

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



**FORMULACIÓN Y DISEÑO DEL PROYECTO DE
SANEAMIENTO UNIPAMPA ZONA 2**

**“DISEÑO DE LA RED COLECTORA DE AGUAS
RESIDUALES”**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

JEANE AMARILIS DUEÑAS GUILLÉN

Lima - Perú

2007

ÍNDICE

Resumen	2
Introducción	3
Capítulos	
1. Generalidades	5
1.1. Antecedentes	5
1.2. Justificación	6
1.3. Planteamiento del Problema	7
1.4. Objetivo	8
2. Características Generales de la Zona	8
2.1. Ubicación	8
2.2. Clima	9
2.3. Flora	14
2.4. Topografía	14
2.5. Geología	15
2.6. Hidrología	17
2.7. Sismicidad	19
2.8. Aspectos Demográficos	20
2.9. Cobertura de los Servicios de Agua y Desagüe	22
3. Estudios Básicos	24
3.1. Calidad del Agua	24
3.2. Estudio Geotécnico	26
3.2.1. Clasificación de Suelos	26
3.2.2. Perfil Estratigráfico	27
3.2.3. Análisis Físico-Químicos	27
3.3. Planteamiento Urbano	28
4. Datos Básicos de Diseño	32
4.1. Periodo de Diseño	32
4.1.1. Modelos de Expansión	32
4.1.2. Determinación del Periodo de Diseño	33
4.2. Población de Diseño	33
4.2.1. Métodos de Estimación	33

4.2.2.	Estimación de la Población de Diseño	36
4.3.	Dotación	37
4.4.	Variaciones de Consumo.	38
4.5.	Demanda Contra Incendio	38
4.6.	Caudal de Infiltración	39
4.7.	Caudal de Conexiones Erradas	40
4.8.	Caudal de Diseño	41
4.8.1.	Cálculo del Caudal de Diseño	43
5.	Diseño de la Red Colectora de Aguas Residuales: Sistema Separado	44
5.1.	Sistemas de Alcantarillado	44
5.1.1.	Clasificación de Tuberías	46
5.1.2.	Disposición de la Red del Alcantarillado	46
5.1.3.	Tuberías en Redes de Alcantarillado	47
5.2.	Sistema Sanitario o Separado	55
5.3.	Sistema Condominial	57
5.4.	Bases del Diseño	59
5.4.1.	Consideraciones Básicas	59
5.4.2.	Trazo Preliminar	60
5.5.	Diseño de la Red de Alcantarillado	62
5.5.1.	Marco Teórico	62
5.5.2.	Caudal de Distribución en Marcha	68
5.5.3.	Cálculo Hidráulico	69
	Conclusiones	72
	Recomendaciones	73
	Bibliografía	74
	Anexos	75

RESUMEN

En el presente informe se ha planteado el asentamiento de una nueva población sobre un terreno ubicado a la altura del Km. 158 de la Panamericana Sur.

Como consecuencia del creciente desarrollo que la zona sur del Departamento de Lima el trabajo pretende cubrir las necesidades reales de una futura población que se asentará muy posiblemente como consecuencia principalmente de la construcción de la Planta de Licuefacción del Gas de Camisea, lo cual quizás conlleve a la formación de una sede universitaria y del desarrollo consecuente de una ciudad.

Consciente de las nuevas necesidades se ha diseñado un sistema para recolectar las aguas residuales de la futura población, estimada para un periodo de 18 años.

El sistema diseñado es del tipo separado y evacuará un caudal máximo de diseño de 63.03 l/s.

Para la realización del presente informe se recopiló la información básica necesaria del lugar: clima, flora, topografía, geología, etc. Adicionalmente, a esta información se ha llevado a cabo un trabajo de campo cuyo objetivo fue la toma de muestras de suelo y del agua que evacuará el sistema, las mismas que fueron ensayadas y analizadas en los laboratorios de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad.

Para el cálculo hidráulico del sistema separativo se empleó el método del caudal de distribución en marcha. Éste contempla la división del terreno en áreas de drenaje para determinar el caudal que discurrirá por cada tramo del sistema.

Las velocidades mínima y máxima del sistema son de 0.50m/s y 2.66 m/s encontrándose dentro del rango permitido para asegurar el arrastre de sólidos.

INTRODUCCIÓN

A lo largo de la historia el desarrollo de obras de saneamiento ha estado ligado a la salud pública. Por ejemplo, en 1832 París fue invadida por una epidemia de cólera; como consecuencia de esto los pobladores instaron a los administradores públicos a iniciar la ejecución de obras de alcantarillado. Es así que hacia 1833, se construyó en París el primer colector de aguas residuales.

Sin embargo, el inicio de la red de alcantarillado se remonta a la antigua Babilonia. Fue entonces cuando se construyeron las primeras galerías de canalización de aguas residuales. También se han encontrado restos de conductos en otras civilizaciones como Egipto, Grecia, Persia, Cartago o la ciudad de Jerusalén. A pesar de ello, fueron los romanos los que desarrollaron realmente las redes de alcantarillado.

De otro lado, según informes publicados por la Organización Mundial de la Salud el saneamiento ambiental puede reducir la incidencia de enfermedades infecciosas _como el cólera y la fiebre tifoidea, por citar un ejemplo_ entre un 20% y 80%.

Es por ello que, consciente de la importancia de las obras de saneamiento en el desarrollo de las ciudades y en la mejora de la calidad de vida de sus pobladores, el presente informe pretende dar un panorama general de la situación actual de las mismas e introducir al lector en el diseño de un sistema de alcantarillado separado, mediante su aplicación en un centro poblado.

El proyecto contempla el asentamiento de una población sobre un terreno ubicado a la altura del Km. 158 de la carretera Panamericana Sur en la Pampa Clarita, provincia de Cañete, departamento de Lima.

En el primer capítulo se presenta de manera general el problema, sus antecedentes, así como un panorama a nivel latinoamericano de la situación actual del saneamiento.

Mientras que el segundo capítulo pretende darle al lector una idea general del entorno sobre el cual se plantea proyectar el poblado en mención. Con tal fin se ha realizado una recopilación de la información básica necesaria sobre las características de la zona: ubicación, clima, flora, topografía, geología, hidrología, sismicidad, aspectos demográficos, y cobertura de los servicios de agua y desagüe.

El tercer capítulo contiene el resultado de los ensayos de muestras obtenidas en campo de la calidad del agua y del suelo, así como el planteamiento urbano sobre la zona 2, propuesta de acuerdo a los requerimientos que establece el Reglamento Nacional de Construcción.

Para el diseño del sistema de alcantarillado requerimos datos básicos: el período de diseño y la población. Con estos datos se calcula finalmente el caudal de diseño para la red de alcantarillado, todos estos datos se presentan en el cuarto capítulo.

Finalmente, en el capítulo 5 se desarrolla de manera general el marco teórico del diseño, y el cálculo hidráulico de la red.

1. GENERALIDADES

1.1. ANTECEDENTES

Para el presente trabajo se asignó un terreno a la altura del Km. 158 de la Panamericana Sur, en la zona denominada Pampa Clarita. En este contexto se prevé, en un futuro, el desarrollo de esta zona como un posible centro de investigación o una sede anexa de la Universidad.

En este proyecto de saneamiento se va a considerar la formación de un centro poblado sobre el área mencionada, el cual posiblemente se desarrollará en los alrededores debido a las crecientes expectativas en esta zona.

Dentro de este marco y siendo la baja cobertura de los servicios de disposición de aguas servidas y excretas una de las principales causas de morbilidad y mortalidad en los países de América Latina, se hace necesario el estudio y desarrollo de proyectos de saneamiento y en este caso puntual del diseño de la red colectora de aguas residuales. Lo cual incidirá en la mejora de calidad de vida de la población en general, y principalmente de las personas directamente afectadas por esto.

Para un mayor panorama del problema de la falta de saneamiento se ha revisado las estadísticas mundiales sobre la incidencia en la salud de la falta de obras de saneamiento adecuadas. Según informes de la Organización Panamericana de la Salud (OPS) y de la Organización Mundial de la Salud (OMS) el saneamiento ambiental puede reducir la incidencia de enfermedades infecciosas entre el 20 y el 80% a través de la inhibición de la generación de enfermedades y la interrupción de su transmisión.

Tabla 1.1. Reducciones potenciales de la morbilidad por diferentes enfermedades con consecuencia de mejoras del suministro de agua y del saneamiento (OMS-1986)

Enfermedades	Reducción de morbilidad prevista (%)
Cólera, fiebre tifoidea, leptospirosis, sarna, dracunculiasis	80-100
Tracoma, conjuntivitis, frambesía, esquistosomiasis	60-70
Tularemia, paratíficas, disentería bacilar, disentería amebiana, gastroenteritis, enfermedades transmitidas por piojos, enfermedades diarreicas, ascariasis, infecciones cutáneas	40-50

Está comprobado que el agua de mala calidad es un vehículo propicio para la transmisión de enfermedades como el Cólera, Hepatitis infecciosa, Fiebre tifoidea y paratifoidea, Amibiasis, Diarreas, Esquistosomiasis, etc.

Esas enfermedades pueden ser transmitidas por el agua a través de organismos patógenos, relacionados con la higiene; es decir, transmitidos por vía fecal-oral, por contacto de la piel y también relacionados con la disposición de excretas.

Tabla 1.2. Población con Acceso a un Saneamiento Sostenible en Latinoamérica y el Caribe: comparación entre 1990 y 2004

PAÍS	1990	2004
Argentina	81	91
Bahamas	100	100*
Bolivia	33	46
Brasil	71	75
Chile	84	91
Colombia	82	86
Costa Rica	—	92
República Dominicana	52	78
Ecuador	63	89
El Salvador	51	62
Guatemala	58	86
Haití	24	30
Honduras	50	69
México	58	79
Nicaragua	45	47
Panamá	71	73
Paraguay	58	80
Perú	52	63
Suriname	74	94
Trinidad & Tobago	100	100
Uruguay	100	100
Venezuela	—	68

Fuente: PAHO/WHO (2006)

1.2. JUSTIFICACIÓN

Dadas las expectativas de crecimiento económico de la provincia de Cañete, debido principalmente a la Planta de Licuefacción del Gas de Camisea, al desarrollo de los Balnearios de Asia y a una creciente inversión privada en la agricultura para exportación, se avizora un prometedor desarrollo en la zona del Proyecto UNIPAMPA convirtiéndolo en un posible atractivo para el desarrollo de un centro poblado.

En este contexto se presenta la necesidad de una infraestructura que pueda cubrir estos posibles requerimientos. En especial, en el presente informe se plantea específicamente la necesidad de un diseño de red de alcantarillado.



Figura 1.1. Vista panorámica de la futura Planta de Licuefacción del Gas de Camisea

1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Diseñar la red colectora de aguas residuales como una solución a una futura demanda del centro poblado a desarrollarse en el área del Proyecto UNIPAMPA. El Sistema diseñado corresponde al Separado o Sanitario, es decir, dadas las características del área en estudio (poca precipitación) el agua proveniente de lluvias no será considerada por lo que el sistema sólo transportará las aguas residuales domésticas e industriales.

1.4. OBJETIVO

Diseñar una red de alcantarillado para la recolección de las aguas residuales en el futuro poblado que se plantea desarrollar en la zona del Proyecto UNIPAMPA, ubicado en la Pampa Clarita.

2. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ZONA

2.1. UBICACIÓN

La zona del Proyecto UNIPAMPA se ubica en la costa del Perú, en la Provincia de Cañete, Departamento de Lima. Se emplaza sobre un área de 1 km², localizado al margen izquierdo del Río Cañete a la altura del Km. 160 de la Panamericana Sur en Pampa Clarita.

Dentro de este sector se ha planteado una ciudad sobre una extensión de 164,032.00 m² llamada Zona 2, ubicada entre los 160 y 170 m.s.n.m. y delimitada por las coordenadas geográficas que se adjuntan en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1. Coordenadas Geográficas del Área de Estudio

Punto	Este (UTM)	Norte (UTM)
1	353,386.83	8'542,073.41
2	353,704.39	8'542,225.27
3	353,905.43	8'541,804.87
4	353,387.87	8'541,353.01
Centro	353,644.33	8'541,938.28

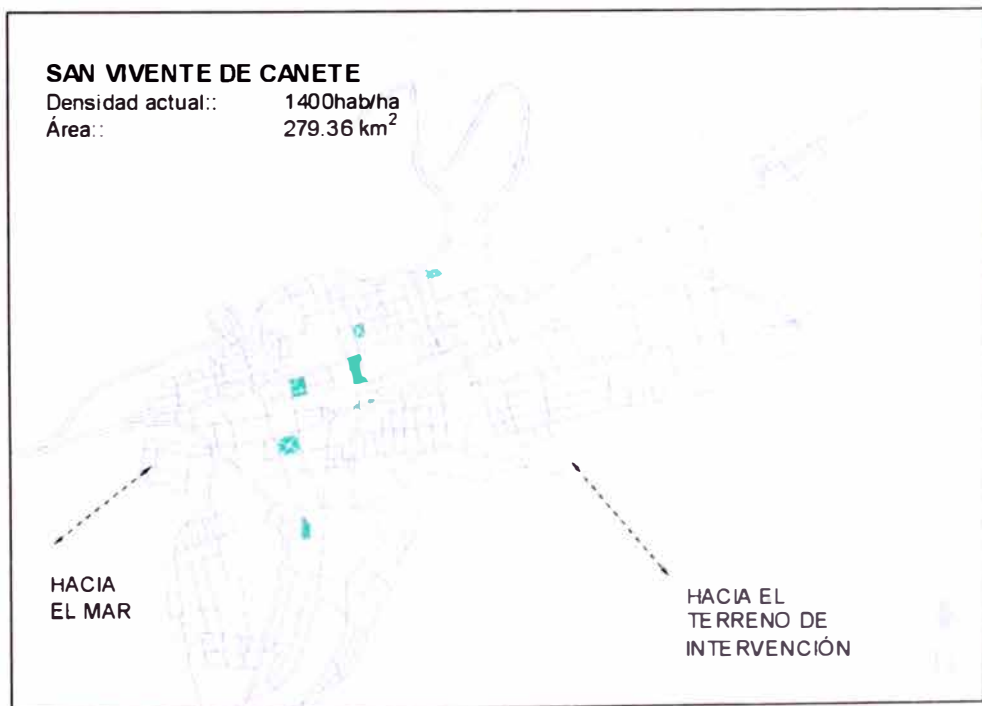


Figura 2.1 Plano de Ubicación

2.2. CLIMA

El clima es uno de los factores ecológicos que más influencia ejerce sobre el suelo, la flora y la fauna.

Los factores que más se toman en cuenta para el conocimiento del clima son la temperatura y la precipitación pluvial. Sin embargo no dejan de ser importantes los otros factores climáticos como son: el viento, la heliofanía, la humedad relativa, la evaporación y la nubosidad.

Por su localización latitudinal al Perú le correspondería un clima cálido y lluvioso, pero la existencia de factores modificadores han dado origen a que el Perú presente una gran variedad de climas contrastantes.

En el caso del Valle Cañete, se considera como información necesaria la siguiente:

Temperatura

La temperatura es un factor atmosférico. La temperatura mínima se presenta alrededor de la hora de salida del sol y la temperatura máxima después del mediodía.

La media anual de temperatura máxima y mínima (periodo 1937-1999) en el valle de Cañete fue de 24.2°C y 16.4°C, respectivamente.

Tabla 2.2. Variación Mensual de Temperatura

Mes	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Anual
T. MÁX.	27.9	28.9	28.9	27.6	24.2	21.1	19.9	19.7	20.6	22.2	23.8	25.7	24.2
T. MÍN.	19.0	19.6	19.3	17.6	15.6	14.5	14.3	13.9	14.2	15.0	16.0	17.7	16.4

Fuente : SENAMHI, Estación Cañete (1937 – 1999)

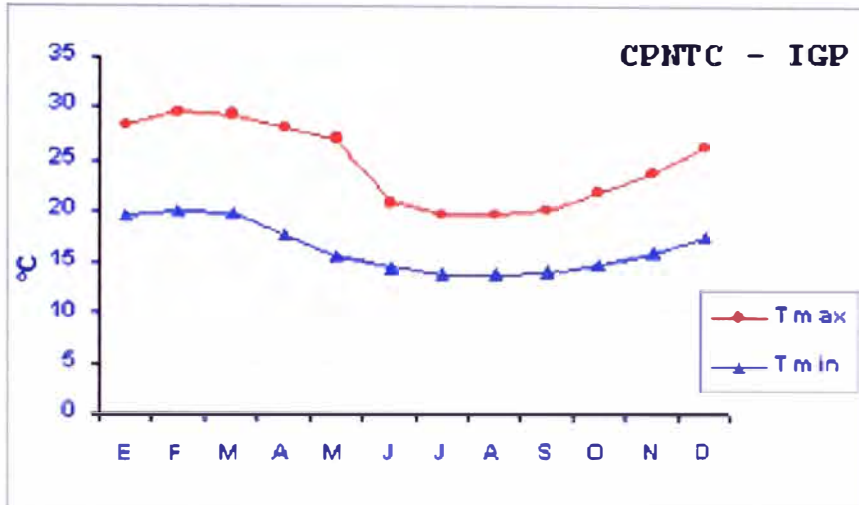


Gráfico 2.1. Promedios multianuales de temperaturas máximas y mínimas (Periodo 1961-1980)

Precipitación

En las vertientes occidentales del departamento de Lima el periodo de lluvias importante se inicia en el mes de septiembre y finaliza en el mes de abril del siguiente año; pero se concentra principalmente entre los meses de enero, febrero y marzo.

La precipitación media acumulada anual para el periodo 1937-1999 en el valle de Cañete fue de 17.5 mm.

