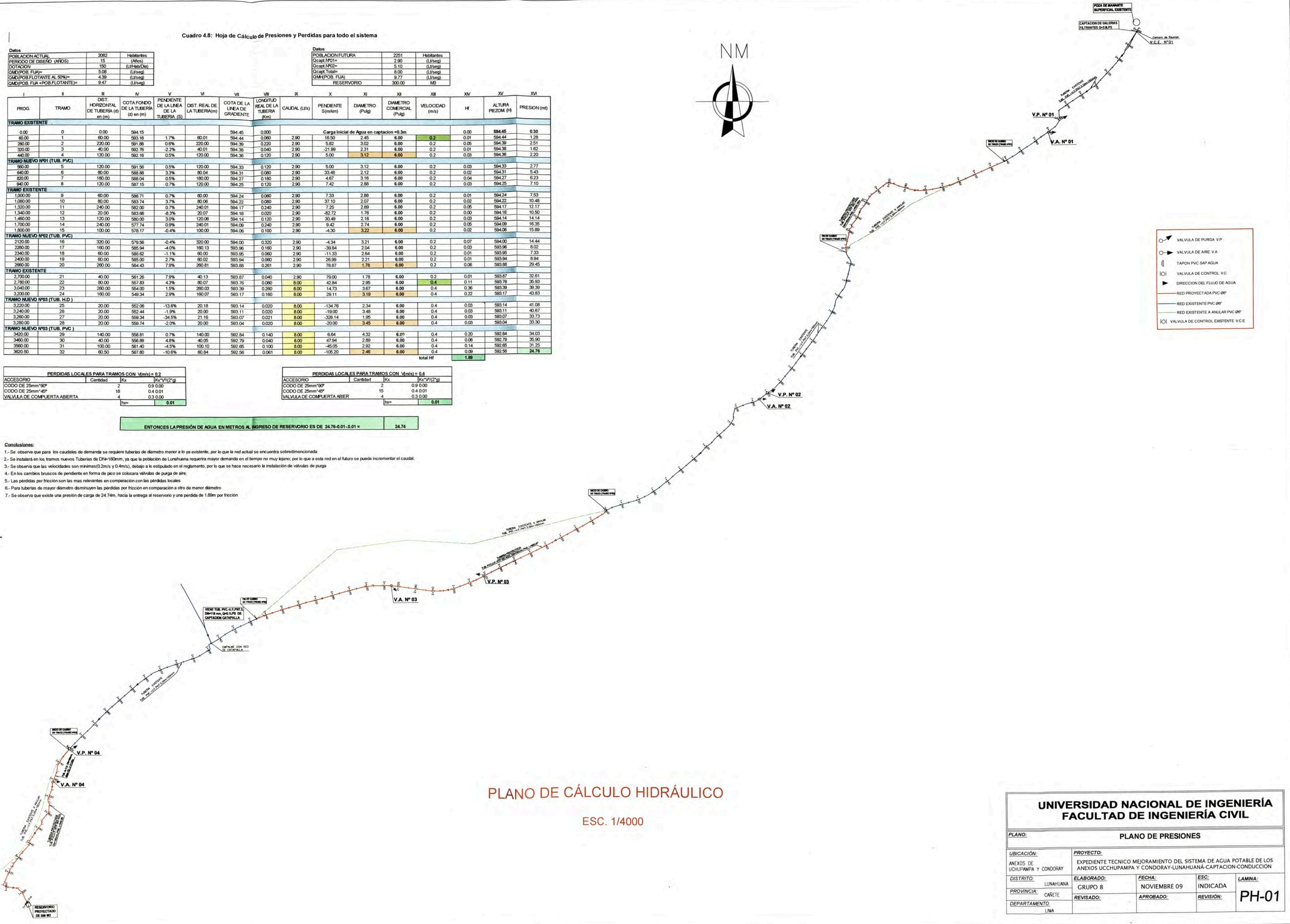
PROG.	TRAMO	DIST. HORIZONTAL DE LA TUBERIA (d) (en m)	COTA FONDO DE LA TUBERIA (z) (en m)	PENDIENTE DE LA LINEA DE LA TUBERIA (S)	DIST. REAL DE LA TUBERIA (m)	COTA DE LA LINEA DE GRADIENTE	LONGITUD REAL DE LA TUBERIA (Km)	CAUDAL (L/s)	PENDIENTE (S/m/km)	DIAMETRO (Pulg)	DIAMETRO COMERCIAL (Pulg)	VELOCIDAD (m/s)	H	ALTURA PIEZOM. (ft)	PRESION (mt)
TRAMO EXISTENTE															
0.00	0	0.00	594.15			594.45	0.00						0.00	594.45	0.30
60.00	1	60.00	593.16	1.7%	60.01	594.44	0.060	2.90	16.50	2.45	6.00	0.2	0.01	594.44	1.28
280.00	2	220.00	591.88	0.6%	220.00	594.39	0.220	2.90	5.82	3.02	6.00	0.2	0.05	594.39	2.51
320.00	3	40.00	592.76	-2.2%	40.01	594.36	0.040	2.90	-21.99	2.31	6.00	0.2	0.01	594.36	1.52
440.00	4	120.00	592.16	0.5%	120.00	594.35	0.120	2.90	5.00	3.12	6.00	0.2	0.03	594.35	2.20
TRAMO NUEVO N°01 (TUB. PVC)															
560.00	5	120.00	591.56	0.5%	120.00	594.33	0.120	2.90	5.00	3.12	6.00	0.2	0.03	594.33	2.77
640.00	6	80.00	588.88	3.3%	80.04	594.31	0.080	2.90	33.48	2.12	6.00	0.2	0.02	594.31	5.43
620.00	7	180.00	588.04	0.5%	180.00	594.27	0.180	2.90	4.67	3.16	6.00	0.2	0.04	594.27	6.23
940.00	8	120.00	587.15	0.7%	120.00	594.25	0.120	2.90	7.42	2.88	6.00	0.2	0.03	594.25	7.10
TRAMO EXISTENTE															
1000.00	9	60.00	586.71	0.7%	60.00	594.24	0.060	2.90	7.33	2.88	6.00	0.2	0.01	594.24	7.53
1080.00	10	80.00	583.74	3.7%	80.08	594.22	0.080	2.90	37.10	2.07	6.00	0.2	0.02	594.22	10.48
1320.00	11	240.00	582.00	0.7%	240.01	594.17	0.240	2.90	7.25	2.89	6.00	0.2	0.05	594.17	12.17
1340.00	12	20.00	583.66	-8.3%	20.07	594.16	0.020	2.90	-52.72	1.76	6.00	0.2	0.00	594.16	10.50
1460.00	13	120.00	580.00	3.0%	120.06	594.14	0.120	2.90	30.49	2.16	6.00	0.2	0.03	594.14	14.14
1700.00	14	240.00	577.74	0.9%	240.01	594.09	0.240	2.90	9.42	2.74	6.00	0.2	0.05	594.09	16.35
