

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



**“DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO
SANITARIO DE LA LOCALIDAD DE YARINA,
DISTRITO DE CHIPURANA, PROVINCIA DE
SAN MARTÍN, REGIÓN SAN MARTÍN”**

TOMO I

TESIS

**PRESENTADO PARA OPTAR EL
TITULO PROFESIONAL DE:**

INGENIERO CIVIL

POR:

BACHILLER : VÁSQUEZ RÍOS ROSARIO.

BACHILLER : GARCÍA GRÁNDEZ GITLER EDUARDO.

ASESOR : ING. CARLOS ENRIQUE CHUNG ROJAS.

TARAPOTO – PERU

2011

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

ESCUELA ACADÉMICA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

**“DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO DE LA
LOCALIDAD DE YARINA, DISTRITO DE CHIPURANA, PROVINCIA DE SAN
MARTIN, REGION SAN MARTIN.”**

TESIS

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

BACH. VÁSQUEZ RÍOS ROSARIO.

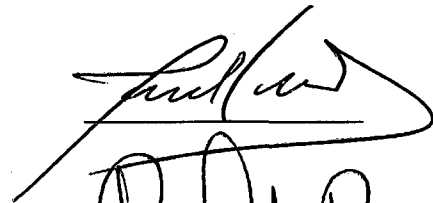
BACH. GARCÍA GRÁNDEZ GITLER EDUARDO

SUSTENTADA Y APROBADA ANTE EL HONORABLE JURADO:

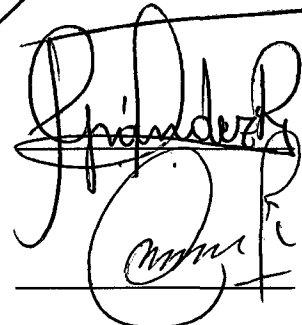
Presidente: ING. ENRIQUE NAPOLEÓN MARTÍNEZ QUIROZ



Secretario: ING. NÉSTOR RAÚL SANDOVAL SALAZAR



Miembro: ING. PEGGY GRANDEZ RODRÍGUEZ



Asesor : ING. CARLOS ENRIQUE CHUNG ROJAS

DEDICATORIA

A Dios, por permitirme estar compartiendo esta única experiencia con todos los que me rodean.

A mis padres por ser los motivadores de mi constancia en la carrera y en todos los aspectos de mi vida. A mis hermanos: Anita y Moisés, quienes al estar a mi lado y a la distancia han sabido apoyarme siempre.

Rosario Vásquez Ríos

A Dios por darme la vida, por darme la sabiduría y la fortaleza para afrontar mis problemas.

A mi padre que en paz descansa, a mi madre y mis hermanos: Tuquita, Joiler Onan y Dember, por sus ayuda incondicional, por facilitarme su cariño y comprensión para continuar y concluir satisfactoriamente la tesis.

Gitler Eduardo García Grández

AGRADECIMIENTO.

Un agradecimiento especial a todas aquellas personas que nos facilitaron la información necesaria para hacer posible la elaboración de la presente tesis, tales como: al Ing. Wilmer Acosta Zelada, al Ing. Magaly Álvarez González, al Ing. Cliver Pinedo, al Ing. Víctor H. Álvarez González, al Ing. Manuel Angel Ramírez García, al Municipio de Yarina y a la empresa MACCAFERRI.

También agradecer al Ing. Carlos E. Chung Rojas, por la asesoría ejercida en la presente tesis.

Finalmente agradecer a nuestros padres por el apoyo brindado en las dificultades que se pudieron haber presentado en la elaboración de la presente tesis.

RESUMEN

En su minoría las aguas de alcantarillado de las ciudades no reciben tratamiento. Con la ausencia de tratamiento, las aguas negras son por lo general vertidas en aguas superficiales, creando un riesgo obvio para la salud humana, la ecología y los animales. En nuestro país, muchas corrientes son receptoras de descargas directas de residuos domésticos e industriales. La contaminación del suelo ocurre tanto en áreas urbanas como rurales. El aumento en la población seguirá durante las próximas décadas, al igual que las presiones sobre la infraestructura en saneamiento.

Es difícil generalizar acerca de cualquier condición en nuestro país, debido a la diversidad económica, social y ambiental en cada región. Una gran inquietud, es la gente pobre que vive en áreas urbanas y habita en colonias y áreas que no son adecuadas para el desarrollo (como laderas empinadas de cerros, pantanos, y planicies propensas a inundaciones). En nuestro país, existe una división marcada entre las poblaciones de escasos recursos y las de altos ingresos, con respecto al acceso a los servicios de saneamiento. En un menor porcentaje la población de escasos recursos cuenta con agua de tubería en sus casas, comparada con la población de altos ingresos. Las personas de escasos recursos se encuentran más susceptibles a las enfermedades y potencialmente están menos conscientes de cómo mantener las condiciones salubres, lo cual lleva a una mayor propagación de enfermedades en la población general.

La diarrea y la gastroenteritis se encuentran entre las tres principales causas de muerte en el mundo. El agua no segura para beber y la contaminación a través del desecho inadecuado de aguas negras son responsables por la gran mayoría de estas muertes.

Es evidente la necesidad de implementar mejores prácticas de higiene, saneamiento y desecho de residuos.

Para mejorar las condiciones de salud y saneamiento en las regiones en vías de desarrollo, se necesitan plantas de tratamiento eficientes para el manejo de agua potable y aguas residuales. Sin embargo, dichos esfuerzos requieren inversiones sustanciales de capital.

Actualmente, en la Ingeniería Civil peruana se ha avanzado bastante en temas relacionados a edificaciones, Obras Hidráulicas, Obras Viales, entre otros campos, sin embargo no se tiene mucho alcance ni información referida a Saneamiento.

El Gobierno Nacional, a través del Ministerio de Mi Vivienda, Construcción y Saneamiento (Agua para Todos), el Fondo de Promoción de la Inversión Pública Regional y Local (FONIPREL), el Gobierno Regional y los Gobiernos Locales financian proyectos de saneamiento e infraestructura básica, que son elaborados en su mayoría, por estos últimos; para beneficios de sus pueblos, predominantemente rurales, porque son estos los que carecen de servicios básicos.

Conociendo estos aspectos antes descritos, es que se presenta el diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario de la Localidad de Yarina, Distrito de Chipurana, Provincia San Martín – San Martín, la cual contará de los siguientes componentes para la recolección y evacuación de las aguas residuales: Conexiones domiciliarias de desagüe, Red general de colectores, estación de bombeo de aguas servidas, caseta del generador, línea de impulsión y efluente final; y para la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales se contará con 02 Lagunas Facultativas Primarias y 01 Laguna Facultativa Secundaria, analizando dos alternativas como material impermeabilizante en las lagunas facultativas: arcilla compactada o Geomembrana; optando por aquella más favorable con respecto a lo técnico y económico.

Y, de esta manera contribuir con la mejora de vida de los pobladores de esta localidad, como también con el crecimiento de nuestra Región y por ende de nuestro país; además de enriquecer nuestro conocimiento sobre este tema en nuestra carrera profesional.

Los Autores

INDICE

	Págs.
I. INTRODUCCION	10
1.1 Generalidades	10
1.2 Exploración preliminar orientándola investigación	10
1.3 Aspectos Generales del Estudio:	11
1.3.1 Ubicación y Límite del Área de Influencia del Estudio	11
1.3.2 Población beneficiada	13
1.3.3 Características del Área de Estudio	13
1.3.4 Vías de Acceso y Comunicación	15
1.3.5 Población urbana y Características de la Población	17
1.3.6 Actividades Económicas	18
1.3.7 Servicios Públicos	21
1.3.8 Sistemas De Alcantarillado Y Tratamiento Existentes	24
II.- MARCO TEORICO	26
2.1 Antecedentes, Planteamiento, Delimitación Y Formulación del Problema A Resolver	26
2.1.1 Antecedentes:	26
2.1.2 Planteamiento:	26
2.1.4 Delimitación:	26
2.1.5 Formulación del Problema:	26
2.2 Objetivos: General y Específicos	27
2.2.1 Objetivos Generales	27
2.2.2 Objetivos Específicos	27
2.3 Justificación De La Investigación	28
2.4 Delimitación De La Investigación	28
2.5 Marco Teórico	29
2.5.1 Antecedentes de la Investigación	29

2.5.2	Marco Teórico o Fundamentación Teórica de la Investigación	29
2.5.2.1	Sistemas De Recolección Y Evacuación De Aguas Residuales	29
2.5.2.2	Sistema De Alcantarillado Sanitario.	33
2.5.2.3	Estación de Bombeo	61
2.5.2.4	Línea de Impulsión	66
2.5.2.5	Tratamiento De Aguas Residuales.	67
2.5.2.6	Planta De Tratamiento De Aguas Residuales.	72
2.5.3	Marco Conceptual: Terminología Básica:	112
2.5.4	Marco Históricas	113
2.6	Hipótesis A Demostrar	114
III.	MATERIALES Y METODOS	115
3.1	Materiales	115
3.1.1	Recurso humano	115
3.1.2	Recurso material	115
3.1.3	Recurso de equipos	115
3.1.4	Otros recursos:	115
3.2	Metodología	116
3.2.1	Universo, Muestra Población	116
3.2.2	Sistema de Variables	116
3.2.3	Diseño Experimental de la Investigación	116
3.2.4	Diseño de Instrumentos	126
3.2.5	Procesamiento de información.	126
IV	RESULTADOS	126
4.1	Conexiones domiciliarias de desagüe	126
4.2	Red general de colectores	127
4.3	Estación de Bombeo de Aguas Servidas	128
4.3.1	Análisis Hidráulico:	128
4.3.2	Análisis Estructural:	130
4.4	Línea de Impulsión	138

4.5	Planta de Tratamiento de Aguas Residuales: 02 Lagunas Facultativas Primarias y 01 Laguna Facultativa Secundaria.	139
4.5.1	Cálculos Previos Al Diseño	139
4.5.2	Cálculos De Diseños De Lagunas Facultativas	145
4.5.3	Verificación Del Balance Hídrico	154
4.6.	Emisor Final	156
4.7	Material Impermeabilizante para Las Lagunas.	157
V.	ANALISIS Y DISCUSION DE RESULTADOS	159
5.1	Redes Y Conexiones Domiciliarias	159
5.1.1	Redes De Recolección	159
5.1.2	Buzones	159
5.1.3	Conexiones Domiciliarias	160
5.2	Estación De Bombeo	160
5.3	Generador De Energía	162
5.4	Línea De Impulsión	163
5.5	Planta De Tratamiento De Aguas Residuales	163
5.6	Emisores	167
5.7	Zanjas De Coronación	165
5.8	Selección de alternativas	169
5.9	Contrastación de hipótesis	169
VI.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	170
6.1	Conclusiones:	170
6.2	Recomendaciones:	171
VII.	BIBLIOGRAFIA.	172
VIII.	ANEXOS.	173
	Anexo N°01: Panel Fotográfico	
	Anexo N°02: Estudio de Suelos	
	Anexo N°03: Cotización de Geomenbranas	
	Anexo N°04: Cotización de Bombas	

Anexo N°05: Planos

Plano	Lámina
1. Ubicación	UB - 01
2. Topógrafo – Yarina	TP - 01
3. Topográfico Laguna	TP - 02
4. Red Publica	RP - 01
5. Red Pública Jr. Fernando Belaunde 1 Y 2	PPR - 01
6. Red Pública Jr. Progreso	PPR - 02
7. Red Pública Jr. Yamato	PPR - 03
8. Red Pública Jr. Jaime Gomez	PPR - 04
9. Red Pública Jr. Huallaga	PPR - 05
10. Red Pública Jr. Bolognesi – Colector, Calle 1 Y 2	PPR - 06
11. Red Pública Jr. San Martin, Jr. 7 De Diciembre Y Calle 03	PPR - 07
12. Red Pública Jr. Jose Olaya – Jr. Yarina	PPR - 08
13. Red Pública Jr. Sargento Flores, Jr. Las Americas Y Calle 04	PPR - 09
14. Red Pública Jr. Miguel Grau	PPR - 10
15. Conexiones Domiciliarias	CD - 01
16. Detalle De Buzon	BZ
17. Detalle Del Buzon Armado	BZ - A
18. Caida De Buzon	CB - 01
19. Localización De L Acaseta De Bombeo Y Del Generador	LCBG - 01
20. Caseta De Bombeo	CB - 01
21. Caseta De Bombeo	ECB - 01
22. Caseta De Bombeo	ECB - 02
23. Caseta De Bombeo	ECB - 03
24. Camara De Bombeo	ISA - 01
25. Camara De Bombeo	ISD - 01
26. Caseta Del Generador	ECG - 01
27. Cerco Perimetrico	CP - 01
28. Portón De Ingreso A La Caseta De Bombeo	PI - 01
29. Línea De Impulsión	LI - 01
30. Planta De Tratamiento	LPT - 01
31. Franja Marginal	FG - 01
32. Planta De Tratamiento	PT - 01
33. Planta De Tratamiento	PT - 02
34. Lagunas Facultativas	PS - 01
35. Lagunas Facultativas	PS - 02
36. Dique Longitudinal	DL - 01
37. Planta De Tratamiento	PCD - 01
38. Planta De Tratamiento	CP - 01
39. Emisor Final	EF - 01
40. Zanja De Coronacion	ZC - 01

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro n°01: Características Socioeconómicas	20
Cuadro n°02: Cobertura del Servicio de Alcantarillado en la localidad de Yarina – Año 2009	25
Cuadro n°03: Consumo Domésticos Per cápita	31
Cuadro n°04: Clasificación de Climas por su temperatura	31
Cuadro n°05: Dotación Diaria por habitante	45
Cuadro n°06: Aporte de Infiltración por longitud de tubería	49
Cuadro n°07: Relaciones Hidráulicas para Conductos Circulares (n_0/n Variable)	50
Cuadro n°08: Profundidad hidráulica en función de la relación de caudales para N/N_0 Variable	53
Cuadro n°09: Pendiente Mínima en función de los Diámetros de los Conductos	54
Cuadro n°10: Relación Q/Q_0 Máximo para la selección del Diámetro	55
Cuadro n°11: Efectos indeseables de las aguas residuales	68
Cuadro n°12: Contaminantes de importancia en aguas residuales	68
Cuadro n°13: Contaminantes de importancia en aguas residuales	69
Cuadro n°15: Procesos de tratamientos	73
Cuadro n°16: Parámetros de Diseño	81
Cuadro n°17: Impermeabilidad intrínseca de algunos tipos de suelos	95
Cuadro n°18: Textura de los Suelos	96
Cuadro n°19: Clasificación de Permeabilidad del Suelo	97
Cuadro n°20: Ventajas y Desventajas de las Geomembranas	101
Cuadro n°21: Población Futura	119
Cuadro n°22: Diámetro de Buzones	122
Cuadro n°23: Dimensiones de las Cajas de registro	125

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico n°01: Actividades Económicas	20
---	----

ÍNDICE DE IMÁGENES

Imagen n°01: Frontis de la Institución educativa N°0061- Nivel Primario	21
Imagen n°02: Infraestructura de la Institución educativa N°0711- Nivel Secundario	21
Imagen n°03: Puesto de salud de la Localidad de Yarina	22
Imagen n°04: Letrina con caseta en mal estado	25
Imagen n°05: Esquema de un alcantarillado perpendicular con Interceptor	36
Imagen n°06: Componentes de un sistema de Alcantarillado	38
Imagen n°07: Alternativas de trazado de un Sistema de Alcantarillado	39
Imagen n°08: Convenciones utilizados para trazado de línea de Alcantarillados	40
Imagen n°09: Convención utilizada para cotas de rasantes en los pozos	41
Imagen n°10: Localización de los Colectores	58
Imagen n°11: Empate de los colectores por cota clave	59
Imagen n°12: Tipos de Conexiones Domiciliarias	60
Imagen n°13: Mapa mental laguna facultativa	82
Imagen n°14: Ecosistema de una laguna Facultativa	83
Imagen n°15: Ubicación de las Unidades de Entrada y de Salida en las Lagunas de estabilización	113
Imagen n°16: Lagunas de Estabilización con igual ubicación de las estructuras de entrada y diferente salida	104
Imagen n°17: Unidad de Entrada y transferencia en las lagunas de Estabilización	106
Imagen n°18: Unidad de Entrada Elevada de Lagunas de Estabilización	106
Imagen n°19: Unidad de Salida de Lagunas de Estabilización	107

I. INTRODUCCION

1.1 Generalidades

La localidad de Yarina, pertenece al Distrito de Chipurana, Provincia de San Martín - Región San Martín. La población al año 2009 bordea los 979 habitantes. La población de la localidad de Yarina está conformada en gran parte por personas nacidas en la Región San Martín (90%) y en menor proporción por una población inmigrante (10%).

La ocupación económica predominante lo constituye la agricultura, ganadería y un pequeño porcentaje se dedica al comercio.

La producción agrícola se representa en los cultivos permanentes como son el humarí, café y cacao, que cuentan con mercado asegurado para su comercialización. También tenemos cultivos transitorios como la papaya (se abastece a los principales mercados de la costa del Perú), caña de azúcar, frijol, plátano, yuca, etc. (para el consumo local).

1.2 Exploración Preliminar a la Investigación

Con el presente estudio se logra diseñar el sistema de alcantarillado sanitario para la recolección de aguas servidas de las viviendas de la localidad, luego mediante un emisor llevar estas aguas a una etapa de tratamiento antes de ser evacuadas al cuerpo receptor de esta agua, que en este caso es el brazo izquierdo del Río Huallaga.

En la actualidad la localidad de Yarina no cuenta con el servicio de alcantarillado, por lo que la población dispone sus excretas en letrinas sanitarias (en mal estado y construidas sin ningún criterio técnico), mientras que las aguas servidas lo evacuan a través de las cunetas y drenes de las calles, formando charcos y por ende focos infecciosos lo que pone en peligro la salud de la población y contamina el ambiente.

La Población representada por sus diversas organizaciones participó en el proceso del Presupuesto Participativo en la gestión del año 2008, donde por unanimidad y en forma prioritaria identificaron la instalación del sistema de alcantarillado, ante la situación negativa que actualmente están atravesando, porque a pesar de mostrar un crecimiento económico, no está prestando un escenario urbano con un nivel aceptable de calidad de vida.

La carencia de un sistema de alcantarillado está originando condiciones insalubres de higiene, originando de esta manera diversas enfermedades en su mayoría parasitarias.

1.3 Aspectos Generales del Estudio:

1.3.1 Ubicación y Límite del Área de Influencia del Estudio

El área del estudio se ubica en la localidad de Yarina, distrito de Chipurana, provincia de San Martín, departamento de San Martín.

Se encuentra localizada entre las coordenadas 6° 50' 10" de Latitud Sur y 76° 13' 35" Longitud Oeste.

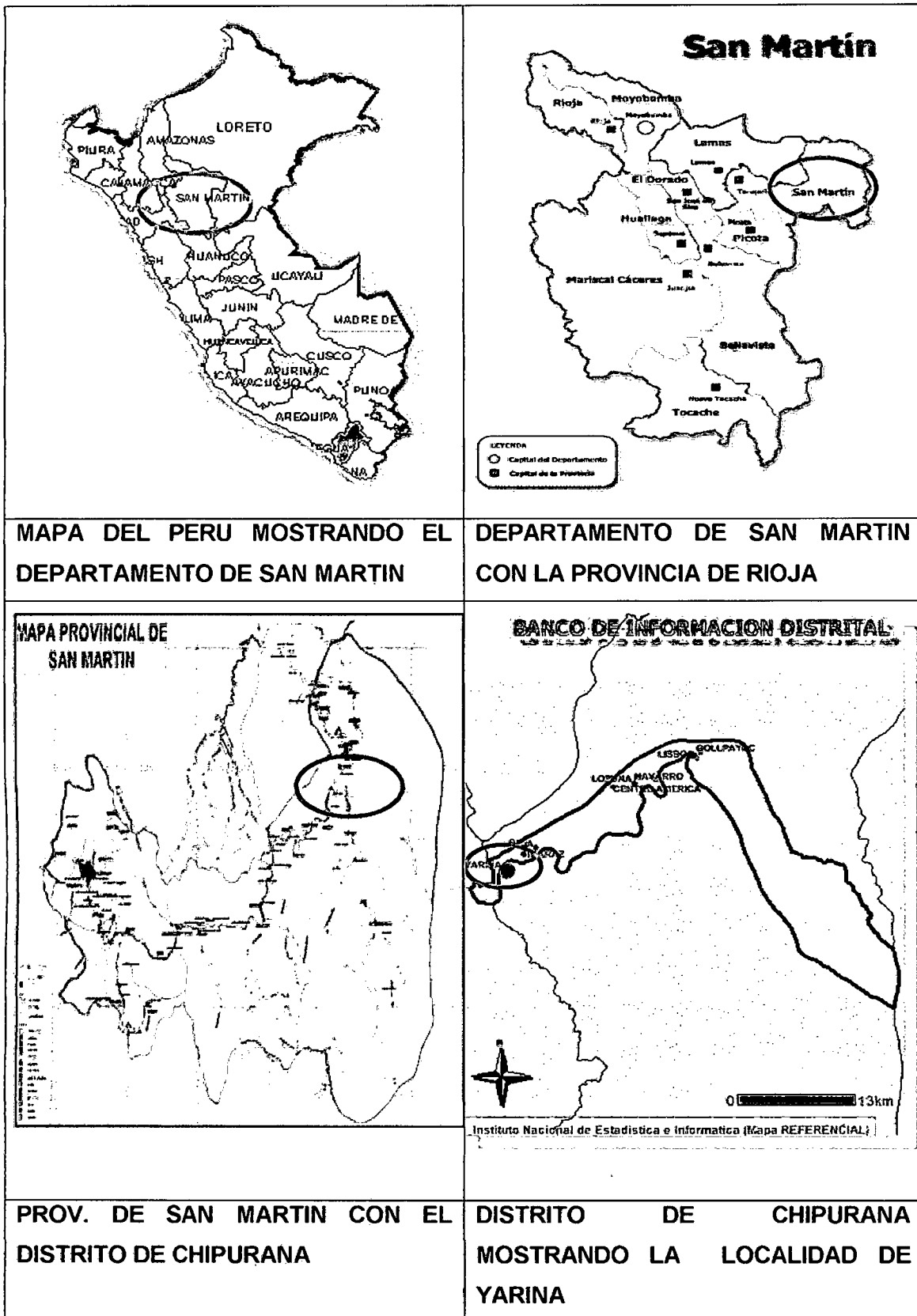
Su altitud es de 157 m.s.n.m., valor situado en el centro de la Plaza principal de la ciudad.

La localidad de Yarina se encuentra a la margen izquierda del río Huallaga,

El límite del área de influencia del estudio lo conforma la localidad de Yarina.

Véase la localización en los mapas de ubicación siguientes.

LOCALIDAD DE YARINA: MACRO Y MICRO LOCALIZACION DEL ESTUDIO



Fuente: <http://proyectos.inei.gob.pe/mapas/bid/>

1.3.2 Población beneficiada

La población beneficiaria del presente estudio se encuentra ubicada en la zona urbana de la localidad de Yarina.

Según el Censo del INEI del año 2007 la población en la localidad de Yarina es de 962 habitantes y proyectando al año 2009 la población es de 979 habitantes.

Al Año 2029 la población total será de 1,096 habitantes.

1.3.3 Características del Área de Estudio

1.3.3.1 Clima

El clima de la localidad de Yarina es predominantemente cálido. La temperatura media anual alcanza los 26 °C y los picos mensuales fluctúan entre los 22.0 °C y 38.0°C, siendo las temperaturas máximas en el período comprendido entre los meses de Mayo a Noviembre, y las temperaturas mínimas en los meses de Diciembre a Abril.

Las precipitaciones anuales alcanzan un promedio de 1,600 mm., es decir pueden ser superiores a 1,000 mm.

1.3.3.2 Topografía

La localidad de Yarina se sitúa sobre una terraza fluvio aluvial, la misma que presenta una topografía de superficies semi plana, con pendientes suaves.

El relieve semi plano se acentúa si se avanza por la margen izquierda del Rio Huallaga, incluso se aprecian elevaciones de la cota de terreno lo cual puede obligar a utilizar sistema de bombeo para acceder a la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales que se contempla proyectar.

1.3.3.3 Hidrología

La región y específicamente la localidad de Yarina son ricas en cuencas hidrológicas, perteneciendo a la Cuenca Hidrográfica del Bajo Huallaga (Código de Cuenca 2206)

La riega el río Huallaga, y otros cursos de agua provenientes de las quebradas Torreputa II, Torreputa III y Pongo.

La localidad de Yarina se encuentra a la margen izquierda del río Huallaga, este río tiene su origen en la Cordillera de los Andes y pertenece a la cuenca hidrográfica del Atlántico. Son aguas lodosas, turbias, debido al alto contenido de arena, arcilla y limo en suspensión, que proporcionan una coloración marrón claro a sus aguas. Asimismo, el alto contenido de material en suspensión hace que los niveles de transparencia sean bajos con altos valores de turbidez, presentándose una pobre penetración lumínica que dificulta el desarrollo del fitoplancton. La producción de agua del río Huallaga es impresionante, en las inmediaciones del área de estudio arroja un caudal promedio de 878.19 m³/s.

La fuente de abastecimiento de agua potable de la localidad de Yarina es la quebrada Robashka ubicada a 301.42 msnm a una distancia de 5+801.31 Km de la localidad, rinde como promedio 6.00 l/s e incrementa considerablemente su caudal en época de lluvias.

1.3.3.4 Geología

La presente descripción geológica plantea el reconocimiento de las principales formaciones del área de estudio, sus características físicas, químicas y estructurales.

La geología del sector de selva alta se caracteriza por diversas formaciones sedimentarias cretácicas y terciarias todas afectadas por importantes deformaciones tectónicas de fallas y pliegues.

La erosión es el principal fenómeno que está cambiando constantemente el suelo valiéndose del agua como su principal agente erosivo.

La de mayor intensidad se manifiesta en las partes montañosas con altitudes que llegan hasta los 1,600 y 2,200 m.s.n.m. A continuación se reportan tipos de erosión que intervienen en el contexto regional.

Erosión de susceptibilidad nula; Este tipo actúa principalmente en las márgenes de los ríos donde se han generado superficies planas de sedimentación en terrazas de diferente nivel.

Erosión de susceptibilidad ligera, Son procesos erosivos que actúan en terrenos con gradientes moderadas en superficies de escorrentías amplias.

Erosión de susceptibilidad moderadamente alta; Este proceso erosivo incluye también terrenos con gradientes de 20% en superficies de escorrentías amplias (pendientes largas) con procesos erosivos fuertes y más riesgosos. Este fenómeno debe ser controlado evitando al máximo la tala de árboles y/o reforestando.