Tabla 2.3. Variación Mensual de Precipitación

Mes	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Anual
Precip. (mm/mes)	0.4	0.8	0.4	0.3	1.9	4.0	1.8	2.4	2.6	1.1	1.1	0.8	17.5

Fuente : SENAMHI, Estación Cañete (1937 – 1999)

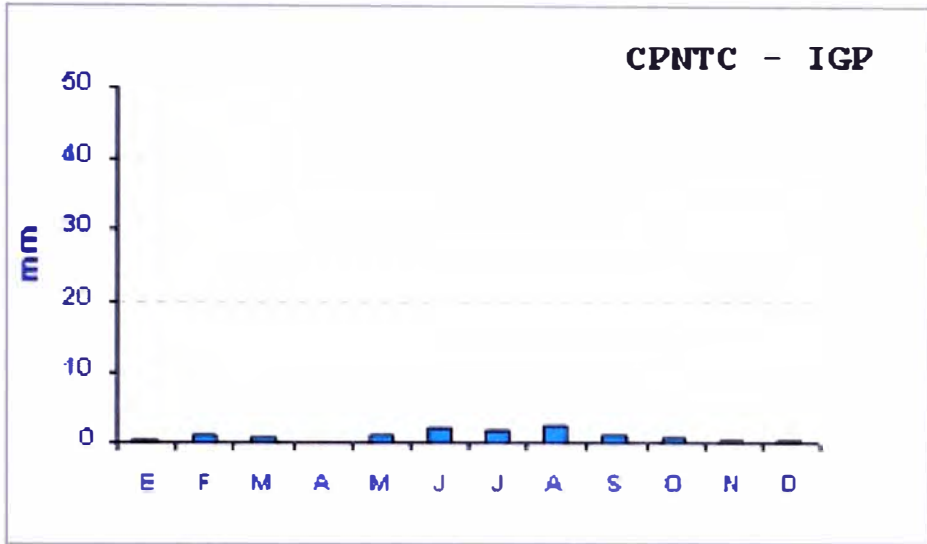


Gráfico 2.2. Promedios multianuales de de precipitación acumulada mensual (Periodo 1961-1980)

Viento

El viento es un elemento muy variable durante el día y varía aún más durante los meses de estaciones transicionales como otoño y primavera. La influencia del viento en el clima es mucho menor que las anteriores, sin embargo influye como factor de enfriamiento y sequía, y de transporte activo y pasivo. Además en el caso de este proyecto la dirección predominante del viento es de suma importancia para determinar la ubicación del emisor de las aguas residuales y la localización tentativa de una planta de tratamiento de aguas residuales a futuro.

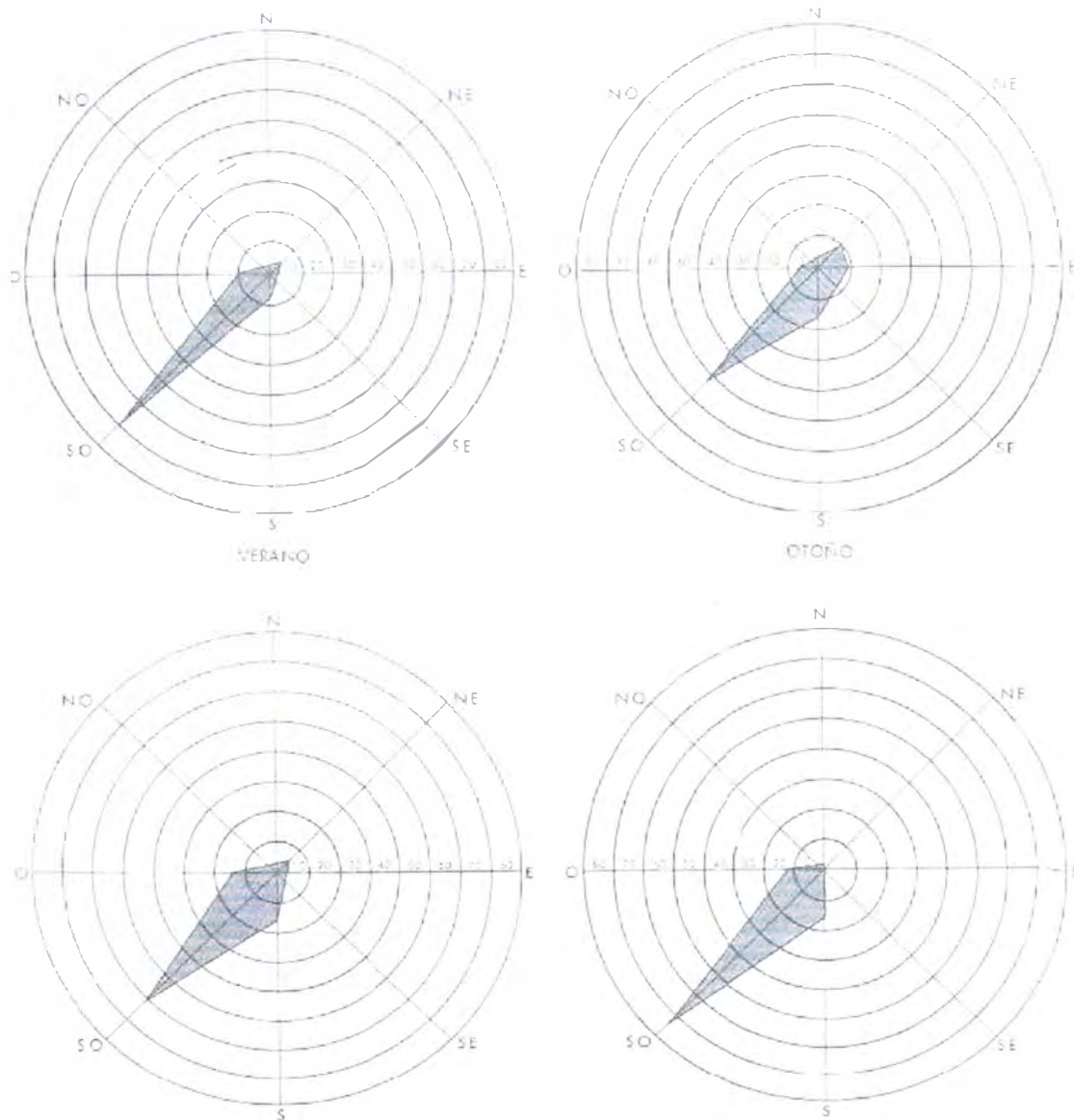


Figura 2.2 Rosa de Vientos de Cañete (1950-68): Comportamiento estacional

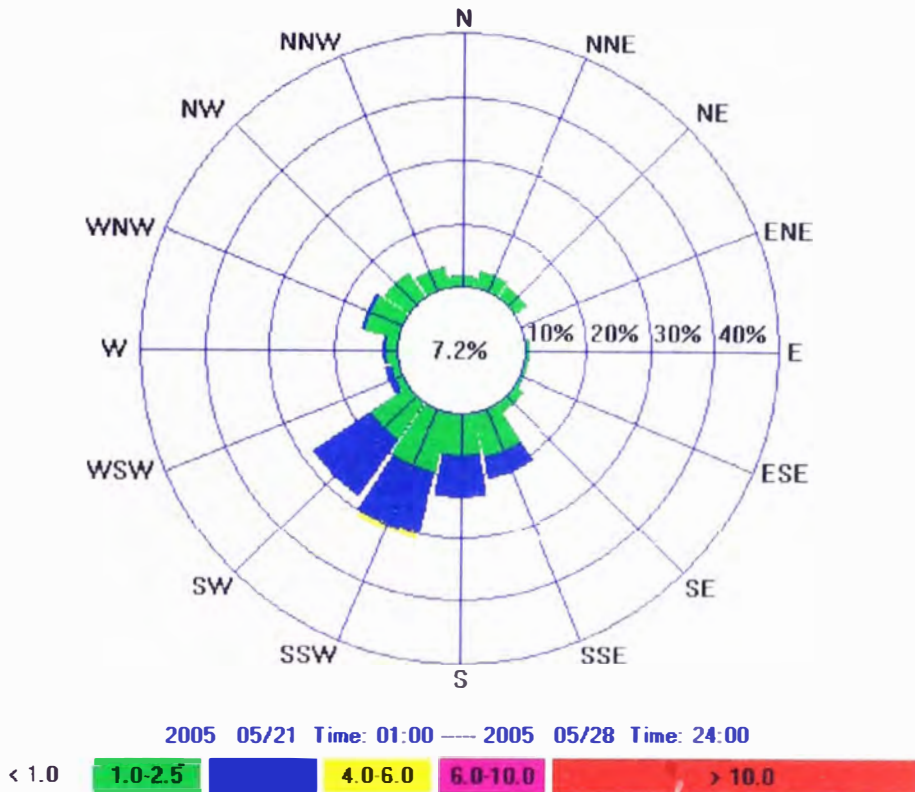


Figura 2.3 Rosa de Vientos en la zona de Chilca¹ (período 21 al 28 de mayo 2005)

Como se puede observar la dirección predominante del viento considerando las mediciones de 2005 es de SSO; sin embargo considerando la rosa de viento (comportamiento estacional) para el periodo de 1950-1965 la dirección es de SO. Por lo que se considerará esta última.

Heliofanía

El promedio anual de heliofanía (horas de sol diario) es 4,2 horas con una desviación estándar de 3,4. La Tabla 2.4 presenta la distribución mensual de las horas de sol. Se aprecia que los menores valores se presentan durante el invierno, con valores mínimos extremos de media hora (0,5 horas) de brillo solar diario. Asimismo, en los meses de verano el brillo solar es mayor.

¹ Walsh Perú S.A. Estudio de Impacto Ambiental de la Central Termoeléctrica de 380 Mw – Chilca. Informe No. 050-2005-MEM-AAE/IB.

Tabla 2.4. Variación Mensual de Heliofanía (Horas de Sol/Día)

Mes	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Anual
H.S. Máx.	8.2	8.7	7.8	9.1	7.4	3.3	2.8	2.8	3.5	4.4	6.2	8.8	6.1
H.S. Med.	6.2	6.4	6.1	6.7	4.7	2.2	1.7	1.6	2.1	3.2	4.3	5.5	4.2
H.S. Min.	4.5	4.2	4.7	4.8	2.5	1.0	0.8	0.5	0.7	2.2	2.9	3.7	2.7

Fuente : SENAMHI, Estación Cañete (1950 - 1968)

H.S. Máx. : Heliofanía máxima mensual extrema

H.S. Med. : Heliofanía mediana mensual extrema

H.S. Min. : Heliofanía mínima mensual extrema

Nubosidad

La cobertura nubosa durante el año es alta: 5 octavos en verano, 7 octavos en otoño e invierno y en la primavera 6 octavos; con alta predominancia de nubes estratiformes.

2.3. FLORA

El valle de Cañete es irrigado por las aguas del río del mismo nombre y ampliado en las Pampas del Imperial. Sus cultivos principales son: algodón y frutales; además de los productos de pan llevar. Haciendo un recorrido del litoral hacia la cadena de los Andes occidentales, la vegetación es diversificada, tanto en el número de especies como en sus formas vegetales. El territorio más bajo _ lugar en donde se ubica la zona de estudio _ presenta pampas y cerros de poca altura. Aquí la vegetación es pobre por la falta de lluvias y porque los suelos tienen poca materia orgánica. Prosperan sólo la formación de lomas cuando reciben las garúas invernales; las laderas y cumbres de los cerros se tornan verdes. Fuera de la frontera de estas lomas aparecen comunidades adaptadas a la sequedad del medio ambiente como los tilansiales y cactáceas menores de porte pequeño y postrado.

2.4. TOPOGRAFÍA²

El relieve de la costa se caracteriza por ser ondulado, con alternancias de colinas bajas y terrazas fluviales y marítimas. Cerca al océano se presenta una topografía empinada con pendiente de hasta 50%.

² Eagle Mapping Perú. Plano Topográfico de Pampa Clarita-Cañete. Escala 1/20,000

Hacia los 160 m.s.n.m. se encuentra la Pampa Clarita cubierta por arena. En esta zona arenosa y desértica se observan numerosas dunas sobre todo del tipo borjanas o media luna, que están aisladas o formando familias. La topografía en este sector presenta una pendiente suave aproximada de 3%, con una altitud que varía de 160 a 180 m.s.n.m.

2.5. GEOLOGÍA

El área del proyecto está ubicada sobre la costa del Perú comprendiendo una faja costanera que va desde el río Cañete en el norte hasta la quebrada Topará al sur y se extiende al este de la Carretera Panamericana Sur a una altura de 160 m.s.n.m. La región está caracterizada por cerros cortados, conos aluviales amplios y llanuras.

La estratigrafía regional muestra que el lecho de roca que subyace los depósitos aluviales está conformado por rocas sedimentarias y granodioríticas del Cretáceo Inferior. Las playas estrechas a lo largo del área de estudio se presentan en franjas estrechas entre el lecho de roca de los acantilados costeros que varían de 60 a 170 m de altura formadas por una serie de deslizamientos de origen profundo antiguos a recientes y erosión litoral. Al área de la playa caen acantilados empinados casi verticalmente y producen terrazas de un ancho promedio de 300 m y una altura que varía de 50 a 70 m.

Los abanicos aluviales que forman las amplias llanuras costeras (pampas) son de aproximadamente 2 Km. de ancho entre el mar y las colinas costeras a lo largo de la Carretera Panamericana Sur entre el Km. 155 y el Km. 170. Estos extensos abanicos presentan forma cónica con altitudes de hasta 30 m. Las capas de arena (eólicas) depositadas por el viento y las dunas cubren el lecho de roca y los conos aluviales.

Los suelos subyacentes a las dunas se forman por los depósitos cimentados, densamente amontonados y parcialmente consolidados de la Formación Cañete del Pleistoceno. Numerosos valles de drenajes antiguos y recientes

2.6. HIDROLOGÍA

Los ríos de la costa se caracterizan generalmente por ser de régimen irregular y de carácter torrencioso. Principalmente, las precipitaciones estacionales que ocurren en su parte alta alimentan sus cursos de agua, concentrándose las descargas durante 3 ó 4 meses al año, entre los meses de diciembre a marzo, periodo durante el cual se estima que discurra del 60 al 70% del escurrimiento total anual, y teniendo durante el resto del año una sequía extrema en algunas cuencas. Ocasionalmente, cuando se presentan años húmedos o cuando se presenta el Fenómeno El Niño. Estas pequeñas cuencas se ponen en actividad y conducen agua.

Río Cañete

El Río Cañete tiene sus afluentes más lejanos al norte de la provincia de Yauyos, en la divisoria continental de aguas, formada por el nevado de Azulcocha, en cuyas faldas occidental se ubica la laguna de Erjeniocc, a 5,000 m.s.n.m., que recolecta las aguas de fusión glaciaria ya mencionado. El afluente de esta laguna que constituye el origen del río Cañete, penetra luego a la laguna de Shujoc y después a otra de menor superficie, de donde salen las aguas con el nombre de quebrada Huachic-Pampa, que en su recorrido, recibe por su margen derecha el efluente de la laguna Paucarcocha y por su margen izquierda, las aguas que salen de las lagunas Pilicocha y Mollococha; después de confluir con el efluente de la laguna Mollococha, se denomina Río Cañete, nombre con el que da sus aguas al Pacífico.

Desde sus nacientes sigue una dirección noroeste-sureste, hasta la población Vilca, lugar donde cambia de rumbo para dirigirse hacia el sur, formando imponentes cañones en la zona de Yauyos. Después de recibir las aguas del río Liucha, que llegan por su margen izquierda, a la altura de Cotahuasi, el Río toma una dirección suroeste, hasta su desembocadura.

La alimentación glaciaria y de numerosas lagunas permite al Cañete llevar aguas hasta el mar, durante todo el año. Riega un fértil valle dedicado principalmente al cultivo del algodón y papa, maíz, frutales y pastos.

El Río Cañete, que desemboca al sur de la ciudad del mismo nombre, tiene una longitud total de 209km, una cuenca de aproximadamente 6,100km² y 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.

Tabla 2.5. Característica de la Estación Hidrométrica Socsi

Río	Latitud	Longitud	Altitud (m.s.n.m.)	Distrito	Periodo
Cañete	13°02'	76°12'	340	Socsi	1994 -1998

Tabla 2.6. Registro Hidrológico de la Estación Socsi – Caudales Promedio Mensuales (m³/s)

Año	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
1994	151	334.8	211.1	74.7	64.7	30.2	19.8	17.1	12.4	10.9	19.3	17.2
1995	23.2	106.3	195.6	52.1	23.5	16.2	11.7	9	8.9	10.3	24.7	25.2
1996	133	176.3	184.3	122.3	48.2	17.3	13.6	9.3	9.3	9.5	11.3	19.7
1997	87	150.7	80.1	20.4	16.5	13.1	10.5	9	7.8	8.7	25.1	73.9
1998	184.1	189.1	217.2	135.7	29.5	17.3	16.1	13.7	11.7	11.9	14.7	30.0

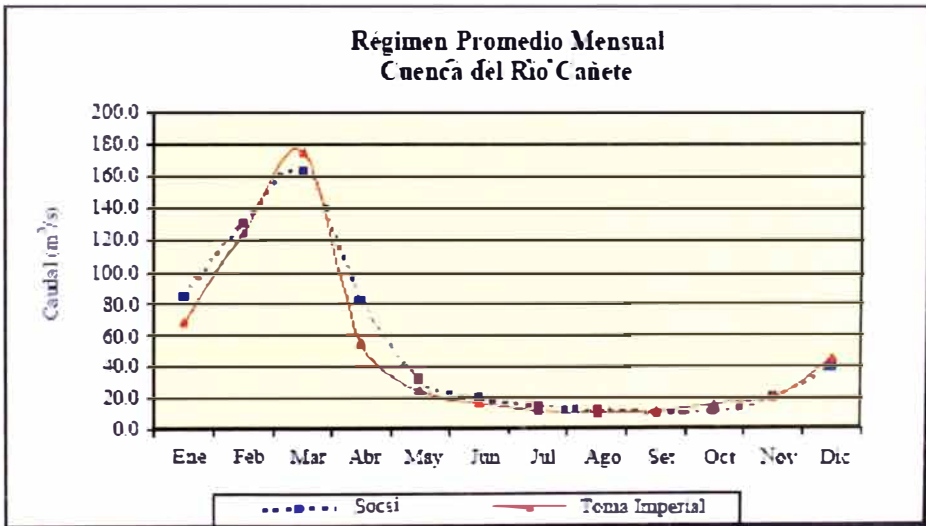


Gráfico 2.3. Comportamiento Hidrológico Promedio Mensual de la Cuenca del Río Cañete

A continuación se presenta las estimaciones del caudal máximo realizadas para el “EIA Variante Pacobamba y Chíncha-Chilca”³. Para estimaciones de caudales para diferentes periodos de retorno se han usado varios métodos como Gumbel I, Log Normal, Log Pearson y Gumbel y Pearson II. De estos métodos se ha elegido, dependiendo del modelo y de sus resultados aquel

³ Walsh Perú S.A., EIA Variantes Pacobamba y Chíncha-Chilca, Vol II 1.2.6-11. Junio 2005

que tenga un mejor coeficiente y menor porcentaje de error en las estimaciones. Por ellos en varios casos se ha elegido el método de Log Normal, Gumbel y Pearson II y Log Pearson III. Estos métodos permiten calcular el volumen de caudales máximos promedios para períodos (estándar) de 10, 20, 50, y 100 años.