1800.00	15	100.00	578.17	-0.4%	100.00	594.06	0.100	2.90	-4.30	3.22	6.00	0.2	0.02	594.06	15.89
TRAMO NUEVO N°02 (TUB. PVC)															
1120.00	16	320.00	579.56	-0.4%	320.00	594.00	0.320	2.90	-4.34	3.21	6.00	0.2	0.07	594.00	14.44
2280.00	17	160.00	585.94	-4.0%	160.13	593.96	0.160	2.90	-39.84	2.04	6.00	0.2	0.03	593.96	8.02
2340.00	18	60.00	586.62	-1.1%	60.00	593.95	0.060	2.90	-11.33	2.64	6.00	0.2	0.01	593.95	7.33
2400.00	19	80.00	585.00	2.7%	80.02	593.94	0.080	2.90	26.99	2.21	6.00	0.2	0.01	593.94	8.94
2820.00	20	290.00	584.43	7.9%	290.01	593.88	0.290	2.90	78.87	1.78	6.00	0.2	0.06	593.88	29.45
TRAMO EXISTENTE															
2700.00	21	40.00	581.26	7.9%	40.13	593.87	0.040	2.90	79.00	1.78	6.00	0.2	0.01	593.87	32.61
2780.00	22	80.00	587.83	4.3%	80.07	593.76	0.080	2.90	42.84	2.95	6.00	0.2	0.11	593.76	35.93
3040.00	23	260.00	584.00	1.5%	260.03	593.39	0.260	2.90	14.73	3.67	6.00	0.4	0.36	593.39	38.39
3200.00	24	160.00	549.34	2.9%	160.07	593.17	0.160	2.90	29.11	3.19	6.00	0.4	0.22	593.17	43.83
TRAMO NUEVO N°03 (TUB. H.D.)															
3220.00	25	20.00	582.06	-13.6%	20.18	593.14	0.020	2.90	-134.76	2.34	6.00	0.4	0.03	593.14	41.08
3240.00	26	20.00	582.44	-1.9%	20.00	593.11	0.020	2.90	-19.00	3.48	6.00	0.4	0.03	593.11	40.67
3260.00	27	20.00	589.34	-34.5%	21.16	593.07	0.021	2.90	-326.14	1.95	6.00	0.4	0.03	593.07	33.73
3280.00	28	20.00	589.74	-2.0%	20.00	593.04	0.020	2.90	-20.00	3.46	6.00	0.4	0.03	593.04	33.30
TRAMO NUEVO N°03 (TUB. PVC)															
3420.00	29	140.00	588.81	0.7%	140.00	592.84	0.140	2.90	6.64	4.32	6.00	0.4	0.20	592.84	34.03
3460.00	30	40.00	586.89	4.8%	40.05	592.79	0.040	2.90	47.94	2.89	6.00	0.4	0.05	592.79	35.90
3560.00	31	100.00	581.40	-4.5%	100.10	592.65	0.100	2.90	-45.05	2.32	6.00	0.4	0.14	592.65	31.25
3620.00	32	60.50	567.90	-10.6%	60.84	592.56	0.061	2.90	-105.20	2.46	6.00	0.4	0.09	592.56	24.76
														total HF	1.89