Erosión de susceptibilidad severa; Ocurre en zonas con gradientes superiores a 50% son terrenos muy críticos, se debe evitar la deforestación.

En lo que concierne a recursos hídricos subterráneos, el área de estudio es muy pródiga en la producción de éstos, pues abundan manantiales y galerías filtrantes. Los afloramientos de agua están muy extendidos y pueden ser aprovechados con fines múltiples y principalmente para consumo humano.

1.3.4 Vías de Acceso y Comunicación

El acceso a la localidad de Yarina presenta 2 vías de acceso.

a).- Carretera asfaltada desde Tarapoto siguiendo la carretera Fernando Belaúnde Terry hasta la altura del puente Colombia 15 km. De aquí por el margen izquierdo se conduce por una carretera afirmada hasta la localidad de Chazuta (60km. Aprox.), que actualmente se viene ejecutando los trabajos de asfaltado, de aquí se parte en deslizador aguas abajo del río Huallaga llegando a la localidad de Yarina en un espacio de dos horas ubicado a la margen izquierda del mismo río.

b).- Carretera asfaltada Fernando Belaúnde Terry que conduce a la ciudad de Yurimaguas llegando al distrito de Pongo de Caynarachi de donde se toma una carretera afirmada margen derecha que conduce hasta el distrito de Barranquita (dos horas en camioneta), de aquí se parte hacia el caserío de San Juan por una carretera afirmada aproximadamente 1 hora, luego se sigue un desvío a la margen derecha por una carretera afirmada en buen estado de conservación y siguiendo un recorrido de 25 Km se llega a la localidad de Yarina.

1.3.4.1 Medios de Transporte

La población cuenta con medios de transporte para desplazarse hacia otros lugares (motocar, motocicletas, autos, microbuses, etc.).

Las tarifas que cobran las empresas de transporte terrestre se muestran en el siguiente cuadro:

Medio de Transporte	CABINA	TOLVA
Combi	10.00	
Auto	15.00	
Camioneta	10.00	5.00

COSTO DE TRANSPORTE TARAPOTO – CHAZUTA

Medio de Transporte	CABINA	TOLVA
Combi	8.00	
Auto	13.00	
Camioneta	8.00	10.00

COSTO DE TRANSPORTE CHAZUTA – YARINA

Medio de Transporte	CADA ASIENTO	
Bote - deslizador	30.00	

1.3.5 Población urbana y Características de la Población

La población objetivo del estudio está constituida por la población urbana del Distrito de Chipurana, correspondiente a la localidad de Yarina.

En cuanto a la población urbana correspondiente a la localidad de Yarina, el crecimiento es regular; con una tasa de crecimiento bajo, la población existente en gran mayoría es propia de la zona, representado por el 90% de la población total y un 10% representado por personas inmigrantes.

A raíz del crecimiento poblacional se ha logrado que las actividades de sostenimiento económico se diversifiquen, como la agricultura, teniendo como productos principales la producción y comercialización del cacao, maíz, yuca, plátano, humarí entre otros productos. Además estas zonas se encuentran aptas para la actividad pecuaria con la crianza de aves de corral, ganado porcino y vacuno en menor cantidad, el comercio es mínimo por carecer de una buena vía de acceso terrestre permanente a mercados mayores y de mayor volumen de comercialización.

La proporción de hombres de la población del área de intervención es de 53.85% y las mujeres 46.15%, se puede interpretar que la población de la localidad es fundamentalmente niños y jóvenes lo que es coincidente con las actividades a las que se dedican, en tanto que los adultos son en menores cantidades.

Con respecto a los Centros de Salud, en la localidad de Yarina existe un Puesto de Salud, que se encuentra implementado para solucionar los problemas primarios de salud, cuando los casos revisten atención especializada intermedia, los pacientes se derivan a otros centros médicos como el Centro de Salud de Huimbayoc o a los Centros Asistenciales del Ministerio de Salud y ESSALUD de la ciudad de Tarapoto para atenciones de mayor complejidad.

El Puesto de Salud como Institución Pública, además de atender las demandas de atención de consultas, periódicamente realizan campañas de monitoreo de los niveles de la salud y brindan atención de Medicina Preventiva y Educación Sanitaria.

Respecto a la Morbilidad, se aprecia que cerca del 20% de la población joven está afectada por problemas de salud asociados al deficiente saneamiento, especialmente aquella que se encuentra en edad escolar.

Las enfermedades que tienen relación directa con el déficit de los servicios de agua potable, carencia de alcantarillado así como el consumo de agua insalubre se encuentran entre las diez (10) primeras causas de morbilidad registradas en el Puesto de Salud de la localidad de Yarina.

Las enfermedades infecciosas intestinales y otras helmintiasis ocupan el tercer y cuarto lugar entre las 10 primeras causas de morbilidad en los niños; en el caso de los adolescentes la helmintiasis ocupa el segundo lugar y el octavo lugar en el caso de los adultos ocupa las infecciones parasitarias; por lo que se puede afirmar que las enfermedades que originan el agua insalubre son tan incidentes en la salud de los pobladores.

Las enfermedades más incidentes son las infecciones y las diarreicas, le siguen en importancia la parasitosis, siendo los más afectados los niños.

En la localidad de Yarina el 88.50% de las viviendas carecen de energía eléctrica (el resto hacen uso de generadores eléctricos), el 16.34% no cuenta con el servicio de agua potable y el 100% carece del servicio de alcantarillado por lo que utilizan letrinas y pozos ciegos instalados en las viviendas.

Las viviendas en su mayoría son construidas con madera en las paredes, techo de calamina y hojas de palma.

La localidad de Yarina cuenta con 01 centro educativo del nivel inicial, 01 centro educativo del nivel primario y 01 centro educativo del nivel secundario, teniendo una tasa de analfabetismo del 34.00% en niños de 0 a 12 años de edad.

1.3.6 Actividades Económicas

1.3.6.1 Actividad Agrícola

La agricultura es una de las principales actividades económicas de los habitantes de la localidad de Yarina, un 58% de los habitantes se dedican a esta actividad.

La producción agrícola se representa en los cultivos permanentes como son el humarí, naranja, café y cacao, que cuentan con mercado asegurado para su comercialización. También tenemos cultivos transitorios como la papaya (se abastece a los principales mercados de la costa del Perú), frijol, plátano, yuca, etc. (para el consumo local).

1.3.6.2 Actividad Comercial

Existe un pequeño porcentaje de la población que se dedica a la actividad comercial, este representa sólo el 12% del total. El comercio se centraliza en las ciudades Tarapoto y Yurimaguas, ya que en la localidad de Yarina no existe un centro de abastos, sólo se concentra el comercio al por menor de la zona y tiene limitado desarrollo. Las deficiencias del servicio de agua y la carencia del servicio de evacuación de aguas residuales es una limitante para el desarrollo de este sector.

1.3.6.3 Actividad Forestal

En la localidad de Yarina posee reservas forestales, debido a su ubicación en la selva, existen áreas con forestación de especies de la zona como: cedro, ishpingo, caoba, morocho y otros.

1.3.6.4 Actividad Ganadera

Representa el 24% de la población. La actividad pecuaria practicada por los habitantes de la localidad de Yarina, está basada fundamentalmente en la crianza de vacunos y animales menores en pequeña escala. Para esta actividad se cuenta con áreas de pastos naturales.

La técnica de explotación es el pastoreo a campo abierto. La producción ganadera de vacunos es generalmente para los mercados de Tarapoto y Yurimaguas.

1.3.6.5 Actividad Industrial y Manufacturera

Esta actividad es de menor importancia en la localidad de Yarina, se concentra en la producción de productos de consumo inmediato (panaderías, confecciones) carpintería de madera en pequeña escala y construcción.

1.3.6.6 Actividad Pesquera

Esta actividad es de carácter complementario y limitado en su volumen de producción orientado para el autoconsumo; los pobladores se dedican a la pesca de especies nativas de los ríos como: carachama, bagre, etc.

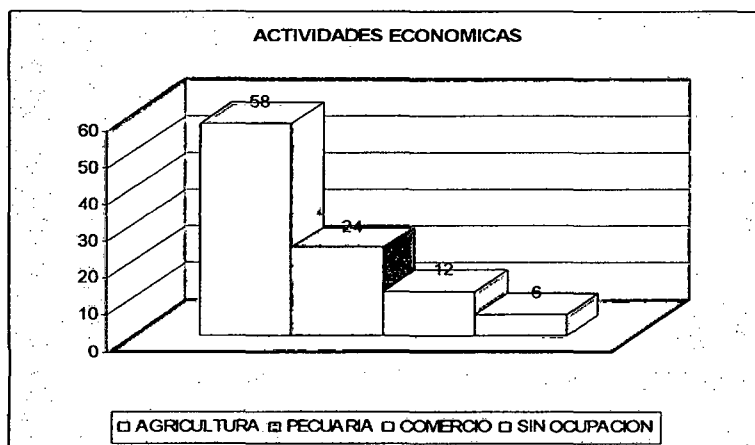
En el siguiente cuadro se observa las principales actividades económicas que se realizan en la localidad de Yarina.

Cuadro N° 01

CARACTERISTICAS SOCIO ECONOMICAS		
N°	OCUPACION/PROFESION	PORCENTAJE (%)
1	AGRICULTURA	58
2	PECUARIA	24
3	COMERCIO	12
5	SIN OCUPACION	6
	TOTAL	100

Fuente: Censo Población Y Vivienda 2007 – Inei

Gráfico N 01



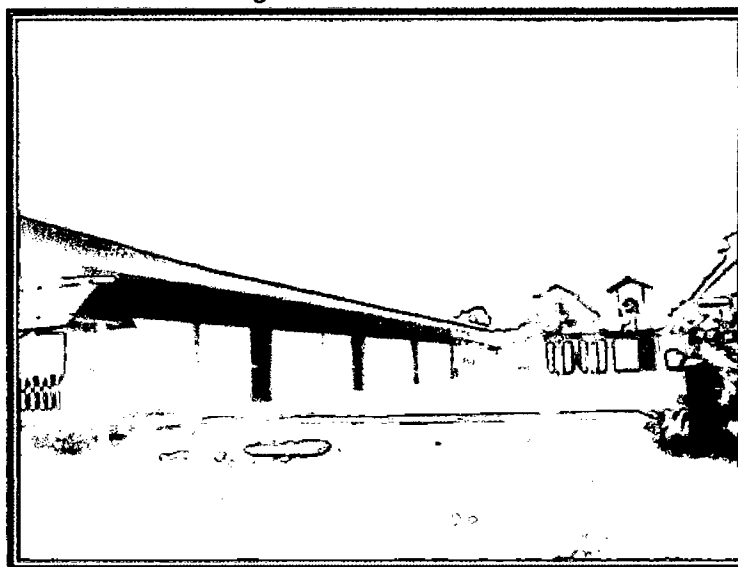
Fuente: Censo Población Y Vivienda 2007 – Inei

1.3.7 Servicios Públicos

1.3.7.1 Educación

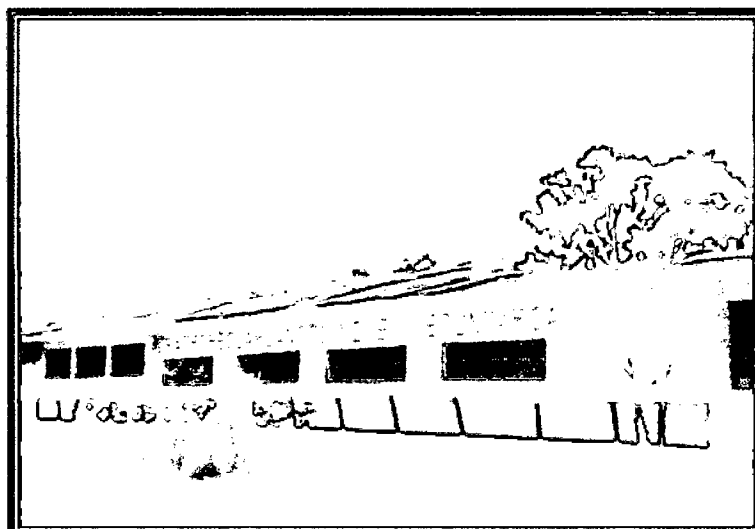
La localidad de Yarina cuenta con 03 instituciones educativas en total correspondientes a los niveles; inicial, primaria y secundaria; 311 alumnos y 18 profesores. Los alumnos de inicial, primaria y secundaria proceden de todo el ámbito local y alrededores.

Imagen N° 01



Frontis de la Institución Educativa N° 0061 – Nivel Primaria

Imagen N° 02



Se observa la infraestructura de la Institución Educativa Agropecuaria N° 0711 – Nivel Secundaria

1.3.7.2 Salud

Los pobladores de la localidad de Yarina, se atienden en un Puesto de Salud implementado para solucionar los problemas primarios de salud, cuando los casos revisten atención especializada intermedia, los pacientes se derivan a otros centros médicos como el Centro de Salud de Huimbayoc o a los Centros Asistenciales del Ministerio de Salud y ESSALUD de la ciudad de Tarapoto para atenciones de mayor complejidad.

El Puesto de Salud cuenta con ambientes totalmente operativos y distribuidos de la siguiente manera:

01 tópic

01 consultorio de medicina general

01 área de recepción

01 ambiente para farmacia

Atiende aproximadamente a 40 pacientes por día (con mayor afluencia de niños, adolescentes y ancianos). El personal con que cuenta es el siguiente:

01 Técnico.

01 Obstetra.

02 Enfermeras.

01 Laboratorista.

Imagen N° 03



Se observa el Puesto de Salud de la localidad de Yarina

1.3.7.3 Energía Eléctrica

Actualmente la localidad de Yarina, no cuenta con el servicio de energía eléctrica, algunas viviendas hacen uso de generadores eléctricos.

1.3.7.4 Saneamiento

El 80.99% de la población de la localidad de Yarina cuenta con el servicio de agua potable en sus domicilios, el resto de la población que no cuenta con el servicio se abastece acarreado agua del Río Huallaga y de pozos artesianos públicos, los encargados de acarrear el agua son las madres de familia e hijos menores quienes se demoran 08 minutos por viaje y realizan 04 viajes por día cargando 04 lt/por viaje y los hijos menores quienes se demoran 8 minutos por viaje y realizan 02 viajes por día cargando 04 lt/por viaje.

La población manifiesta su preocupación por la calidad del agua, puesto que el filtro lento no recibe ningún mantenimiento hecho que hace que las aguas lleguen contaminadas en épocas de lluvia.

La población tiene una opinión desfavorable en relación a la cobertura pues el 19.01% carece del servicio.

La población de Yarina no cuenta con el sistema de alcantarillado por lo que la población utiliza letrinas (construidas en forma deficiente e inadecuadamente ubicadas) o hace sus necesidades a campo abierto, además tienen problema de infiltración por agua de lluvia, esto genera la presencia de microorganismos dañinos para la salud especialmente en los niños y el aumento considerable de zancudos portadores de malaria. En épocas de verano, las aguas servidas acumuladas emanan olores fétidos ocasionando malestar en la población y visitantes del lugar.

Como consecuencia del deficiente servicio de agua potable y la carencia del servicio de Alcantarillado la incidencia de enfermedades gastrointestinales en la localidad es elevada.

1.3.7.5 Otros Servicios Públicos

Telecomunicaciones:

La localidad de Yarina cuenta con teléfonos públicos (comunitarios) que están ubicados en locales comerciales concurridos, señal de radió. No existe telefonía celular.

Recolección, transporte y evacuación de residuos sólidos:

En lo que respecta a la disposición final de residuos sólidos, la población arroja la basura a orillas del río Huallaga, predios abandonados, en botaderos clandestinos ubicados en la periferia de la ciudad, o queman la basura contaminando de esta manera el medio ambiente.

Organización de la Sociedad Civil:

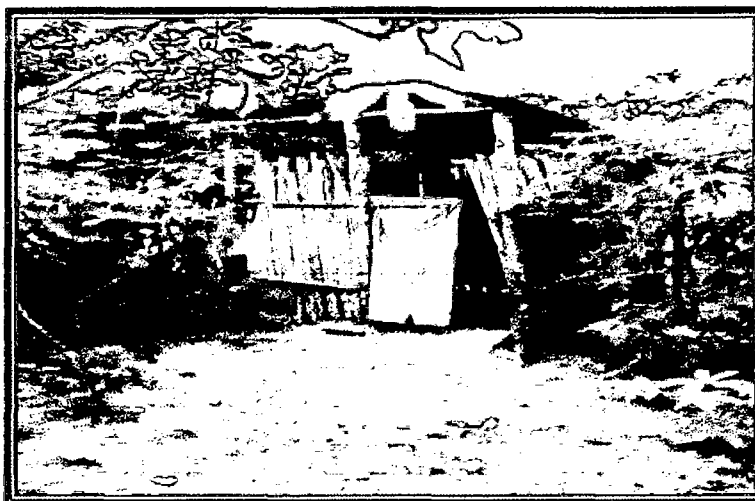
Las organizaciones más representativas de la localidad de Yarina son: la Municipalidad delegada bajo la conducción de un alcalde, Comités de Vaso de Leche, instituciones religiosas, Comités de Autodefensa.

1.3.8 Sistemas De Alcantarillado Y Tratamiento Existentes

1.3.8.1 Recolección de las Aguas Servidas

En la actualidad la localidad de Yarina no cuenta con el servicio de alcantarillado por lo que la población dispone sus excretas en letrinas sanitarias (en mal estado y construidas sin criterio técnico), mientras que las aguas servidas lo evacuan a través de las cunetas y drenes de las calles, formando charcos y por ende focos infecciosos.

Imagen N° 04



Letrina con caseta en mal estado, sin puerta ni cobertura de techo adecuada. Ubicada a 10 m de la cocina de la vivienda.

1.3.8.2 Disposición Final de las Aguas Servidas

Una parte de los pobladores disponen sus aguas servidas en pozos ciegos, otros lo hacen en sus propias letrinas. Las aguas servidas son descargadas en las acequias que se encuentran frente a las viviendas con el consecuente deterioro del medio ambiente.

1.3.8.3 Cobertura del servicio de Alcantarillado

Cuadro N° 02: Cobertura Del Servicio De Alcantarillado En La Localidad De Yarina: Año 2,009

DETALLE	POBLACION TOTAL (N°)	CON CONEXION (N°)	CON POZO SEPTICO, LETRINA (N°)	OTROS (N°)
Población	979	0	881	98
TOTAL	979	0	881	98
(%)	100,00%	0.00%	90.00%	10.00%

Fuente: Lista de Usuarios de la JASS - YARINA.

II.- MARCO TEORICO

2.1 ANTECEDENTES, PLANTEAMIENTO, DELIMITACION Y FORMULACION DEL PROBLEMA A RESOLVER

2.1.1 Antecedentes:

En la actualidad la localidad de Yarina no cuenta con el servicio de alcantarillado sanitario, por lo que la población dispone sus excretas en letrinas sanitarias (en mal estado y construidas sin ningún criterio técnico), mientras que las aguas servidas lo evacuan a través de las cunetas y drenes de las calles, formando charcos y por ende focos infecciosos lo que pone en peligro la salud de la población y contamina el ambiente.

2.1.2 Planteamiento:

Con la elaboración y aplicación del diseño del sistema de alcantarillado sanitario se plantea mejorar las condiciones de salubridad de la población a través de una eficiente prestación de los servicios de alcantarillado, para poder brindar a la población un medio urbano con condiciones favorables de desarrollo y con un medio ambiente limpio y sin contaminación, se desea revertir el alto grado de incidencia de enfermedades de la población por origen hídrico, lo cual incidirá en la economía de los hogares por la disminución de gastos en medicinas, originando mejora en la calidad de vida de la población por la mayor disponibilidad de recursos económicos, de igual modo es menester brindar al inversionista privado un ambiente de habitabilidad para que se desarrolle y esto revierta en la dinámica económica local.

2.1.4 Delimitación:

En el presente estudio el análisis y el diseño se limita a plantear una solución frente a los problemas de salubridad, contaminación y condiciones de vida.

2.1.5 Formulación del Problema:

La Población representada por sus diversas organizaciones participó en el proceso del Presupuesto Participativo en la gestión del año 2008, donde por unanimidad y en forma prioritaria identificaron la instalación del sistema de alcantarillado sanitario, ante la situación negativa que actualmente están atravesando, porque a pesar de mostrar un crecimiento económico, no está prestando un escenario urbano con un nivel aceptable de calidad de vida.

La carencia de un sistema de alcantarillado sanitario está originando condiciones insalubres de higiene, originando de esta manera diversas enfermedades en su mayoría parasitarias.

¿Con la elaboración del diseño de todo el sistema de alcantarillado sanitario de la localidad de Yarina se obtendrá mejoría en la calidad de vida?

2.2 OBJETIVOS GENERALES Y ESPECÍFICOS

2.2.1 Objetivos Generales

- Diseñar el sistema de alcantarillado sanitario de la localidad de Yarina, además de proponer dos alternativas como material impermeabilizante para la planta de tratamiento.

2.2.2 Objetivos Específicos

- a) Plantear los diseños de ingeniería en el sistema de alcantarillado para priorizar la construcción de las siguientes estructuras:
 - Conexiones domiciliarias de desagüe
 - Red general de colectores
 - Estación de bombeo de aguas servidas
 - Caseta del generador
 - Línea de impulsión
 - Efluente final
- b) Plantear los diseños de ingeniería en el sistema de tratamiento para la construcción de las siguientes estructuras:
 - Planta de Tratamiento de Aguas Residuales: 02 Lagunas Facultativas Primarias y 01 Laguna Facultativa Secundaria.
 - Proponer dos alternativas como material impermeabilizante: arcilla compactada o geosintéticos.

2.3 JUSTIFICACION DE LA INVESTIGACION

La Localidad de Yarina - Distrito de Chipurana - Provincia de San Martín, es una zona netamente agrícola, teniendo una gran potencialidad de desarrollo en los cultivos de cacao, café y palmito, situación que en los últimos años ha sido potencializado, pues organizaciones cooperantes vienen apoyando a la comunidad en el cultivo de estas especies. En este contexto es de vital importancia de dotar de infraestructura básica de saneamiento a la localidad de Yarina, pues es la localidad con mayor consolidación de infraestructura urbana para que posteriormente pueda ofertar bienes y servicios a todo el eje económico asentado en el tramo de Yarina – Yurimaguas y Yarina – Tarapoto.

La población de Yarina cuenta con pozos ciegos construidos artesanalmente y que funcionan en precarias condiciones de higiene y seguridad, asimismo las aguas utilizadas en la higiene personal, lavado de los servicios y otros son arrojadas en los alrededores de la vivienda; para la disposición de excretas utilizan letrinas sanitarias y el resto lo realiza a campo abierto. Ambas situaciones son focos de malos olores, de insectos y de sus enfermedades asociadas.

El diseño y aplicación de un sistema de alcantarillado sanitario en la localidad de Yarina es la solución a este problema, lo cual permitirá disminuir la incidencia de enfermedades respiratorias, gastrointestinales, parasitarias y dérmicas, siendo prioridad la aplicación de un diseño óptimo y económico sin dejar de lado la seguridad con la que esta debe contar

2.4 DELIMITACION DE LA INVESTIGACION

En el presente trabajo el análisis y el diseño se limita a parámetros que define las normas para un sistema de alcantarillado sanitario, siendo sus componentes: conexiones domiciliarias de desagüe, red general de colectores, estación de bombeo, caseta de generador, línea de impulsión, emisor y a su vez lagunas de estabilización como planta de tratamiento de aguas residuales.

2.5 MARCO TEORICO

2.5.1 Antecedentes de la Investigación

Con fecha 19 de Mayo del 2008, la Municipalidad distrital de Chipurana por iniciativa participa en el Concurso de el Fondo de Promoción a la Inversión Pública, Regional y Local (FONIPREL), es un **fondo concursable**, que se crea gracias al Gobierno Central mediante Ley N° 29125, cuyo objetivo principal es cofinanciar Proyectos de Inversión Pública (PIP) y estudios de preinversión orientados a reducir las brechas en la provisión de los servicios e infraestructura básica, que tengan el mayor impacto posible en la reducción de la pobreza y la pobreza extrema en el país. Este Fondo, adscrito al Ministerio de Economía y Finanzas, tiene un Consejo Directivo encargado de su administración general, y una Secretaría Técnica encargada de convocar a concurso.

Con fecha 25 de Agosto del 2008, la Municipalidad Distrital de Chipurana firma convenio N° 296-2008 con el FONIPREL para el cofinanciamiento del estudio de pre inversión del sistema de agua y alcantarillado de la localidad de Yarina; y con fecha 30 de Octubre del 2008 el Comité Especial adjudico la Buena Pro de la Adjudicación de Menor Cuantía N°003-MDCH al Consultor Ing. Magaly Milena Álvarez Gonzales para formular y desarrollar el Perfil del Proyecto de *“Mejoramiento y Ampliación del Sistema de Agua Potable e Instalación del Sistema de Alcantarillado en la Localidad de Yarina”, Distrito de Chipurana, Provincia de San Martín, Región San Martín.*

2.5.2 Marco Teórico o Fundamentación Teórica de la Investigación

2.5.2.1 Sistemas De Recolección Y Evacuación De Aguas Residuales

a) Selección de sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales

En general, en el proceso de selección de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales y lluvias deben estar involucrados aspectos urbanos municipales como las proyecciones de población, las densidades, los consumos de

agua potable y las curvas de demanda de ésta, aspectos socioeconómicos y socioculturales, institucionales, aspectos técnicos y tecnológicos y consideraciones económicas y financieras.

El diseñador debe seleccionar el sistema o combinación de sistemas más conveniente para drenar las aguas residuales y pluviales de la población o área. La justificación de la alternativa adoptada debe estar sustentada con argumentos técnicos, económicos, financieros y ambientales. Las siguientes constituyen pautas generales de selección de éstos.¹

- General

Como regla general se deben adoptar sistemas convencionales para todas las poblaciones y localidades.

- Sistema sanitario convencional

Se debe adoptar este sistema como regla general para todas las poblaciones y especialmente en aquellas que no posean alcantarillado sanitario o se requiera evacuar las aguas residuales mediante bombeo. Su adopción requiere una justificación sustentada de tipo técnico, económico, financiero y ambiental, incluyendo consideraciones de tratamiento y disposición de las aguas residuales, para lo cual es recomendable hacer estudios de modelación de la calidad de agua del cuerpo receptor en donde se demuestren que los impactos generados por las descargas del alcantarillado sanitario, permiten cumplir con los usos asignados a dicho cuerpo.

b) Aguas residuales:

Las obras de alcantarillado son una consecuencia del abastecimiento de agua. Con agua corriente se producen grandes cantidades de efluentes que tiene que evacuarse y eliminarse de forma adecuada.²

¹ <http://www.bvsde.paho.org/bvsacd/cd22/legislacion/titulod.pdf>

² www.nacobre.com.mx/man_Alc02-%20Real%requerimiento%20T%L3%A9cmicos.asp

El sistema de alcantarillado mantiene una relación directa con el servicio de agua potable, por lo tanto existe una razón de proporción entre la dotación de agua potable y la aportación de aguas residuales a la red de alcantarillado. Es comúnmente aceptado que la aportación de aguas residuales representa el 75% de la dotación de agua, asumiendo que el 25% restante se pierde y nunca llega a la tubería.