Tabla 2.7 Caudales para diferentes Períodos de Retorno

Caudales Máximos (m³/s)			
Período de Retorno (años)			
10	20	50	100
583	731	850	976

Fuente : Walsh Perú S.A.

2.7. SISMICIDAD

La zona de estudio, por hallarse en la costa central del Perú, se ubica en una región de elevada actividad sísmica. La actividad sísmica del área se relaciona con la subducción de la placa oceánica bajo la placa continental sudamericana, que se realiza con un desplazamiento del orden de diez centímetros por año, ocasionando fricciones de la corteza, con la consiguiente liberación de energía mediante sismos, los cuales son generalmente tanto más violentos cuando menos profundos son en su origen.

Como los sismos de la región se originan en las fricciones corticales debidas a la subducción de la placa oceánica bajo la continental, resulta que a igualdad de condiciones los sismos resultan más intensos en las regiones costeras, decreciendo generalmente hacia el oriente, donde la subducción y fricción cortical es paulatinamente más profunda. Por lo cual la zona estudiada, según su posición, resulta ubicada en una zona de alto riesgo sísmico, tanto por la frecuencia de los movimientos, como por la severidad de ellos debido a su ocurrencia a escasas profundidades de la corteza.

A lo largo de casi 450 años, la zona centro sur del país ha tenido más de 17 movimientos telúricos con intensidades comprendidas entre clase VII y clase IX en la Escala Modificada de Mercalli. En los años 1966, 1970 y 1974, ocurrieron movimientos sísmicos muy fuertes que afectaron la región y luego

de una prolongada “calma sísmica” de más de 23 años, se produjo en 1997 un sismo de magnitud 6,5 que destruyó parte la ciudad de Nazca.

Por otro lado, la sismicidad tiene distintas repercusiones según el medio que se trate, particularmente de la naturaleza de los materiales presentes en la región; en tal sentido cabe destacar, que considerando el nivel de riesgo sísmico, son las formaciones sueltas cuaternarias las más riesgosas

Tabla 2.8. Características Sísmicas del Área de Estudio, Berrocal (1974)

LUGAR DE ANÁLISIS	ACELERACIÓN MÁXIMA (g)*	ACELERACIÓN EFECTIVA (g)*	ACELERACIÓN PARA EL ANÁLISIS SEUDO-ESTÁTICO (g)
ANCÓN (-77.16, -11.75)	0.45	0.34	0.22
LURÍN (-76.82, -12.21)	0.44	0.33	0.22
CHILCA (-76.37, -12.44)	0.43	0.32	0.22
CAÑETE (-76.34, -13.03)	0.44	0.33	0.22

2.8. ASPECTOS DEMOGRÁFICOS

Durante los últimos cuarenta años el Departamento de Lima ha mantenido un crecimiento poblacional, en términos absolutos, bastante elevado y sus tasas de crecimiento aunque decrecientes han sido mayores de las que corresponden al nivel nacional.

Tabla 2.9. Población Total por provincias 1972-2002

ÁMBITO	1972	1981	1993	2002
DEPARTAMENTO DE LIMA	3'594,787	4'993,032	6'478,957	7'748,500
Lima Metropolitana	3'086,225	4'381,480	5'786,758	6'988,000
REGIÓN LIMA	508,562	611,552	692,199	760,600
BARRANCA	84,131	107,405	116,486	122,700
CAJATAMBO	12,150	12,488	9,536	9,700
CANTA	13,831	12,946	11,250	11,900
CAÑETE	93,746	124,278	155,071	173,900
HUARAL	85,891	102,412	129,503	150,300
HUAROCHIRI	52,514	62,906	59,763	61,300
HUARA	112,694	137,581	164,704	184,500
OYON	17,117	17,554	17,583	18,000
YAUYOS	36,488	33,982	28,300	28,300

Fuente : INEI – Resultados Generales del Censo de Población y Vivienda 1972, 1981 1993

Dentro de este panorama, la Provincia de Cañete presenta la misma tendencia observándose que es la segunda provincia de la Región Lima con mayor población, representando el 22.8% del total de la Región.

Tasa de Crecimiento

A pesar de un crecimiento absoluto de la población en la provincia de Cañete (ver Tabla 2.10) se observa que la tasa de crecimiento poblacional disminuyó drásticamente en casi un 50% durante el período de 1981 --1993, respecto al periodo que le antecede. Asimismo, durante los años de 1993 al 2002 la tasa de crecimiento ha continuado disminuyendo, sin embargo se observa que la tendencia abrupta ha disminuido.

Tabla 2.10. Tasa de Crecimiento Promedio Anual 1972-1993

ÁMBITO	1972-1981	1981-1993	1993-2002
REGION LIMA	0.99	0.39	0.53
BARRANCA	2.70	0.70	0.60
CAJATAMBO	0.30	-2.20	0.20
CANTA	0.70	-1.20	0.60
CANETE	3.20	1.90	1.30
HUARAL	2.00	2.00	1.70
HUAROCHIRI	2.00	-0.40	0.30
HUARA	2.20	1.50	1.30
OYON	0.30	0.00	0.20
YAUYOS	-0.80	-1.50	0.00

Fuente : INEI – Resultados Generales del Censo de Población y Vivienda 1972, 1981 1993

Densidad Poblacional

Considerando la densidad poblacional en el año 1993 y 2002 se puede observar que en este periodo la densidad poblacional en general en la Región Lima ha aumentado.

Tabla 2.11. Densidad Poblacional por provincias 1993-2002

ÁMBITO / PROVINCIA	SUPERFICIE	DENSIDAD POBLACIONAL 1993	DENSIDAD POBLACIONAL 2002
DEPARTAMENTO DE LIMA	34,796.86	186.20	222.68
REGIÓN LIMA	32,126.46	21.50	23.68
BARRANCA	1,355.87	85.90	90.50
CAJATAMBO	1,515.21	6.30	6.40
CANTA	1,687.29	6.70	7.05
CANETE	4,574.91	33.90	38.01
HUARAL	3,655.70	35.40	41.11
HUAROCHIRI	5,657.70	10.50	10.83
HUARA	4,894.92	33.70	37.72
OYON	1,886.05	9.30	9.54
YAUYOS	6,901.58	4.10	4.10

Fuente : INEI – Resultados Generales del Censo de Población y Vivienda 1993

2.9. COBERTURA DE LOS SERVICIOS DE AGUA Y DESAGÜE

Según información del INEI al 2004 en el Perú el 76% de la población cuenta con agua potable, mientras que sólo el 57% dispone de infraestructura de saneamiento adecuada para la disposición de excretas; la situación en el área rural aún es más crítica. Esta estadística no dista mucho del panorama global en América Latina, en donde solamente el 49% de la población cuenta con un servicio de Alcantarillado.

Tabla 2.12. Coberturas de Agua y Saneamiento en el Perú - 2004

ENTIDAD	POBLACIÓN	POBLACIÓN SERVIDA AGUA POTABLE		POBLACIÓN SERVIDA SANEAMIENTO	
	Millones de habitantes	Millones de habitantes	%	Millones de habitantes	%
URBANO	19.60	15.90	81	13.40	68
SEDAPAL	8.0	7.1	89	6.7	84
EPS's Grandes	5.4	4.5	82	3.7	68
EPS's Medianas	3.0	2.4	79	1.8	61
EPS's Pequeñas	0.7	0.4	71	0.3	51
Otras Administraciones	2.5	1.5	60	0.8	33
RURAL	7.9	4.9	62	2.4	30
COBERTURA NACIONAL	27.6	20.8	76	16.7	67

Agua

La cobertura de agua en la Provincia de Cañete a nivel de viviendas es 44%, es decir menos del 50% del total de distritos cuenta con un sistema de distribución de agua potable.

Tabla 2.13. Servicio de Agua Potable, por porcentaje de cobertura a las viviendas (1997)

PROVINCIA	TOTAL DISTRITOS	% DE COBERTURA A LAS VIVIENDAS					NO TIENEN
		0 - 25	26 - 50	51 - 75	76 - 100	N.E.P.	
DEPARTAMENTO DE LIMA	177	29	32	47	62	4	3
LIMA METROPOLITANA	49	3	8	15	23	-	-
PROVINCIA DE LIMA	43	3	7	14	19	-	-
PROV. CONST. CALLAO	6	-	1	1	4	-	-
RESTO DPTO. LIMA	128	26	24	32	39	4	3
BARRANCA	5	1	1	2	1	-	-
CAJATAMBO	5	1	1	-	1	1	1
CANTA	7	2	1	-	4	-	-
CANETE	16	1	6	6	1	2	-
HUARAL	12	2	4	2	4	-	-
HUAROCHIRI	32	10	7	9	5	-	1
HUARA	12	3	1	3	5	-	-
OYON	6	-	1	3	2	-	-
YAUYOS	33	6	2	7	16	1	1

Fuente : INEI – Encuesta Nacional de Municipalidades e Infraestructura Socio-Económica Distrital 1997

Desagüe

En el caso del alcantarillado la situación desfavorable se acrecienta observándose que el 36% de sus distritos cuenta con un sistema de alcantarillado adecuado.

Tabla 2.14. Servicio de Desagüe, por porcentaje de cobertura a las viviendas (1997)

PROVINCIA	TOTAL DISTRITOS	% DE COBERTURA A LAS VIVIENDAS					NO TIENEN
		0 - 25	26 - 50	51 - 75	76 - 100	N.E.P.	
DEPARTAMENTO DE LIMA	177	48	32	38	29	9	21
LIMA METROPOLITANA	49	1	10	17	21	-	-
PROVINCIA DE LIMA	43	1	9	16	17	-	-
PROV. CONST. CALLAO	6	-	1	1	4	-	-
RESTO DPTO. LIMA	128	47	22	21	8	9	21
BARRANCA	5	2	1	1	1	-	-
CAJATAMBO	5	3	-	-	-	1	1
CANTA	7	3	2	1	1	-	-
CAÑETE	16	4	5	4	1	2	-
HUARAL	12	5	3	2	-	1	1
HUARACHIRI	32	13	7	6	1	-	5
HUARA	12	4	1	4	2	-	1
OYON	6	3	1	2	-	-	-
YAUYOS	33	10	2	1	2	5	13

Fuente : INEI – Encuesta Nacional de Municipalidades e Infraestructura Socio-Económica Distrital 1997

3. ESTUDIOS BÁSICOS

Luego de recopilar y seleccionar la información básica del área en estudio, se procedió al levantamiento de información en campo mediante la toma de muestras de agua y suelo.

A pesar de la envergadura de este tema particular es decir, del diseño de la red de alcantarillado, se considera importante mencionar las características de la fuente de agua de la cual se abastecerá la ciudad que se plantea desarrollar.

Asimismo, las características del suelo sobre el cual se asentará la ciudad proyectada darán las pautas necesarias para seleccionar y determinar el tipo de estructuras que se proyectarán y construirán, abasteciendo así los requerimientos de saneamiento.

3.1. CALIDAD DEL AGUA

La fuente de abastecimiento de este proyecto es el Río Cañete. Este río se caracteriza por ser de régimen estacional, factor de gran influencia sobre el volumen disponible y la calidad del agua.

Para este sector se identificó como principales usos del agua los destinados a la agricultura y al consumo humano con tratamiento (agua potable) y sin tratamiento. Adicionalmente, se observó que en el valle de Cañete presenta significativos consumos de agua subterránea cuya calidad se desconoce.

Se tomaron muestras de agua (por equipos) en el sector en donde se ubica la Bocatoma de Nuevo Imperial. Por la fecha de muestreo (enero 2007), los valores obtenidos son característicos de condiciones de avenidas para los ríos de la costa. El Tabla 3.1 presenta la información de las muestras seleccionadas y el tipo de análisis realizado (todas las muestras fueron tomadas en el mismo lugar).

Tabla 3.1. Punto de Muestreo de Agua

Punto	Este (UTM)	Norte (UTM)	Tipo de Análisis
PM1	368,290.00	8'558,091.00	In situ y Laboratorio

Mediciones In Situ

En el sector se registró una temperatura de 23.3 °C del agua del río Cañete.

El PH en el agua del río variaba entre 7.0 y 8.7. Estos valores están dentro del rango establecido por la Ley General de Aguas y son similares a los registrados por el INRENA⁴.

La turbidez en el Río fue de 161 unidades turbidez.

Tabla 3.2. Resultados de las Mediciones In Situ

Muestra	Temperatura (°C)	PH	Turbidez (uT)
PM1 – E1	23.3	7.0	161
PM1 – E2	23.3	8.3	161
PM1 – E3	23.3	8.7	161

Parámetros Químicos

En el laboratorio se analizó el Cl, SO₄ y el STD, a continuación se presenta los resultados obtenidos.

Tabla 3.3. Resultados del Análisis Físico-Químico

Muestra	Sulfatos (ppm)	Cloruros (ppm)	Sales Solubles Totales (ppm)
PM1 – 01	210	37	276
PM1 – 02	143	27	182
PM1 – 03	130	27	176
PM1 – 04	216	20	243
PM1 – 05	223	36	209
PM1 – 06	186	35	253
PM1 – 07	134	29	178
PM2 – 08	217	130	368

⁴ Diagnóstico de la Calidad del Agua de la Vertiente del Pacífico, INRENA, 1996

3.2. ESTUDIO GEOTÉCNICO

Para el estudio del suelo de la zona en estudio se consideró la exploración mediante excavaciones a “cielo abierto” o “calicatas”. Debido a las características del proyecto sólo se realizó una calicata hasta los 3.00 m de profundidad.

De la calicata, se extrajeron muestras en estado disturbadas, las cuales se remitieron al laboratorio para la respectiva clasificación y evaluación de los parámetros que determinan la calidad del suelo.

Con las muestras obtenidas de la calicata y remitidas al laboratorio, se realizaron ensayos de acuerdo a las Normas Estándar de la American Society for Testing and Materials (ASTM). En términos generales, se puede mencionar que los ensayos considerados para el proyecto, en cualquiera de sus obras, responden a:

- Análisis Granulométrico por Tamizado
- Límites Líquido
- Límite Plástico
- Clasificación de Suelos por el método SUCS
- Contenido de Humedad
- Peso Específico
- Sales Solubles
- Sulfatos
- Cloruros
- PH
- Ensayo de Corte Directo

3.2.1. CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Las muestras que fueron ensayadas en el Laboratorio N° 2 – Mecánica de Suelos de la FIC-UNI han sido clasificadas utilizando el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), cuyos resultados se muestran en el Anexo.

Asimismo, los resultados del ensayo de Corte Directo se presentan en el Anexo I.

3.2.2. PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Basado en los resultados de la excavación y en los ensayos de laboratorio, se presenta la descripción del Perfil Estratigráfico del área en estudio.

Tabla 3.4. Descripción estratigráfica en campo

Ítem	Muestra	Profundidad	Descripción
1.0	M - 01	0.0 – 0.70 m	Material Areno-Limoso, Marrón amarillento (Ver Fotografías 1.0 y 2.0)
2.0	M - 03	0.7 – 3.0 m	Arena Gris fina en capas bien delgadas, con costras blanquecinas posiblemente Sales y Sulfatos. (Ver Fotografías 1.0 y 2.0)



Fotografía 3.1. Excavación de la Calicata

3.2.3. ANÁLISIS FÍSICO-QUÍMICO

Los resultados de los ensayos físico-químicos, corresponden a aquellos que permita determinar la agresividad de los suelos frente a las estructuras proyectadas. La Normatividad se basa en las recomendaciones del ACI y en la Norma Técnica Nacional E-060, Estructuras de Concreto Armado.