PERDIDAS LOCALES PARA TRAMOS CON V(m/s) = 0.2			
ACCESORIO	Cantidad	Kx	[Kx*V ²]/(2g)
CODO DE 25mm*90°	2	0.9	0.00
CODO DE 25mm*45°	18	0.4	0.01
VALVULA DE COMPUERTA ABIERTA	4	0.3	0.00
h _{pe} =			0.01

PERDIDAS LOCALES PARA TRAMOS CON V(m/s) = 0.4			
ACCESORIO	Cantidad	Kx	[Kx*V ²]/(2g)
CODO DE 25mm*90°	2	0.9	0.00
CODO DE 25mm*45°	15	0.4	0.01
VALVULA DE COMPUERTA ABIERTA	4	0.3	0.00
h _{pe} =			0.01

ENTONCES LA PRESIÓN DE AGUA EN METROS AL INGRESO DE RESERVOIRIO ES DE 24.76-0.01-0.01 = 24.74

- Conclusiones:
- Se observa que para los caudales de demanda se requiere tuberías de diámetro menor a lo ya existente, por lo que la red actual se encuentra sobredimensionada.
 - Se instalará en los tramos nuevos tuberías de DN=160mm, ya que la población de Lunahuana requerirá mayor demanda en el tiempo no muy lejano; por lo que a esta red en el futuro se puede incrementar el caudal.
 - Se observa que las velocidades son mínimas (0.2m/s y 0.4m/s), debajo a lo estipulado en el reglamento, por lo que se hace necesario la instalación de válvulas de purga.
 - En los cambios bruscos de pendiente en forma de pico se colocará válvulas de purga de aire.
 - Las pérdidas por fricción son las más relevantes en comparación con las pérdidas locales.
 - Para tuberías de mayor diámetro disminuyen las pérdidas por fricción en comparación a otro de menor diámetro.
 - Se observa que existe una presión de carga de 24.74m, hacia la entrega al reservorio y una pérdida de 1.89m por fricción.