Para tal efecto, se consideran las cantidades de agua que se indican en el cuadro 01, las cuales están en función del clima y clase socioeconómica. El cuadro 02 presenta la clasificación del clima en base a su temperatura media anual.

Cuadro 03: Consumo Domésticos Per-Cápita

CLIMA	CONSUMO POR CLASE SOCIOECONOMICA		
	RESIDENCIAL	MEDIA	POPULAR
CALIDO	400	230	185
SEMICALIDO	300	205	130
TEMPLADO	250	195	100

NOTAS: 1). Para los casos de climas semifrío y frío se consideran los mismos valores que para el clima templado. 2) El clima se selecciona en función de la temperatura media anual (cuadro 02)

Fuente: www.nacobre.com.mx/man_Alc02-20Real%requerimiento%20T%L3%A9cmicos.asp

Cuadro 04: Clasificación de Climas por su temperatura.

TEMPERATURA MEDIA ANUAL (°c)	TIPO DE CLIMA
Mayor que 22	CALIDO
De 18 a 22	SEMICALIDO
De 12 a 17.9	TEMPLADO
De 5 a 11.9	SEMIFRIO
Menor que 5	FRIO

Fuente: www.nacobre.com.mx/man_Alc02-%20Real%requerimiento%20T%L3%A9cmicos.asp

Cuando dentro del área de servicio del sistema de alcantarillado se localicen industrias, se debe considerar la aportación de estas, sin olvidar que se debe tratar y regular sus descargas dentro de sus propias fábricas antes de ser vertidas a la red municipal.

De otro modo, las aguas residuales se infiltran en el suelo, contaminando el agua subterránea o fluyendo a lo largo de la superficie de la tierra y las calles, contaminando el suelo y las calles, convirtiéndose en una amenaza para la salud humana y en particular para los niños.

Los niños están más expuestos a la transmisión de las enfermedades pues son ignorantes del peligro planteado por las aguas residuales.

Por otro lado, la evacuación irrobdeba de las descargas del sistema de alcantarillado contamina el suelo, los ríos y mares, difundiendo enfermedades.³

Las aguas residuales pueden tener varios orígenes a saber:

1. **Aguas residuales Domesticas:** Son aquellas provenientes de inodoros, lavaderos, cocinas y otros elementos domésticos. Estas aguas están compuestas por sólidos suspendidos (generalmente materia orgánica biodegradable), sólidos sedimentales (principalmente materia inorgánica), nutrientes (nitrógeno y fosforo) y organismos patógenos.⁴
2. **Aguas Residuales Industriales:** Se originan de los desechos de procesos industriales o manufactureros y, debido a su naturaleza, pueden contener, además de los componentes citados anteriormente respecto a las aguas domesticas, elementos tóxicos, tales como plomo, mercurio, níquel, cobre y otros, que requieren ser removidos en vez de ser vertidos al sistema de alcantarillado.

³ www.disarter-infor.net/col-ops/saludambiente/medellin99.htm

⁴ Elementos De Diseños Para Acueductos Y Alcantarillados. Ricardo Alfredo López Cualla. Págs:265

3. **Aguas de Lluvias:** Proviene de la precipitación pluvial y, debido a su efecto de lavado sobre tejados, calles y suelos, pueden contener una gran cantidad de sólidos suspendidos; en zonas de alta contaminación atmosférica, pueden contener algunos materiales pesados y otros elementos químicos.

2.5.2.2 Sistema De Alcantarillado Sanitario.

El sistema de alcantarillado sanitario consiste en una serie de tuberías y obras complementarias, necesarias para recibir y evacuar las aguas residuales de la población y la escorrentía superficial producida por la lluvia. De no existir estas redes de recolección de aguas, se pondría en grave peligro la salud de las personas debido al riesgo de enfermedades epidemiológicas y, además, se causarían importantes pérdidas materiales.⁵

El tipo de alcantarillado que se ha de usar depende de las características de tamaño, topografía y condiciones económicas del estudio. Por ejemplo, en algunas localidades pequeñas, con determinadas condiciones topográficas, se podría pensar en un sistema de alcantarillado sanitario inicial, dejando las aguas de lluvias correr por las calzadas de las calles. La anterior condición permite aplazar la construcción del sistema de alcantarillado pluvial hasta que el problema de las aguas de lluvias sea de alguna consideración.

El unir las aguas residuales con las aguas de lluvias, es decir un alcantarillado combinado, es una solución económica inicial, desde el punto de vista de la recolección, pero no lo será tanto cuando se piense en la solución global de saneamiento que incluye la planta de tratamiento de aguas residuales, ya que este caudal combinado es muy variable en cantidad y calidad, lo cual genera perjuicios en los procesos de tratamiento. Se debe procurar, entonces, hasta donde

⁵ www.micige.unidades.edu.com/contruccion/hidssave/sanitario.com

sea posible, una solución separada al problema de la conducción de aguas residuales y aguas de lluvias.⁶

Características del Alcantarillado Sanitario

Nivel de servicio:

- Conexión Domiciliaria

Características:

- Población Concentrada.
- Calles Definidas.
- Viviendas con conexión domiciliaria.

Ventajas:

- Familiar
- No se contamina el acuífero.

Desventajas:

- Alto impacto ambiental en los cursos receptores si no se tratan las aguas servidas.
- Costos mayores que el condominial y el de diámetro reducido.
- La participación comunitaria es mínima.
- Se necesita personal para operación y mantenimiento permanente.

a) Clasificación de las tuberías.

Laterales o iniciales: Reciben únicamente los desagües provenientes de los domicilios. Secundarias: Reciben el caudal de dos o más tuberías iniciales.

Colector Secundario: Recibe el desagüe de dos o más tuberías secundarias.

Colector Principal: Capta el caudal de dos o más colectores secundarios.

⁶ Elementos De Diseños Para Acueductos Y Alcantarillados. Ricardo Alfredo López Cualla. Págs:266-270

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 cuerpo de agua a un vertimiento a un cuerpo de agua como un río, lago o mar.

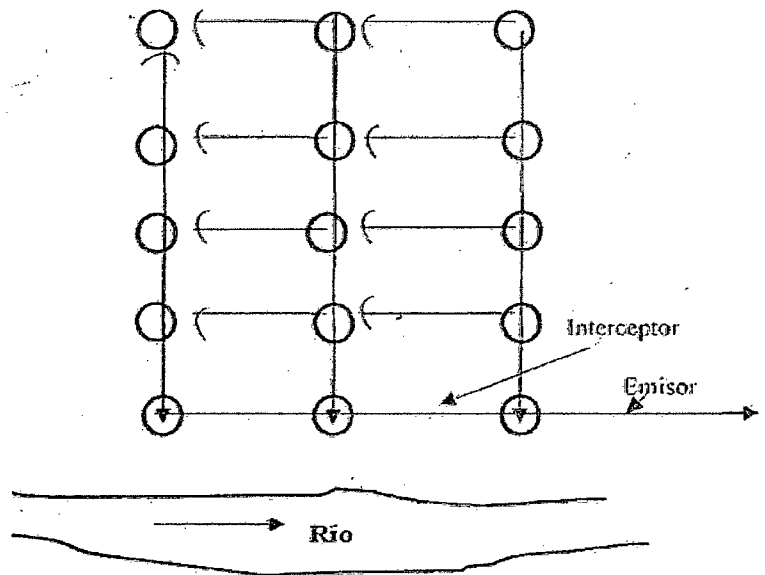
Interceptor: Es un colector colocado paralelamente a un río o canal.

b) Disposición de la red del alcantarillado

No existe una regla general para la disposición de la red del alcantarillado, ya que esta se debe ajustar a las condiciones físicas de cada población. A continuación se presentan algunos esquemas que pueden ser utilizados como guías.

b.2) Sistema perpendicular con interceptor. El sistema de alcantarillado perpendicular con interceptor es utilizado para alcantarillados sanitarios. El interceptor recoge el caudal de aguas residuales de la red y lo transporta a una planta de tratamiento de aguas residuales o vierte el caudal a una corriente superficial aguas debajo de la población para evitar riesgos contra la salud humana.

Imagen N°05: Esquema de un Alcantarillado Perpendicular con Interceptor.



Fuente: Elementos De Diseños Para Acueductos Y Alcantarillados. Ricardo Alfredo López Cualla.

b.5) Sistema en bayoneta. El sistema de alcantarillado en bayoneta es apropiado para alcantarillados sanitarios en donde existan terrenos muy planos y velocidades muy bajas.

c) Normas Generales De Diseño.

- **Levantamiento Topográfico**

La información topográfica para la elaboración de proyectos incluirá:

- Plano de lotización del área de estudio con curvas de nivel cada 1 m. indicando la ubicación y detalles de los servicios existentes y/o cualquier referencia importante.
- Perfil longitudinal a nivel del eje del trazo de las tuberías principales y/o ramales colectores en todas las calles del área de estudio y en el eje de la vía donde técnicamente sea necesario.

- Secciones transversales de todas las calles. Cuando se utilicen ramales colectores, mínimo 3 cada 100 metros en terrenos planos y mínimo 6 por cuadra, donde exista desnivel pronunciado entre ambos frentes de calle y donde exista cambio de pendiente. En Todos los casos deben incluirse nivel de lotes.
- Perfil longitudinal de los tramos que se encuentren fuera del área de estudio, pero que sean necesarios para el diseño de los empalmes con las redes del sistema de alcantarillado existentes.
- Se ubicará en cada habilitación un BM auxiliar como mínimo y dependiendo del tamaño de la habilitación se ubicarán dos o más, en puntos estratégicamente distribuidos para verificar las cotas de cajas de inspección y/o buzones a instalar.⁷

- **Suelos**

Se deberá contemplar el reconocimiento general del terreno y el estudio de evaluación de sus características, considerando los siguientes aspectos:

- Determinación de la agresividad del suelo con indicadores de PH, sulfatos, cloruros y sales solubles totales.
- Otros estudios necesarios en función de la naturaleza del terreno, a criterio del proyectista.

- **Población**

- Se deberá determinar la población y la densidad poblacional para el periodo de diseño adoptado.
- La determinación de la población final para el periodo de diseño adoptado se realizará a partir de proyecciones, utilizando la tasa de crecimiento por distritos y/o provincias establecida por el organismo oficial que regula estos indicadores.

⁷ http://www.vivienda.gob.pe/documentos/documentos_ds_010/3/OS.070_REDES_DE_AGUA_RESIDUALES.pdf

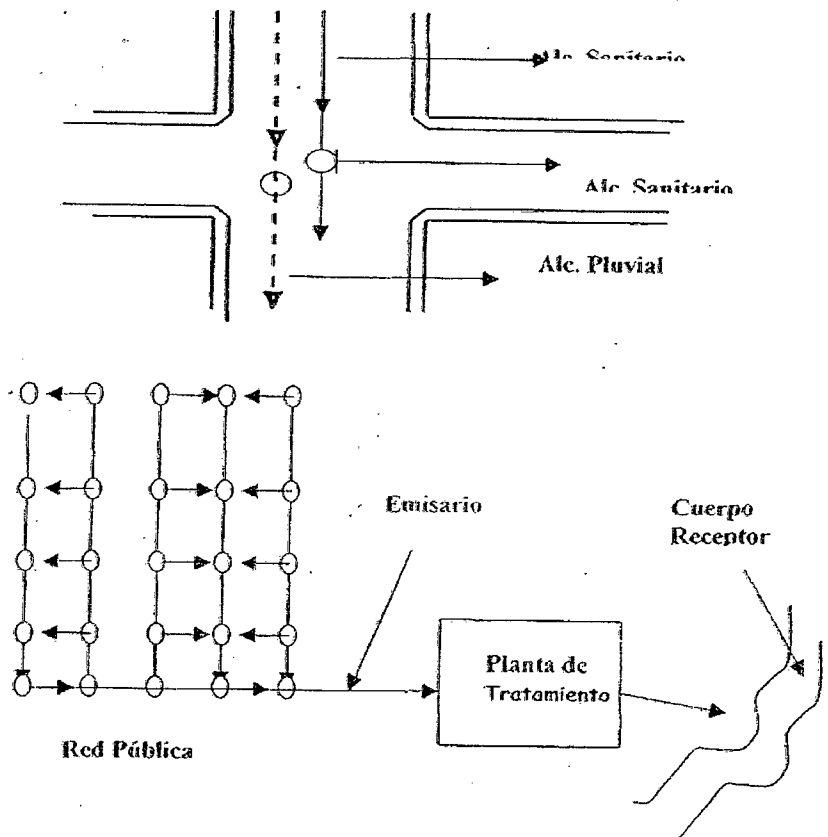
- **Caudal de Contribución al Alcantarillado**

El caudal de contribución al alcantarillado debe ser calculado con un coeficiente de retorno (C) del 80 % del caudal de agua potable consumida.

- **Estructura de la Red de Alcantarillado**

La estructura de la Red de Saneamiento es muy compleja, estando constituida por elementos muy diversos. Las secciones son diversas, las pendientes varían constantemente, el trazo depende de cada lugar. Los elementos de la red son múltiples, y cada uno con sus peculiaridades, acometidas, conexiones, bifurcaciones, etc.

Imagen N° 06: Componentes de un sistema de Alcantarillado



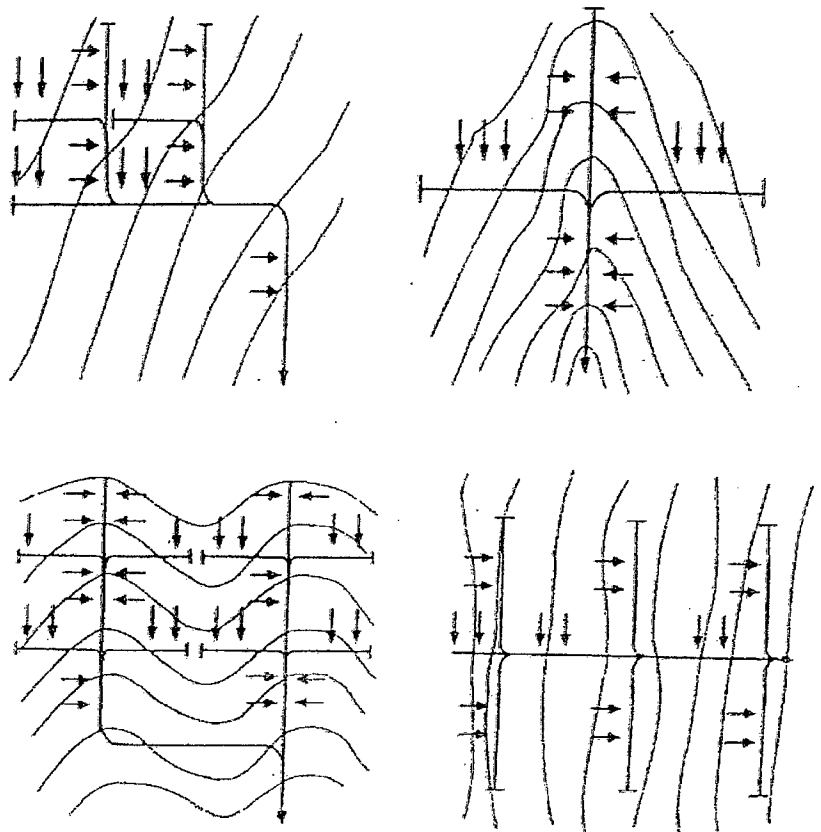
Fuente: Elementos De Diseños Para Acueductos Y Alcantarillados. Ricardo Alfredo López Cualla.

- **Trazado:**

El trazado, debe incorporar el desagüe de la ciudad o del núcleo urbano, aunque la construcción se realice por partes. Igualmente, el punto fundamental del trazado será el punto de entrega final de las aguas servidas.

El trazado de la red se diseñará de forma que en zonas urbanas, discurra por las calles, buscando que pueda accederse fácilmente durante su construcción y mantenimiento, preferentemente se situarán en los ejes de las calles.

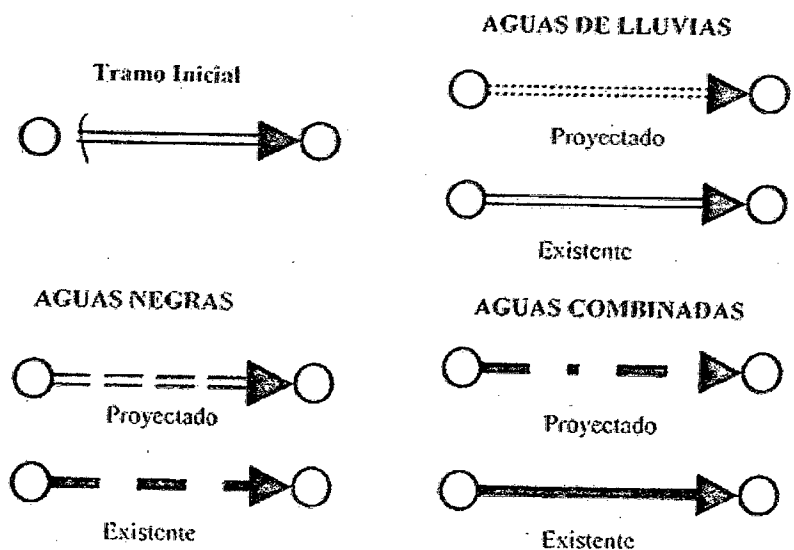
Imagen N°07: Alternativas de Trazado de un Sistema de Alcantarillado



Fuente: Elementos De Diseños Para Acueductos Y Alcantarillados. Ricardo Alfredo López Cualla.

- **Localización de los colectores:**
 - Las tuberías de alcantarillado de aguas de lluvias deben extenderse por el eje de las calzadas y las del alcantarillado sanitario por el centro de la media calzada.
 - La tubería del acueducto deberá estar siempre por encima de la del alcantarillado y a una distancia vertical mínima de 0.20 m entre la batea de la tubería del acueducto y la clave de la del alcantarillado.
 - La profundidad mínima entre rasante y clave de la tubería del alcantarillados de 1.00 m. En ocasiones, y solo para colectores iniciales, se puede adoptar un valor de 0.80m siempre que las conexiones domiciliarias lo permiten y el tráfico sea liviano.⁸
- **Convenciones:**
 - Para la elaboración de los planos correspondientes (plantas y perfiles) se emplean por lo general las siguientes convenciones:

Imagen N°08: Convenciones utilizados para Trazado de líneas de Alcantarillado.

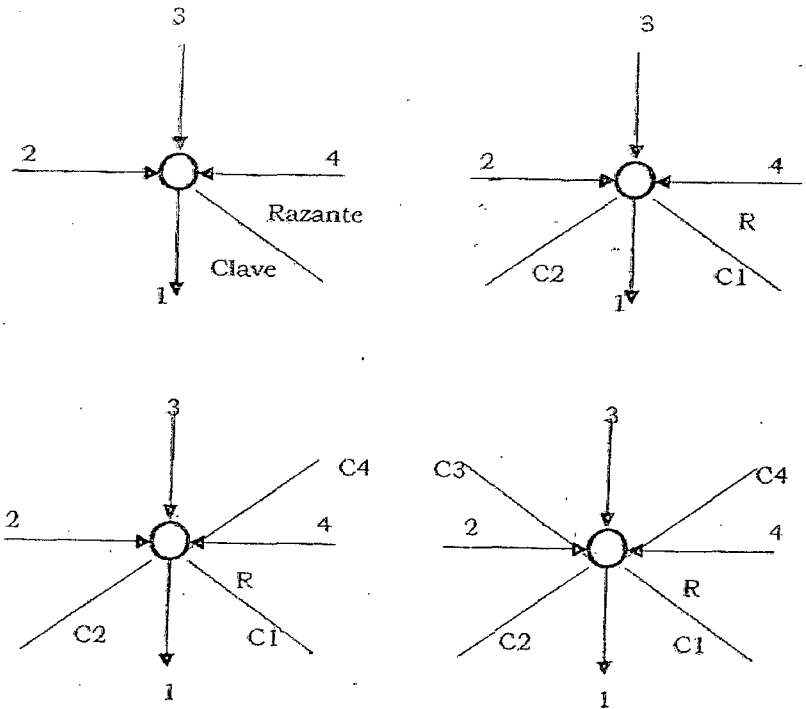


Fuente: Elementos De Diseños Para Acueductos Y Alcantarillados. Ricardo Alfredo López Cualla.

⁸ Elementos De Diseños Para Acueductos Y Alcantarillados. Ricardo Alfredo López Cualla. Págs:278

- La lectura de cotas se hace siempre en el sentido horario y serán todas iguales al último valor anotado hasta que se indique un nuevo valor.

Imagen N° 09: Convención utilizada para cotas de rasantes en los pozos.



Fuente: Elementos De Diseños Para Acueductos Y Alcantarillados. Ricardo Alfredo López Cualla.

- **Población de diseño.**

Los métodos matemáticos que se aplican en el cálculo de la población futura del país, se basan en ecuaciones que expresan el crecimiento demográfico en función del tiempo, dicho crecimiento medido y expresado en una tasa o en un porcentaje de cambio, se obtiene a partir de la observación o estimación del volumen poblacional en dos o más fechas del pasado reciente. Por lo general, los censos de población, realizados con un intervalo aproximado de diez años, permiten dicha medición.

De otro lado, si no existe esa información, es válido utilizar por analogía, tasa de crecimiento demográfico de otros países que hayan experimentado circunstancias similares.⁹

a). Método del Crecimiento Geométrico (Cambio Geométrico)

La aplicación de este método supone que la población aumenta constantemente en una cifra proporcional a su volumen cambiante. Para obtener la población futura se aplica al último dato poblacional que se tenga, la fórmula del "interés compuesto" manteniendo constante la misma tasa anual de crecimiento del período anterior.

$$Pf = Pa * (1 + r)^t$$

Pf = Población Futura

Pa = Población Actual

r = Tasa de Crecimiento

T = Rango de Tiempo

La aplicación de una tasa constante de crecimiento geométrico siempre da una estimación de población más elevada que cuando se aplica proporciones aritméticas.

No es posible suponer que la población de un país crecerá durante un período indefinido a un ritmo constante, pues llegaría a ser tan grande que resultarían casi imposibles más aumentos. Por tanto, conviene limitar la extrapolación geométrica a períodos, si es plausible suponer que determinada población aumentará siguiendo una proporción geométrica, ya sea porque los niveles de natalidad, mortalidad y migraciones se mantendrán constantes, o porque las variaciones de alguno de dichos factores se verán compensadas con variaciones en sentido contrario, de otro de los factores.

También deberá escogerse con sumo cuidado la población base de la proyección, como el período al cual se refiere la

⁹ <http://www.inei.gob.pe/biblioineipub/bancopub/Est/Lib0337/cap05.HTM>

tasa de crecimiento que se va aplicar. Si han transcurrido varias décadas desde la fecha a la cual se refiere la población base, la extrapolación geométrica resultará cada vez menos fiable y puede conducir a una exageración acumulativa de la población acumulada.

Ocurrirá del mismo modo, si la tasa de crecimiento seleccionada pertenece a un período muy lejano en el tiempo, cuando el crecimiento alcanzaba niveles distintos.

- **Periodo de Diseño:**

Para el diseño se tendrá en cuenta los siguientes valores:

- La red de desagüe, emisor y caseta de bombeo, se diseñarán para un periodo de 20 años
- Los equipos de bombeo se diseñarán para un periodo comprendido entre 5 y 10 años.
- Las Plantas de tratamiento se diseñarán para un periodo comprendido entre 20 y 30 años.

- **Caudal de Diseño.**

Una alcantarilla sanitaria tiene dos funciones principales: llevar la descarga máxima para la cual se diseña, y transportar los sólidos en suspensión manteniendo su depósito en la alcantarilla a un mínimo. Es esencial, por lo tanto, que la alcantarilla tenga la capacidad adecuada para el máximo flujo y que funcione correctamente en los flujos mínimos.

El flujo máximo determina la capacidad hidráulica de las alcantarillas, de las estaciones de bombeo y de las plantas de tratamiento. Los flujos mínimos se deben considerar en el diseño de las alcantarillas y de los sifones para asegurar velocidades razonables que las mantengan sin depósitos de sólidos.¹⁰

El caudal de aguas residuales de una población está compuesto por los siguientes aportes:

- Aguas residuales domesticas

¹⁰ www.moore.com/manual%ingenieria.htm

- Aguas residuales industriales, comerciales e institucionales
- Aguas de Infiltración.
- Conexiones erradas.

❖ Caudal de Aguas Residuales Domesticas (Q).

El punto de partida para la cuantificación de este aporte es el caudal promedio, el cual se define como la contribución durante un periodo de 24 horas, obtenida como el promedio durante un año. Cuando no se dispone de datos de aportes de aguas residuales, lo cual es usual en la mayoría de los casos, se debe cuantificar este aporte con base en el consumo de agua potable obtenido en el diseño de acueducto. El resultado final es un caudal en lts/ha/seg, para la población en general o por cada zona del estudio de planeación de la población.

El aporte medio diario para cada una de las zonas se expresa como:

$$Q = \frac{CR \times C \times D \times A}{86400}$$

Donde:

Q = Caudal de aguas residuales domesticas, en lts/seg.

CR = Coeficiente de Retorno.

C = Consumo de agua potable, en lts/hab/día

D = Densidad de población de la zona, hab/ha.

A = Area de drenaje de la zona, ha.

❖ Coeficiente de Retorno (CR)

Este coeficiente tiene en cuenta el hecho de que no toda el agua consumida dentro del domicilio es devuelta al alcantarillado, por razón de sus múltiples usos como riego, lavado de pisos, cocina y otros.

Se puede establecer, entonces, que solo un porcentaje del total de agua consumida es devuelta al alcantarillado.

Este porcentaje es el llamado coeficiente de retorno, el que estadísticamente fluctúa entre 65% y 85%.

Para nuestro caso de debe adoptar el 80% como coeficiente de retorno.

◆ Consumo de Agua Potable (C).

El consumo de agua potable viene a ser la dotación y se debe tomar el volumen determinado en el Reglamento Nacional, de acuerdo al clima del lugar y al número de habitantes.