Tabla 3.5. Resultados del Análisis Físico-Químico del Suelo

Muestra	Sulfatos ppm	Cloruros ppm	Sales Solubles Totales ppm	PH
M-3	16,723	8,325	32,676	8.6

Considerando los resultados obtenidos se ha determinado el nivel de exposición a los sulfatos y cloruros para finalmente definir el tipo de Cemento que debería utilizarse para la construcción de las estructuras de concreto

Tabla 3.6. Análisis de los Resultados de los Ensayos Físico-Químico

CALICATA	C-1
MUESTRA	M-3
PROF. (M)	0.70-3.00
Sales Solubles Totales (ppm) ASTM D1889	4500.0
Sulfatos como ión SO ₄ (ppm) ASTM D516	2500.5
Cloruros como ión CL ⁻ (ppm) ASTM D512	959.4
PH	4.95
Sales Solubles Totales (%)	1.67
Sulfatos como ión SO ₄ (=) (%)	0.83
Cloruros como ión CL ⁻ (%)	3.27
Exposición a sulfatos	
Muy Severo	Tipo V + Puzolana
Exposición a cloruros	
Impermeabilizante en la mezcla	Aditivo

3.3. PLANTEAMIENTO URBANO

Lima está creciendo desmedidamente hacia sus polos, el sur es un importante punto de expansión, por la creciente expansión que se ha venido desarrollando hacia Asia y los balnearios que se están constituyendo a los alrededores. Esto se debe al crecimiento y desbordamiento de la ciudad, que busca nuevos lugares de expansión horizontal, ya que dentro de la misma, se está dando la vertical, matando las antiguas casonas, para dar pase a los

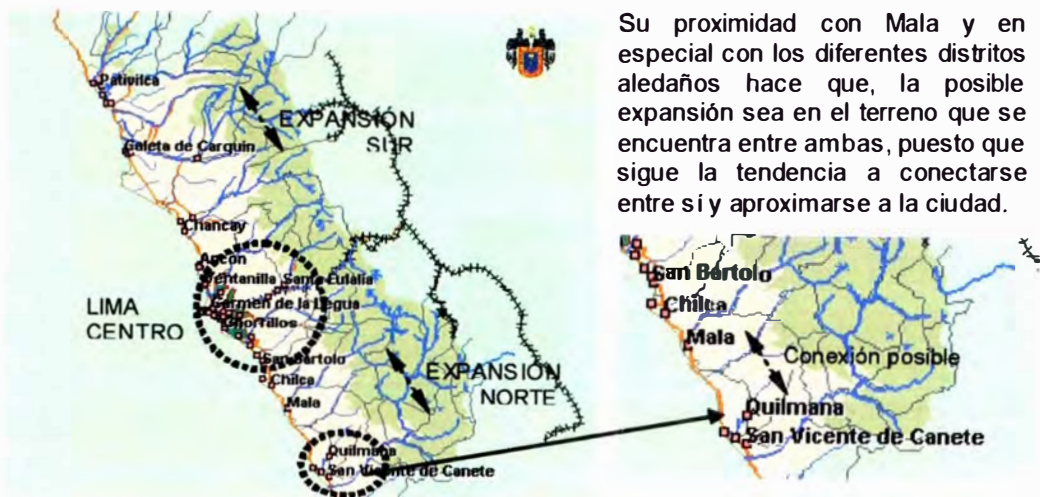
edificios de alta densidad; ya que la ciudad nos exige, con mayor frecuencia, lugares para habitar, todo esto se debe al crecimiento demográfico de Lima. Un punto importante en el proceso de urbanización, es la capacidad y densidad que vamos a insertar de una determinada zona, siendo de gran interés la problemática del lugar y las condiciones del mismo. También tenemos que tomar en cuenta, dos factores: bienestar y confort, condiciones necesarias para el habitar del ser humano y, adecuadas para que esto ocurra en áreas nuevas de expansión territorial.

Cuando uno explora estas posibles áreas, trata de proporcionar de todo para que el usuario llegue y construya, dentro de esa etapa de preparar las urbanizaciones se encuentran las obras de agua y desagüe, alumbrado e instalaciones especiales; como gas, cable, telefonía, etc.

En nuestro caso, la ubicación corresponde a la de SAN VICENTE DE CAÑETE, donde es muy probable la expansión a largo plazo, en las periferias.

El distrito de San Vicente es uno de los dieciséis distritos que conforman la provincia peruana de Cañete, ubicada en el sur del Departamento de Lima, 144 km, en la Región Lima, Perú. Limita con distritos como San Luis (norte), Chíncha (sur), Lunahuaná e Imperial (este), Nuevo Imperial (oeste).

Alrededor de este distrito se encuentran campos del cultivo de algodón y uva. Sin embargo, es muy conocida por sus camarones, sobre todo en el pueblo de Boca del Río. En ese punto desemboca el río Cañete, uno de los cinco más caudalosos de la costa peruana.



Su proximidad con Mala y en especial con los diferentes distritos aledaños hace que, la posible expansión sea en el terreno que se encuentra entre ambas, puesto que sigue la tendencia a conectarse entre sí y aproximarse a la ciudad.

Figura 3.1. Ubicación y Expansión Urbana

La futura ciudad ha sido distribuida considerando los porcentajes mínimos requeridos de usos del terreno, de acuerdo a Norma de Arquitectura del RNC.

Los lotes destinados a vivienda suman un total de 300, con un área de 200m². Las dimensiones de cada lote son de 10m de frente por 20m de profundidad. Éstos han sido distribuidos a lo largo de toda la pequeña ciudad y se plantea a futuro, de acuerdo al crecimiento poblacional, la construcción de urbanizaciones adicionales con las mismas características de distribución.

A continuación se indican las áreas destinadas para usos comercial, industrial (liviana), educativo, recreativo y otros.

Tabla 3.4. Distribución de Usos del Terreno

Uso	Mínimo Requerido (%)	Área Mínima Requerida (m ²)	Área Proyectada (m ²)
Recreación	8.00	9,766.40	10,000.00
Educación	2.00	2,441.60	2,800.00
Otros Fines (Salud, Administración, Parroquia)	3.00	3,662.40	4,000.00
Comercio	-	-	7,416.00
Industria Liviana	-	-	5,000.00
Vivienda	-	-	60,000.00
Circulación	-	-	74,816.00
Total			164,032.00



Figura 3.2. Planteamiento Urbano de la zona

4. DATOS BÁSICOS DE DISEÑO

El proyecto ha sido concebido en varias etapas, debido al desarrollo que se estima en el sector de Pampa Clarita con motivo de la Planta de Licuefacción del Gas de Camisea ubicada en Pampa Melchorita. En una primera etapa el proyecto beneficiaría a la población que se asentará en la urbanización planteada sobre el terreno asignado en la zona 2.

4.1. PERIODO DE DISEÑO

El Periodo de Diseño de una obra determinada de ingeniería es igual al número de años durante los cuales la obra ha de prestar con eficiencia el servicio para el cual fue diseñada. El período de diseño es fijado por el proyectista utilizando un procedimiento que garantice los períodos óptimos para cada componente del sistema.

Factores Determinantes

1. La vida útil de las estructuras y equipos.
2. Ampliaciones futuras y planeamiento de las etapas de construcción del proyecto.

4.1.1. MODELOS DE EXPANSIÓN

1. Modelo de expansión sin déficit

Para fines de análisis se considera que la demanda tiene comportamiento lineal en el tiempo, es decir varía en una cantidad fija por periodo.

$$X = \frac{2.60.(1-\alpha)^{1.12}}{r}$$

2. Modelo de expansión con déficit

Con frecuencia sistemas existentes de Agua Potable y Alcantarillado presentan deficiencias en la cobertura y por tanto se requiere atender la demanda insatisfecha desde el inicio del proyecto.

$$X_1 = \frac{2.60.(1-\alpha)^{1.12}}{r} + \frac{(1-\alpha)^{0.70}}{r} + \frac{X_0^{0.90}}{(X_0 + X)^{0.60}}$$

Donde:

X	=	periodo óptimo de diseño sin déficit
X_1	=	periodo óptimo de diseño con déficit
X_0	=	Cantidad de años de déficit inicial de demanda
α	=	Factor de economía de escala
r	=	Costo de oportunidad del capital a valores reales

4.1.2. DETERMINACIÓN DEL PERIODO DE DISEÑO

El periodo de diseño considerado para el diseño de la red de alcantarillado será de 18 años, tomando como referencia los periodos óptimos de diseño estimados por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

Tabla 4.1. Periodos Óptimos de Diseño

COMPONENTES	PERIODOS (Años)
CAPTACIÓN	15
LÍNEAS DE CONDUCCIÓN	15
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE	15
RESERVORIOS ENTERRADOS/APOYADOS	10
RESERVORIOS ELEVADOS	15
COLECTORES, INTERCEPTORES Y EMISORES	18
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES ⁵	10

Fuente: MVCS-DNS-Unidad de Preinversión

4.2. POBLACIÓN DE DISEÑO

La estimación de la población futura es básica para el cálculo del caudal de diseño necesario para la comunidad. Esta estimación debe ser perfectamente justificada, por ello es necesario estudiar las características de la ciudad, sus factores sociales, culturales, económicos y su tendencia de desarrollo.

4.2.1. MÉTODOS DE ESTIMACIÓN

Existen varios métodos, sin embargo a continuación se realizará, de manera general, una descripción de los métodos comúnmente utilizados y/o más representativos para la estimación de poblaciones futuras.

⁵ Norma de Obras de Saneamiento OS.090. Perú, 2005

1. Método Comparativo

Consiste en comparar de manera gráfica de la población estudiada con otras poblaciones que tengan características similares y crecimientos superiores. El método supone que la población en estudio seguirá una tendencia de crecimiento similar al promedio de las poblaciones con las cuales se compara.

2. Método Racional

Este método depende del criterio del proyectista. Consiste en realizar un estudio socio-económico del lugar, considerando el crecimiento vegetativo que es función de los nacimientos, defunciones, inmigraciones, emigraciones y población flotante.

$$P = (N + I) - (D + E) + P_f$$

Donde:

N	=	Nacimientos
D	=	Defunciones
I	=	Inmigraciones
E	=	Emigraciones
P _f	=	Población flotante

3. Método Aritmético

Este método se emplea cuando la población se encuentra en franco crecimiento, es decir, el aumento de población es constante e independiente del tamaño de la misma, entonces el crecimiento es lineal. Integrando entre los límites del último censo y el censo base se tiene:

$$\frac{\partial P}{\partial T} = \text{cte.} \quad \rightarrow \quad P = P_0 + r(t - t_0)$$

Donde:

P ₀	=	Población inicial (censo base)
r	=	Razón de crecimiento
t	=	Tiempo de Diseño
t ₀	=	Tiempo inicial

4. Método Geométrico

La población crece de manera proporcional al tamaño de ésta. En este caso el crecimiento tiene un comportamiento igual al interés compuesto. Este

método se emplea en poblaciones en el período de iniciación o de saturación.

$$P = P_0 \times r^{(t-t_0)}$$

Donde:

P_0	=	Población inicial
r	=	Factor de cambio de las poblaciones
t	=	Tiempo de Diseño
t_0	=	Tiempo inicial

5. Método Estadísticos

Los métodos estadísticos se emplean para ajustar valores históricos a la ecuación de regresión para una curva lineal, exponencial, potencial o logarítmica. La metodología a seguir es la de los Mínimos Cuadrados.

Curva Lineal	:	$y = a + bx$
Curva Exponencial	:	$y = a.e^x$
Curva Logarítmica	:	$y = a + b.\ln(x)$
Curva Potencial	:	$y = a.x^b$

En las fórmulas el valor de x corresponde al tiempo, mientras que los coeficientes de la regresión a y b pueden ser calculados mediante el sistema de ecuaciones:

$$\begin{aligned} An + B \sum X_i &= \sum Y_i \\ A \sum X_i + B \sum X_i^2 &= \sum X_i \cdot Y_i \end{aligned}$$

El coeficiente de correlación es determinado por la siguiente ecuación:

$$R^2 = \frac{A \sum Y_i + B \sum X_i \cdot Y_i + \frac{1}{n} (\sum Y_i)^2}{\sum (Y_i)^2 - \frac{1}{n} (\sum Y_i)^2}$$

El valor de R^2 nos indica la aproximación que se obtiene para el ajuste que realizamos.

4.2.2. ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN DE DISEÑO

Se considera una población inmediata de acuerdo a la distribución urbana realizada en la zona asignada. Sin embargo, teniendo en cuenta el crecimiento de la población se ha estimado una población futura considerando la tasa anual de crecimiento de una población de comportamiento similar de Cañete ($r = 1.5\%$) dado que se trata de una nuevo poblado. Asimismo, las estadísticas relacionadas al crecimiento poblacional (natalidad, mortalidad, migración, etc.) de la ciudad de San Vicente de Cañete han sido asumidas como información base para estimar la población en 18 años.

Considerando familias de 7 hab. se estima una **población inicial de 2,100 personas** en los 300 lotes destinados a vivienda.

Para el cálculo de la población futura se han considerado dos de los métodos presentados: el Método Racional y el Método Geométrico.

A futuro, teniendo como dato el periodo de diseño de 18 años, se estima una población de **12,385 habitantes** en el 2024.

4.3. DOTACIÓN

La Dotación es el volumen de agua que consume un habitante al día. Ésta es función de la población, el clima de la zona en estudio y de las características particulares del lugar.

El Consumo de agua se clasifica en:

- a. Doméstico
- b. Industrial y Comercial
- c. Uso Público

De acuerdo a lo señalado en el RNC: "la dotación promedio diaria anual por habitante, se fijará en base a un estudio de consumos técnicamente justificado, sustentado en informaciones estadísticas comprobadas", sin embargo de no contarse con dicha información podrá considerarse los valores indicados en la Tabla 4.2.

A continuación se presenta una tabla comparativa de las dotaciones considerando tres normas diferentes en el caso de no contarse con los consumos directos estimados:

Tabla 4.2. Dotación por Habitante

NORMATIVA	DOTACIÓN (l/h/d)	CRITERIO
SEDAPAL	250.00	Residencial (área de lotes > 120m ²)
	200.00	Popular (área de lotes <= 120m ²)
DIGESA - MINSA	60.00	Habitantes Costa Sur
R.N.E. Clima Templado	150.00	De 2,000 a 10,000 habitantes
	200.00	De 10,000 a 50,000 habitantes
	250.00	Más de 50,000 habitantes

Considerando estos valores adoptaré la dotación dada por SEDAPAL para vivienda popular: **Dotación para el diseño de 200 l/hab/día.**

4.4. VARIACIONES DE CONSUMO

Para calcular el caudal de diseño de la red de alcantarillado se precisa determinar las variaciones de consumo de agua de la población con respecto al promedio anual de la demanda. En abastecimientos por conexiones domiciliarias, los coeficientes de variaciones de consumo, deben fijarse en base al análisis de información estadística comprobada.

De no disponerse de la información de la población en estudio, puede utilizarse la información de estos mismos datos de poblaciones vecinas.

De lo contrario se podrán considerar los coeficientes establecidos en las normas:

1. Según el Reglamento Nacional de Edificaciones
 - Máximo anual de la demanda diaria : 1.3
 - Máximo anual de la demanda horaria : de 1.8 a 2.5

2. Norma Técnica MINSA-DIGESA⁶
 - Máximo anual de la demanda diaria : 1.3
 - Máximo anual de la demanda horaria : 2.0

3. **Reglamento SEDAPAL⁷**
 - **Máximo anual de la demanda diaria : 1.3**
 - **Máximo anual de la demanda horaria : 2.6**

Para el proyecto se ha adoptado los parámetros de SEDAPAL

4.5. DEMANDA CONTRA INCENDIO

La Demanda Contra Incendio será calculada siguiendo las pautas que señala el R.N.E., y que se detallan a continuación:

⁶ MINSA-DIGESA, Abastecimiento de Agua y Saneamiento para Poblaciones Rurales y Urbano-Marginales. Capítulo 4.04.2, Pág. 10. Enero, 1994.

⁷ SEDAPAL, Nuevo Reglamento de Elaboración de Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado para Habilitaciones Urbanas de Lima Metropolitana y Callao. Capítulo 3.3, Pág. 9. Enero, 1994.

En poblaciones hasta de 10,000 habitantes no se considerará demanda contra incendio, excepto en casos especiales en los que se justifique. Por ejemplo, en poblaciones con industrias inflamables.

En poblaciones de 10,000 a 100,000 habitantes deberá proveerse el servicio de acuerdo a las características de la comunidad, considerándose la ocurrencia de un siniestro como máximo en cualquier punto de la red, atendida por 2 hidrantes simultáneamente cada uno con un caudal mínimo de 15.0 l/s⁸(tiempo mínimo de funcionamiento de 2 hrs.).

En poblaciones mayores a 100,000 habitantes se considerará 2 siniestros de ocurrencia simultánea, uno ocurrido en una zona residencial y otro en una zona industrial o comercial, siendo atendido este último por 3 hidrantes.

En este caso en particular la población de diseño es menor a 10,000 habitantes y no presenta características especiales que justifiquen el uso de hidrantes, por lo tanto **no se considerará demanda contra incendio**.

4.6. CAUDAL DE INFILTRACIÓN

El agua del sub-suelo puede penetrar a los conductos de desagüe debido a que trabajan como canales abiertos. Esta infiltración puede darse a través de las uniones, roturas o por las paredes de los buzones.

El aporte por aguas de infiltración depende principalmente de las características de permeabilidad del suelo, del nivel freático, respecto a los conductos y del estado y calidad de la instalación del sistema de desagüe.

En la Tabla N° 4.2 se presentan algunos valores de infiltración adoptados en otros países, resaltando que en el Perú no existen normas o investigaciones al respecto que orienten u otorguen parámetros estimados.

⁸ Vierendel recomienda usar hidrantes con 16 l/s de capacidad.

Tabla 4.2. Comparación de aportes por infiltración adoptados, según varios autores

VALOR	UNIDAD	PAÍS	AUTOR
0.05 - 0.50	l/seg./Ha	EE.UU.	Fair&Geyer
0.0015 - 0.00018	l/seg./ml	EE.UU.	Fair&Geyer
40,000 – 60,000	l/km./día	EE.UU.	Metearth-Eddy
7,330 – 79,250	l/km./día	EE.UU.	Simon Arocha
≤ 20,000	l/km./día	Venezuela	Simon Arocha
0.0002 – 0.0008	l/km./ml	Brasil	Azevedo Neto
0.0002 – 0.0008	l/m/seg.	Perú	Vierendel
0.0005 – 0.0015	l/m/seg.	Colombia	López Cualla

Debido a que la bibliografía encontrada respecto a los valores considerados por algunos autores no incluye un criterio base para la determinación del caudal de infiltración se adoptará el criterio de López Cualla⁹; considerando los parámetros y/o materiales empleados para el proyecto así como las características del suelos (SP-SM).