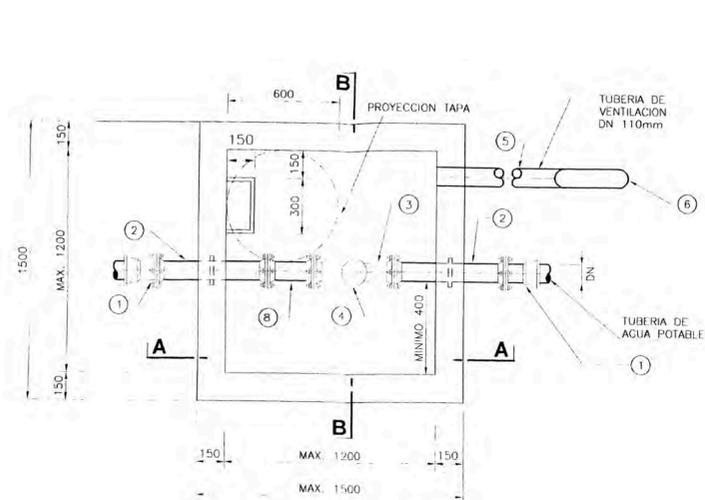
PLANO DE CÁLCULO HIDRÁULICO

ESC. 1/4000

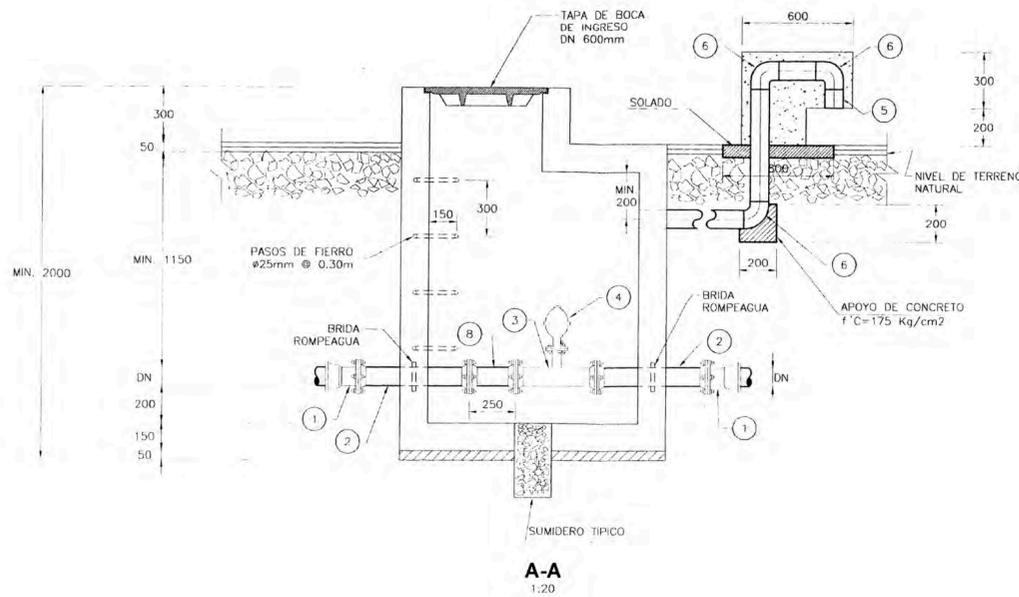
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL				
PLANO: PLANO DE PRESIONES				
UBICACIÓN: ANEXOS DE UCHUPAMPA Y CONDORAY	PROYECTO: EXPEDIENTE TECNICO MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE LOS ANEXOS UCHUPAMPA Y CONDORAY-LUNAHUANA-CAPTACION-CONDUCCION	ELABORADO: GRUPO B	FECHA: NOVIEMBRE 09	ESC: INDICADA
DISTRITO: LUNAHUANA	PROVINCIA: CAÑETE	REVISADO:	APROBADO:	LAMINA: PH-01
DEPARTAMENTO: LIMA				

INSTALACION DE VALVULA DE AIRE

ITEM	DESCRIPCION	TUBERIA PRINCIPAL DE PVC NTP ISO 4422		
		DN 90	DN 110	DN 160
1	UNION BRIDA ENCHUFE FFD	DE 90 A DN 80	DE 110 A DN 100	DE 160 A DN 150
2	MANGUITO DE ANCLAJE Y ESTANGUIDAD L=600mm FFD	DN 80	DN 100	DN 150
3	TEE CON TRES BRIDAS FFD	DN 80X50	DN 100X50	DN 150X50
4	VALVULA DE AIRE 3 FUNCIONES FFD	DN 50	DN 50	DN 50
5	TUBERIA PVC NTP 399.003	DN 4"	DN 4"	DN 4"
6	CODO 90° PVC NTP 399.003	DN 4"	DN 4"	DN 4"
7	MALLA METALICA INOXIDABLE	-	-	-
8	UNION BRIDADA L=250mm. FFD	DN 80	DN 100	DN 150