Cuadro N°05: Dotación Diaria por habitante

POBLACIONES	CLIMA	
	FRIO	TEMPLADO Y CALIDO
De 2000 a 10000 hab.	120 Lts / hab / día	150 Lts / hab / día
De 10000 a 50000 hab.	150 Lts / hab / día	200 Lts / hab / día
Más de 50000 hab.	200 Lts / hab / día	250 Lts / hab / día

Fuente: (R.N.C. ANEXO II CAP. 3 – II – II – 3)

Cualquier variación que se proponga a estas dotaciones, deberá estar técnicamente justificada en base a informaciones estadísticas comprobadas.

- **Densidad de Población (D)**

Los sistemas de alcantarillado sanitario deben diseñarse para la máxima densidad de población futura, según el estrato social y el uso funcional del suelo.

La densidad de población se define como el número de personas que habitan en una extensión de una hectárea.

Para poblaciones pequeñas, la densidad puede fluctuar entre 100 y 200 hab/ha, mientras que para poblaciones mayores o ciudades, la densidad suele ser determinada por el estrato y

los usos de la zona (residencial, industrial o comercial) y, puede llegar a valores del orden de 400 hab/ha o más.

Los cálculos de población para cada etapa de diseño deberán realizarse considerando por lo menos una Densidad de población como sigue:

<u>Usos de tierra</u>	<u>Densidad</u>
Pre Urbanas	15 hab/Parcela
Para uso de vivienda	7 hab/Vivienda
Para uso recreacional con vivienda (tipo club)	5 hab/vivienda
Para uso de vivienda temporal o vacacional	5 hab/vivienda
Para uso de vivienda en terreno mancomunado	7 hab/vivienda
Para usos especiales	de acuerdo al uso.

- **Área de Drenaje (A):**

El área de drenaje es un territorio considerado dentro del cual es posible encontrar una ruta superficial continuamente en declive de cualquier punto al punto de descarga establecido.

La determinación de las áreas de drenaje debe hacerse de acuerdo con el plano topográfico de la población y el trazado de la red de colectores.

El área de drenaje aferente a cada colector se obtiene trazando las diagonales o bisectrices sobre las manzanas de la población.

❖ Caudal industrial.

Los aportes industriales deberán determinarse para cada vertimiento en particular porque dichos aportes varían de acuerdo con el tipo y tamaño de la industria, con el grado de recirculación de aguas y los procesos de tratamiento.

Para pequeñas industrias puede tomarse un aporte medio de 1.5 lts/seg./ha.

❖ Caudal Comercial.

Debido a la población fluctuante de los sectores comerciales durante las horas del día y durante los días de la semana, los valores de densidad máxima de población y de consumo por habitante son difíciles de evaluar.

Para sectores netamente comerciales se adopta un aporte medio diario de 2.00 lts/seg./ha, pero es necesario ponderar este valor en zonas mixtas, comerciales y residenciales.

❖ Caudal Institucional.

Los aportes de aguas concentradas tales como cuarteles, hospitales, escuelas, hoteles, universidades y establecimientos similares, deberán manejarse como aportes domésticos.

Como en el caso del aporte industrial, el aporte Institucional varía de acuerdo con el tipo y tamaño de la institución, por lo que debe considerarse cada caso en particular. Sin embargo, para instituciones pequeñas localizadas en zonas residenciales, puede tomarse un aporte medio diario de 0.80 lts/seg/ha.

❖ Caudal medio de Aguas residuales (Q).

El aporte medio diario al alcantarillado sanitario resulta de sumar los aportes domésticos con los industriales, comerciales e institucionales a que haya lugar.

$$Q_{md} = AD + AC + AI + AIT$$

❖ Caudal Máximo Horario de Aguas Residuales (Q_{máx.hor})

El caudal de diseño de la red de colectores debe corresponder al Caudal Máximo Horario.

Este caudal se determina a partir de factores de mayoración del caudal medio diario obtenido anteriormente, los cuales se seleccionan con las características propias de la población.

Para poblaciones pequeñas pueden emplearse los factores de Babbit o de Harmon.

Babbit: Para poblaciones menores de 1 000 habitantes.

$$Q_{m\acute{a}x. hor} = \bar{Q}x \frac{5}{(P)^{0.2}}$$

Harmon: Para poblaciones mayores de 1 000 habitantes.

$$Q_{m\acute{a}x. hor} = \bar{Q}x \frac{18 + (P)^{1/2}}{4 + (P)^{1/2}}$$

Para ciudades grandes en donde existirán registros de caudales picos, el caudal de diseño corresponde al caudal máximo horario del día máximo, obtenido de gráficos.

❖ Caudal de Infiltracion.

Este aporte adicional se estima con base en las características de permeabilidad del suelo en el que se ha de construir el alcantarillado sanitario.

El volumen de infiltración representa la contribución proveniente de las aguas que a través del sub-suelo penetra a las tuberías, principalmente por las juntas.

Por lo tanto, para su determinación se debe tener en cuenta la permeabilidad del terreno, profundidad del agua freática, tipo de tubería y junta empleada, uniones de las tapas de registro. En principio, se puede estimar como mínimo 20 000 lts/km de colector por día y 380 lts/bz/día.

No se considerará las aguas pluviales en los diseños de las tuberías.

Este aporte puede expresarse por metro cúbico de tubería o por su equivalente en hectáreas de área drenada. A continuación se presentan algunos valores de infiltración.

Cuadro N°06: Aporte de infiltración por Longitud de Tubería

INFILTRACION (Lts/seg/km)			
CONDICIONES	ALTA	MEDIA	BAJA
Tuberías existentes	4.00	3.00	2.00
Tuberías nuevas con unión de			
Cemento	3.00	2.00	1.00
PVC	1.50	1.00	0.50

*Fuente: Separata Curso de Saneamiento Básico – VII
Ciclo de Complementación Académica 2005 – I/FIC.*

◆ Caudal de Conexiones Erradas.

Este aporte proviene principalmente de las conexiones que equivocadamente se hacen de las aguas de lluvias domiciliarias y de conexiones clandestinas.

El criterio es el de estimar este valor en un 20% del caudal máximo horario. Otro criterio puede ser el de adoptar un caudal entre 1 y 3 lts/seg/ha.

◆ Caudal de Diseño.

El caudal con que se diseñan los colectores corresponde a la suma del caudal máximo horario (aporte doméstico, industrial, comercial e institucional), caudal de infiltración y caudal de conexiones erradas.

Cuadro N°07: Relaciones Hidráulicas para Conductos Circulares (n_0 /n Variable)

Q/Q ₀	Rel.	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	V/V ₀	0.000	0.292	0.362	0.400	0.427	0.453	0.473	0.492	0.505	0.520
	d/D ₀	0.000	0.092	0.124	0.148	0.165	0.182	0.196	0.210	0.220	0.232
	R/R ₀	0.000	0.239	0.315	0.370	0.410	0.449	0.481	0.510	0.530	0.554
0.1	V/V ₀	0.540	0.553	0.570	0.580	0.590	0.600	0.613	0.624	0.634	0.645
	d/D ₀	0.248	0.258	0.270	0.280	0.289	0.298	0.308	0.315	0.323	0.334
	R/R ₀	0.586	0.606	0.630	0.650	0.668	0.686	0.704	0.716	0.729	0.748
0.2	V/V ₀	0.656	0.664	0.672	0.680	0.687	0.695	0.700	0.706	0.713	0.720
	d/D ₀	0.346	0.353	0.362	0.370	0.379	0.386	0.393	0.400	0.409	0.417
	R/R ₀	0.768	0.780	0.795	0.809	0.824	0.836	0.848	0.860	0.874	0.886
0.3	V/V ₀	0.729	0.732	0.740	0.750	0.755	0.760	0.768	0.776	0.781	0.787
	d/D ₀	0.424	0.431	0.439	0.447	0.452	0.460	0.468	0.476	0.482	0.488
	R/R ₀	0.896	0.907	0.919	0.931	0.938	0.950	0.962	0.974	0.983	0.992
0.4	V/V ₀	0.796	0.802	0.806	0.810	0.816	0.822	0.830	0.834	0.840	0.845
	d/D ₀	0.498	0.504	0.510	0.516	0.523	0.530	0.536	0.542	0.550	0.557
	R/R ₀	1.007	1.014	1.021	1.028	1.035	1.043	1.050	1.056	1.065	1.073
0.5	V/V ₀	0.850	0.855	0.860	0.865	0.870	0.875	0.880	0.885	0.890	0.895
	d/D ₀	0.563	0.570	0.576	0.582	0.588	0.594	0.601	0.608	0.615	0.620
	R/R ₀	1.079	1.087	1.094	1.100	1.107	1.113	1.121	1.125	1.129	1.132
0.6	V/V ₀	0.900	0.903	0.908	0.913	0.918	0.922	0.927	0.931	0.936	0.941
	d/D ₀	0.626	0.632	0.639	0.645	0.651	0.658	0.666	0.672	0.678	0.686
	R/R ₀	1.136	1.139	1.143	1.147	1.151	1.155	1.160	1.163	1.167	1.172
0.7	V/V ₀	0.945	0.951	0.955	0.958	0.961	0.965	0.969	0.972	0.975	0.980
	d/D ₀	0.692	0.699	0.705	0.710	0.719	0.724	0.732	0.738	0.743	0.750
	R/R ₀	1.175	1.179	1.182	1.184	1.188	1.190	1.193	1.195	1.197	1.200
0.8	V/V ₀	0.984	0.987	0.990	0.993	0.997	1.001	1.005	1.007	1.011	1.015
	d/D ₀	0.756	0.763	0.770	0.778	0.785	0.791	0.798	0.804	0.813	0.820
	R/R ₀	1.202	1.205	1.208	1.211	1.214	1.216	1.219	1.219	1.215	1.214
0.9	V/V ₀	1.018	1.021	1.024	1.027	1.030	1.033	1.036	1.038	1.039	1.040
	d/D ₀	0.826	0.835	0.843	0.852	0.860	0.868	0.876	0.884	0.892	0.900
	R/R ₀	1.212	1.210	1.207	1.204	1.202	1.200	1.197	1.195	1.192	1.190
1.0	V/V ₀	1.041	1.042	1.042	1.042						
	d/D ₀	0.914	0.920	0.931	0.942						
	R/R ₀	1.172	1.164	1.150	1.136						

Fuente: Elementos De Diseños Para Acueductos Y Alcantarillados. Ricardo
Alfredo López Cualla.

d) Diseño Del Estudio

d.1) Cálculo hidráulico de los colectores.

Los colectores de cualquier tipo de alcantarillado se diseñan para trabajar a flujo libre por gravedad. Sólo en algunos puntos específicos tales como los sifones invertidos, se permite el flujo a presión.¹¹

- La capacidad de la red colectora será calculada para la población a servir.
- El cálculo hidráulico de las tuberías se hará por las formulas de Kutter, Manning o las que crea conveniente.

Tradicionalmente se diseña bajo condiciones de flujo uniforme, tomando como base de cálculo la ecuación de Manning:

$$V = \frac{R^{2/3} \times S^{1/2}}{n} = 0.399 \frac{D^{2/3} \times S^{1/2}}{n}$$

Que en términos de caudal es:

$$D = 1.548 \left[\frac{n \cdot Q}{S^{1/2}} \right]^{3/8}$$

Donde:

V = Velocidad media en la sección (m/seg)

Q = Caudal de aguas (m³/seg)

R = Radio Hidráulico (m)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

S = Pendiente Hidráulica (m/m)

D = Diámetro (m)

Se debe observar que el diseño de la red de colectores de todas maneras el flujo deberá ser estable y para ello el Número de Froude debe estar en el rango:

$$0.90 > NF > 1.10$$

El Número de Froude, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$NF = \frac{V}{(g \cdot H)^{1/2}}$$

¹¹ Elementos De Diseños Para Acueductos Y Alcantarillados. Ricardo Alfredo López Cualla. Págs:280-281

En donde:

H = Profundidad Hidráulica (ver cuadro n°08)

V = Area de flujo dividida por el ancho de la superficie libre

g = Gravedad = 9.81 m/sg²

- los coeficientes de rugosidad de Manning (n) son:

PVC	0.013
Asbesto cemento	0.012
Cerámica vitrificada	0.010
Concreto	0.013
Fierro Fundido	0.014
Acero	0.015

- Los colectores se diseñarán con un tirante máximo del 75%, en ningún caso trabajarán a presión.
- Los cálculos de contribución se podrá determinar por el área drenada.

d.2) Velocidad permisible.

En el diseño hidráulico de un alcantarillado lo ideal es tener excavaciones mínimas y no requerir de la utilización de equipo de bombeo, pero esto no siempre se puede lograr debido a las características topográficas de cada región. De aquí, se desprende que en el estudio de la solución óptima sea necesario tener en consideración los límites permisibles para velocidades de conducción con el objeto de asegurar el buen funcionamiento de la tubería y de las estructuras del sistema.¹²

La velocidad mínima de diseño será de 0.60 m/seg.

La velocidad máxima dependerá del tipo de tubería y no debe pasar de 5.00 m/seg.:

¹² www.nacobre.com.mx/Man_Alc02-%20Real%requerimiento%20T%L3%A9cmicos.asp

Concreto	3.00 m/seg.
PVC	3.00 m/seg.
Asbesto Cemento	3.00 m/seg.
Fierro Fundido	5.00 m/seg.
Acero	5.00 m/seg.
Cerámica Vitrificada	5.00 m/seg.

Cuadro N°08: Profundidad Hidráulica en Función de la Relación de Caudales para N/No variable.

Q/Q ₀	H/D	Q/Q ₀	H/D	Q/Q ₀	H/D
0.01	0.041	0.35	0.354	0.69	0.614
0.02	0.067	0.36	0.361	0.70	0.623
0.03	0.086	0.37	0.368	0.71	0.633
0.04	0.102	0.38	0.374	0.72	0.644
0.05	0.116	0.39	0.381	0.73	0.654
0.06	0.128	0.40	0.388	0.74	0.665
0.07	0.140	0.41	0.395	0.75	0.677
0.08	0.151	0.42	0.402	0.76	0.688
0.09	0.161	0.43	0.408	0.77	0.700
0.10	0.170	0.44	0.415	0.78	0.713
0.11	0.179	0.45	0.422	0.79	0.725
0.12	0.188	0.46	0.429	0.80	0.739
0.13	0.197	0.47	0.436	0.81	0.753
0.14	0.205	0.48	0.443	0.82	0.767
0.15	0.213	0.49	0.450	0.83	0.783
0.16	0.221	0.50	0.458	0.84	0.798
0.17	0.229	0.51	0.465	0.85	0.815
0.18	0.236	0.52	0.472	0.86	0.833
0.19	0.244	0.53	0.479	0.87	0.852
0.20	0.251	0.54	0.487	0.88	0.871
0.21	0.258	0.55	0.494	0.89	0.892
0.22	0.266	0.56	0.502	0.90	0.915
0.23	0.273	0.57	0.510	0.91	0.940
0.24	0.280	0.58	0.518	0.92	0.966
0.25	0.287	0.59	0.526	0.93	0.995
0.26	0.294	0.60	0.534	0.94	1.027
0.27	0.300	0.61	0.542	0.95	1.063
0.28	0.307	0.62	0.550	0.96	1.103
0.29	0.314	0.63	0.559	0.97	1.149
0.30	0.321	0.64	0.568	0.98	1.202
0.31	0.328	0.65	0.576	0.99	1.265
0.32	0.334	0.66	0.585	1.00	1.344
0.33	0.341	0.67	0.595	1.01	1.445
0.34	0.348	0.68	0.604	1.02	1.584

*Fuente: Elementos De Diseños Para Acueductos Y Alcantarillados.
Ricardo Alfredo López Cualla.*

d.3) Pendiente:

La Pendiente de la red de alcantarillado debe ajustarse a dos condiciones extremos. Por un lado, debe ser tal que, a caudales bajos, no se produzcan sedimentaciones y, por otro lado, a caudales altos, deben evitarse fuertes velocidades, que con presencia de materiales abrasivos arrastrados, puedan deteriorar los conductos.

✓ Pendiente Mínima:

La pendiente mínima de diseño será aquella que satisfaga una velocidad mínima de 0.60 mt/seg.

En los primeros 200 mts. Se tendrá una pendiente mínima de 10 por mil.

Para mayor detalle se muestra la siguiente tabla:

Cuadro N°09: Pendiente Mínima en Función de los Diámetros de los Conductos.

DIAMETRO DEL CONDUCTO (Pulg.)	PENDIENTE MINIMA RECOMENDABLE (m/km)
6-8	5.00
10	3.50
12	2.50
16	1.45
20	1.10
24	0.80
28	0.67
32	0.55
36	0.50

Fuente: Separata Curso de saneamiento Básico – VII Ciclo de Complementación Académica 2005 – I/FIC

d.4) Diámetro Mínimo:

De acuerdo al Reglamento Nacional de Construcciones, el diámetro mínimo para la red de colectores debe ser de 160 mm.

El diámetro mínimo para las conexiones domiciliarias es de 100 mm, considerando las tuberías de PVC.

d.5) Diámetro de Diseño.

Bajo la hipótesis de flujo uniforme, para la selección del diámetro se acostumbra utilizar la ecuación de Manning.¹³

Se debe asegurar un borde libre que permita la adecuada ventilación de la tubería, por razón de la alta peligrosidad de los gases que en ella se forman.

El diámetro se selecciona tomando como máximo la relación entre caudal de diseño y caudal a tubo lleno (Q/Q_0) dada en el cuadro N° 10

Cuadro N°10: Relación Q / Q_0 máxima para la selección del diámetro

Q / Q₀	Diámetro de la tubería
0.60	8" a 21"
0.70	24" a 48"
0.90	> 50"

Fuente: Elementos De Diseños Para Acueductos Y Alcantarillados. Ricardo Alfredo López Cualla

d.6) Profundidades.

La red de colectores debe estar diseñada de tal manera que las aguas residuales provenientes de las conexiones domiciliarias puedan drenar por gravedad.

La profundidad mínima de los colectores será de 1.00 mt. Sobre la clave de la tubería, con respecto a la rasante de la calzada. Sin embargo, en sistemas rurales es posible adoptar 0.80 mt. Para los colectores iniciales siempre y cuando el tráfico sea liviano.

¹³ Elementos De Diseños Para Acueductos Y Alcantarillados. Ricardo Alfredo López Cualla. Págs:298

De preferencia no se tendrá profundidades mayores de 5.00 mts.

El punto más elevado del perfil no deberá estar a menos de 1.20 mts. Por debajo de la superficie del terreno y siempre 1.00 mt. Por debajo de la tubería de la red de distribución.

Cuando se efectúe cambio de diámetro de un colector, la cota de fondo de la tubería mayor deberá estar a un nivel inferior con respecto a la de un diámetro menor. Este desnivel tendrá un valor igual a la mitad de la diferencia de los diámetros.

d.7) Buzones O Cámaras De Inspección

✓ Ubicación.

Se proyectarán buzones de inspección en los siguientes casos:

- En los arranques de la red de Alcantarillado.
- En el inicio de todo colector.
- En todo cambio de diámetro.
- En todo cruce e intersección de colectores.
- En todo cambio de pendiente.
- En los cambios de dirección.
- En los cambios de material de la tubería.
- En todo lugar donde sea necesario por razones de inspección y limpieza.

✓ Distancia entre Buzones.

Las distancias máximas entre cámaras de inspección estarán en función de los equipos de limpieza previstos o disponibles y del diámetro de los colectores; pero en ningún caso será mayor de 150 mt:

- 60.00 mts. Para colectores de 6" de diámetro.
- 80.00 mts. Para colectores de 8" de diámetro.
- 100.00 mts. Para colectores de 10" a 12" de diámetro.
- 150.00 mts. Para colectores mayores de 12" de diámetro.

d.8) Dimensiones.

Los buzones serán circulares, construidos en ladrillo o concreto simple o armado.

La profundidad mínima será de 1.20 m.

Cualquiera que sea la profundidad, se construirá el buzón de diámetro interior de 1.20 m., para tuberías hasta de 32" de diámetro y, 1.80m., para tuberías hasta 48", para tuberías de diámetro mayor, las cámaras de inspección o buzones serán de diseño especial. La tapa será de concreto armado de 15 cm. De espesor, debiendo ser removible. Esta tapa llevará una boca de inspección de 0.60 m.

El piso del buzón deberá tener una pendiente del 20% hacia las canaletas.

Las canaletas o media caña tendrán una altura equivalente al 75% del diámetro de la tubería.

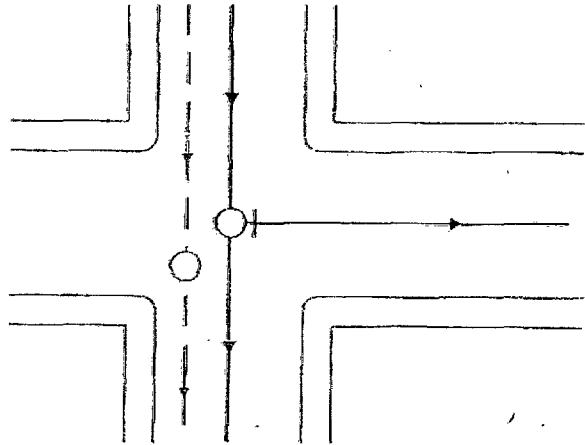
d.9) Buzón de Caída.

Cuando exista una diferencia de 1.20 m. de más entre el fondo del buzón y la entrada de la tubería, deberá instalarse una tubería bajante especial de fierro fundido.

La tubería bajante tendrá un diámetro menor o igual al de la tubería principal, pero en todo caso será como mínimo de 6". Dicha tubería estará colocada en el lado exterior del buzón y el mismo plano vertical que el de la tubería principal, la misma que se prolongará con su pendiente original hasta la pared del buzón.

d.10) Localización de los colectores.

Imagen N°10: Localización de los colectores.



Fuente: Elementos De Diseños Para Acueductos Y Alcantarillados. Ricardo Alfredo López Cualla.

Las tuberías de desagüe se proyectarán en tramos rectos entre los buzones de inspección, en lo posible siguiendo el eje de la calle. Si la sección transversal tiene desnivel se colocarán de preferencia al lado más bajo.

Salvo el caso que un estudio económico en función del número de conexiones domiciliarias a instalar, demuestra que la colocación de un solo colector es lo conveniente, en las calles y avenidas de un ancho mayor de 20.00 mts. Se instalarán dos colectores. Igual concepto regirá para el caso de carreteras troncales o líneas de ferrocarril que atraviesan el área urbana de la población.

El sistema de colectores se proyectará de manera que pase a más de 0.20 m. por debajo de las tuberías de agua cuando sean paralelas ya más de 0.10 m. cuando se crucen.

En lo posible, deberá mantenerse una distancia mínima horizontal de 2.00 mts. Entre los colectores y la tubería de agua.

d.11) Empate por cota clave.

La unión de los colectores se hace mediante un buzón.¹⁴

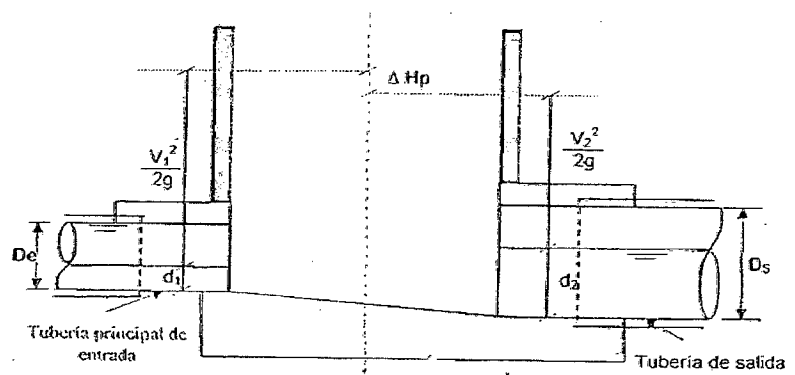
Para realizar el empate de los colectores en el buzón existen varios criterios, a saber:

- Empate por la cota clave (cota superior de la tubería).
- Empate por la cota de batea (cota inferior de la tubería).
- Empate por la línea de energía.

De los métodos anteriores, los más utilizados son el empate por cota clave (el más simple desde el punto de vista del cálculo), y el empate por línea de energía (desde el punto de vista hidráulico).

El empate por cota clave, es empleado para empatar colectores cuyo diámetro sea inferior a 36" y cuyo régimen de flujo sea subcrítico.

Imagen N°11: Empate de los Colectores por Cota Clave.



Fuente: Elementos De Diseños Para Acueductos Y Alcantarillados. Ricardo Alfredo López Cualla.

Consiste en igualar las cotas claves de las tuberías de entrada y de salida; entonces la caída en el buzón es la diferencia de los diámetros de los colectores.

Para tener en cuenta la pérdida de energía producida en el buzón debido al cambio de sección, se puede dejar una caída en la clave, ΔH_c , según el diámetro de colector de salida, así;

¹⁴ Elementos De Diseños Para Acueductos Y Alcantarillados. Ricardo Alfredo López Cualla. Págs:283-284

$$D2 < 24":$$

$$\Delta Hc = 1/2(D2 - D1)$$

$$24" < D2 < 36":$$

$$\Delta Hc = 3/4(D2 - D1)$$

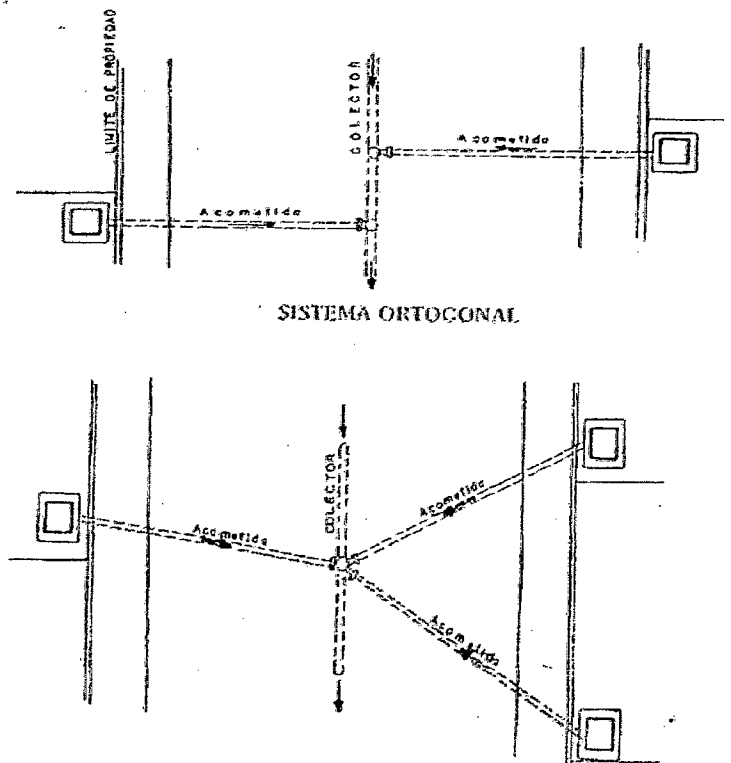
d.12) Conexiones Domiciliarias.