Tabla 4.3. Aportes por infiltración, según López Cualla

CONDICIONES	INFILTRACIÓN (l/s/km)		
	Alta	Media	Baja
Tuberías existentes	4.00	3.00	2.00
Tuberías nuevas con unión de:			
Cemento	3.00	2.00	1.00
Caucho	1.50	1.00	0.50

4.7. CAUDAL DE CONEXIONES ERRADAS

El sistema de alcantarillado no es diseñado para recibir el agua de lluvia, sin embargo la experiencia demuestra que un porcentaje de éstas ingresa al sistema; asimismo, el agua proveniente de conexiones clandestinas también contribuye al sistema.

El aporte proveniente de las aguas de lluvia sólo es considerado en zonas con altas precipitaciones y debe ser debidamente sustentado, calculándose con la siguiente fórmula:

⁹ López Cualla, R., Diseño de Acueductos y Alcantarillados. Alfoomega S.A. Colombia, 1999.

$$Q_{LL} = C_i \times I \times A \times K$$

Donde:

- C_i = Coeficiente medio de impermeabilidad del suelo
- I = Intensidad lluvia (l/seg/Ha)
- A = Área neta de vivienda (Ha)
- K = Porcentaje de casas que descargan sus aguas de lluvia

En relación a las pérdidas producidas por las conexiones clandestinas existen algunos criterios para estimarlas. Uno de ellos considera el 20% del caudal máximo horario, mientras que otros estiman un caudal entre 1 y 3l/s/Ha.

Debido a que la zona en la cual se desarrolla el proyecto cuenta con una precipitación promedio de 17.5 mm/año no será considerado en el diseño; asimismo tampoco se considerarán conexiones clandestinas debido a que se trata de un sistema nuevo y no de una ampliación.

4.8. CAUDAL DE DISEÑO

El caudal de aguas residuales de una población está compuesto por:

Aguas Residuales Domésticas

Aquellas que provienen de los inodoros, lavaderos, cocinas y otros elementos domésticos. Esta agua están compuestas por sólidos suspendidos (por lo general material orgánicos), sólidos sedimentables (principales materias inorgánicas), nutrientes (nitrógeno y fósforo) y organismos patógenos.

Aguas Residuales Industriales

Originadas en los desechos de los procesos industriales o manufactureros y, debido a su naturaleza, pueden contener, elementos tóxicos que tiene que ser removidos del sistema, en vez de ser vertidos (plomo, mercurio, níquel, cobre, entre otros), al igual que los mencionados anteriormente en las aguas domésticas.

Aguas de Lluvia

Son las provenientes de las precipitaciones pluviales y debido a su efecto de lavado de los tejados, calles y suelos en general, que pueden contener gran cantidad de residuos suspendidos; en zonas de alta contaminación atmosférica, así como metales y elementos químicos.

Para determinar el caudal de diseño primero se debe cuantificar el caudal máximo diario.

A continuación se describen los caudales de agua potable a calcular inicialmente para posteriormente determinar el caudal de diseño para la red colectora de aguas residuales.

1. Caudal Medio

Es el caudal promedio obtenido de un año de registros y es la base para estimar el caudal máximo diario y el máximo horario.

$$Q_P = \frac{D \times P_{DISEÑO}}{86,400}$$

2. Caudal Máximo Diario

Es la demanda máxima que se presenta en un día del año, es decir, el día de mayor consumo en el año.

$$Q_{md} = k_1 \cdot Q_P$$

3. Caudal Máximo Horario

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

$$Q_{mh} = k_2 \cdot Q_P$$

4. Coefficiente de Retorno (CR)

Dado que no toda el agua consumida dentro de una vivienda es vertida en el alcantarillado debido a sus múltiples usos, se considera un coeficiente de retorno. Para el Perú el RNC determina este coeficiente, siendo éste de 80% (porcentaje del caudal de diseño de la red de agua potable).

4.8.1. CÁLCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO

Considerando los parámetros base de diseño (periodo y población) estimados en párrafos anteriores se procede al cálculo del caudal de diseño de aguas residuales.

Tabla 4.4. Cálculo del caudal de diseño

(1) Qp (l/s)	(2) Qmd (l/s)	(3) Qmh (l/s)	(4) Q Infiltración (l/s)	(5)= 80%(3) Q Desagüe (l/s)	(5)+(4) Q Diseño (l/s)
28.67	37.27	74.54	3.40	59.63	63.03

5. DISEÑO DE LA RED COLECTORA DE AGUAS RESIDUALES: SISTEMA SEPARADO

Las aguas residuales están constituidas por cerca del 99.9% de agua y 0.10% de sustancias minerales y orgánicas disueltas o en suspensión. Esta cantidad de sustancias ocasiona una pequeña variación en el peso específico ligeramente superior a la del agua $1\ 001\ \text{Kg. /m}^3$.

Dado que la diferencia es mínima se permite la aplicación al escurrimiento del desagüe de los mismos principios y leyes hidráulicas que rigen el movimiento del agua en tuberías o conductos libres y forzados.

5.1. SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

Es muy común hablar hoy sobre “nuevas” tecnologías apropiadas y de bajo costo. Pero toda la tecnología de ingeniería adoptada para las redes de alcantarillado viene desde fines del siglo XIX.

El sistema de Redes de Alcantarillado Decantadas - RAD o Alcantarillado Sin Arrastre de Sólidos - ASAS fue concebido originalmente en los Estados Unidos en 1974, para resolver problemas de pequeñas poblaciones en donde el suelo tenía poca capacidad para recibir el efluente de tanques sépticos. En las publicaciones internacionales se mencionan sistemas similares en unos cuantos lugares de Australia, Turquía, algunas islas del Pacífico, Brasil y Colombia. En el caso de Brasil, el sistema fue desarrollado independientemente por el Ingeniero Szacha Eliaz Cynamon, en 1979 en la ciudad de Brotas, Ceará. En Colombia algunas experiencias fueron hechas con el apoyo financiero del Gobierno Neerlandés, en el corregimiento de Pasacaballos, municipio de San Zenón, Departamento de Magdalena, y en el corregimiento de Granada, municipio de Sincé, Departamento de Sucre, cuyas construcciones fueron iniciadas en 1993 y concluidas en junio de 1995 con la orientación del Ministerio de Desarrollo Económico. El principal divulgador de este sistema en Colombia fue el Ingeniero José Enrique Rizo Pombo.

El sistema de Alcantarillado Simplificado se desarrolló en Sao Paulo, Brasil al comienzo del decenio de 1980 como un Plan Piloto para los pueblos pequeños. Después de cinco años de resultados experimentales positivos, el sistema fue adoptado por la Norma Nacional Brasileña (NB-567 / 1986).

En el comienzo de la misma década tuvo inicio la propuesta de un nuevo modelo brasileño destinado a resolver los problemas de saneamiento en Brasil, el Alcantarillado Condominial, cuyo autor fue el Ingeniero José Carlos Rodrigues de Melo. Por medio de este modelo, son atendidos hoy en Brasil cerca de más de tres millones de habitantes entre millonarios de las ricas manzanas de la Capital, Brasilia, y los habitantes de conjuntos habitacionales de clase media y de las favelas (áreas urbano-marginales).

Los Sistemas de Alcantarillado se clasifican según el agua que conduzcan, en tres tipos, que son:

1. Alcantarillado Sanitario o Separado

Sistema de recolección diseñado exclusivamente para llevar aguas residuales domésticas e industriales

2. Alcantarillado Pluvial

Sistema de evacuación de la escorrentía superficial producida por la lluvia

3. Alcantarillado Combinado

Alcantarillado que conduce tanto aguas residuales (domésticas e industriales) y las aguas de lluvias.

4. Alcantarillado Condominial

El tipo de alcantarillado que se ha de usar depende de las características de tamaño, topografía y condiciones económicas del proyecto. Cabe resaltar que en algunas casos, como por ejemplo en localidades pequeñas, se podría pensar en un sistema de alcantarillado sanitario inicial, dejando las aguas lluvias correr por las calzadas de las calles; esto permite dejar aplazar la

construcción del sistema de alcantarillado pluvial hasta que el problema de las aguas lluvia sea de consideración.

El Proyecto motivo de este informe será diseñado con un sistema separado debido a la poca incidencia de las lluvias, pero contemplará un porcentaje de agua proveniente de las conexiones clandestinas así como de las pérdidas por filtración en el sistema.

5.1.1. CLASIFICACIÓN DE TUBERÍAS

1. Laterales o Iniciales

Reciben únicamente los desagües provenientes de los domicilios

2. Secundarias

Reciben el caudal de dos o más tuberías iniciales

3. Colector Secundario

Recibe el caudal de dos o más tuberías secundarias

4. Colector Principal

Capta el caudal de dos o más colectores secundarios

5. Emisario Final

Conduce todo el caudal de aguas residuales o lluvias a su punto de entrega, que puede ser una planta de tratamiento o un vertimiento a un cuerpo de agua, como un lago, río o mar.

6. Interceptor

Colector colocado en paralelo a un río o canal

5.1.2. DISPOSICIÓN DE LA RED DEL ALCANTARILLADO

No existe una regla determinada para la disposición del alcantarillado en general, sin embargo es fundamental que se ajuste a las condiciones físicas de cada población. Podemos tomar los siguientes esquemas como guías a seguir.

1. Sistema Perpendicular sin Interceptor

Adecuado para un alcantarillado pluvial, ya que sus aguas pueden ser vertidas a una corriente superficial en cercanías de la población sin que esto sea un riesgo para la salud humana, ni el deterioro de la calidad del cuerpo receptor.

2. Sistema Perpendicular con Interceptor

Se utiliza para alcantarillados sanitarios; recogiendo el caudal de las aguas residuales de la red y transportarlo a una planta de tratamiento o vierte el caudal a la corriente superficial aguas abajo de la población, así evitar riesgos contra la salud del ser humano.

3. Sistema Perpendicular con Interceptor y Aliviadero

Adecuado para alcantarillados combinados, ya que el aliviadero permitirá reducir la carga hidráulica pico, producida en el caso de una precipitación, que llegaría a la planta de tratamiento de aguas residuales. Este caudal excedente, debido a la precipitación, es vertido por medio de aliviadero a la corriente superficial en cercanía de la población, sin traer riesgos para la salud del ser humano.

4. Sistema en Abanico

Dadas unas condiciones topográficas especiales, puede adoptarse este esquema con o sin interceptor, o con aliviadero, según sea el tipo de alcantarillado

5. Sistema en Bayoneta

Es ideal para alcantarillados sanitarios en donde existen terrenos muy planos y velocidades muy bajas

5.1.3. TUBERÍAS EN REDES DE ALCANTARILLADO

Debemos tener en cuenta, cuando vamos a diseñar y a escoger las tuberías de nuestra red, los factores que son determinantes en el deterioro o el desmejoramiento de éstas, ya que las tuberías de desagüe deben satisfacer las exigencias impuestas por las características de los residuos evacuados y las condiciones de un proyecto.

Para una buena selección de tuberías, debemos tener presente los siguientes aspectos:

- **Rugosidad** .- La cual deberá ser mínima, para así elevar la vida útil y la capacidad hidráulica de la tubería.
- **Resistencia a cargas Externas.**- Deben soportar todas las cargas a las que son sometidas, ya sean vivas y de relleno.
- **Resistencia a la Abrasión.**- Con un grado de dureza adecuado se disminuye la erosión que causa el transporte de desagües.
- **Resistencia Química** .- La resistencia a ácidos, álcalis, gases, solventes, etc.; evitan la corrosión.
- **Impermeabilidad.**- Las tuberías no deben permitir la fuga de desagües o el ingreso de aguas de infiltración.
- **Disponibilidad de diferentes diámetros necesarios**
- **Facilidad de transporte y manejo**
- **Facilidad de instalación de equipos**
- **Facilidad de instalación de accesorios**
- **Costo**

Existen diferentes tipos de tuberías, según el material y las características de éste, lo cual incidirá para un buen manejo y satisfacción del proyecto. En el Perú se ha usado, durante mucho tiempo, tuberías de concreto, sin embargo en los últimos tiempos, ha incursionado las de plástico, por lo que es necesario, aclarar las ventajas de cada una de éstas.

1. Tuberías de Concreto

La norma ITINTEC 399.009, nos indica los requisitos físicos y definiciones, tal cual lo siguiente:

Tubos de Hormigón Simple .- es un conducto circular, que elaborado por cualquier proceso, cumple con la norma Técnica dada.

Diámetro Nominal - Es el diámetro interior del tubo, expresado en milímetros.

Longitud Útil (L) .-Es la longitud efectiva que se alcanza en una conducción para la colocación de un tubo, expresado en metros.

Presión de servicio o trabajo .- Es la máxima presión interior a la que podrá estar sometida un tubo en servicio, expresado en daN/cm^2 (Kg/cm^2) que para efectos de esta norma, es la presión atmosférica.

Presión, prueba en fábrica .- Es la presión interior a la que deberá probarse el tubo en fábrica, expresada en daN/cm^2 (Kg/cm^2)

Sobrecarga .- Son las fuerzas externas que inciden sobre los tubos por acción del relleno y/o cargas superficiales.

Requisitos físicos:

- Absorción de agua, no mayor al 9%
- Permeabilidad, presentarán por lo menos el 80% de su superficie exterior, libre de humedad y manchas, al final del ensayo.
- Presión hidrostática; los que se someten a una presión de 0.7 daN/cm^2 durante 10 minutos, no presentarán fugas.
- Juntas; los extremos de los tubos deben ser acabados del tal manera que, cada vez que se coloquen uno detrás de otro y unidos, formen una línea continua y uniforme. Estas juntas deben diseñarse de tal forma que aseguren una unión efectiva y hermética.
- Resistencia al aplastamiento determinado por el método de los tres filos, no será menor que las indicadas en la siguiente tabla:

Tabla 5.1. Clases de tuberías de Concreto

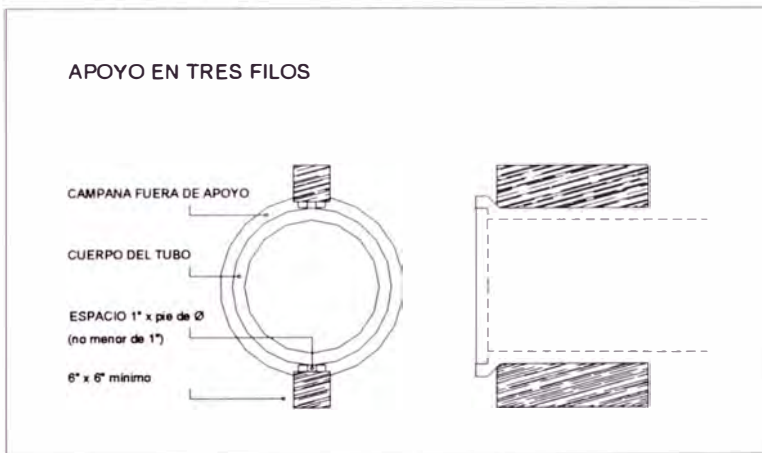
DIÁMETRO INTERNO Mm (pulg)	CLASE 1		CLASE 2		CLASE 3	
	ESPESOR MINIMO DE PARED (mm)	RESISTENCIA MINIMA EN LA PRUEBA DE LOS 3 FILOS (KN/mm)	ESPESOR MINIMO DE PARED (mm)	RESISTENCIA MINIMA EN LA PRUEBA DE LOS 3 FILOS (KN/mm)	ESPESOR MINIMO DE PARED (mm)	RESISTENCIA MINIMA EN LA PRUEBA DE LOS 3 FILOS (KN/mm)
100	15.9	2190	19.0	2920	22.2	3500
150	15.9	2190	19.0	2920	25.4	3500
200	19.0	2190	22.2	2920	28.6	3500
250	22.2	2330	25.4	2920	31.8	3500
300	25.4	2630	34.9	3280	44.5	3790
350	29.7	2830	38.7	3590	45.9	3960
400	33.8	3020	44.0	3970	49.8	4480
450	38.1	3210	50.8	4380	57.2	4810
500	41.3	3400	54.0	4670	63.6	5350
550	44.5	3500	57.2	4810	69.9	5620
600	54.0	3290	75.2	5250	95.3	6420

Ventajas

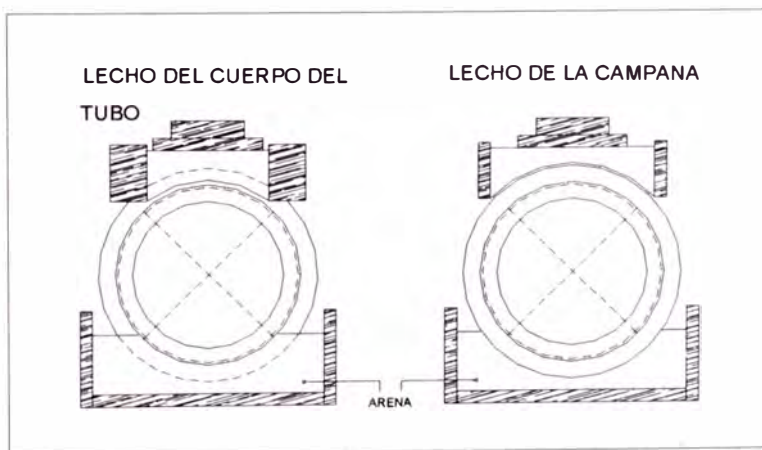
Las tuberías de concreto, presentan las siguientes ventajas:

- Pequeña rugosidad.
- Pueden ser fabricados para una gran gama de resistencias a tensión, variando el espesor de las paredes y/o las características del armazón.
- Tienen la posibilidad de ser fabricados en situ, cerca del lugar de instalación de las redes de desagüe.