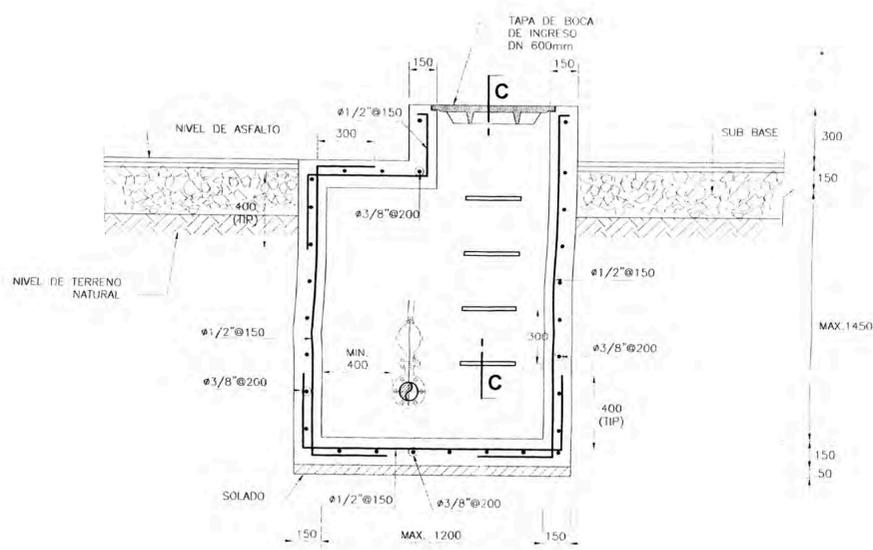
PLANTA TECHO CAMARA DE AIRE
1:20



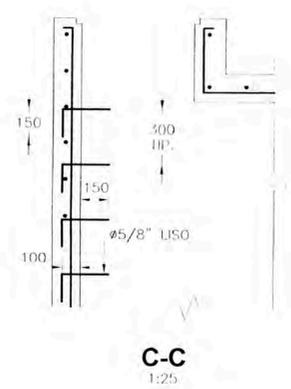
A-A
1:20

ESPECIFICACIONES TECNICAS

- CONCRETO SIMPLE**
- SOLADO, MACIZO $f'c = 100 \text{ Kg/cm}^2$
 - APOYO DE CONCRETO $f'c = 140 \text{ Kg/cm}^2$
- CONCRETO ARMADO**
- MUROS Y LOSAS $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 - ACERO DE REFUERZO ASTM-A-615 $f'y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- RECUBRIMIENTOS**
- LOSA DE FONDO Y MUROS 3cm
 - LOSA DE TECHO Y TAPA DE CONCRETO 2cm
- (*) FILTRO DE GRAVA DE 1/2" DE DIAMETRO DE 0,20x0,20x0,40