Para una utilización adecuada de la red interna domiciliaria (privada), la sección adoptada de conexión debe tener un diámetro inferior a la del colector público, buscando que en caso de producirse una obstrucción por uso indebido, el efecto se produzca en el tramo de conexión o en el interior de la edificación.¹⁵

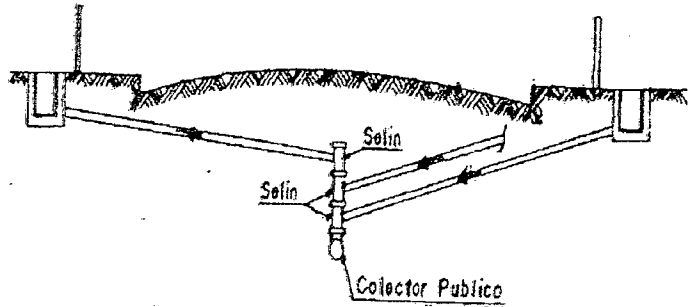
El desagüe de las casas se hará en tubería de 4" de diámetro que se unirá al colector principal de la calle.

Los ejes de las tuberías deberán formar un ángulo de 45°, la conexión domiciliaria deberá llegar hasta la vereda de las casas, debiendo tener una pendiente mínima de 25.

Imagen N°12: Tipos de Conexiones Domiciliarias.



¹⁵ www.aguabolivia.org/situacionaguaX/normasPAS/r_nb688_dc.htm



Fuente: Elementos De Diseños Para Acueductos Y Alcantarillados. Ricardo Alfredo López Cualla.

2.5.2.3 Estación de Bombeo

a). Finalidad

Las estaciones de bombeo tienen como función trasladar las aguas residuales mediante el empleo de equipos de bombeo.¹⁶

b). Aspectos Generales

b.1). Diseño

El proyecto deberá indicar los siguientes datos básicos de diseño:

- Caudal de Bombeo.
- Altura dinámica total
- Tipo de energía.

b.2). Estudios Complementarios

Deberá contarse con los estudios geotécnicos y de impacto ambiental correspondiente, así como el levantamiento topográfico y el plano de ubicación respectivo.

b.3). Ubicación

Las estaciones de bombeo estarán ubicadas en terreno de libre disponibilidad.

¹⁶ Reglamento Nacional de Edificaciones – Instituto de la Construcción y Gerencia – Págs: 58

b.4). Vulnerabilidad

Las estaciones de bombeo no deberán estar ubicadas en terrenos sujetos a inundación, deslizamientos ú otros riesgos que afecten su seguridad. Cuando las condiciones atmosféricas lo requieran, se deberá contar con protección contra rayos.

b.5). Mantenimiento

Todas las estaciones deberán estar señalizadas y contar con extintores para combatir incendios. Se deberá contar con el espacio e iluminación suficiente para que las labores de operación y mantenimiento se realicen con facilidad.

b.6). Seguridad

Se deberá tomar las medidas necesarias para evitar el ingreso de personas extrañas y dar seguridad a las instalaciones.

c). Estación De Bombeo

Las estaciones deberán planificarse en función del período de diseño.

Se debe tener en cuenta los caudales máximos y mínimos de contribución, dentro del horizonte de planeación del proyecto.

El volumen de almacenamiento permitirá un tiempo máximo de permanencia de 30 minutos de las aguas residuales.

Cuando el nivel de ruido previsto supere los valores máximos permitidos y/o cause molestias al vecindario, deberá contemplarse soluciones adecuadas.

La sala de máquinas deberá contar con sistema de drenaje.

Se deberá considerar una ventilación forzada de 20 renovaciones por hora, como mínimo. El diseño de la estación deberá considerar las facilidades necesarias para el montaje y/o retiro de los equipos.

La estación contará con servicios higiénicos para uso del operador, de ser necesario. El fondo de la cámara húmeda deberá tener pendiente hacia la succión de la bomba y las paredes interiores y exteriores deberán tener una capa impermeabilizante y una capa adicional de tartajeo de «sacrificio».

En caso de considerar cámara seca, se deberá tomar las previsiones necesarias para evitar su inundación.

En la línea de llegada, antes del ingreso a la cámara húmeda, deberá existir una cámara de rejillas de fácil acceso y operación, que evite el ingreso de material que pueda dañar las bombas.

El nivel de sumergencia de la línea de succión no debe permitir la formación de vórtices.

En caso de paralización de los equipos, se deberá contar con las facilidades para eliminar por rebose el agua residual que llega a la estación. De no ser posible, deberá proyectarse un grupo electrógeno de emergencia.

- La selección de las bombas se hará para su máxima eficiencia y se considerará:
 - Caracterización del agua residual
 - Caudales de bombeo (régimen de bombeo).
 - Altura dinámica total.
 - Tipo de energía a utilizar.
 - Tipo de bomba.
 - Número de unidades.
 - En toda estación deberá considerarse como mínimo una bomba de reserva.

- Deberá evitarse la cavitación, para lo cual la diferencia entre el NPSH requerido y el disponible será como mínimo 0,80 m.
 - El diámetro de la tubería de succión deberá ser como mínimo un diámetro comercial superior al de la tubería de impulsión.
 - De ser necesario la estación deberá contar con dispositivos de protección contra el golpe de ariete, previa evaluación.
-
- Las válvulas ubicadas en la sala de máquinas de la estación, permitirán la fácil labor de operación y mantenimiento.

Se debe considerar como mínimo:

- Válvulas de interrupción.
 - Válvula de retención.
 - Válvulas de aire y vacío.
-
- La estación deberá contar con dispositivos de control automático para medir las condiciones de operación.

Como mínimo se considera:

- Manómetros, vacuómetros.
- Control de niveles mínimos y máximos.
- Alarma de alto y bajo nivel.
- Medidor de caudal con indicador de gasto instantáneo y totalizador de lectura directa.
- Tablero de control eléctrico con sistema de automatización para arranque y parada de bombas, analizador de redes y banco de condensadores.

d). Recomendaciones Para Las Estaciones de Bombeo.

En relación con la constitución de las estaciones elevadoras puede sugerirse las siguientes recomendaciones:

- Se dispondrá, en la entrada a la cámara de toma, una rejilla que retenga las impurezas gruesas en función de la tubería de aspiración y capacidad de la bomba.
- Los conductos de aspiración, construidos generalmente en fundición o en acero, estarán provistos de las correspondientes válvulas de pie y accesorios necesarios para acomodar su sección al orificio de la bomba.
- El edificio destinado a proteger las bombas, deberá ser de fácil acceso, bien iluminado, bien aireado y con espacio suficiente de modo que se pueda circular libremente alrededor de los grupos. Se construirá, siempre que la variación de la capa freática lo permita, en el nivel superior al de la máxima cota alcanzada por esta.
- Se tendrá en cuenta, tanto en el estudio como en la obra, los cimientos y al terreno, para evitar las posibles consecuencias debidas a las vibraciones de las máquinas.
- Si el caudal es pequeño y los grupos de poco volumen, estos podrán ubicarse en pozos registros del colector.
- Las centrales enterradas serán de fábrica impermeable y sus paredes interiores y pavimentos lisos y lavables. Las canaletas, que en el suelo sirvan de paso a las líneas eléctricas o tuberías, se cubrirán con chapa estriada o rejillas de celdas de aluminio.
- Las puertas serán de amplitud suficiente para dar pasos a las piezas de mayor tamaño. En casos especiales se preverán salidas especiales.
- Se instalarán puentes-grúa para el manejo de las piezas, en las instalaciones cuya importancia así lo requieren.¹⁷
- Dentro de lo posible se evitarán las estaciones de bombeo, por su alto costo de mantenimiento y operación.

¹⁷ Tratamiento de Aguas residuales, Teoría y Principios de Diseño – Jairo Alberto Romero Rojas – Págs: 179-186.

- Sólo se proyectarán estas estaciones cuando un estudio técnico económico lo justifique ampliamente.
- Dichas estaciones deberán ser ubicadas en un lugar no inundable y fácilmente accesible. En caso extremo por inundación por factores adversos (lluvias, desperfectos del equipo, etc.) no deberán ocasionar peligro para la salud.
- Se instalarán como mínimo 2 unidades de bombeo, cada una con capacidad igual al gasto máximo horario más infiltración, debido a que cuando una unidad este en mantenimiento la otra debe estar funcionando.
- Los motores de preferencia serán eléctricos y con interruptor automático, para evitar tener un personal permanente en la estación de bombeo, elevando el costo de operación.

2.5.2.4 Línea de Impulsión

a) Normas Generales De Impulsión De Agua.

En síntesis las normas a tener en cuenta pueden referirse a:

Trazado:

- Planta según posibilidades.
- Evitar pérdidas de carga.
- Perfil regular.
- Evitar contrapendientes.

Ubicación:

- Proteger con rejillas y desarenadores.
- Colocación adecuada de la aspiración.
- Evitar inundaciones en los motores, si no son sumergibles.

Impulsiones:

- Considerar la sobrepresión por golpe de ariete.
- En puntos altos prever la expulsión de aire.
- Empleo de dispositivos antigolpe de ariete.

2.5.2.2 Tratamiento De Aguas Residuales.

De acuerdo con diferentes estudios y caracterizaciones, se ha afirmado que la cantidad total de excrementos humanos húmedos es aproximadamente de 80 a 270 gramos por persona por día, que la cantidad de orina es de 1 a 1.3 kilogramos por persona por día y que un 20% de la materia fecal y un 2.5% de la orina son material orgánico putrescible; por consiguiente el agua residual domestica cruda es putrescible, olorosa, ofensiva y un riesgo para la salud.¹⁸

Si se arrojan aguas residuales crudas a un río o cuerpo de agua, en exceso de la capacidad de asimilación de contaminantes del agua receptora, este se verá disminuido en su calidad y aptitud para usos benéficos por parte del hombre.

El objetivo básico del tratamiento de aguas residuales es proteger la salud y promover el bienestar de los individuos miembros de la sociedad.

a) Características De Importancia En Aguas Residuales.

Dadas las características y variaciones en la descarga de aguas residuales, al sistema de alcantarillado, el tipo o sistema de alcantarillado usado, la diferencia en las costumbres de la comunidad aportante, el régimen de operación de las aguas servidas, el clima, etc., los caudales de aguas residuales oscilan ampliamente durante el año, cambian de un día a otro y fluctúan de una hora a otra. Todos los factores anteriores, entre otros, deben tenerse en cuenta en la predicción de las variaciones del caudal y, por consiguiente, de la concentración de las aguas residuales afluentes a una planta de tratamiento.¹⁹

¹⁸ Acuitratamiento por Lagunas de Estabilización – Jairo Alberto Romero Rojas – Págs:75

¹⁹ Acuitratamiento por Lagunas de Estabilización – Jairo Alberto Romero Rojas – Págs:29-30

Cuadro N° 11: Efectos indeseables de las aguas residuales

Contaminante	Efecto
Materia orgánica biodegradable.	Desoxigenación del agua, muerte de peces, olores indeseables.
Materia suspendida	Deposición en los lechos de los ríos; si es orgánica se descompone y flota mediante el empuje de los gases; cubre el fondo e interfiere con la reproducción de los peces o transforma la cadena alimenticia.
Sustancias corrosivas, cianuros, metales, fenoles, etc.	Extinción de peces y vida acuática, destrucción de bacterias, interrupción de la autpurificación.
Microorganismos Patógenos	Las A.R.D. pueden transportar organismos patógenos, los residuos de curtiembre ántrax.
Sustancias que causan turbiedad, temperatura, color, olor, etc.	El incremento de temperatura afecta los peces; el color, olor y turbiedad hacen estéticamente inaceptable el agua para uso público.
Sustancias o factores que transforman el equilibrio biológico.	Pueden causar crecimiento excesivo de hongos o plantas acuáticas las cuales alteran el ecosistema acuática, causan olores, etc.
Constituyentes Minerales.	Incrementan la dureza, limitan los usos industriales sin tratamiento especial, incrementan el contenido de sólidos disueltos a niveles perjudiciales para los peces o la vegetación, contribuyen a la eutrofización del agua.

Fuente: Acuitratamiento por Lagunas de Estabilización. Jairo Alberto Romero Rojas.

Cuadro N°12: Contaminantes de importancia en aguas residuales

Contaminante	Causa de su importancia
Sólidos Suspendidos	Pueden conducir al desarrollo de depósitos de lodos y condiciones anaeróbicas cuando se descargan A.R. crudas en un medio acuático.
Materia Orgánica Biodegradable	Está compuesta principalmente de proteínas, carbohidratos y grasas. Se mide en términos de DBO y DCO generalmente. Si no es previamente removida puede producir agotamiento del OD de la fuente receptora y desarrollo de condiciones sépticas.
Patógenos	Producen enfermedad.
Nutrientes	El C, N y P son nutrientes. Cuando se descargan en las aguas residuales pueden producir crecimiento de vida acuática indeseable. Cuando se descargan en cantidad excesivas sobre el suelo pueden producir polución del agua subterránea.
Materia Orgánica Refractaria	Resiste tratamiento convencional. Ejemplos: detergentes, fenoles y pesticidas agrícolas.
Metales Pesados	Proviene de aguas residuales comerciales e industriales y es posible que deban ser removidos para reuso del agua.
Sólidos Inorgánicos Disueltos	Algunos como el calcio, sodio y sulfatos son agregados al suministro doméstico original como resultado del uso y es posible que deban ser removidos para reuso del agua.

Fuente: Acuitratamiento por Lagunas de Estabilización. Jairo Alberto Romero Rojas.

Cuadro N°13: Contaminantes de importancia en aguas residuales

Contaminante	Parámetro típico de medida	Impacto ambiental
Materia Orgánica Biodegradable	DBO, DQO	Desoxigenación del agua, generación de olores indeseables.
Materia Suspendida	SST, SSV	Causa turbiedad en el agua, deposita lodos.
Patógenos	CF	Hace el agua insegura para consumo y recreación.
Amoníaco	NH ₄ - N	Desoxigena el agua, es tóxico para organismos acuáticos y puede estimular el crecimiento de algas.
Fósforo	Ortofosfatos	Puede estimular el crecimiento algal.
Materiales Tóxicos	Como cada materia tóxica	Peligroso para la vida vegetal y animal.
Sales Inorgánicas	SDT	Limita los usos agrícolas e industriales del agua.
Energía Térmica	Temperatura	Reduce la concentración de saturación de oxígeno en el agua, acelera el crecimiento de organismos acuáticos.
Iones Hidrógeno	pH	Riesgo potencial para organismos acuáticos.

Fuente: Acuitratamiento por Lagunas de Estabilización. Jairo Alberto Romero Rojas.

b) Objetivos Del Tratamiento De Aguas Residuales

b.1). Generalidades:

El objetivo básico del tratamiento de aguas es el de proteger la salud y promover el bienestar de los individuos miembros de la sociedad.

El retorno de las aguas residuales, a nuestros ríos o lagos, nos convierte en usuarios directos indirectos de las mismas y, a medida que crece la población, aumenta la necesidad de proveer sistemas de tratamiento o renovación que permitan eliminar los riesgos para la salud y minimizar los daños al ambiente.²⁰

b.2). Objetivos Del Tratamiento.

En la concepción, planeamiento y diseño de un sistema de tratamiento se pueden considerar objetivos diferentes, teniendo en cuenta la disponibilidad de recursos

²⁰ Acuitratamiento por Lagunas de Estabilización – Jairo Alberto Romero Rojas – Págs: 75-77

económicos y técnicos, así como los criterios establecidos para descarga de efluentes o eficiencias mínimas y, eventualmente, motivaciones ecológicas.

En un desarrollo gradual de sistemas de tratamiento se pueden considerar, como objetivos iniciales principales, del tratamiento de aguas residuales, los siguientes:

- Remoción de DBO.
- Remoción de Sólidos Suspendedos.
- Remoción de patógenos.

Posteriormente ha sido común agregar:

- Remoción de nitrógeno y fósforo.

Finalmente se involucra:

- Remoción de sustancias orgánicas refractarias como los detergentes, fenoles y pesticidas.
- Remoción de trazas de metales pesados.
- Remoción de sustancias inorgánicas disueltas.

La complejidad del sistema de tratamiento es, por lo tanto, función de los objetivos propuestos.

Teniendo en cuenta la gran cantidad de operaciones y procesos disponibles para tratamiento de aguas, es común hablar de pretratamiento, tratamiento primario, tratamiento secundario y tratamiento terciario o avanzado de aguas residuales.

➤ **Tratamiento preliminar:**

- Cribas.
- Desarenadores.
- Medidor y repartidor de caudal.

El medidor de caudal debe incluir un pozo de registro para la instalación de un limnógrafo. Este mecanismo debe estar instalado en una caseta con apropiadas medidas de seguridad.

Las estructuras de repartición de caudal deben permitir la distribución del caudal considerando todas sus variaciones, en proporción a la capacidad del proceso inicial de tratamiento para el caso del tratamiento convencional y en proporción a las áreas de las unidades primarias, en el caso de lagunas de estabilización. En general estas facilidades no deben permitir la acumulación de arena.

Para las instalaciones antes indicadas el diseño se efectuará para las condiciones de caudal máximo horario, debiendo comprobarse su funcionamiento para condiciones de caudal mínimo al inicio de la operación.²¹

➤ **Tratamiento primario.**

El objetivo del tratamiento primario es la remoción de sólidos orgánicos e inorgánicos sedimentables, para disminuir la carga en el tratamiento biológico. Los sólidos removidos en el proceso tienen que ser procesados antes de su disposición final.

- Tanques Imhoff.
- tanques de sedimentación.
- Tanques de Flotación.

➤ **Tratamiento Secundario.**

Según el RNE en el diseño se considerarán como tratamiento secundario los procesos biológicos con una eficiencia de remoción de DBO soluble mayor a 80%, pudiendo ser de biomasa en suspensión o biomasa adherida, e incluye los siguientes sistemas:

lagunas de estabilización, lodos activados (incluidas las zanjas de oxidación y otras variantes), filtros biológicos y módulos rotatorios de contacto.

²¹ Reglamento Nacional de Edificaciones – Instituto de la Construcción y Gerencia – págs.: 68

2.5.2.3 Planta De Tratamiento De Aguas Residuales.

La planta de tratamiento es una infraestructura y procesos que permitan la depuración de aguas residuales.

La planta de tratamiento de desagüe se diseñará para el caudal máximo horario. Los caudales promedio y mínimo diario, servirán para controlar que el funcionamiento de las diferentes partes de la planta sea óptimo en todas las condiciones del flujo.

Se considerará un horizonte de diseño (período de diseño) entre 20 y 30 años, el mismo que será debidamente justificado ante el organismo competente. Las bases de diseño consisten en determinar para condiciones actuales, futuras (final del período de diseño) e intermedias (cada cinco años) los valores de los siguientes parámetros:

- población total y servida por el sistema;
- caudales medios de origen doméstico, industrial y de infiltración al sistema de alcantarillado y drenaje pluvial;
- caudales máximo y mínimo horarios;
- aporte per cápita de aguas residuales domésticas;
- aporte per cápita de DBO, nitrógeno y sólidos en suspensión;
- masa de descarga de contaminantes, tales como: DBO, nitrógeno y sólidos; y
- concentraciones de contaminantes como: DBO, DQO, sólidos en suspensión y coliformes en el agua residual.²²

El caudal medio de diseño se determinará sumando el caudal promedio de aguas residuales domésticas, más el caudal de efluentes industriales admitidos al sistema de alcantarillado y el caudal medio de infiltración.

Los caudales en exceso provocados por el drenaje pluvial serán desviados antes del ingreso a la planta de tratamiento mediante estructuras de alivio.

²² Reglamento Nacional de Edificaciones /Tomo 3– Instituto de la Construcción y Gerencia – Págs:65

En ningún caso se permitirá la descarga de aguas residuales sin tratamiento a un cuerpo receptor, aún cuando los estudios del cuerpo receptor indiquen que no es necesario el tratamiento. El tratamiento mínimo que deberán recibir las aguas residuales antes de su descarga deberá ser el tratamiento primario. En caso dicha descarga se efectúe mediante emisario submarino, el tratamiento mínimo deberá ser tratamiento preliminar avanzado.

El tratamiento previo al vertimiento de aguas residuales a través de emisarios submarinos deberá ser como mínimo el tratamiento preliminar avanzado

Una vez determinado el grado de tratamiento, se procederá a la selección de los procesos de tratamiento para las aguas residuales y lodos. Se dará especial consideración a la remoción de parásitos intestinales, en caso de requerirse. Se seleccionarán procesos que puedan ser construidos y mantenidos sin mayor dificultad, reduciendo al mínimo la mecanización y automatización de las unidades y evitando al máximo la importación de partes y equipos.

Para la selección de los procesos de tratamiento de las aguas residuales se usa como guía los valores del cuadro siguiente:

Cuadro N°15

Proceso de Tratamiento	Remoción (%)		Remoción ciclos log10	
	DBO	Sólidos en suspensión	Bacterias	Helmintos
Sedimentación primaria	25 - 30	40 - 70	0 - 1	0 - 1
Lodos activados (a)	70 - 95	70 - 95	0 - 2	0 - 1
Filtros Percoladores (a)	50 - 90	70 - 90	0 - 2	0 - 1
Lagunas aeradas (b)	80 - 90	(c)	1 - 2	0 - 1
Zanjas de oxidación (d)	70 - 95	80 - 95	1 - 2	0 - 1
Lagunas de estabilización (e)	70 - 85	(c)	1 - 6	1 - 4

Fuente: Reglamento Nacional de edificaciones Norma OS 090

- (a) Precedidos y seguidos de sedimentación
- (a) Incluye laguna Secundaria.
- (b) Dependiente del tipo de lagunas
- (c) Seguidas de sedimentación.
- (d) Dependiendo del número de lagunas y otros factores como: temperatura, período de retención y forma de las lagunas.

Una vez seleccionados los procesos de tratamiento para las aguas residuales y lodos, se procederá al dimensionamiento de alternativas. En esta etapa se determinará el número de unidades de los procesos que se van a construir en las diferentes fases de implementación y otros componentes de la planta de tratamiento, como: tuberías, canales de interconexión, edificaciones para operación y control, arreglos exteriores, etc. Asimismo, se determinarán los rubros de operación y mantenimiento, como consumo de energía y personal necesario para las diferentes fases.

La tratabilidad para lagunas de estabilización se efectuará en una laguna cercana, en caso de existir. Se utilizará un modelo de temperatura apropiada para la zona y se procesarán los datos meteorológicos de la estación más cercana, para la simulación de la temperatura.

Adicionalmente se determinará, en forma experimental, el coeficiente de mortalidad de coliformes fecales y el factor correspondiente de corrección por temperatura.

a) Lagunas De Estabilización

a.1). Principios de diseño.

El tratamiento de aguas residuales abarca un escenario muy amplio de problemas porque incluye una gran variedad de afluentes y unos requisitos de efluentes y de métodos de disposición muy diferentes.

El determinante más importante en la selección del sistema de tratamiento lo constituyen la naturaleza del agua residual cruda y los requerimientos de uso o disposición del efluente.²³

²³ <http://www.slideshare.net/sauz1086/lagunas-de-estabilizacion>

Una laguna de estabilización es una estructura simple para embalsar aguas residuales con el objeto de mejorar sus características sanitarias.

Cuando las aguas residuales son descargadas en lagunas de estabilización se realiza en las mismas, en forma espontánea, un proceso conocido como autodepuración o estabilización natural, en el que ocurren fenómenos de tipo físico, químico, bioquímico y biológico.

Este proceso se lleva a cabo en casi todas las aguas estancadas con alto contenido de materia orgánica putrescible o biodegradable.

Los parámetros más utilizados para evaluar el comportamiento de las lagunas de estabilización de aguas residuales y la calidad de sus efluentes son la demanda bioquímica de oxígeno (DBO), que caracteriza la carga orgánica; y el número más probable de coliformes fecales (NMP CF/100ml), que caracteriza la contaminación microbiológica. También tienen importancia los sólidos totales sedimentables, en suspensión y disueltos.

Generalmente, cuando la carga orgánica aplicada a las lagunas es baja (<300 Kg de DBO/ha/día), y la temperatura ambiente varía entre 15 y 30 °C estrato superior de la laguna suelen desarrollarse poblaciones de algas microscópicas que, en presencia de la luz solar, producen grandes cantidades de oxígeno disuelto, que en muchos casos llega a valores de sobresaturación.

La parte inferior de estas lagunas suele estar en condiciones anaerobias. Estas lagunas con cargas orgánicas bajas reciben el nombre de facultativas.

Cuando la carga orgánica es muy grande, la DBO excede la producción de oxígeno de las algas (y de la aeración superficial) y la laguna se torna totalmente anaerobia.

Conviene que las lagunas de estabilización trabajen bajo condiciones definitivamente facultativas o definitivamente anaeróbicas ya que el oxígeno es un tóxico para las bacterias anaerobias que realizan el proceso de degradación de la materia orgánica; y la falta de oxígeno hace que desaparezcan las bacterias aerobias que realizan este proceso.

Por consiguiente, se recomienda diseñar las lagunas facultativas (a 20 °C) para cargas menores de 300 Kg DBO/ha/día y las lagunas anaerobias para cargas orgánicas mayores de 1000 Kg de DBO/ha/día.

Cuando la carga orgánica aplicada se encuentra entre los dos límites antes mencionados se pueden presentar problemas con malos olores y la presencia de bacterias formadoras de sulfuros. El límite de carga para las lagunas facultativas aumenta con la temperatura.

Las lagunas que reciben agua residual cruda son lagunas primarias. Las lagunas que reciben el efluente de una primaria se llaman secundarias; y así sucesivamente las lagunas de estabilización se pueden llamar terciarias, cuaternarias, quitenarias, etc.

A las lagunas de grado más allá del segundo también se les suele llamar lagunas de acabado, maduración o pulimento.

Siempre se deben construir por lo menos dos lagunas primarias (en paralelo) con el objeto de que una se mantenga en operación mientras se hace la limpieza de los lodos de la otra.

La selección de lagunas de estabilización como sistema de tratamiento de aguas residuales municipales y/o industriales se hace con base en los siguientes principios de diseño.²⁴

²⁴ Acuitratamiento por Lagunas de Estabilización – Jairo Alberto Romero Rojas – Pág:139

- El dinero disponible para tratamiento de aguas residuales es escaso, por lo tanto las obras de control de polución deben satisfacer los requerimientos de tratamiento a un costo de operación y mantenimiento mínimo.
- Las lagunas de estabilización constituyen el proceso de tratamiento biológico más confiable por su resistencia máxima a cargas de choque de materiales orgánicos y tóxicos, por sus sensibilidad mínima a la operación intermitente y porque requieren una destreza operativa infima.
- Las lagunas primarias tienen como propósito básico de remoción de DBO, coliformes y sólidos suspendidos.
- Las lagunas secundarias tienen como función primordial la remoción de DBO y coliformes fecales.
- Las Lagunas terciarias y posteriores proveen, esencialmente, remoción natural adicional de coliformes fecales.