Según la norma técnica ITINTEC, clasifica a las tuberías de concreto simple, de acuerdo a su resistencia al aplastamiento por el método de los tres filos en tres clases, tal como se muestra en la tabla anterior.



a Método de Apoyo en Tres Filos



b. Método de de Apoyo en Arena

Figura 5.1. Ensayos de los Tubos

Tipos de Tuberías de Concreto

Simples

Fabricadas en moldes de fierro, que tiene forma de espiga o campana; poseen en la base un platillo que sirve para apoyar la tubería, el que forma la espiga. Las proporciones de mezcla a usar son de 1:1 ó 1:3 y está compactada a presión, casi seca teniendo importancia vital la granulometría de la arena, pues necesita tener el mínimo de vacío.

Lo recomendable es hacerlas a mano, ya que las fabricadas por máquina son de mayor costo. La longitud en la que se fabrican son desde un metro mínimo, con espesores desde 150, 200, 225, 300, 375, 400, 450, 500 y 600 mm.

Reforzadas

Son usadas mayormente para tuberías de gran diámetro, puesto que la resistencia es la misma, más livianas y generalmente más baratas.

Se hacen a través de un núcleo de tuberías de cemento centrifugado relativamente delgadas, pasando luego a una máquina en donde se enrolla el esfuerzo que ésta a la tensión requerida. Es usada en las redes de alcantarillado que se encuentran a un nivel inferior a los 4 metros y los diámetros que fabrican van desde 300 mm hasta 2000mm.

2. Tuberías de Arcilla Vitrificada

Son tubos premoldeados con arcilla mezclada con agua, moldeada y luego secada, para finalmente ser quemada en hornos a altas temperaturas; durante este proceso de quemado y al final de la operación, se le agrega cierta cantidad de cloruro de sodio, que va producir una reacción con la arcilla cuando se evapora, debido a la alta temperatura a la que está sometida. Esto produce una textura vidriosa que comunica al material una alta resistencia a la erosión, debido a su dureza y alta densidad. Son muy buenas resistiendo la acción de líquidos corrosivos, como lo son la descomposición de los líquidos cloacales o en algún despojo industrial.

En cuanto a su resistencia al aplastamiento y a la presión hidrostática, son similares a las de concreto simple. Sin embargo deben ser cuidadosamente tratadas en su transporte, ya que son poco resistentes al choque.

3. Tuberías de Fierro Fundido

Son tuberías fundidas en moldes fijos o centrifugados, utilizando fierro sucio, con lo que se obtiene la fundición gris. No es recomendable utilizar la fundición blanca; que consiste en volver a fundir el fierro, ya que el producto al término, es muy frágil.

Presenta ventaja en cuanto a su resistencia elevada a cargas externas y a la corrosión en la gran mayoría de los suelos naturales; sin embargo posee desventaja en cuanto a la corrosión por desagües ácidos o en estado séptico y suelos ácidos, para lo que se deben usar revestimientos de asfalto o cemento; el más usado es el baño de asfalto a 300ºF, interior y exteriormente. Para este proceso se calienta la tubería, con la finalidad de provocar la expansión del aire que ocupa los poros y luego se la introduce en el baño.

Se utilizan, mayormente en:

- Instalaciones de bombeo y tuberías de impulsión.
- Cruce de Ríos.
- Cruce de estructuras sujetas a vibraciones (rieles de tren o carreteras de tránsito pesado).
- Cruce bajo tuberías de gran diámetro, que no sea posible las juntas.
- Cruce de zonas que precisen de poco recubrimiento (zonas de tránsito pesado) o en grandes profundidades.
- En el pase de zonas bajas, en las que las juntas o uniones van apoyadas sobre pilares.
- En zonas de pendiente fuerte y calles sujetas a erosión.

Se hacen desde 50 mm hasta 600 mm.

4. Tuberías de Plástico

Las tuberías de plástico de cloruro de polivinilo o comúnmente llamadas PVC, presentan ventajas en la conducción de aguas residuales – agresivas, por su alta resistencia a ácidos y sustancias químicas.

Este tipo de tuberías presentan paredes internas no absorbentes y juntas por soldadura química (pegamento), lo que es muy ventajoso en cuanto a infiltraciones y obstrucciones. La superficie interna es muy lisa, ofreciendo una resistencia de fricción muy baja.

Las principales características técnicas de este tipo de tubería, son:

- Peso específico de 1.42 gr/cm^3
- Coeficiente de dilatación de $0.6 - 0.8 \text{ mm/m/10}^\circ\text{C}$
- Módulo de elasticidad de $30\,000 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia mecánica a la tracción de 560 kg/cm^2

Ventajas

Las ventajas de estas tuberías son:

- Resistencia a la corrosión
- Paredes lisas
- Resistencia al impacto
- Facilidad de instalación
- Transporte
- Incombustibilidad
- Duración
- Costos: económicas

5. Tuberías de Fibro-Cemento

Los tubos de fibro cemento son de origen mineral y datan del año 1913, pero su fabricación a gran escala, se logra hacia 1916, gracias al método MAZZA, y en la actualidad existen alrededor de 300 fábricas que producen alrededor de 6 millones de toneladas de tubos, los cuales contribuyen al mejoramiento de las condiciones sanitarias del mundo moderno.

Se fabrican, empleando una mezcla íntima y homogénea del cemento y el asbesto en fibras previamente acondicionada, todo esto se realiza en presencia del agua.

Sobre un madril de acero pulido se enrolla de forma continua, las capas sucesivas, muy delgadas y uniformes de fibro cemento, siendo el ancho de capa igual al largo de los tubos. Mediante un equipo de presión móvil, las capas son comprimidas una sobre otras a medida que se va produciendo el enrollamiento y el consiguiente espesor del tubo, con lo que se va obteniendo un conducto circular homogéneo y compacto en toda su longitud, con superficies internas y externas complementarias lisas. El fraguado inicial de los tubos es completado en autoclave, mediante vapor bajo presión, sistema que aumenta la resistencia a la flexión, tracción e impermeabilidad del material; luego los tubos son rectificados en los extremos, al torno, para luego probarlos a presión hidráulica.

Las principales características técnicas de este tipo de tubería, son:

Ventajas

Las características principales de estos tubos, son:

- Impermeabilidad
- Resistencia a los esfuerzos de aplastamiento
- Resistencia a la corrosión
- Coeficiente de rugosidad bajo
- Resistencia al desagüe
- Flexibilidad de la tubería
- Fácil colocación.

5.2. SISTEMA SANITARIO O SEPARADO

Los sistemas de alcantarillado se construyen y diseñan de acuerdo a las condiciones locales de cada ciudad, por lo que su concepción técnico-económica es muy variable. Para este proyecto se diseñará como ya se indicó un sistema del tipo sanitario o separado, debido a la baja precipitación en el área.

El sistema está integrado por conexiones domiciliarias, buzones, colectores, interceptores y emisores.

1. Conexiones Domiciliarias

Es la tubería que conduce las aguas residuales de las viviendas o edificios hasta el colector que pasa por la calle.

Estos tramos de tubería tiene un diámetro acorde al gasto de la edificación a lo cual sirven, siendo para todos los casos menores a 6" (150mm) con una pendiente mínima 1.5%.

La ejecución de las conexiones domiciliarias normalmente son colocadas a solicitud del interesado; sin embargo para el proyecto se contempla las conexiones domiciliarias evitando así futuras roturas de carreteras.

2. Cámaras de Inspección

Estructura que forma parte del sistema de aguas negras permitiendo la inspección, limpieza y desatoros de los colectores.

La Tabla 5.1 presenta las distintas máximas entre buzones de acuerdo al RNC dependiendo del diámetro de la tubería.

Se proyectarán cámaras de inspección en todos los lugares donde sea necesario por razones de inspección, limpieza y en los siguientes casos:

- En el inicio de todo colector.

- En todos los empalmes de colectores.
- En los cambios de dirección.
- En los cambios de pendiente.
- En los cambios de diámetro.
- En los cambios de material de las tuberías.

Tabla 5.2. Distancias máximas entre buzones

DIÀMETRO NOMINAL DE LA TUBERÍA (mm)	DISTANCIA MÁXIMA (m)
100	60
150	60
200	80
250 a 300	100
Diámetros mayores	150

En las cámaras de inspección en que las tuberías no lleguen al mismo nivel, se deberá proyectar un dispositivo de caída cuando la altura de descarga o caída con respecto al fondo de la cámara sea mayor de 1 m.

3. Colector

Los colectores son las tuberías que evacuan las aguas residuales. Éstos deberán cumplir los requerimientos técnicos del proyecto y construcción del sistema indicados en el expediente técnico del proyecto, debido a su importancia técnica y económica.

Tabla 5.3. Requerimientos Técnicos Mínimos para los Colectores

REQUERIMIENTO TÉCNICO	PARÁMETRO
Gastos de Dimensionamiento	De Diseño: Caudal Máximo Horario
Diámetro mínimo	Conexiones Domiciliarias : 6" Colectores de Alcantarillado : 8"
Profundidad	1.20m
Velocidad	Verificación : 50% del Caudal Máximo
Pendiente	1.00% en los 300m iniciales
Tirante Mínimo	5.00 cm.

4. Interceptores

Es el conducto de gran diámetro que recibe el flujo de varios colectores de desagüe con la finalidad de proteger los cuerpos de aguas, evitando descargas directas. Sin embargo, hay diferencia si se trata de interceptores de un sistema sanitario o de uno combinado.

En el sistema sanitario se recolectan y evacuan líquidos de:

- Colectores principales
- Colectores laterales o secundarios
- Aguas de lluvias de sistemas parciales o mixtos

En el sistema combinado se recolectan y evacuan líquidos de:

- Aguas de lluvia exclusivamente.

5. Emisores

Son los conductos o tuberías destinados a conducir los efluentes de desagües a un destino final sin recibir ninguna contribución en su recorrido. Los emisores funcionan por bombeo o por gravedad, según sea el caso.

5.3. SISTEMA CONDOMINIAL

Se considera importante este sistema debido a que podría ser implementado en muchos centros poblados de características socio-económicas bajas. Por lo que se incluye un resumen teórico del mismo.

Desarrollado en la década de 1980 para brindar servicios de saneamiento a los hogares con bajos recursos, el sistema de condominio surgió como solución a la gestión de desagües cloacales en áreas urbanas, independientemente de los ingresos. La Empresa de Distribución de Agua y Saneamiento de Brasilia demuestra cómo las tecnologías innovadoras se pueden desarrollar a partir de pequeños proyectos para llegar a cubrir toda una ciudad.

A comienzos de la década de 1990, la falta de saneamiento en las áreas periurbanas de Brasilia y la contaminación del Lago Paranoa impulsaron a las autoridades municipales a embarcarse en un gran programa de saneamiento. La empresa necesitaba expandir la red de desagüe cloacal a más de 1,7 millones de personas. Las tecnologías convencionales resultaban inasequibles, lo que impulsó la búsqueda de alternativas de bajo costo.

Tras una serie de estudios piloto iniciales, se adoptó el modelo de condominio tanto para barrios periurbanos como para áreas más pudientes de la capital. Los fondos provinieron del Banco Federal de Desarrollo y del Banco Interamericano de Desarrollo, con contribuciones adicionales del distrito federal y de la capital. Desde 1993 hasta 2001, alrededor de 188.000 conexiones de desagüe cloacal de condominio del distrito federal beneficiaron a 680.000 personas.

La participación de la comunidad fue fundamental desde el principio. Los hogares tenían la opción de realizar los trabajos de conexión por sí mismos _bajo la supervisión de empresas de servicio público_ o pagar la conexión. Las tarifas se estructuraron de modo que reflejaran los costos, con índices más bajos aplicados a los hogares que deseaban instalar cañerías en sus terrenos y hacerse responsables del mantenimiento del sistema.

Es importante indicar los tres factores que determinaron el éxito de este sistema en Brasilia. En primer lugar, los servicios públicos tomaron una firme decisión política acerca de la tecnología, comunicaron esta decisión claramente al público y adaptaron su estructura interna según fue necesario. En segundo lugar, un sistema de saneamiento descentralizado con la posibilidad de integrarse en la red de la ciudad ofreció una considerable flexibilidad. Este sistema, orientado en función de la demanda, se aplicó a los bloques de condominio y a diferentes microsistemas. En tercer lugar, la participación de la comunidad mantuvo los costos bajos y mejoró la eficiencia.

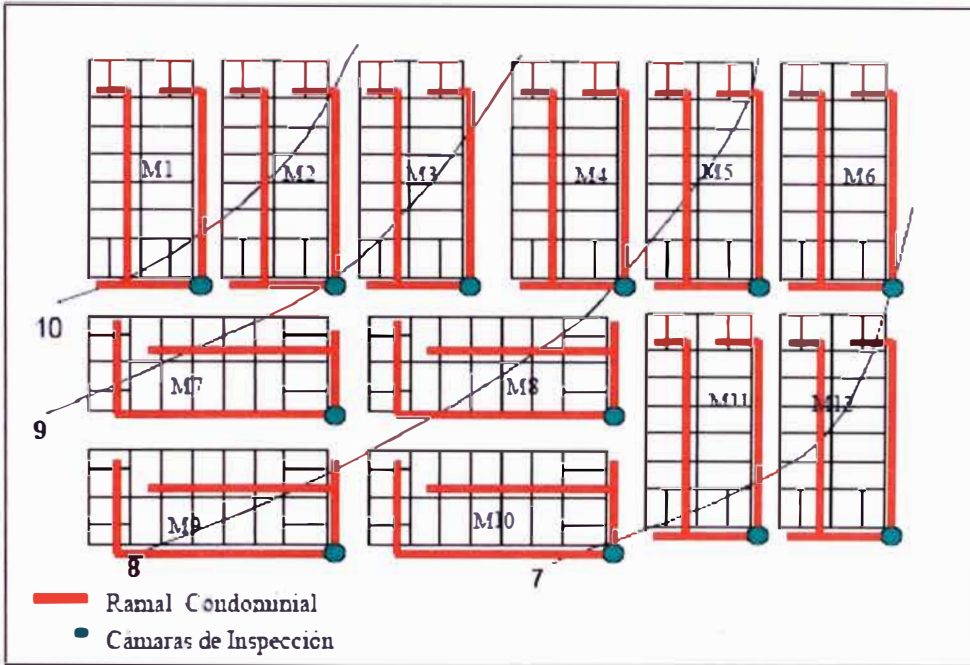


Figura 5.2. Alternativa de recolección con ramales Condominiales

5.4. BASES DEL DISEÑO

5.4.1. CONSIDERACIONES BÁSICAS

En el capítulo 4 se estimaron los parámetros básicos de diseño, a continuación se presenta un resumen de los mismos. Estos datos regirán el diseño de la red colectora.

Tabla 5.4. Datos Básicos de Diseño

Periodo de Diseño (años)	Población (Hab.)	Dotación (l/hab./día)	K_1	K_2	CR
18	12,385	200.00	1.30	2.60	80.00%

5.4.2. TRAZO PRELIMINAR

Será proyectada la ruta de los colectores del sistema, sobre la base del levantamiento topográfico de la zona del proyecto eligiendo los recorridos más cortos entre los puntos altos y la descarga, captando a su paso el aporte de las sub-cuencas tributarias. En la Figura 5.2 se indican las diferentes alternativas de trazado geométrico de los Colectores Principales, de acuerdo con las características topográficas.