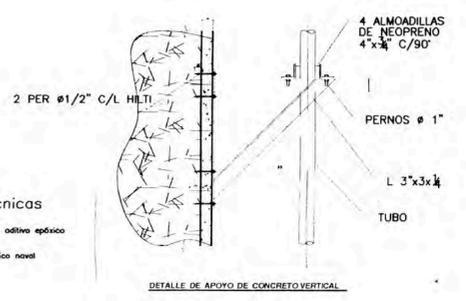
B-B
1:20



C-C
1:25

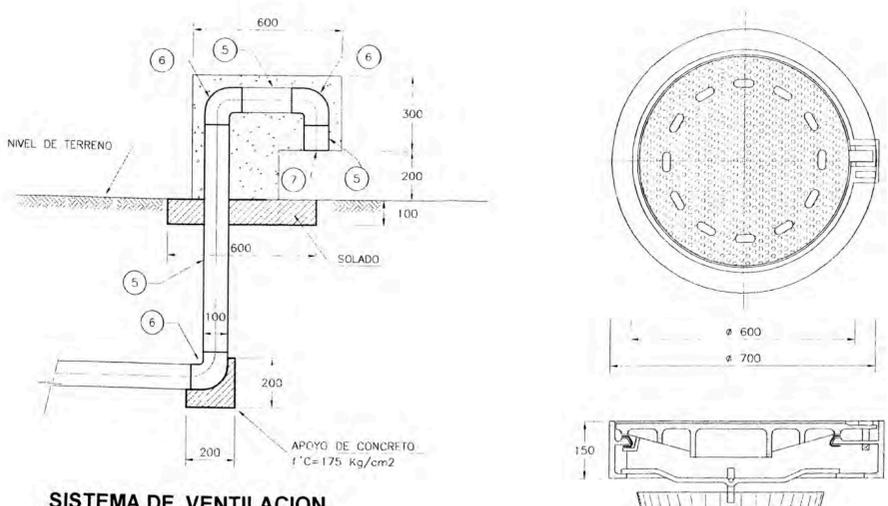


REFUERZO ADICIONAL EN PASE DE TUBERIA
1:50



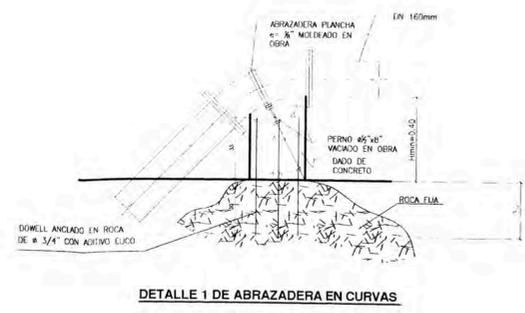
Especificaciones Técnicas
 Dado de concreto $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.
 Doreta de $\frac{3}{8}$ ligada en roca con aditivo eucio.
 Eucio, silador o similar.
 Tubería pintada con anticorrosivo epoxico naval.
 Abrazaderas de planchas $\frac{1}{8}$ "

DETALLES DE ANCLAJE DE TUBERIA DE FIERRO DUCTIL EN TALUD DE ROCA FIJA
ESC. 1/50

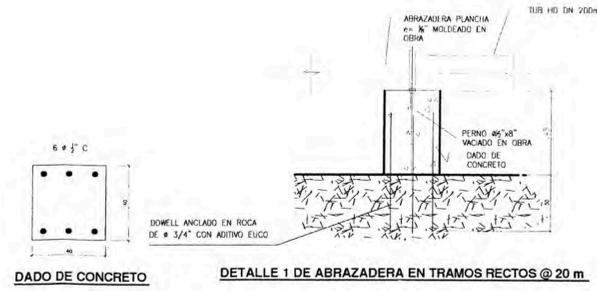


SISTEMA DE VENTILACION
S/E

MARCO Y TAPA DE FIERRO FUNDIDO
1:10

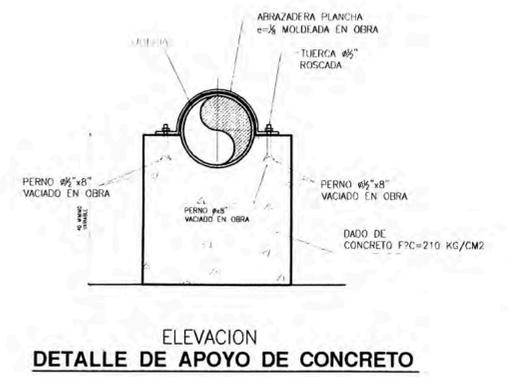


DETALLE 1 DE ABRAZADERA EN CURVAS



DETALLE 1 DE ABRAZADERA EN TRAMOS RECTOS @ 20 m.

DETALLES DE ANCLAJE DE TUBERIA DE FIERRO DUCTIL EN TALUD DE ROCA FIJA
ESC. 1/50



ELEVACION DETALLE DE APOYO DE CONCRETO

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PLANO: VALVULA DE AIRE

UBICACION: ANEXOS DE UCHUPAMPA Y CONDORAY	PROYECTO: EXPEDIENTE TECNICO MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE LOS ANEXOS UCHUPAMPA Y CONDORAY-LUNAHUANA-CAPTACION-CONDUCCION
DISTRITO: LUNAHUANA	ELABORADO: GRUPO 8
PROVINCIA: CAJATE	FECHA: NOVIEMBRE 09
DEPARTAMENTO: LIMA	INDICADA
	REVISADO: APROBADO: REVISION:
	OA-01