Las condiciones óptimas de operación y mantenimiento de un sistema de tratamiento de aguas residuales dependen de las características físicas, sociales y económicas prevalentes en el sitio de localización de la planta, las cuales deben tenerse en cuenta al definir el diseño del sistema, porque ellas establecen la confiabilidad, flexibilidad, requerimientos de personal técnico, grado de automatización y control de proceso, y costos de la operación y mantenimiento.

a.2). Factores que afectan el desempeño y el diseño

Los principales parámetros empleados en el diseño de las lagunas, son el abastecimiento de oxígeno y mezclado, carga orgánica, tiempo de retención, temperatura y la geometría. La operación de la laguna depende del diseño mismo así como de otras formas de tratamiento.²⁵

²⁵ Alternativas de Tratamiento de aguas Residuales – Adalberto Royola Robles – Págs: 9-14

➤ **Abastecimiento de oxígeno y mezclado**

La principal limitación en el dimensionamiento de una laguna aerobia o facultativa es la capacidad de mantener un medio aerobio e incrementar la eficiencia de los microorganismos por mezclado. La aeración y el mezclado en las lagunas aeradas es lograda por aeradores superficiales o difusores de aire. Los aeradores de tipo mecánico, en la práctica, son preferidos a los difusores de aire debido a su gran potencial de mezclado, y menores costos de inversión y operación. Cualquiera que sea la selección, durante el diseño se debe elegir el tipo, número y tamaño de los aeradores para dar flexibilidad en la operación y mantenimiento.

➤ **Carga orgánica y tiempo de retención**

Algunos diseños de lagunas proponen cargas orgánicas mayores para el verano que para el invierno. En el caso de las lagunas aerobias y facultativas la carga orgánica es el principal criterio de diseño.

Las ecuaciones se basan en las condiciones climatológicas de invierno.

➤ **Geometría de las lagunas**

Las consideraciones que se deben observar en la construcción de las lagunas son: a) Pendientes recomendadas para terraplenes, b) diques, c) control de la vegetación, d) caracterización del suelo, e) conductos para el influente, f) estructuras de descarga, g) tubería de interconexión y control, h) profundidad, y i) velocidad y dirección del viento y factores energéticos.

La profundidad de la laguna dependerá en gran medida de la localización topográfica, del caudal a tratar y del tipo de laguna. Los intervalos de profundidad varían de un mínimo de 0.3 m a un máximo de 6 m.

En lagunas poco profundas y con grandes áreas superficiales es posible que ocurra un corto circuito, estos pueden ser eliminados al crear flexibilidad en el diseño de la tubería del influente y estructuras externas para excedentes de flujo. Con lagunas profundas, se tienen menores áreas, además, de un mayor grado de mezclado y se conserva el calor en el líquido.

➤ **Temperatura**

La temperatura es un criterio predominante en la eficiencia de remoción orgánica. La rapidez de remoción orgánica disminuye significativamente con la disminución de la temperatura. La velocidad de transferencia de oxígeno de la fase gaseosa a la líquida aumenta con la temperatura, aunque el efecto del incremento de la solubilidad del oxígeno con el decremento de la temperatura se ve compensada por los bajos coeficientes de transferencia. El sistema debe ser diseñado sobre la base de la temperatura del líquido del mes más frío. Consecuentemente, es necesaria una determinación precisa de la temperatura del agua residual durante el periodo de temperatura más bajo.

a.3). Clasificación de las lagunas de estabilización

- **Aeróbicas:** Soportan cargas orgánicas bajas y contienen oxígeno disuelto en todo instante y en todo volumen del líquido
- **Anaeróbicas:** Se proyectan para altas cargas orgánicas y no contienen oxígeno disuelto. El proceso es semejante al de un digestor anaeróbico sin mezcla.
- **Facultativas:** Operan con una carga orgánica media. En las capas superiores hay un proceso aeróbico. En las capas inferiores se tiene un proceso anaeróbico, donde se produce simultáneamente fermentación ácida y metánica.

- **De maduración:** Se utilizan como una segunda etapa de tratamiento a continuación de lagunas facultativas. Se diseñan para disminuir el número de organismos patógenos, ya que las bacterias y virus mueren en un tiempo razonable, mientras que los quistes y huevos de parásitos intestinales requieren más tiempo. También reducen la población de algas. Hay pequeña remoción de la DBO.²⁶

b) Lagunas Facultativas

Estas lagunas pueden ser de dos tipos: laguna facultativas primarias que reciben aguas residuales crudas y laguna facultativas secundarias que reciben aguas sedimentadas de la etapa primaria. Las lagunas facultativas son diseñadas para remoción de DBO5 con base en una baja carga orgánica superficial que permita el desarrollo de una población algal activa. De esta forma, las algas generan el oxígeno requerido por las bacterias heterotróficas para remover la DBO5 soluble. La concentración de algas en una laguna facultativa con funcionamiento óptimo depende de la carga orgánica y de la temperatura, pero frecuentemente se encuentra entre 500 a 2000 µg clorofila-a/l. La actividad fotosintética de las algas ocasiona una variación diurna de la concentración de oxígeno disuelto y los valores de pH. Variables como la velocidad del viento tienen efectos importantes en el comportamiento de la laguna facultativa, ya que se genera mezcla del contenido de la laguna.²⁷

Por tanto, en estas lagunas podemos encontrar cualquier tipo de microorganismo, desde anaerobios estrictos en el fango del fondo hasta aerobios estrictos en la zona inmediatamente adyacente a la superficie. Sin embargo, los seres vivos más adaptados al medio serán los microorganismos facultativos, que pueden sobrevivir en las condiciones cambiantes de oxígeno disuelto típicas de estas lagunas a lo largo del día y del año.²⁸

²⁶ <http://www.ingenieroambiental.com/?pagina=838>

²⁷ <http://www.es.irc.nl/page/26728>

²⁸ <http://www.monografias.com/trabajos81/disenio-tratamiento-secundario/disenio-tratamiento-secundario2.shtml>

A diferencia de lo que ocurre con las lagunas anaerobias, el objetivo perseguido en las lagunas facultativas es obtener un efluente de la mayor calidad posible, en el que se haya alcanzado una elevada estabilización de la materia orgánica, y una reducción en el contenido en nutrientes y bacterias coliformes.

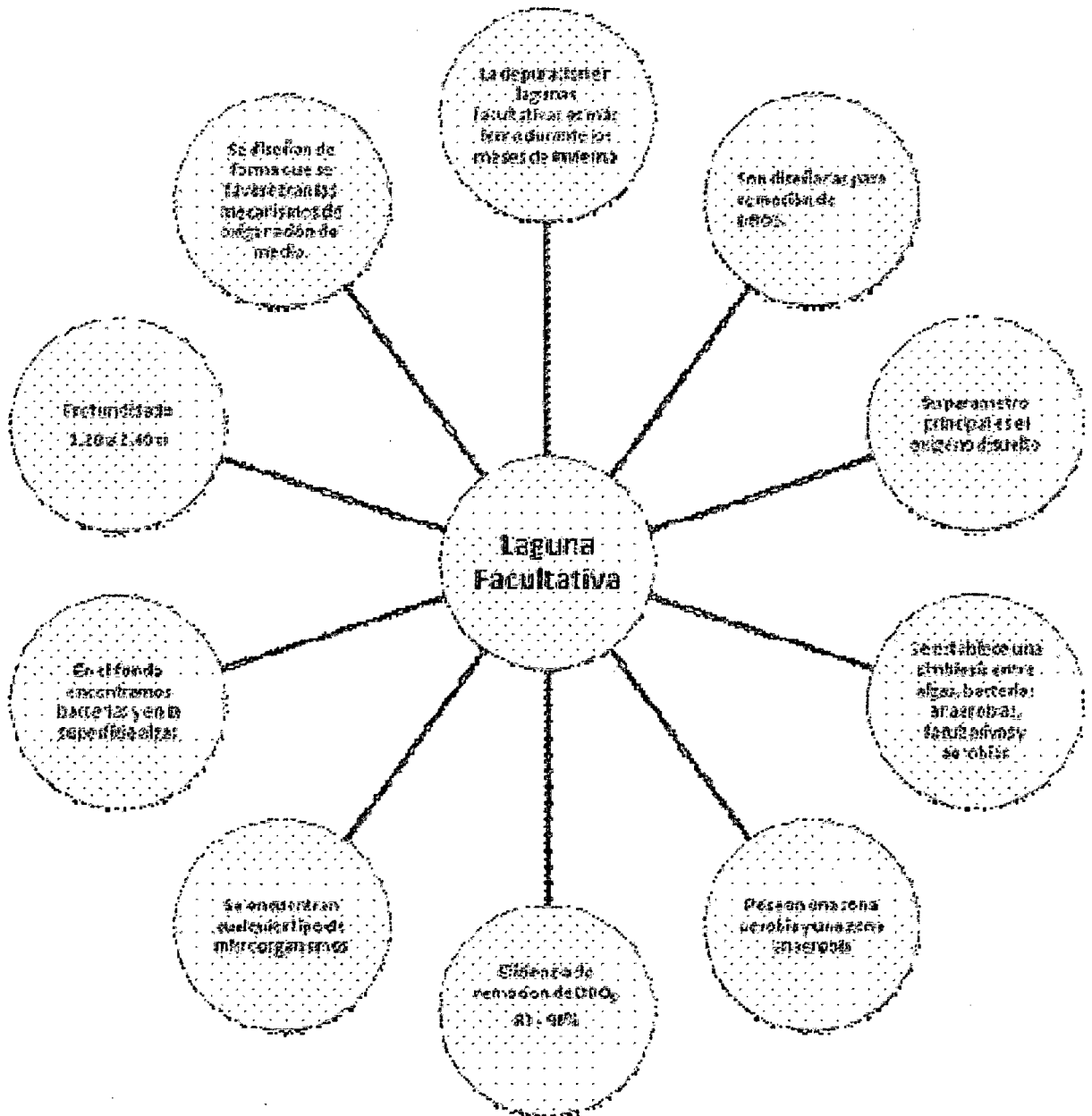
b.1). Características

Cuadro N°16

Parámetros de Diseño	
Parámetro	Recomendación
1. Carga orgánica	100 - 400 kg DBO/ha·día
2. Eficiencia de remoción	80 - 90%
3. Profundidad	1.20 - 2.40 m.
4. Tiempo de retención	Laguna independiente no menor a 8 días Lagunas en serie mas de 30 días
5. temperatura	2 - 32 °C

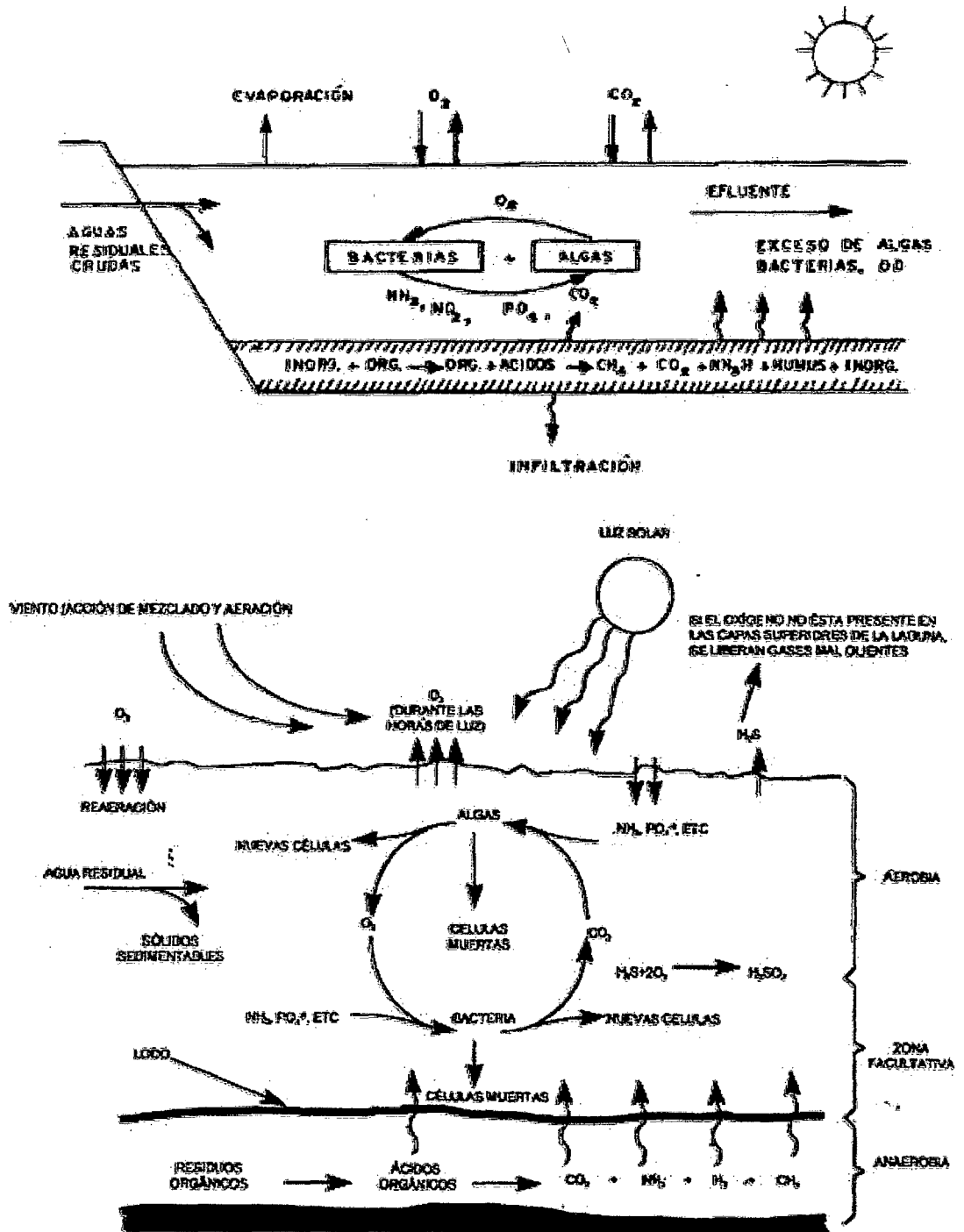
Fuente: <http://www.monografias.com/trabajos81/diseno-tratamiento-secundario/diseno-tratamiento-secundario2.shtml>

Imagen N°13: Mapa Mental Laguna Facultativa



Fuente: <http://www.monografias.com/trabajos81/disenio-tratamiento-secundario/disenio-tratamiento-secundario2.shtml>

Imagen N°14: Ecosistema de una laguna facultativa



Fuente: <http://www.monografias.com/trabajos81/disenio-tratamiento-secundario/disenio-tratamiento-secundario2.shtml>

b.2). Procesos que se desarrollan en las lagunas facultativas

La materia orgánica que ingresa en las lagunas facultativas se halla en estado de sólidos sedimentables y sólidos en suspensión, éstos a su vez en estado coloidal y diluidos. Los sólidos sedimentables y coloidales floculados, sedimentan en el fondo de la laguna y particularmente en la zona de ingreso. En cambio, el resto de la materia orgánica permanece en la masa líquida. Los sólidos biodegradables depositados son estabilizados por las bacterias formadoras de ácidos y de metano que en condiciones anaeróbicas producen gases que escapan a la atmósfera, y compuestos solubles en la masa líquida. Las bacterias, especialmente las facultativas, estabilizan la fracción no sedimentables de la materia orgánica presente en el efluente y la solubilizada del lodo sedimentado.²⁹

b.3) Factores que influyen en las reacciones biológicas (no controlables por el hombre)

- **Radiación solar:** En las lagunas facultativas es fundamental la fotosíntesis realizada por las algas para producir el oxígeno requerido por las bacterias aeróbicas. La radiación solar que se produce durante el día interviene en forma directa en la fotosíntesis.
- **Temperatura del agua en las lagunas:** Es un factor fundamental en el diseño de la laguna. Los procesos de reducción de la materia orgánica por acción bacteriana son dependientes de la temperatura. Un aumento de 4 – 5 °C en la temperatura puede aumentar enormemente la eficiencia de la laguna.
- **Vientos:** Influyen en la aereación y homogenización de los líquidos de las lagunas, además de regular la temperatura. Los vientos además favorecen la mezcla y rotura de la estratificación térmica.

²⁹ <http://www.ingenieroambiental.com/?pagina=838>

b.4) Factores que influyen en las reacciones biológicas (controlables por el hombre)

- Carga orgánica superficial (kg DBO/d.hab).
- Profundidad de la laguna (m).
- Distribución del ingreso de la carga hidráulica.
- Período de detención hidráulica (d).
- Operación en serie o en paralelo.

c) Construcción De Lagunas De Estabilización

c.1) Introducción

La construcción de lagunas de estabilización, para resolver el problema de tratamiento y disposición de aguas residuales, es apropiada tanto para industrias como para poblaciones pequeñas y ciudades grandes. Sin embargo, hay localidades donde el costo y la falta de disponibilidad de terreno hacen que la selección del proceso de tratamiento sea diferente.

Dada su sencillez como sistema de tratamiento, las lagunas deben ser económicas en su construcción y, por lo tanto, de configuración elemental, con estructuras de entradas y salidas fáciles de mantener y únicamente con los accesorios de aforo y pretratamiento estrictamente indispensables.³⁰

El diseño de lagunas consiste no solamente en determinar la superficie y profundidad sino, particularmente en resolver un sinnúmero de detalles de construcción y especificaciones que asegurarán un funcionamiento y estabilidad adecuado de la unidad a lo largo de la vida útil.

³⁰ Acuitratamiento de Lagunas de Estabilización – Jairo Alberto Romero Rojas – Págs:173

Muchos informes acerca de lagunas existentes demuestran una serie de defectos en su funcionamiento, averías en las estructuras y molestias de una pobre ingeniería.

Un buen diseño minimiza malos funcionamientos tales como manchas anaeróbicas en una laguna facultativa, carencia de efluente por infiltración excesiva hacia el fondo, diques erosionados, crecimiento excesivo de maleza, proliferación resultantes de mosquitos, débil efecto de mezcla inducido por el viento, acumulación de sedimentos alrededor de la entrada y otras penosas circunstancias.

Además, una buena ingeniería trae como consecuencia, casi siempre, la reducción en los costos por la minimización en el revestimiento y la optimización de la excavación y el relleno. Hay muchas buenas razones para no descuidar la ingeniería y detalles de la construcción.

c.2) Lagunas Facultativas

Se podrán usar los siguientes criterios:

- En donde no exista ningún dato se usará la temperatura promedio del aire del mes más frío.
- El coeficiente de mortalidad bacteriana (neto) será adoptado entre el intervalo de 0,6 a 1,0 (l/d) para 20°C.³¹

- La carga de diseño para lagunas facultativas se determina con la siguiente expresión:

$$Cd = 250 \times 1,05 T - 20$$

En donde:

Cd es la carga superficial de diseño en kg DBO / (ha.d)

T es la temperatura del agua promedio del mes más frío en °C.

³¹ Reglamento Nacional de Edificaciones /Tomo 3– Instituto de la Construcción y Gerencia – Págs:70

- El proyectista deberá adoptar una carga de diseño menor a la determinada anteriormente, si existen factores como:
 - la existencia de variaciones bruscas de temperatura,
 - la forma de la laguna (las lagunas de forma alargada son sensibles a variaciones y deben tener menores cargas),
 - la existencia de desechos industriales,
 - el tipo de sistema de alcantarillado, etc.

- Para evitar el crecimiento de plantas acuáticas con raíces en el fondo, la profundidad de las lagunas debe ser mayor de 1,5 m. Para el diseño de una laguna facultativa primaria, el proyectista deberá proveer una altura adicional para la acumulación de lodos entre períodos de limpieza de 5 a 10 años.

- Para lagunas facultativas primarias se debe determinar el volumen de lodo acumulado teniendo en cuenta un 80% de remoción de sólidos en suspensión en el efluente, con una reducción de 50% de sólidos volátiles por digestión anaerobia, una densidad del lodo de 1,05 kg/l y un contenido de sólidos de 15% a 20% al peso. Con estos datos se debe determinar la frecuencia de remoción del lodo en la instalación

- Para lagunas en serie se debe tomar en consideración que en la laguna primaria se produce la mayor remoción de materia orgánica.
La concentración de DBO en las lagunas siguientes no es predecible, debido a la influencia de las poblaciones de algas de cada unidad.

➤ **Lagunas en Serie**

En la teoría y en la práctica se ha demostrado que el empleo de lagunas en serie permite una mejora importante en la calidad bacteriológica de los efluentes.³²

➤ **Lagunas de Paralelo**

El uso de lagunas en paralelo no mejora la calidad de efluentes, pero en cambio ofrece ventajas desde el punto de vista constructivo y operativo. Un buen diseño debe estar conformado por dos o más lagunas primarias en paralelo, con el fin de obtener la calidad deseada de efluente cuando por algún motivo se saca de operación a alguna de las lagunas.

La determinación del número de lagunas debe contemplar el análisis de sensibilidad del sistema, a fin de que cuando se saque de operación a alguna de las lagunas, el sistema de tratamiento continúe con la misma eficiencia remocional o que el impacto derivado de la sobrecarga orgánica sea despreciable.

Su capacidad total se alcanzará progresivamente en relación con el crecimiento de la población y el incremento de las conexiones domiciliarias al sistema de alcantarillado.

➤ **Diseño De Lagunas Para Remoción De Organismos Patógenos**

- Las disposiciones que se detallan se aplican para cualquier tipo de lagunas (en forma individual o

³² <http://www.bvsde.ops-oms.org/eswww/fulltext/repind42/lagunas/lagunas.html>

para lagunas en serie), dado que la mortalidad bacteriana y remoción de parásitos ocurre en todas las unidades y no solamente en las lagunas de maduración.

- La reducción de bacterias en cualquier tipo de lagunas debe, en lo posible, ser determinada en términos de coliformes fecales, como indicadores. Para tal efecto, el proyectista debe usar el modelo de flujo disperso con los coeficientes de mortalidad netos para los diferentes tipos de unidades.
- El factor de dispersión en el modelo de flujo disperso puede determinarse según la forma de la laguna y el valor de la temperatura. El proyectista deberá justificar la correlación empleada.³³

Los siguientes valores son referenciales para la relación largo/ancho:

Relación Largo - Ancho	Factor de Dispersión
1	1
2	0.50
4	0.25
8	0.12

- El coeficiente de mortalidad neto puede ser corregido con la siguiente relación de dependencia de la temperatura.

$$KT = K20 \times 1,05 (T - 20)$$

En donde:

³³ Reglamento Nacional de Edificaciones /Tomo 3– Instituto de la Construcción y Gerencia – Págs:72

KT es el coeficiente de mortalidad neto a la temperatura del agua T promedio del mes más frío, en °C

K20 es el coeficiente de mortalidad neto a 20 °C.

c.3) Construcción De Diques

- Se debe efectuar el número de sondajes necesarios para determinar el tipo de suelo y de los estratos a cortarse en el movimiento de tierras. En esta etapa se efectuarán las pruebas de mecánica de suelos que se requieran (se debe incluir la permeabilidad en el sitio) para un adecuado diseño de los diques y formas de impermeabilización.³⁴
- Los diques deben diseñarse comprobando que no se produzca volcamiento y que exista estabilidad en las condiciones más desfavorables de operación, incluido un vaciado rápido y sismo.
- Se deben calcular las subpresiones en los lados exteriores de los taludes para comprobar si la pendiente exterior de los diques es adecuada y determinar la necesidad de controles como: impermeabilización, recubrimientos o filtros de drenaje.
- En general los taludes interiores de los diques deben tener una inclinación entre 1:1,5 y 1:2. Los taludes exteriores son menos inclinados, entre 1:2 y 1:3 (vertical: horizontal).
- Se debe especificar el tipo de material a usarse en la compactación de los diques y capa de impermeabilización, determinándose además las canteras de los diferentes materiales que se requieren.

³⁴ <http://www.bvsde.ops-oms.org/eswww/fulltext/repind42/lagunas/lagunas.html>

- La diferencia de cotas del fondo de las lagunas y el nivel freático deberá determinarse considerando las restricciones constructivas y de contaminación de las aguas subterráneas de acuerdo a la vulnerabilidad del acuífero.
- Se deberá diseñar, si fuera necesario, el sistema de impermeabilización del fondo y taludes, debiendo justificar la solución adoptada.
- Un buen Dique debe prevenir los efectos destructivos de la erosión causada por oleaje en lagunas grandes y por aguas lluvias así como por madrigueras de ratas y roedores.
- Los Diques deben ser diseñados y construidos para minimizar percolación de agua; la vegetación y el suelo poroso deben removerse y los terraplenes deben compactarse apropiadamente. La pendiente de los taludes depende del material del Dique y de la protección prevista contra erosión.
- Las tuberías que atraviesan los Diques deben estar dotadas de collares contra la infiltración o niples pasamuros que sobresalgan por lo menos 0.6 m sobre la tubería.³⁵

c.4) Impermeabilización

Si se requiere, la impermeabilización se hace mediante recubrimientos de telas plásticas, geomembranas, capas de arcilla o tierra compactada.

En general, cuando se requiere cero permeabilidad se utilizan geomembranas. Estos materiales, si se seleccionan adecuadamente, son resistentes a las sustancias químicas y fáciles de instalar, se utilizan, por ello, principalmente en

³⁵ Acuitratamiento de Lagunas de Estabilización – Jairo Alberto Romero Rojas – Págs:174

lagunas de estabilización para aguas residuales industriales.

El costo de la impermeabilización es muy variable pues depende de la disponibilidad local de los materiales.

➤ **Arcilla**

se consideran arcillas todas las fracciones con un tamaño de grano inferior a 2 μm . Según esto todos los filosilicatos pueden considerarse verdaderas arcillas si se encuentran dentro de dicho rango de tamaños, incluso minerales no pertenecientes al grupo de los filosilicatos (cuarzo, feldespatos, etc.) pueden ser considerados partículas arcillosas cuando están incluidos en un sedimento arcilloso y sus tamaños no superan las 2 μm .³⁶

Las arcillas son constituyentes esenciales de gran parte de los suelos y sedimentos debido a que son, en su mayor parte, productos finales de la meteorización de los silicatos que, formados a mayores presiones y temperaturas, en el medio exógeno se hidrolizan.

• **Propiedades Físico-Químicas**

- **Superficie específica**

La superficie específica o área superficial de una arcilla se define como el área de la superficie externa más el área de la superficie interna (en el caso de que esta exista) de las partículas constituyentes, por unidad de masa, expresada en m^2/g .

Las arcillas poseen una elevada superficie específica, muy importante para ciertos usos industriales en los que la interacción sólido-fluido depende directamente de esta propiedad.