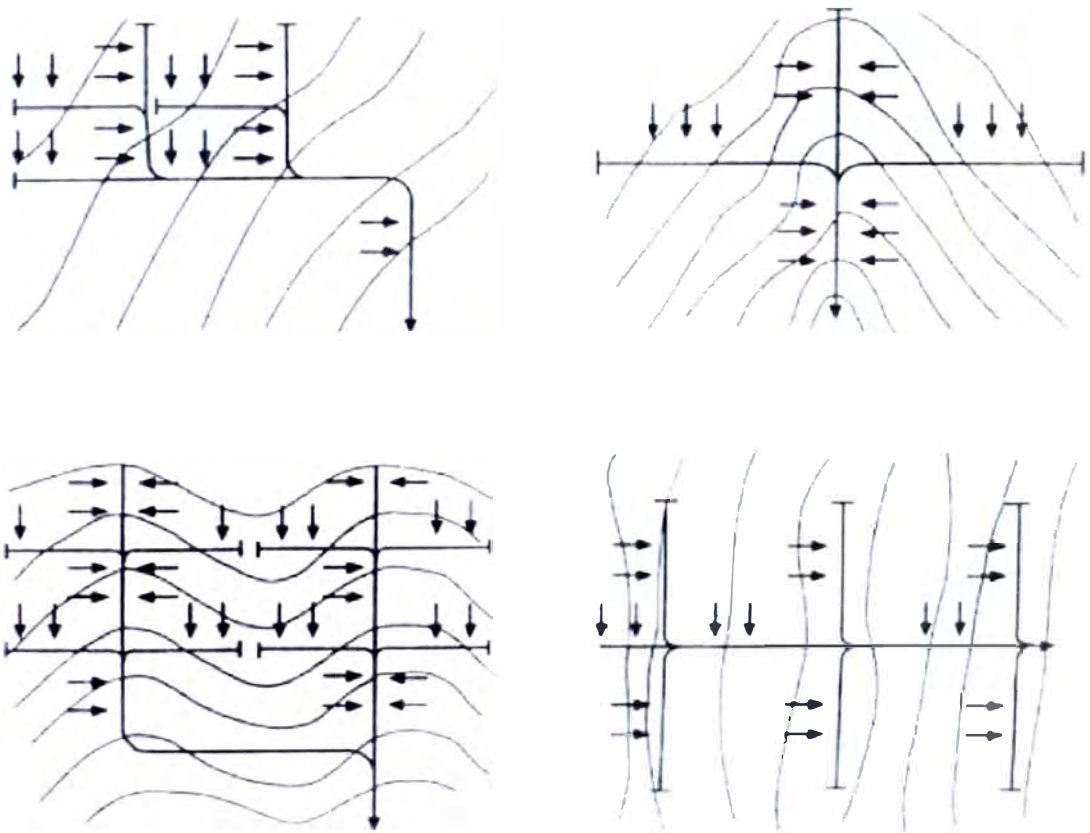


Figura 5.3. Alternativas para el trazado de Redes de Alcantarillado Sanitario

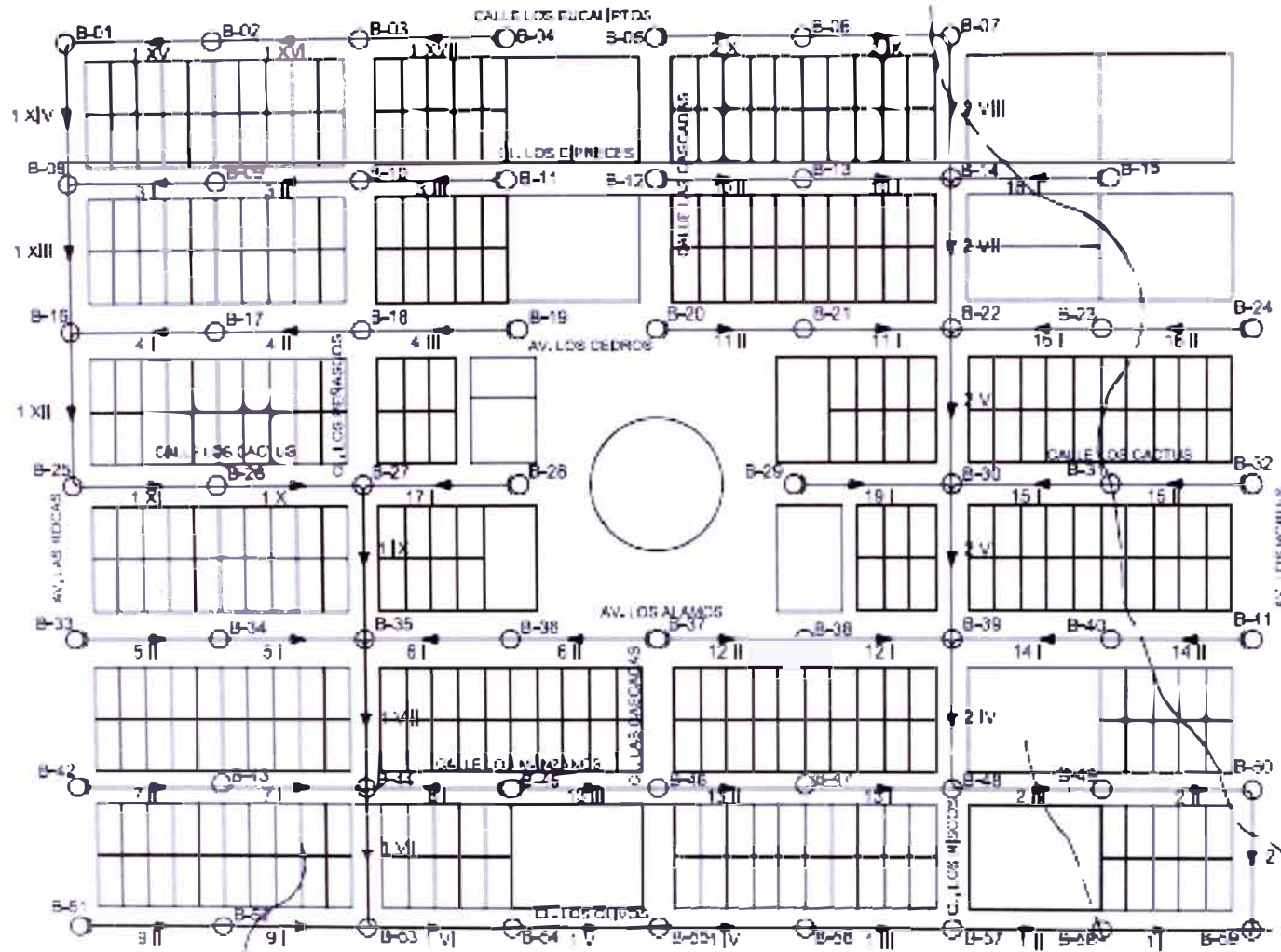


Figura 5.4. Trazado Preliminar de la Red Colectora

5.5. DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO

5.5.1. MARCO TEÓRICO

A.-FÓRMULAS PARA EL DISEÑO

Fórmula de Manning

Generalmente la fórmula de Manning se usa para canales, en tuberías se usa la fórmula para canal circular parcial y totalmente lleno. Uno de los inconvenientes de esta fórmula es que sólo toma en cuenta un coeficiente de rugosidad obtenido empíricamente y no toma en cuenta la variación de viscosidad por temperatura. Las variaciones del coeficiente por velocidad, si las toma en cuenta aunque el valor se considera para efectos de cálculo constante, la fórmula es como sigue aplicada a tubos:

$$v = \frac{1}{n} Rh^{2/3} S^{1/2} \quad (5.1)$$

$$Rh = \frac{A}{P_m} \quad (5.2)$$

En donde:

- v = Velocidad del flujo (m/s)
- A = Área del tubo (m²)
- n = Coeficiente de rugosidad (adim)
- P_m = Perímetro mojado (m)
- S = Pendiente del tubo (m/m)
- Rh = Radio hidráulico (m)

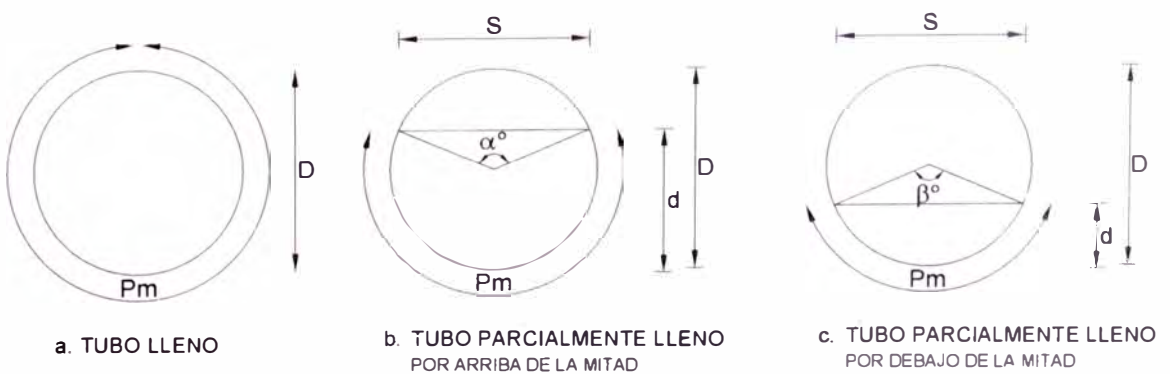


Figura 5.5. Radio hidráulico, perímetro mojado, diámetro de tubo totalmente lleno y parcialmente lleno

Ya que el gasto es igual al producto del área por la velocidad, esto es:

$$Q = v.A \quad (5.3)$$

Sustituyendo en (5.1)

$$Q = \frac{A}{n} Rh^{2/3} S^{1/2} \quad (5.4)$$

Donde:

Q = Gasto en (m^3/s)

n = Coeficiente de rugosidad (*adim*)

S = Pendiente del tubo (m/m)

Rh = Radio hidráulico (m)

Para tubo completamente lleno el área, el perímetro y el radio hidráulico quedan definidos de la siguiente manera:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \quad (5.6) \quad Pm = \pi D \quad (5.7) \quad Rh = \frac{A}{Pm} = \frac{\frac{\pi D^2}{4}}{\pi D} = \frac{D}{4} \quad (5.8)$$

Donde:

$$\pi = 3.1415927$$

D = Diámetro interno de la tubería (m)

La fórmula de Manning para tubo completamente lleno (Fig. 5.5 a) es la siguiente:

$$Q = \frac{A}{n} \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} S^{1/2} \quad (5.9)$$

Cuando es tubo parcialmente lleno (en la mayoría de los casos), la fórmula es un poco más compleja. Para tubo lleno por arriba de la mitad ($d/D > 0.5$) las fórmulas del área, perímetro mojado y radio hidráulico serían:

$$A = \frac{D^2}{4} \left(\pi - \frac{\alpha}{2} + \frac{\text{sen} \alpha^\circ}{2} \right) \quad Pm = \frac{D}{2} (2\pi - \alpha) \quad Rh = \frac{D}{4} \left(1 + \frac{\text{sen} \alpha^\circ}{2\pi - \alpha} \right)$$

Donde:

α° = Angulo formado desde la superficie del agua hasta el centro del tubo. (Figura 5.5)

$$\alpha^\circ = 4 \tan^{-1} \frac{1-K}{\sqrt{K-K^2}} \text{ (grados)} \quad \alpha = \alpha^\circ \frac{\pi}{180} \text{ (rad)}$$

Donde:

$$K = d/D \text{ (Fig. 5.5 b)}$$

$$\beta = \beta^\circ \frac{\pi}{180}$$

Donde:

$$K = d/D \text{ para } K \leq 0.5 \text{ (Fig. 5.5 c)}$$

B.-PROPIEDADES HIDRÁULICAS DE LOS CONDUCTOS CIRCULARES

Flujo en Tuberías con Sección Llena

En el diseño de conductos circulares, se utilizan tablas, nomogramas o programas de computadora, los mismos están basados en la fórmula de Manning y relacionan la pendiente, diámetro, caudal (capacidad hidráulica) y velocidad, para condiciones de flujo a sección llena.

Flujo en Tuberías con Sección Parcialmente Llena

El flujo a sección llena se presenta en condiciones especiales. Se debe destacar que la condición normal de flujo en conductos circulares de alcantarillado, es a sección parcialmente llena, con una superficie de agua libre y en contacto con el aire.

Durante el diseño, es necesario determinar el caudal, velocidad, tirante y radio hidráulico, cuando el conducto fluye a sección parcialmente llena

(condiciones reales). Para el cálculo es necesario utilizar las propiedades hidráulicas de la sección circular que relacionan las características de flujo a sección llena y parcialmente llena.

C.-CRITERIOS DE DISEÑO

Durante el funcionamiento del sistema de alcantarillado, se debe cumplir la condición de autolimpieza para limitar la sedimentación de arena y otras sustancias sedimentables (heces y otros productos de desecho) en los colectores. La eliminación continua de sedimentos es costosa y en caso de falta de mantenimiento se pueden generar problemas de obstrucción y taponamiento.

En el caso de flujo en canales abiertos la condición de autolimpieza está determinada por la pendiente del conducto. Para tuberías de alcantarillado, la pendiente mínima puede ser calculada utilizando el criterio de velocidad mínima o el criterio de la tensión tractiva. A continuación se realiza un análisis comparativo de ambos criterios.

Criterio de Velocidad Mínima

La práctica usual, es calcular la pendiente mínima, con el criterio de la velocidad mínima y para condiciones de flujo a sección llena. Bajo este criterio las tuberías de alcantarillado se proyectan con pendientes que aseguren una velocidad mínima de 0,6 m/s. De la fórmula de Manning, la pendiente tiene la siguiente expresión:

$$S = \left[\frac{Vn}{0.397D^{2/3}} \right] \text{ (m/m)}$$

En la Tabla 5.4 se presenta los valores de la pendiente mínima calculada con la ecuación, basado en el criterio de la velocidad mínima, cuando el flujo promedio está a 100% de la capacidad del colector (sección llena) y la velocidad mínima requerida para estas condiciones es $V = 0.60$ m/s, para un coeficiente de rugosidad $n = 0.013$, ambos constantes.

Tabla 5.4. Pendientes y velocidades mínimas requeridas

DIÁMETRO NOMINAL DE LA TUBERÍA (m)	PENDIENTE MÍNIMA (0/00)	VELOCIDAD A SECCIÓN LLENA (m/s)	CAUDAL A SECCIÓN LLENA (m ³ /s)
0.10	8.32	0.60	0.0047
0.15	4.85	0.60	0.0106
0.20	3.30	0.60	0.0188
0.25	2.45	0.60	0.0295
0.30	1.92	0.60	0.0424
0.35	1.57	0.60	0.0577
0.40	1.31	0.60	0.0754
0.45	1.12	0.60	0.0954
0.50	0.97	0.60	0.1178

Sin embargo, la velocidad cerca del fondo del conducto es la más importante a efectos de la capacidad transportadora del agua. Según algunos autores, se ha comprobado que una velocidad media de 0,3 m/s es suficiente para evitar un depósito importante de sólidos. Por tal motivo, los proyectistas verifican que para condiciones de flujo parcialmente lleno, la velocidad no sea menor a este valor.

Criterio de la Tensión Tractiva

La tensión tractiva o tensión de arrastre (t) es el esfuerzo tangencial unitario ejercido por el líquido sobre el colector y en consecuencia sobre el material depositado. Tiene la siguiente expresión:

$$\tau = \rho \cdot g \cdot R_h \cdot S$$

Donde:

- τ = Tensión tractiva en pascal (Pa)
- ρ = Densidad del agua (1,000 kg/m³)
- g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)
- R_h = Radio hidráulico (m)
- S = Pendiente de la tubería (m/m)

El objetivo es calcular la pendiente mínima del tramo, capaz de provocar la tensión suficiente para arrastrar el material que se deposita en el fondo.

La pendiente mínima de la tubería, puede ser calculada con el criterio de la tensión tractiva, considerando que el transporte de sedimentos es proporcional a la tensión tractiva. De la ecuación, obtenemos la pendiente de la tubería a sección llena:

D.-CONDICIONES DE FLUJO

Cuando se proyectan colectores de alcantarillado, se debe tener en cuenta las condiciones de flujo debido a los bajos caudales que se producen durante los primeros años después de su construcción. Se debe garantizar que las velocidades y pendientes no sean demasiado bajas como para producir sedimentación, ocasionando costos de mantenimiento elevados, antes de alcanzar los caudales de proyecto.

Variación de Caudales de Aguas Residuales

Observaciones de sistemas construidos en nuestro país y otros países, permiten afirmar que generalmente, los colectores no funcionan a sección llena. El volumen de aguas residuales sufre variaciones horarias, diarias y anuales, presentándose las siguientes condiciones de flujo:

- Caudales mínimos que se producen por la noche y son aproximadamente dos o tres veces menores que el caudal medio y que ocasionan la sedimentación de arena y otras sustancias sedimentables (carga de residuos).
- Caudales máximos incluyendo el ingreso de agua de lluvia por conexiones erradas que alcanzan a no más del 50% ó 60% de la capacidad de la tubería.
- Caudal máximo futuro igual a dos veces el caudal máximo presente, en áreas residenciales con densificación y/o incremento del consumo específico de agua potable.

5.5.2. CAUDAL DE DISTRIBUCIÓN EN MARCHA

Los caudales para el diseño de cada tramo serán obtenidos en función a su área tributaria. Para la delimitación de áreas se tomará en cuenta el trazado de colectores, asignando áreas proporcionales de acuerdo a las figuras geométricas que el trazado configura (ver lámina L-02).

El caudal unitario por tramo será calculado dividiendo el caudal de diseño en forma proporcional a las áreas tributarias vertidas en tramos específicos y dividida finalmente entre la longitud del tramo. La unida del caudal unitario será de l/s/m.

El caudal de diseño será el que resulte de multiplicar el caudal unitario por la longitud del tramo correspondiente. El tramo recibirá caudales adicionales de aporte no doméstico como descarga concentrada directamente en los buzones, así como la de las aguas provenientes de las infiltraciones.

Con la planimetría y el apoyo del AutoCad, se procedió con la cuantificación de áreas de aporte por tramo, obteniéndose un total de 15 áreas considerando sólo los tramos a los directamente aportan las conexiones domiciliarias (ver Plano L-02).

CAUDAL EN MARCHA

Número de Lotes	300	lotes
Habitantes por Lote	7	hab/lote
Población Inicial	2.100	hab.
Población Futura	12.385	hab.
Dotación	200	l/hab/día
K1	1,30	
K2	2,60	
C _{DESAGÜE/AGUA}	0,80	
Q _{PAGUA}	28,67	l/s
Q _{mdAGUA}	37,27	l/s
Q _{mhAGUA}	74,54	l/s
Q _{mmAGUA}	96,90	l/s
Q _{DESAGÜE} = 0.80 Q _{mhAGUA}	59,63	l/s

COLECTOR	TRAMO DE BX A BY	DENOM. ÁREA	(1) AREAS (m ²)	(2) Q _{POR TRAMO} (l/s)	(3) LONGITUD (m)	(4)=(2)/(3) Q _{EN MARCHA} (l/s/m)
Los Eucaliptos	B01→B04	A01	4.661,25	2,1476	169,50	0,0127
Los Eucaliptos	B05→B07	A02	5.995,00	2,7621	112,00	0,0247
Los Cipreces	B08→B11	A03	10.114,00	4,6599	169,50	0,0275
Los Cipreces	B12→B15	A04	11.336,00	5,2229	172,00	0,0304
Los Cedros	B16→B19	A05	12.181,49	5,6125	173,50	0,0323
Los Cedros	B20→B24	A06	11.895,00	5,4805	225,50	0,0243
Los Cactus	B25→B28	A07	10.074,01	4,6415	173,50	0,0268
Los Cactus	B29→B32	A08	9.632,00	4,4378	173,50	0,0256
Los Alamos	B33→B37	A09	12.364,49	5,6968	225,50	0,0253
Los Alamos	B37→B41	A10	11.906,99	5,4860	225,50	0,0243
Los Manzanos	B42→B45	A11	8.814,00	4,0309	169,50	0,0240
Los Manzanos	B45→B46	A11a	1.456,00	0,6708	56,00	0,0120
Los Manzanos	B46→B50	A12	9.880,00	4,5521	225,50	0,02019
Los Olivos	B51→B54	A13	4.661,25	2,1476	169,50	0,0127
Los Olivos	B55→B57	A14	3.080,00	1,4191	112,00	0,0127
Los Olivos	B58→B59	A15	1.375,00	0,6335	56,75	0,01116
TOTAL			129.426,47	59,6315	2.609,25	

5.5.3. CÁLCULO HIDRÁULICO

El cálculo hidráulico fue realizado mediante una Planilla de Cálculo para la Alternativa de Trazado Convencional, considerada como la más conservadora desde el punto de vista de la profundidad de instalación de los colectores (Láminas L-01 y L-03).