³⁶ <http://www.ucim.es/users/higuera/yymm/arcillas.htm>

- **Capacidad de absorción**

Algunas arcillas encuentran su principal campo de aplicación en el sector de los absorbentes ya que pueden absorber agua u otras moléculas en el espacio interlaminar (esmectitas) o en los canales estructurales (sepiolita y paligorskita).

- **Hidratación e hinchamiento**

La hidratación y deshidratación del espacio interlaminar son propiedades características de las esmectitas, y cuya importancia es crucial en los diferentes usos industriales.

La absorción de agua en el espacio interlaminar tiene como consecuencia la separación de las láminas dando lugar al hinchamiento.

- **Plasticidad**

Las arcillas son eminentemente plásticas. Esta propiedad se debe a que el agua forma una envuelta sobre las partículas laminares produciendo un efecto lubricante que facilita el deslizamiento de unas partículas sobre otras cuando se ejerce un esfuerzo sobre ellas.

La elevada plasticidad de las arcillas es consecuencia, nuevamente, de su morfología laminar, tamaño de partícula extremadamente pequeño (elevada área superficial) y alta capacidad de hinchamiento.

- **Tixotropía**

La tixotropía se define como el fenómeno consistente en la pérdida de resistencia de un coloide, al amasarlo, y su posterior recuperación con el tiempo. Las arcillas tixotrópicas cuando son amasadas se convierten en un verdadero líquido. Si, a continuación, se las deja en reposo recuperan la cohesión, así como el comportamiento sólido. Para que una arcilla tixotrópica muestre este especial comportamiento deberá poseer un contenido en agua próximo a su límite líquido. Por el contrario, en torno a su límite plástico no existe posibilidad de comportamiento tixotrópico.

• **Permeabilidad del suelo**

En geología la determinación de la permeabilidad del suelo tiene una importante incidencia en los estudios hidráulicos portante del sustrato (por ejemplo previo a la construcción de edificios u obras civiles), para estudios de erosión y para mineralogía, entre otras aplicaciones.³⁷

La permeabilidad del suelo suele aumentar por la existencia de fallas, grietas, juntas u otros defectos estructurales. Algunos ejemplos de roca permeable son la caliza y la arenisca, mientras que la arcilla o el basalto son prácticamente impermeables.

³⁷ <http://es.wikipedia.org/wiki/Permeabilidad>

Cuadro N°17: Permeabilidad intrínseca de algunos tipos de suelos

Permeabilidad relativa	Permeabilidad				Semi-Permeable					Impermeable				
	Grava continua (o redondeada)		Arena continua o mixta		Arena fina, cieno, Loess, Loam			Turba		Estrato arcilloso			Arcilla expansiva	
Arena o grava no consolidada	Grava continua (o redondeada)		Arena continua o mixta		Arena fina, cieno, Loess, Loam			Turba		Estrato arcilloso			Arcilla expansiva	
Arcilla no consolidada y materia orgánica					Turba			Estrato arcilloso			Arcilla expansiva			
Roca consolidada	Rocas muy fracturadas				Roca petrolífera			Piedra arenisca		Roca sedimentaria, dolomita		Granito		
κ (cm ²)	0.001	0.0001	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹	10 ⁻¹⁰	10 ⁻¹¹	10 ⁻¹²	10 ⁻¹³	10 ⁻¹⁴	10 ⁻¹⁵	
κ (miliDarcys)	10 ⁺⁸	10 ⁺⁷	10 ⁺⁶	10 ⁺⁵	10,000	1,000	100	10	1	0.1	0.01	0.001	0.0001	

Fuente: <http://es.wikipedia.org/wiki/Permeabilidad>

- **Permeabilidad y drenaje**

De la mencionada ley de Darcy se deriva también una fórmula que relaciona el volumen de agua que atraviesa una muestra con su permeabilidad teniendo en cuenta el diferencial de presión:

$$Q = K * I * A$$

Donde:

Q = Cantidad de agua drenada a través de la muestra por unidad de tiempo, (cm³/h)

K = Conductividad hidráulica o coeficiente de permeabilidad. Se expresa generalmente en (cm/h)

I = gradiente piezométrico disponible; (m/m)

A = Sección transversal por donde se filtra el agua en la muestra (cm²).

Cuando se mide la filtración tanto en el campo como en laboratorio, al inicio de la prueba los valores son mayores y progresivamente se estabilizan en los valores finales que son los que interesan para caracterizar un suelo desde este punto de vista. La velocidad final de infiltración se denomina V_f .

Los valores finales de infiltración (V_f) para los diversos suelos se presentan en la cuadro siguiente.

Cuadro N°18

Textura	V_f (cm/h)
SC, SiC, C	0,25 – 0,75
SCL, CL, SiCL	0,65 – 1,90
SL (finísimo), L, SiL	1,25 – 3,80
SL	2,50 – 7,50
LS	5,00 – 10,0
S	> 7,5

Fuente: <http://es.wikipedia.org/wiki/Permeabilidad>

- Recomendaciones

Según recomendación del Servicio de Conservación de los Estados Unidos la permeabilidad se clasifica de la siguiente forma:

Cuadro N°19

	Muy lenta	Lenta	Moderadamente lenta	Moderada	Moderadamente elevada	Elevada	Muy elevada
K (cm/h)	< 0,1	0,1 – 0,5	0,5 – 2,0	2,0 – 6,5	6,5 – 12,5	12,5 – 25,0	> 25,0

Fuente: <http://es.wikipedia.org/wiki/Permeabilidad>

Según su uso, se recomiendan generalmente los siguientes límites:

Suelos con valores de $K < 10^{-6}$ m/sec ó $V_f < 0,5$ cm/h, es decir, que son casi impermeables

- Suelos con valores $10^{-6} < K < 5 \times 10^{-6}$ m/sec ó $0,5 < V_f < 1,5$ cm/h, son muy poco permeables.
- Suelos con valores $5 \times 10^{-6} < K < 5 \times 10^{-5}$ m/sec ó $1,5 < V_f < 7,5$ cm/h, son moderadamente permeables hasta permeables.
- Suelos con valores de $K > 5 \times 10^{-5}$ m/sec o $V_f >$

➤ Geosintéticos

• Definición:

Los Geosintéticos son un grupo de materiales fabricados mediante la transformación industrial de sustancias químicas denominadas polímeros, del tipo conocido genéricamente como “plásticos”, que de su forma elemental, de polvos o gránulos, son convertidos mediante uno o más procesos, en láminas, fibras, perfiles, películas, tejidos, mallas, etc., o en compuestos

de dos o más de ellos, existiendo también algunas combinaciones con materiales de origen vegetal.³⁸

Otra característica particular de los geosintéticos es que su aplicación se relaciona con la actividad de la construcción, por lo que participan como parte integral de sistemas y estructuras que utilizan materiales de construcción tradicionales, como suelos, roca, agregados, asfaltos, concreto, etc. Sus funciones dentro de tales estructuras son las de complementar, conservar, o bien mejorar el funcionamiento de los sistemas constructivos e inclusive, en algunos casos, sustituir por completo algunos materiales y procesos de la construcción tradicional.

➤ **Propiedades Generales De Los Geosinteticos, A Partir De Su Naturaleza Polimérica.**

Los plásticos son los componentes principales en los geosintéticos. En la actualidad, muchas industrias sustituyen ventajosamente materiales tradicionales tales como agregados, suelos, metal, vidrio, etc., por materiales de plástico, que poseen, en general, las siguientes propiedades:

- Ligereza, existiendo materiales menos densos que el agua.
- Ductilidad.
- Maleabilidad.
- Elevada elasticidad.
- Resistencia Mecánica.
- Resistencia a agentes químicos, la cual varía dependiendo del material.
- Posibilidad de mejorar sus propiedades mediante aditivos o procesos mecánico – térmicos.
- Rangos variables de resistencia al intemperismo, existiendo algunos que deben ser protegidos y otros

³⁸ <http://www.geoproductos.com.mx/geoweb/definiciones.html>

que pueden ser expuestos a la intemperie por lapsos largos, sin experimentar deterioro.

- Baja absorción de agua.
- Resistencia a la biodegradación, la cual varía según el material de que se trate.

La familia de los Plásticos es muy extensa. Los productos de esta naturaleza que se utilizan para fabricar geosintéticos es apenas una pequeña fracción de los polímeros que se utilizan en la sociedad moderna.

➤ **Clasificación De Los Geosinteticos**

La siguiente clasificación muestra los distintos Geosintéticos; de cada tipo existen distintas clases o subcategorías.

- ❖ Geotextiles.
- ❖ Georedes o Geomallas.
- ❖ Geodrenes.
- ❖ Geomantas.
- ❖ Geoceldas.
- ❖ Geocompuestos de Bentonita Y
- ❖ Geomembranas.

- **Geomembranas**

Las Geomembranas son láminas de muy baja permeabilidad que se emplean como barreras hidráulicas; se fabrican en diversos espesores y se impacan como rollos que se unen entre sí mediante técnicas de termofusión, extrusión de soldadura, mediante aplicación de adhesivos, solventes o mediante vulcanizado, según su naturaleza química. Son barreras constituidas por mantas poliméricas de baja conductividad hidráulica denominadas geomembranas (GM), utilizadas para impedir la

migración de líquidos o gases, reservar agua y diferentes efluentes y contener material rechazado de diversas orígenes.³⁹

Geomembranas poliméricas no son absolutamente impermeables, sin embargo es relativamente impermeable cuando comparada a los suelos, principalmente los argilosos.

❖ **Elección Del Tipo Y Del Espesor De La Geomembrana**

La selección del tipo de geomembrana para cada aplicación requiere del análisis de diversas variables:

- ✓ Puntos importantes
 - Vida útil de la obra
 - Naturaleza del residuo: Peligrosidad; Agresividad a los tipos de geomembrana
 - Condiciones del local; Restricciones ambientales
- ✓ Otros puntos
 - Intemperies (radios UV; temperatura); agentes biológicos
- ✓ Acciones durante la operación de trabajo y vida útil
- ✓ Esfuerzos actuantes en las membranas; durabilidad; supervivencia del sistema (espesor mínimo); detalles de anclaje.

³⁹ www.maccaferri.com.br/catalogogeomenbranamacline.pdf

Cuadro N°20: Ventajas Y Desventajas

VENTAJAS	DESVENTAJAS
• Buena resistencia a diversos agentes químicos.	• PEAD relativamente rígido.
• Buenas características de resistencia y soldadura.	• Formación de arrugas (difícil conformación al sustrato).
• Buenas características de resistencia mecánica.	• Sometido al Stress cracking.
• Buen desempeño a bajas temperaturas.	• Instalación especializada.

Fuente: www.maccaferri.com.br/catalogogeomenbranamaciline.pdf

➤ **Ventajas De Las Geomembranas Sobre Impermeabilizaciones Con Arcilla Compactada:**

• **Continuidad**

Las capas de arcilla compactada contienen pequeños conductos en su masa, a través de los cuales se establece el flujo de líquidos. Estos conductos se presentan por agrietamiento, al perder humedad la arcilla. También se presentan conductos horizontales en la frontera entre las capas compactadas. La razón de esto es que las barreras de suelo no son materiales continuos, sino el producto del acomodamiento y densificación de partículas por el proceso de compactación a que se deben someter.

- **Muy bajo Coeficiente de Permeabilidad.**

Esta propiedad es mucho menor que la correspondiente a arcillas compactadas.

Se determina en forma indirecta, a través de la medición de transmisión de vapor a través de la geomembrana. Esto trae como consecuencia que se pueden construir sistemas impermeables con espesores despreciables, en lugar de tener que compactar gruesas capas de arcilla.

- **Ligereza**

Propiedad importante de las Geomembranas desde el punto de vista logístico, ya que se puede lograr la impermeabilización sin grandes acarrees y en lapsos muy cortos.

c.6) Obras De Llegada

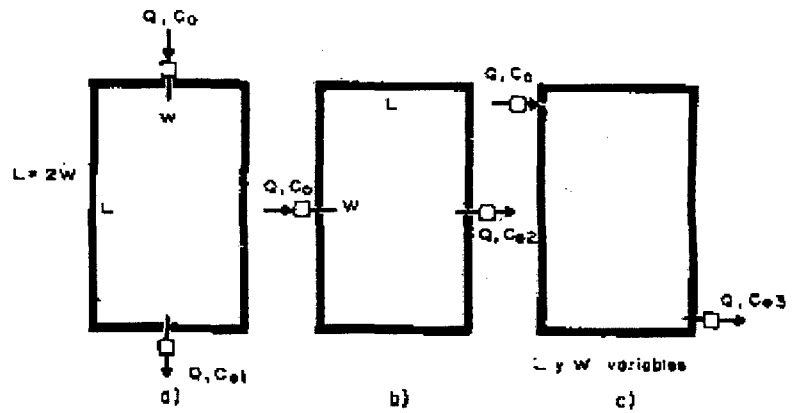
- Al conjunto de estructuras ubicadas entre el punto de entrega del emisor y los procesos de tratamiento preliminar se le denomina estructuras de llegada. En términos generales dichas estructuras deben dimensionarse para el caudal máximo horario.
- Se deberá proyectar una estructura de recepción del emisor que permita obtener velocidades adecuadas y disipar energía en el caso de líneas de impulsión.
- Inmediatamente después de la estructura de recepción se ubicará el dispositivo de desvío de la planta.

c.7) Unidades De Entrada Y Salida

Las unidades de entrada y salida tienen por objeto distribuir lo más uniformemente posible el agua en la laguna y prevenir la presencia de cortocircuito.⁴⁰

⁴⁰ <http://www.bvsde.paho.org/eswww/proyecto/repidisc/publica/hdt/hdt33/hdt33.html>

Imagen N°15

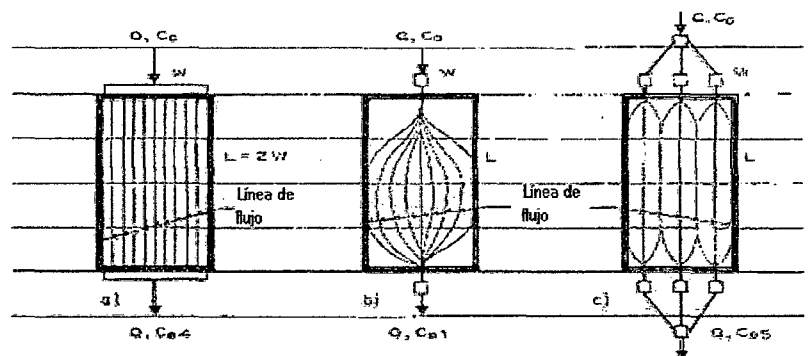


Fuente: <http://www.bvsde.paho.org/eswww/proyecto/rapidisc/publica/hdt/hdt33/hdt33.html>

Tres lagunas de estabilización iguales, pero con ubicaciones diferentes de las estructuras de entrada y salida.

A pesar de que las tres lagunas a), b) y c) son iguales, las calidades de los efluentes de las mismas son diferentes debido a la diferente ubicación de las estructuras de entrada y salida.

Imagen N°16: Tres lagunas de estabilización iguales y con ubicación igual de las estructuras de entrada y salida de diseño diferente



Fuente: <http://www.bvsde.paho.org/eswww/proyecto/rapidisc/publica/hdt/hdt33/hdt33.html>

A pesar de que las tres lagunas a), b) y c) son iguales y de que la ubicación de las estructuras de entrada y salida son similares, las calidades de los efluentes son diferentes debido al diferente tipo de estructura.

La unidad de entrada del agua residual debe localizarse a la distancia máxima posible de la unidad de salida y, preferiblemente, en lagunas grandes, de más de 8 hectáreas, debe ser de distribución múltiple para que el agua tenga un perfil de velocidad uniforme, entre la entrada y la salida, evitando así corrientes y corto-circuito y distribuyendo los sólidos sedimentables sobre un área mayor.

➤ **Estructuras De Entradas.**

Existe bastante controversia en cuanto si la tubería de entrada a una laguna debe ir sumergida o sobre el nivel del agua.⁴¹

Los argumentos a favor de las tuberías sumergidas son su bajo costo y sencillos métodos de construcción. Los argumentos en su contra son: el asentamiento de lodo en caudales bajos con la consecuente obstrucción de la tubería y la aparición del material asentado en la desembocadura.

Los argumentos a favor de las tuberías elevadas son la ausencia de obstrucciones con caudales bajos porque se aseguran velocidades mínimas mediante secciones de flujo parcial, mientras que los canales sumergidos están siempre llenos. El efecto de mezcla y las condiciones de dispersión del afluente en el cuerpo de agua se aseguran debido a la turbulencia originada por la caída del afluente. El control visual de los caudales aproximados es posible desde cualquier punto de la coronación de dique. Los argumentos en contra son:

⁴¹ <http://www.slideshare.net/sauz1086/lagunas-de-estabilizacion>

costos más altos debidos a los soportes para las tuberías (por ejemplo pilares de albañilería) y exposición al vandalismo.

Las tuberías de entrada, tanto sumergidas como elevadas, deberán distar de los bordes.

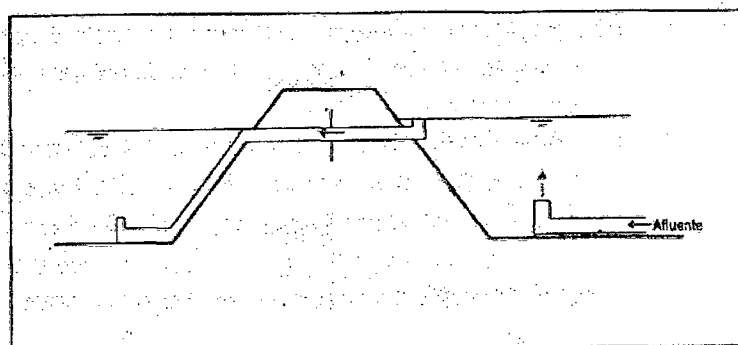
Con frecuencia las tuberías de entrada descargan sobre una losa de concreto cuando van sumergidas y en el caso de ingresos sobre el nivel del agua descarga sobre un revestimiento de piedra justo debajo de la boca de la tubería para evitar la socavación del fondo de la laguna en el tiempo de llenado.

➤ Estructuras De Salida

La estructura de salida de una laguna determina el nivel del agua dentro de ella y podrá colocarse en cualquier punto del borde, ordinariamente al pie del dique y opuesto a la tubería de entrada. Hay muchos tipos de salidas. La mayoría contempla el tendido de una tubería en el fondo de la laguna que atraviesa el dique.

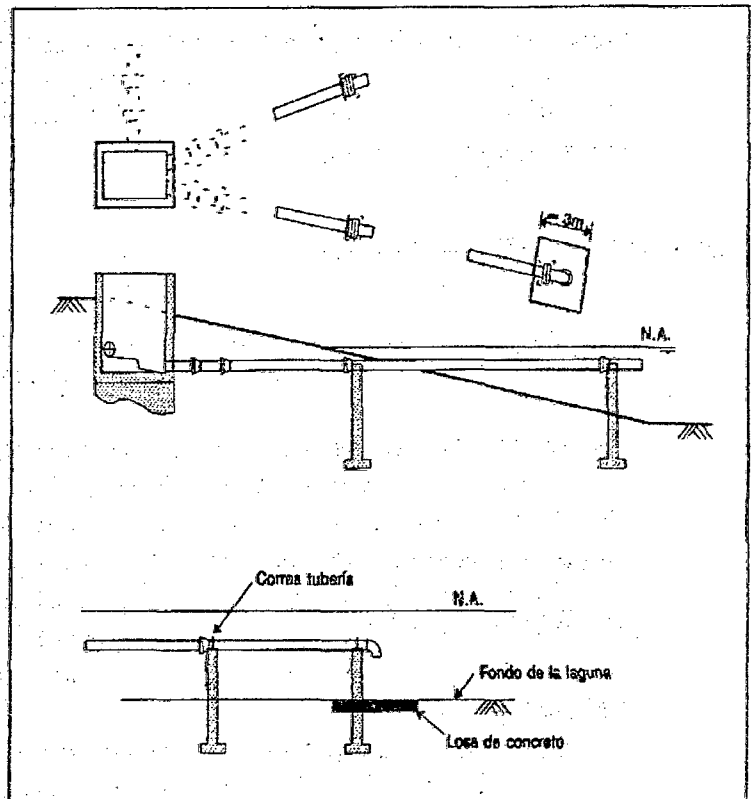
Esto permite vaciar completamente la laguna en caso necesario. El dispositivo de salida más sencillo consta de una tubería vertical cuyo extremo superior alcanza el punto del nivel de agua deseado.

Imagen N°17: Unidad de entrada y transferencia



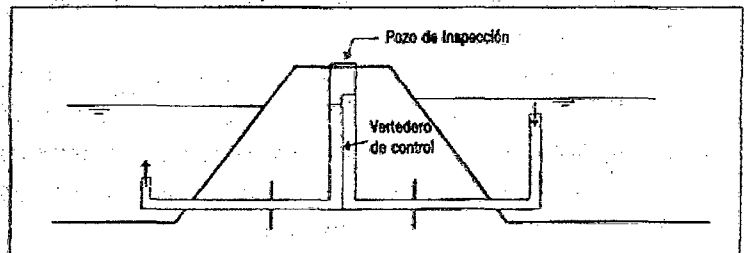
*Fuente: Acuítratamiento de Lagunas de Estabilización –
Jairo Alberto Romero Rojas*

Imagen N°18: Unidad de entrada elevada de lagunas de estabilización



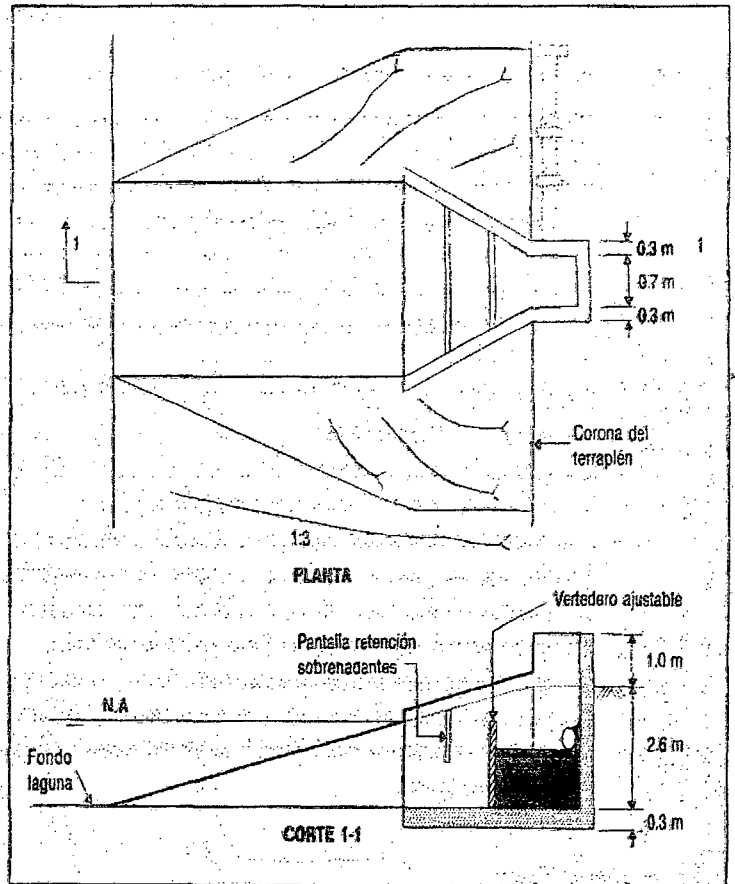
*Fuente: Acuitratamiento de Lagunas de Estabilización –
Jairo Alberto Romero Rojas*

Imagen N°19: Estructura de transferencia sumergida



*Fuente: Acuitratamiento de Lagunas de Estabilización –
Jairo Alberto Romero Rojas*

Imagen N°20: Unidad de salida de lagunas de estabilización



Fuente: *Acuitratamiento de Lagunas de Estabilización – Jairo Alberto Romero Rojas*

c.8) Pantallas

Las pantallas o estructuras de partición, para subdividir las lagunas, se usan para eliminar corto-circuito, crear trayectorias de flujo eficiente, incrementar el tiempo de retención y optimizar lagunas existentes.

Las pantallas pueden ser sumergidas, para evitar objeciones de tipo estético, separadas de tal manera que el área de flujo sea constante. Se construyen con plástico pesado o membranas flexibles adheridas a postes hincados en el fondo de la laguna; también se usan pantallas prefabricadas de plástico soportadas por flotadores.⁴²

⁴² Acuitratamiento de Lagunas de Estabilización – Jairo Alberto Romero Rojas – Págs: 179

Además de promover flujo pistón, las pantallas inducen flujo en espiral en las curvas, creando mezcla y rompiendo la tendencia a la estratificación.

c.9) Otras Consideraciones

- El nivel del agua en la laguna debe estar situado por debajo de la batea del último tubo del alcantarillado y por encima del nivel freático; además, el suelo excavado debe ser apropiado para compactación y debe mantener su cohesión cuando está sumergido. El material excavado se compacta en capas de no más de 15 cm de espesor.
- Para aforo se debe instalar, preferiblemente, una canaleta Parshall en la entrada y un vertedero a la salida.
- Si se requiere bombeo, es necesario colocar una rejilla aguas arriba de las bombas para prevenir su taponamiento por sólidos gruesos.
- El diseño debe concebirse por lo menos con dos unidades en paralelo para permitir la operación de una de las unidades durante la limpieza.
- La conformación de unidades, geometría, forma y número de celdas debe escogerse en función de la topografía del sitio, y en particular de un óptimo movimiento de tierras, es decir de un adecuado balance entre el corte y relleno para los diques.
- Para las lagunas facultativas se recomienda formas alargadas; se sugiere que la relación largo-ancho mínima sea de 2.
- En general, el tipo de entrada debe ser lo más simple posible y no muy alejada del borde de los taludés, debiendo proyectarse con descarga sobre la superficie.