La plantilla con la que se ha trabajado presenta las siguientes columnas, que para una mejor comprensión se detalla a continuación:

Columna 1 Nombre del Colector

Columna 2 Nombre del Tramo

Columna 3	Cámara de inspección aguas arriba
Columna 4	Cámara de inspección aguas abajo
Columna 5	Nombre de la Calle
Columna 6	Longitud del Tramo
Columna 7	Tramo Contribuyente
Columna 8	Caudal con el que contribuye
Columna 9	Caudal aguas arriba
Columna 9a	Caudal aportado directamente al buzón
Columna 9b	Caudal en Marcha de acuerdo al área de aporte
Columna 10	Caudal de Contribución del Tramo $Col.6 \times (Col.9b + q_i) + Col.9a$
Columna 11	Caudal aguas abajo (Col.10+Col.8)
Columna 12	Tramo en el que descarga
Columna 13	Cota terreno inicial
Columna 14	Cota terreno final
Columna 15	Profundidad del buzón aguas arriba
Columna 16	Profundidad del buzón aguas abajo
Columna 17	Cota fondo inicial
Columna 18	Cota fondo final
Columna 19	Desnivel de terreno (Col.17-Col.18)
Columna 20	Pendiente del conducto, en miles (se adopta la pendiente del terreno en el caso que sea mayor a la mínima)
Columna 21	Diámetro del conducto
Columna 22	Capacidad de la tubería a sección llena
Columna 23	Velocidad a sección llena
Columna 24	Relación de caudales (col.13 / col. 22)
Columna 25	Velocidad real (con col. 23, y las propiedades hidráulicas de la sección circular)
Columna 26	Tirante para el caudal de diseño

CONCLUSIONES

- De las estadísticas obtenidas de la OMS-OPS se puede observar que a pesar de venir ejecutando proyectos de saneamiento, aún se tiene un déficit en el acceso de la población a un saneamiento sostenible. El Perú se encuentra dentro del tercio inferior de la Tabla 1.2.
- El suelo del área del Proyecto, de acuerdo a la Clasificación SUCS, es una arena limosa mal graduada SP-SM, con presencia de sales y sulfatos.
- La presencia de sales dan como consecuencia un suelo duro en estado seco, sin embargo al contacto con el agua esta aparente dureza desaparece paulatinamente.
- La tubería seleccionada para la red de alcantarillado es de PVC debido a que presenta mayores ventajas sobre la de concreto, especialmente por su alta resistencia a ácidos y sustancias químicas, y una resistencia a la fricción muy baja.
- La topografía en este sector presenta una pendiente suave que varía de 0.8% a 3%, con una altitud que varía de 160 a 180 m.s.n.m. Sin embargo, presenta una zona ubicada al sur del terreno con una pendiente de hasta 6%.
- Asimismo, debido al tipo de suelo y a la poca precipitación en la zona se está considerando un caudal de infiltración medio: $q_i = 0.001$ l/s/m.
- La velocidad mínima obtenida en el cálculo hidráulico es de 0.503 m/s verificada con el caudal en marcha de diseño; mientras que la velocidad máxima del sistema es de 2.66 m/s considerando que los colectores trabajarán a lo más a medio tubo ($Y_{\max} = 50\%D$). Con la verificación de las velocidades máximas y mínimas que de acuerdo al material empleado (Tubería de PVC) se encuentra dentro del rango reglamentario 0.3m/s a 3.0m/s. Una velocidad de 0.3 m/s asegura el arrastre de las aguas residuales.

RECOMENDACIONES

- Debido al déficit de saneamiento sostenido en nuestro país es necesario el desarrollo e implementación de nuevas tecnologías en el tema de saneamiento con el objetivo de reducir los costos de construcción y mantenimiento de los sistemas haciéndolos, de esta manera, accesibles a la población de menores ingresos.
- Cuando se realizan excavaciones en suelos arenosos se debe apuntalar las paredes de las zanjas durante la ejecución de los trabajos para evitar deslizamientos y/o derrumbes que conlleven a la pérdida de vidas.
- Dadas las características del suelo se recomienda el uso de losas de cimentación en el diseño y construcción de las edificaciones para evitar asentamientos diferenciales.
- Para el tendido de las redes de agua y desagüe se recomienda emplear tuberías de PVC debido a la agresividad del suelo (alto contenido de sales). Mientras que para la construcción de las viviendas o edificaciones se recomienda el empleo de Cemento Portland Tipo V.
- El Sistema Condominial empleado con gran éxito en Brasil podría ser una alternativa viable para las poblaciones menos favorecidas; sin embargo, se requeriría de una campaña informativa acerca de las ventajas del mismo, quizás podrían aplicarse en poblados modelo.
- Se recomienda la construcción de una planta de tratamiento (lagunas de oxidación) en las afueras del centro poblado, cuyas aguas tratadas podrían emplearse para la agricultura.

BIBLIOGRAFÍA

- ARIAS GOVEA, Eduardo. Alcantarillado y Drenaje Pluvial. Primera Edición. Perú, Octubre 1995.
- IBRAHIM PERERA, J.C., Desalación de Aguas; COL. SEINOR N° 23; C.I.C.C.P. 1996.
- JOHN WILEY & SONS, Abastecimiento de Aguas y Remoción de Aguas Residuales; New York, 1970.
- LÓPEZ CUALLA, Ricardo Alfredo. Diseño de Acueductos y Alcantarillado. Editorial Alfaomega. Segunda Edición. Colombia. 2000.
- MCGHEE.- T.J., Abastecimiento de Agua y Alcantarillado; MCGRAW HILL. 1999.
- METCALF & EDDY, Redes de Alcantarillado y Bombeo; MCGRAW HILL. 1998.
- METCALF & EDDY, Tratamiento, Vertido y Reutilización de Aguas Residuales. 1998.
- PÜRSCHHEL.- W., La Captación y el Almacenamiento del Agua Potable; URMO, S.A. 1976.
- PÜRSCHHEL.- W., El Transporte y la Distribución del Agua; URMO, S.A. 1976.
- PÜRSCHHEL, W., El Tratamiento de las Aguas Residuales Domésticas; URMO, S.A; 1982.
- RAMALHO,R.S., Tratamiento de Aguas Residuales; REVERTE,S.A. 1996.
- Reglamento Nacional de Edificaciones. Normas de Obras de Saneamiento. 2006.
- SAPAG CHAIN NASSIR. Preparación y Evaluación de Proyectos. Mc Graw Hill. Colombia. 2007.
- SEDAPAL. Especificaciones Técnicas para la Ejecución de Obras de Sedapal.
- VIERENDEL. Abastecimiento de Agua y Alcantarillado. Tercera Edición. Perú. Julio, 2005

ANEXOS

ANEXO I : ENSAYOS

Estudio Geotécnico: Informe N° SO7 – 157



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

INFORME N° S07 - 157

SOLICITADO : DIRECCION DE ESCUELA PROFESIONAL - FAC. DE INGENIERIA CIVIL
 PROYECTO : PROYECTO DE SANEAMIENTO - UNI PAMPA
 UBICACIÓN : Km. 161 Panamericana Sur Distrito de San Vicente, Provincia de Cañete, Dpto. de Lima
 FECHA : 09. Marzo del 2007

ENSAYOS ESTÁNDAR

I. ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO ASTM - D422

Calicata : ***
 Muestra : Unica
 Prof. (m) : ***

Malla	(%) Acumulado que pasa
3"	
2"	100.0
1 1/2"	92.4
1"	82.2
3/4"	78.3
1/2"	73.0
3/8"	69.6
1/4"	65.9
N°4	64.3
N°10	56.1
N°20	47.6
N°30	43.3
N°40	38.5
N°50	19.7
N°100	13.1
N°200	10.3
% de Grava	35.7
% de Arena	54.0
% de Finos	10.3

LÍMITE LÍQUIDO (%) : NP

ASTM D4318

LÍMITE PLÁSTICO (%) : NP

ASTM D4318

ÍNDICE DE PLASTICIDAD (%) : NP

CLASIFICACION SUCS : SP - SM



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813842

Viene de informe N° : S07 - 157

II. - ENSAYO DE CORTE DIRECTO - ASTM D3080

ESTADO : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
 Muestra : Unica
 Calicata : ***
 Prof.(m) : ***

Especimen N°	I	II	III
Diametro del anillo (cm)	6.36	6.36	6.36
Altura Inicial de muestra (cm)	2.16	2.16	2.16
Densidad húmeda inicial (gr/cm ³)	1.580	1.580	1.580
Densidad seca inicial (gr/cm ³)	1.534	1.534	1.534
Cont. de humedad inicial (%)	2.9	2.9	2.9
Altura de la muestra antes de aplicar el esfuerzo de corte (cm)	2.0508	1.9187	1.8527
Altura final de muestra (cm)	1.9696	1.8730	1.7765
Densidad húmeda final (gr/cm ³)	1.909	2.010	2.101
Densidad seca final (gr/cm ³)	1.666	1.770	1.866
Cont. de humedad final (%)	14.6	13.6	12.6
Esfuerzo normal (kg/cm ²)	0.5	1.0	1.5
Esfuerzo de corte maximo (kg/cm ²)	0.3190	0.6324	0.9514
Angulo de fricción interna :	32.3 °		
Cohesion (Kg/cm ²) :	0.00		

III DENSIDAD MAXIMA Y DENSIDAD MINIMA ASTM D-4254

Densidad maxima (gr/cm³) : 1.65
 Densidad minima (gr/cm³) : 1.37

Muestra remitida e identificada por el solicitante

Realizado por: Tec. Julio Chávez U.

Revisado por: Bach. Ing. N. Noraña V.



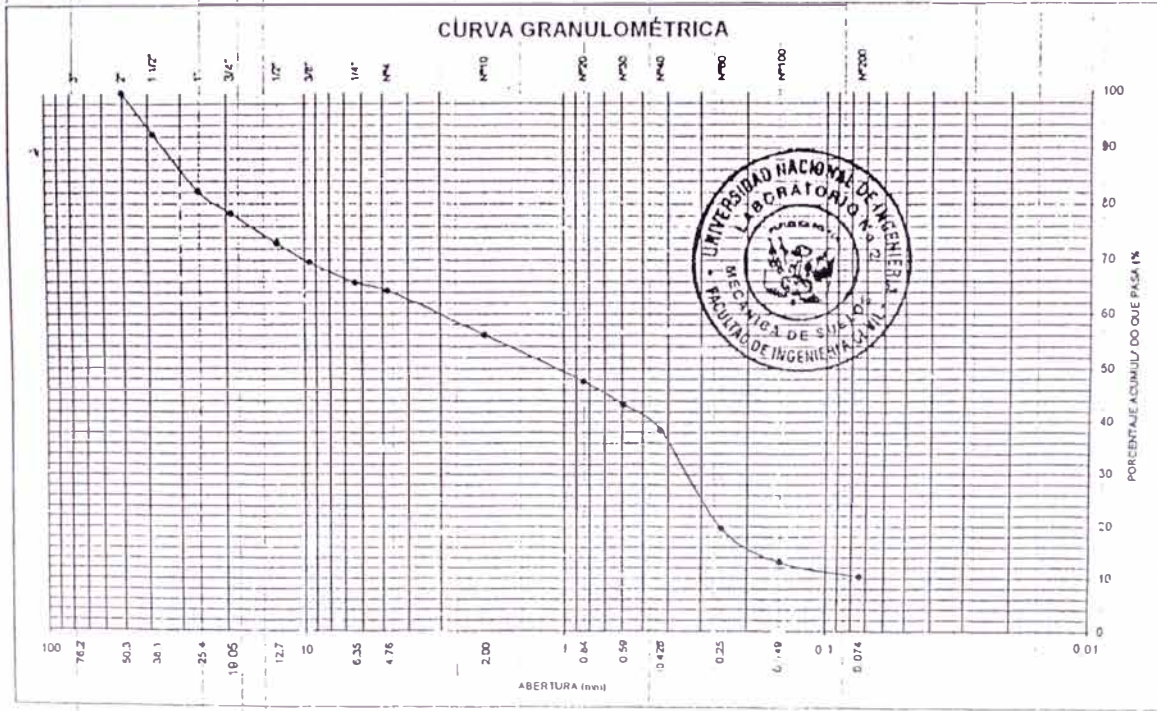
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO
ASTM D - 422

INFORME N° S07 - 157

Calicata : ***
Muestra : Unica
Prof. (m) : ***

Solicitado : DIRECCION DE ESCUELA PROFESIONAL - FAC. DE INGENIERIA CIVIL
Proyecto : PROYECTO DE SANEAMIENTO - UNI PAMPA
Ubicación : Km. 161 Panamericana Sur Distrito de San Vicente, Provincia de Cañete. Dpto. de Lima
Fecha : 09, Marzo del 2007

Tamiz	Abertura (mm)	(%) acumulado que pasa
3"	76.200	
2"	50.300	100.0
1 1/2"	38.100	92.4
1"	25.400	82.2
3/4"	19.050	78.3
1/2"	12.700	73.0
3/8"	9.525	68.8
1/4"	6.350	65.9
N°4	4.760	64.3
N°10	2.000	58.1
N°20	0.840	47.8
N°30	0.590	43.3
N°40	0.428	38.5
N°60	0.250	19.7
N°100	0.149	13.1
N°200	0.074	10.3



V*B*



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA.

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

Laboratorio N° 2 - Mecánica de Suelos

Lima 100 - Perú Teléfono: (51-14) 811070 Anexo 308 - Telefax: 3813512

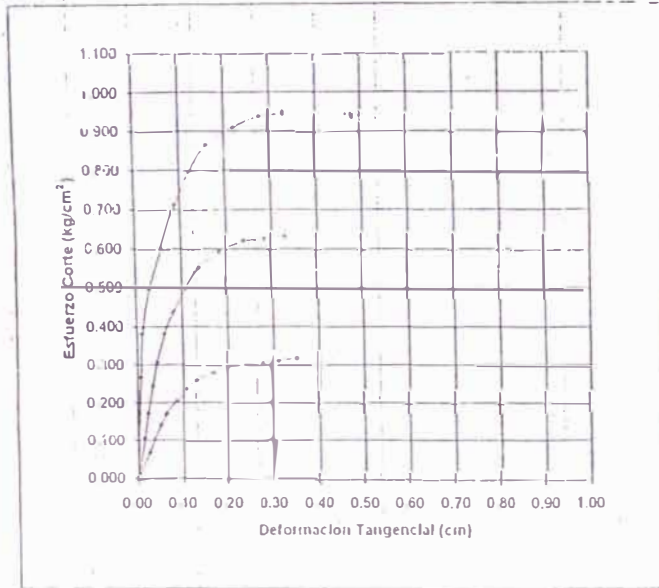
ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080

ESTADO : Remoldeado (material < Tamiz N° 4)
MUESTRA : Única
CALICATA : ***
Prof.(m) : ***

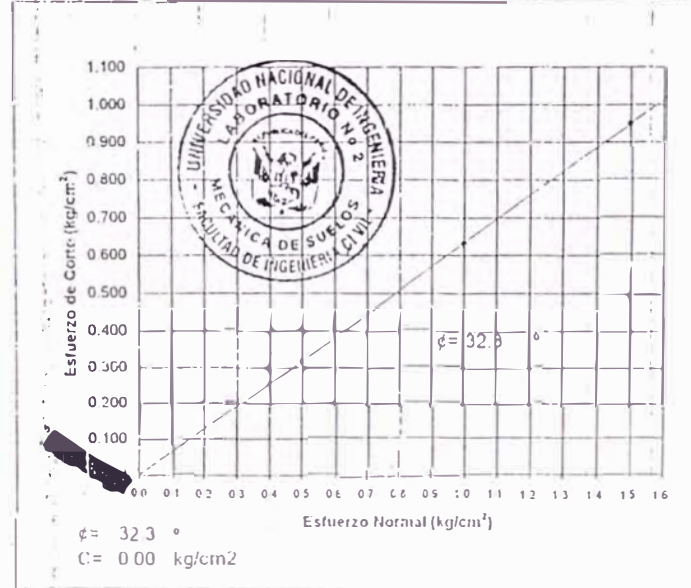
SOLICITADO : DIRECCION DE ESCUELA PROFESIONAL - FAC. DE INGENIERIA CIVIL
PROYECTO : PROYECTO DE SANEAMIENTO - UNI PAMPA
UBICACIÓN : Km. 161 Panamericana Sur Distrito de San Vicente, Provincia de Cañete. Dpto. de Lima
FECHA : 09. Marzo del 2007

INFORME N° S07 - 157

DEFORMACION TANGENCIAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ESFUERZO NORMAL vs. ESFUERZO DE CORTE



ANEXO II : PLANOS

- L-01 Planta de la Red de Alcantarillado Proyectada
- L-02 Áreas de Drenaje
- L-03 Diagrama de Flujo
- L-04 Red de Alcantarillado con Conexiones Domiciliarias
- L-05 Perfil Longitudinal de Colectores 1
- L-06 Perfil Longitudinal de Colectores 2