- En la salida se debe instalar un dispositivo de medición de caudal (vertedero o medidor de régimen crítico), con la finalidad de poder evaluar el funcionamiento de la unidad.
- Antes de la salida de las lagunas primarias se recomienda la instalación de una pantalla para la retención de natas.
- La interconexión entre las lagunas puede efectuarse mediante usando simples tuberías después del vertedero o canales con un medidor de régimen crítico. Esta última alternativa es la de menor pérdida de carga y de utilidad en terrenos planos.
- Las esquinas de los diques deben redondearse para minimizar la acumulación de natas.
- El ancho de la berma sobre los diques debe ser por lo menos de 2,5 m para permitir la circulación de vehículos. En las lagunas primarias el ancho debe ser tal que permita la circulación de equipo pesado, tanto en la etapa de construcción como durante la remoción de lodos.
- No se recomienda el diseño de tuberías, válvulas, compuertas metálicas de vaciado de las lagunas debido a que se deterioran por la falta de uso. Para el vaciado de las lagunas se recomienda la instalación temporal de sifones u otro sistema alternativo de bajo costo.
- El borde libre recomendado para las lagunas de estabilización es de 0,5 m. Para el caso en los cuales se puede producir oleaje por la acción del viento se deberá calcular una mayor altura y diseñar la protección correspondiente para evitar el proceso de erosión de los diques.
- Instalar una casa del operador y almacén de materiales y herramientas

- El sistema de lagunas debe protegerse contra daños por efecto de la escorrentía, diseñándose cunetas de intercepción de aguas de lluvia en caso de que la topografía del terreno así lo requiera.
- La planta debe contar con cerco perimétrico de protección y letreros adecuados.

d) Ventajas Y Desventajas

Las lagunas de estabilización vistas como un proceso completo de tratamiento ofrecen muchas ventajas, siempre y cuando exista terreno disponible, cuyo costo no sea excesivo, su impermeabilización sea factible y que las lagunas puedan localizarse lejos de áreas residenciales, comerciales y recreativas.

d.1) Ventajas

- Es un proceso sencillo que no requiere de personal altamente capacitado para su operación y mantenimiento.
- Es probablemente el proceso de tratamiento que presenta menos problemas, siempre y cuando se asegure un mínimo de atención a su operación y mantenimiento.
- Tiene los menores costos de capital, construcción, operación y mantenimiento que cualquier otro proceso de tratamiento, cuando el costo del terreno no es excesivo.
- No requiere de equipo de alto costo.
- Requiere de poca energía eléctrica.
- Este proceso de tratamiento entrega efluentes de calidad igual o superior a algunos procesos convencionales de tratamiento.
- Es posible manejar variaciones en cargas hidráulicas y orgánicas mediante este proceso.

- Es el único proceso de tratamiento convencional sin desinfección que entrega un efluente con bajo contenido de bacterias.
- Presenta pocos problemas en el manejo y disposición de lodos.
- Sirve como habitat para la flora y fauna silvestre.

f.2) Desventajas

- Este proceso de tratamiento puede emitir olores desagradables.
- Requiere de una gran extensión de terreno.
- Puede contaminar el manto freático.
- Puede entregar un efluente con gran cantidad de sólidos suspendidos.
- En algún momento hay que vaciarla y extraer los lodos depositados en el fondo.
- Generalmente su ubicación es lejana a la población.

Sin embargo, algunas de estas desventajas pueden ser minimizadas con una operación y mantenimiento adecuados.

2.5.3 Marco Conceptual: Terminología Básica:

Redes de recolección. Conjunto de tuberías principales y ramales colectores que permiten la recolección de las aguas residuales generadas en las viviendas. (RNE., 2006)

Pendiente Mínima. Valor mínimo de la pendiente determinada utilizando el criterio de tensión tractiva que garantiza la autolimpieza de la tubería. (RNE., 2006)

Profundidad. Diferencia de nivel entre la superficie de terreno y la generatriz inferior interna de la tubería. (RNE., 2006)

2.5.3 Marco Conceptual: Terminología Básica:

Redes de recolección. Conjunto de tuberías principales y ramales colectores que permiten la recolección de las aguas residuales generadas en las viviendas. (RNE., 2006)

Pendiente Mínima. Valor mínimo de la pendiente determinada utilizando el criterio de tensión tractiva que garantiza la autolimpieza de la tubería. (RNE., 2006)

Profundidad. Diferencia de nivel entre la superficie de terreno y la generatriz inferior interna de la tubería. (RNE., 2006)

Conexión Domiciliaria de Alcantarillado. Conjunto de elementos sanitarios instalados con la finalidad de permitir la evacuación del agua residual proveniente de cada lote. (RNE., 2006)

Agua residual. Agua que ha sido usada por una comunidad o industria y que contiene material orgánico o inorgánico disuelto o en suspensión. (RNE., 2006)

Caudal máximo horario. Caudal a la hora de máxima descarga. (RNE., 2006)

Caudal medio. Promedio de los caudales diarios en un período determinado. (RNE., 2006)

Demanda bioquímica de oxígeno (DBO). Cantidad de oxígeno que requieren los microorganismos para la estabilización de la materia orgánica bajo condiciones de tiempo y temperatura específicos (generalmente 5 días y a 20°C). (RNE., 2006)

Demanda química de oxígeno (DQO). Medida de la cantidad de oxígeno requerido para la oxidación química de la materia orgánica del agua residual, usando como oxidante sales inorgánicas de permanganato o dicromato de potasio. (RNE., 2006)

Desarenadores. Cámara diseñada para reducir la velocidad del agua residual y permitir la remoción de sólidos minerales (arena y otros), por sedimentación. (RNE., 2006)

Efluente final. Líquido que sale de una planta de tratamiento de aguas residuales. (RNE., 2006)

Laguna de estabilización. Estanque en el cual se descarga aguas residuales y en donde se produce la estabilización de materia orgánica y la reducción bacteriana. (RNE., 2006)

Obras de llegada. Dispositivos de la planta de tratamiento inmediatamente después del emisor y antes de los procesos de tratamiento. (RNE., 2006)

Planta de tratamiento. Infraestructura y procesos que permiten la depuración de aguas residuales. (RNE., 2006)

Afluente. Agua u otro líquido que ingreso a un reservorio, planta de tratamiento o proceso de tratamiento. (RNE., 2006)

Agua residual. Que ha sido usada por una comunidad o industria y que contiene desechos fisiológicos i otros provenientes de la actividad humana. (RNE., 2006)

Caudal máximo horario. Caudal a la hora de máxima descarga. (RNE., 2006)

Caudal medio. Promedio de los caudales diarios en un periodo determinado. (RNE., 2006)

Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO). Cantidad de oxígeno que requieren los microorganismos para la estabilización de la materia orgánica bajo condiciones de tiempo y temperatura específicos (generalmente 5 días y a 20°C). (RNE., 2006)

Efluente. Líquido que sale de un proceso de tratamiento.

Tratamiento preliminar. Procesos que acondicionan las aguas residuales para su tratamiento posterior. (RNE., 2006)

Tratamiento primario. Remoción de una considerable cantidad de materia en suspensión sin incluir la materia coloidal y disuelta. (RNE., 2006)

Tratamiento Secundario. Nivel de tratamiento que permite lograr la remoción de materia orgánica biodegradable y sólidos en suspensión. (RNE., 2006)

2.5.4 Marco Histórico

El tratamiento de aguas residuales abarca un escenario muy amplio de problemas porque incluye una gran variedad de afluentes y unos requisitos de efluentes y de métodos de disposición muy diferentes.

El tratamiento de aguas residuales incluye tratamiento de aguas de una sola residencia, de aguas residuales de condominios y urbanizaciones, de aguas residuales de alcantarillados municipales combinados, así como de aguas grises, negras e industriales de procesos de manufactura con calidades muy específicas y variables según el proceso del cual provienen. El tratamiento de aguas residuales también puede ser muy importante en el medio rural, en aguas de uso agrícola y pecuario, para riego y reuso.

El determinante más importante en la selección del sistema de tratamiento lo constituyen la naturaleza del agua residual cruda y los requerimientos de uso o disposición del efluente.

La solución de un problema de tratamiento de aguas residuales incluye, generalmente, cinco etapas principales:

- Caracterización del agua residual cruda y definición de las normas de vertimiento.
- Diseño conceptual de los sistemas de tratamiento propuestos, incluyendo la selección de los procesos de cada sistema, los parámetros de diseño y la comparación de costos de las alternativas propuestas.
- Diseño detallado de la alternativa de costo mínimo.
- Construcción.
- Operación y mantenimiento del sistema construido.

Las condiciones óptimas de operación y mantenimiento de un sistema de tratamiento de aguas residuales dependen de las características físicas, sociales y económicas prevalentes en el sitio de localización de la planta, las cuales deben tenerse en cuenta al definir el diseño del sistema, porque ellas establecen la confiabilidad, flexibilidad, requerimientos de personal técnico, grado de automatización y control de proceso, y costos de la operación y mantenimiento.

Un sistema de tratamiento de aguas residuales de diseño y eficiencia excelente, pero con costos de operación y mantenimiento tan altos que su propietario no tiene capacidad de sufragar, es mejor no construirlo. La experiencia indica que el costo inicial y los costos de operación y mantenimiento constituyen el factor primordial al adoptar una solución de control de contaminación hídrica exitosa. Por otra parte, un sistema de tratamiento de baja confiabilidad no garantiza la producción de un efluente de la calidad requerida y convierte la operación del sistema en un sistema que obliga a poner atención y destinar recursos excesivos a esta actividad.

2.6 HIPOTESIS A DEMOSTRAR

El estudio del **“DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA LOCALIDAD DE YARINA, DISTRITO DE CHIPURANA, PROVINCIA DE SAN MARTÍN – SAN MARTÍN”**, permitirá establecer una alternativa de solución para la disminución de la incidencia de enfermedades respiratorias, gastrointestinales, parasitarias y dérmicas en la localidad de Yarina. Además de optar por la propuesta más técnica y económica de las 2 alternativas presentadas como material impermeabilizante en la laguna de estabilización.

III. MATERIALES Y METODOS

3.1 MATERIALES

3.1.1 Recurso humano

- ✓ 02 Tesistas investigadores.
- ✓ 01 Asesor de la F.I.C.
- ✓ 01 Coasesor
- ✓ Laboratorista
- ✓ Topógrafo
- ✓ Especialista Sanitario (Ingeniero Sanitario)

3.1.2 Recurso material

- ✓ Un ordenador con acceso a internet.
- ✓ Útiles de oficina.
- ✓ Textos especializados.
- ✓ Equipo e instrumentos para estudios de topografía.
- ✓ Equipo e instrumentos para estudios de mecánica de suelos.
- ✓ Resultados de Estudios Electromecánicos.

3.1.3 Recurso de equipos

- ✓ Implementos topográficos.
- ✓ Implementos del laboratorio de mecánica de suelos.

3.1.4 Otros recursos:

a). Fuentes:

- ✓ Datos obtenidos del estudio de impacto ambiental.
- ✓ Estudios topográficos realizados en la zona a proyectar.
- ✓ Estudios de mecánica de suelos realizados in situ.
- ✓ Estudios electromecánicos realizados en gabinete.

b). Técnicas:

- ✓ Levantamiento topográfico realizado en la zona a proyectar.
- ✓ Exploración del suelo donde se va a proyectar la estructura.

3.2 METODOLOGIA

3.2.1 Universo, Muestra Población

En esta investigación, tiene como muestra para el diseño de población a la localidad de Yarina. Siendo su población actual 979 habitantes (información obtenida de datos censales del INEI).

3.2.2 Sistema de Variables

Las variables respecto al tipo y nivel de la presente investigación son las siguientes:

- **Variable independiente.-** Diseño del sistema de alcantarillado sanitario de la localidad de Yarina.
- **Variable dependiente:**
 - Alternativa de solución para la disminución de la incidencia de enfermedades respiratorias, gastrointestinales, parasitarias y dérmicas en la localidad de Yarina.
 - Mejora del desarrollo social y económico de la localidad de Yarina, mediante la aplicación del estudio.

3.2.3 Diseño Experimental de la Investigación

3.2.3.1 Sistema de Alcantarillado

El Sistema de Alcantarillado contempla la instalación de los colectores, planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR), Caseta de bombeo, línea de impulsión, efluente y sistema de entrega al Río Huallaga.

a) **Parámetros y Criterios de Diseño**

Los parámetros de diseño definen el tamaño del sistema a ser construido y se han determinado para la contribución real del servicio por el impacto que éste representa en los costos de inversión, operación y mantenimiento.

Los criterios de diseño definen los lineamientos referenciales para el desarrollo técnico del diseño de alcantarillado de cada uno de sus componentes.

➤ **Periodo de diseño**

Este período de diseño será de 20 años.

➤ **Coefficiente de retorno**

El valor del coeficiente de retorno será del 80% respecto a la hora de máxima demanda.

➤ **Población de Diseño**

La población de diseño está constituida por la población de la localidad de Yarina, perteneciente al Distrito de Chipurana.

Esta se determinara empleando la fórmula del crecimiento geométrico y la información indicada anteriormente se determina la población de diseño que será la población para el año 2029.

$$Pf = Pa \times (1 + r)^t$$

Donde:

Pf = Población Futura

Pa = Población Actual

r = Razón de Crecimiento

t = Tiempo en décadas

b) Dotación Y Gastos De Diseño

Considerando el tipo de población, clima y costumbres de los pobladores se recomienda una dotación de 150 lt/hab/día, de acuerdo a la siguiente formula se determino el caudal de diseño:

$$Qp = \frac{Vc}{86400} = \frac{Pd \times D}{86400}$$

Donde:

Qp = Consumo Promedio diario Anual

Vc = Volumen de Consumo

Pd = Población de Diseño

D = Dotación Asumida

$$Qmd = Qp \times K1$$

Donde:

Qmd = Caudal Máximo Diario

Qp = Caudal Promedio Diario Anual

K1 = Coeficiente del día de Mayor Consumo = 1.3

$$Qmh = Qp \times K2$$

Donde:

Qmd = Caudal Máximo Horario

Qp = Caudal Promedio Diario Anual

K2 = Coeficiente de la hora de mayor consumo = 2.0

Al año 2011, la población servida con el sistema de agua será de 990 habitantes solo la población beneficiaria de Yarina.

En el siguiente cuadro se muestra la población beneficiaria de Yarina, teniendo como tasa de crecimiento 0.57%.

Cuadro N°21

AÑO	POBLACION
	FUTURA
2009	979
2010	985
2011	990
2012	996
2013	1002
2014	1007
2015	1013
2016	1019
2017	1025
2018	1030
2019	1036
2020	1042
2021	1048
2022	1054
2023	1060
2024	1066
2025	1072
2026	1078
2027	1084
2028	1091
2029	1096

Fuente: Elaboración propia

c) Criterios de diseño de redes de alcantarillado

➤ Localización de colectores

Las redes de alcantarillado deberán ser proyectadas por las vías públicas. De ser necesaria la utilización de predios privados para el desarrollo del sistema de alcantarillado, se deberá contar con la correspondiente autorización de servidumbre en los términos definidos por la ley (Escritura pública).

Los colectores sanitarios se ubicarán preferentemente en el centro de la vía, o en los costados izquierdos o derecho de la misma cuando se ubiquen sobre calles con otros sistemas existentes (agua, desagüe, luz, teléfono).

La distancia mínima horizontal entre alcantarillados, está condicionada a los anchos permitidos para cada uno de los colectores a instalar, los cuales garanticen condiciones de cimentación en zanja.

Con respecto a los niveles relativos en los colectores proyectados, las claves de estos deberán ubicarse:

- a) Como mínimo 20 cm por debajo de las redes de agua potable
- b) Como mínimo 20 cm por debajo o por encima de los colectores sanitarios existentes.

Se verificará además, que estos colectores se proyecten por debajo y a la mayor distancia horizontal posible de las redes de distribución de agua potable.

➤ **Fórmula a utilizar en el Diseño Hidráulico**

El funcionamiento hidráulico en colectores obedece a flujos no permanentes (caudales variables en espacio y tiempo), gradualmente variados (en lamina de agua, velocidades, etc.); pero dadas las condiciones de evaluación de los caudales de estudio (caudales picos máximos), y como simplificación del diseño de alcantarillado, el procedimiento de cálculo se basará en suponer que el flujo es permanente y uniforme en el conducto y como tal su análisis se puede aproximar utilizando la fórmula de Manning, cuyas ecuaciones generales son:

$$V_o = \frac{S^{1/2} R^{2/3}}{n} \quad (1)$$

$$Q_o = V_o * A \quad (2)$$

Donde:

Vo: Velocidad a tubo lleno, en m/s

Qo: Caudal a tubo lleno, en l/s

A: Área hidráulica del conducto para condiciones a tubo lleno, en m²

R: Radio medio hidráulico del conducto para condiciones a tubo lleno, en m

N: Coeficiente de rugosidad de Manning (adimensional)

S: Pendiente de batea del conducto, en m/m

Una vez conocidas las condiciones hidráulicas del colector a tubo lleno, se procede a estimar las relaciones hidráulicas para el caudal de diseño del tramo, las cuales permiten verificar las velocidades permisibles y establecer mediante el número de Froude (F), si el régimen es sub crítico ($F < 0.90$) o supercrítico ($F > 1.10$); criterio que servirá de base para el análisis hidráulico en la unión de colectores.

➤ **Coeficiente de rugosidad de Manning (N)**

El coeficiente de rugosidad "n" de la fórmula de Manning depende del tipo de material de la alcantarilla sanitaria. Para su adopción deberá utilizarse el siguiente valor:

Policloruro de Vinilo (PVC) = 0,013

➤ **Capacidad Máxima de conducción**

Las tuberías secundarias serán diseñadas con una altura de flujo máxima equivalente al 75% del diámetro interno de la tubería.

Las tuberías correspondientes al emisor serán diseñadas con una altura de flujo máxima equivalente al 50% del diámetro interno de la tubería.

En ningún caso las tuberías de alcantarillado trabajarán a presión.

➤ **Buzones o cámaras de inspección**

El diámetro interior de los buzones o cámaras de inspección (Di), estará dado en función del diámetro de salida del colector principal (Ds). En el siguiente cuadro se definen los diámetros que se deben utilizar:

Cuadro N°22

Diámetro de salida (Ds)	Diámetro interior de las Cámaras de Inspección (Di)
$D_s \geq 800 \text{ mm}$	1.20 m
$600 \text{ mm} < D_s < 1,200$	1.50 m

Fuente: Reglamento nacional de Edificaciones.

➤ **Separación máxima entre buzones o cámaras de inspección**

La distancia máxima de separación entre buzones consecutivos depende del diámetro del colector, según se muestra en la tabla siguiente:

Para tuberías de 160 mm (6")	60,0	m
Para tuberías de 200 mm (8")	80,0	m
Para tuberías de 250 mm (10")	100,0	m
Para diámetros mayores	150,0	m

➤ **Profundidad Mínima de colectores**

El recubrimiento sobre la clave de las tuberías no debe ser menor a 1.00 m en las vías vehiculares ni menor de 0.60 m en las vías peatonales.

d) Criterios de diseño de la caseta de bombeo

La caseta de bombeo será de concreto armado la cual incluye todas las aéreas necesarias para el funcionamiento de una cámara de bombeo. Por la gran profundidad del último buzón BZ 112, que pasa los 5 metros, la caseta de bombeo tiene tres niveles los cuales comprenden: el nivel superior que está en la superficie, un nivel intermedio ubicada a 3.20 m debajo del piso terminado del primer nivel y el nivel de fondo, ubicado a 3.37 m respecto al primer nivel. El acceso a cada nivel es mediante escaleras metálicas, con un ancho útil de 0.90m.

I.- Bases Del Diseño Y Referencias

Norma Técnica E.010 - Madera

Norma Técnica E.020 - Cargas

Norma Técnica E.030 - Diseño Sismorresistente

Norma Técnica E.050 - Suelos y Cimentaciones

Norma Técnica E.060 - Concreto Armado.

Norma Técnica E.070 - Albañilería.

II.- Análisis Estructural

El análisis estructural se realizó utilizando el software SAP 2000. Se efectuó un análisis tridimensional considerando las diversas combinaciones de cargas de gravedad, sismo y presión de tierras, de manera de obtener los valores máximos de los esfuerzos que son los que se han utilizado en el diseño.

1. CM + CV

2. 1.4 CM + 1.7 CV +1.7 P

3. 1.25 (CM + CV)+ SX +1.7 P

$$4. 1.25 (CM + CV) - SX + 1.7 P$$

$$5. 1.25 (CM + CV) + SY + 1.7 P$$

$$6. 1.25 (CM + CV) - SY + 1.7 P$$

Donde:

CM = Carga Muerta

CV = Carga Viva

SX = Sismo en la Dirección X

SY = Sismo en la Dirección Y

P = Presión de suelo

Con el estado de carga 1 se determinan las cargas axiales y momentos por peso propio con los que se diseñaron las losas de cimentación.

Los estados de carga 2 al 6 sirven para el diseño de las columnas, vigas y muros, usando el método a la rotura y siguiendo los lineamientos de la norma E.060.

Para controlar los desplazamientos laterales se consideró un sistema aporticado.

Para vigas se utilizaron las fórmulas de flexión simple y para columnas se utilizaron los gráficos de Interacción del Handbook SP-17 del ACI.

El diseño de los diferentes elementos estructurales se ha efectuado con las formulas de Resistencia Ultima indicados en el Código ACI-318 y las NORMAS E-060; empleándose un concreto de resistencia $f'_c=210 \text{ Kg/cm}^2$, y acero de $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$.

La cimentación ha sido diseñada considerando una capacidad portante de 1.80 kg/cm^2 - según estudio de mecánica de suelos; el sistema empleado es de Losas de cimentación.

Los recubrimientos, empalmes, sobrecargas y demás detalles están indicados en los planos respectivos, que con ésta memoria conforman el proyecto.

f) Criterios de diseño de Planta de tratamiento de Aguas residuales

La Planta de Tratamiento de Aguas Residuales se ha diseñado de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones, Normas de Saneamiento OS-090, con un periodo de diseño de 20 años, con etapas de implementación de alrededor de 10 años.

Se plantea la construcción de la Planta de Tratamiento (Lagunas Facultativas), se ubican en un área suficientemente extensa.

Las Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales, estarán compuesto de los siguientes componentes:

- Parshall
- Caja de distribución
- Caja de pase
- 02 Lagunas Primarias
- 01 Laguna Secundaria
- Efluente
- Estructura de entrega al rio Huallaga

g) Conexiones Domiciliarias

Las conexiones domiciliarias de alcantarillado estarán compuestas de los siguientes elementos:

- Acometida domiciliaria
- Caja de registro

Las dimensiones de las cajas serán variables dependiendo de la profundidad del colector, de la profundidad de los canales existentes. Se han considerado las siguientes dimensiones de caja de registro.

Cuadro N°23

Profundidad	Ancho	
	A	B
Hasta 0.60 m	0.30	0.60
Hasta 0.80 m	0.60	0.60
Hasta 1.00 m	0.80	0.80

Fuente: Reglamento nacional de Edificaciones

3.2.4 Diseño de Instrumentos

En primer lugar, se procedió a recopilar la información bibliográfica existente en los textos especializados en relación con los sistemas de alcantarillado en general y de las plantas de tratamiento en particular.

En segundo lugar, se ha procedido a revisar los principales conceptos sobre el diseño hidráulico y estructural de todo el sistema de alcantarillado, con cargas reglamentarias y de diseño existente y actualizado a la fecha de elaboración de la presente investigación.

En el campo se ha procedido a recopilar la información en la zona de investigación, en la Localidad de Yarina, para definir las principales variables permitiendo determinar el tipo de sistema de alcantarillado, de planta de tratamiento y del material impermeabilizante a utilizar.

3.2.5 Procesamiento de Información

a). Estudios Basicos

Los Estudios que pueden ser necesarios dependiendo de la magnitud y complejidad del estudio; en nuestro caso nos han permitido obtener los parámetros necesarios para determinar todo el diseño del sistema de alcantarillado.

b). Métodos Estructurales

La metodología empleada es con la finalidad de lograr la optimización del sistema. Cuando hablamos de "optimizar el sistema", se entiende por generar un sistema que sea económico, seguro, accesible y con vida útil garantizada.

IV RESULTADOS

4.1 Conexiones domiciliarias de desagüe

Se ha previsto la instalación de 284 conexiones domiciliarias para la localidad de Yarina de drenaje, con un diámetro nominal mínimo de 160 mm. La conexión domiciliaria consistirá básicamente en la provisión e instalación de 01 caja de registro, 01 tubería de 8 m de longitud promedio de PVC ISO 4435 y 01 empalme de PVC al colector.

4.3 Estación de Bombeo de Aguas Servidas

4.3.1 Análisis Hidráulico:

- Proyección de la **cámara de bombeo** con un periodo de diseño de 10 años

CAMARA DE BOMBEO DE DESAGUES					
(Cálculo del volúmen útil y el caudal de Bombeo)					
Nombre del Proyecto:	INSTALACION DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO DE LA LOCALIDAD DE YARINA				
Especificación:	ESTACIÓN DE BOMBEO				
Periodo de diseño:	10AÑOS				
1.0 Caudales de Contribución					
Caudal Promedio de contribución (Qpc)	6.03	I/s			
Caudal Máximo de contribución (Qmáxc)	8.19	I/s			
2.0 Caudal Mínimo de Contribución(Qmínc)					
% Caudal Promedio de contribución(50% u otro)	50%		3.02		
% Caudal Máximo de contribución(35% u otro)	35%		2.87		
	2.87	I/s			
3.0 Períodos de retención					
Tiempo de Retención mínimo (t1)	10	min			
Tiempo de Retención máximo (t)	25	min			
4.0 Cálculos					
Relación Qmáxc/Qmínc: K	2.86				
Coefficiente de Cálculo: a'	2.5				
Según la ecuación cuadrática: $K'(K-a) + K'(a'-K^2) + K(K-1)(1+a') = 0$					
a= (K-a)	=	0.36			
b= (a'-K^2)	=	-5.66			
c= (K-1)(1+a')	=	18.57			
¿ Se obtienen resultados imaginarios para la variable K' ?:	NO				
Raíces de la ecuación cuadrática:					
	K'1=	11.22			
	K'2=	4.63			
	Entonces K'=	4.63	Factor de bombeo		
NOTA (*): Se recomienda tomar como resultado la raíz de menor valor por razones económicas					
5.0 Resumen					
Caudal Promedio de contribución	6.03				
Caudal Máximo de contribución	8.19	I/s			
Caudal Mínimo de Contribución	2.87	I/s			
Caudal de bombeo	13.28	I/s	a(m.)	b(m.)	h util(m.)
Volúmen útil de la cámara	2.75	m3	1.60	1.70	1.01
Volúmen útil de Seleccionado	2.75	m3			
Tiempo de Retención mínimo	10.00	min			
tiempo mínimo de llenado	5.60	min			
tiempo de bombeo mínimo	4.40	min	TOMAMOS		
Tiempo de Retención máximo	25.00	min	H(m)= 1.01		
Tiempo máximo de llenado	15.99	min	V(m3)= 2.8		
Tiempo de bombeo máximo	9.01	min			

- Proyección de la cámara de bombeo con un periodo de diseño de 20 años.

De acuerdo a la proyección de la población y a los caudales de desagües, la cámara de bombeo, holgadamente va a funcionar en todo el periodo de diseño del sistema de alcantarillado.

CAMARA DE BOMBEO DE DESAGUES						
(Cálculo del volúmen útil y el caudal de Bombeo)						
Nombre del Proyecto:	INSTALACION DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO					
Especificación:	DE LA LOCALIDAD DE YARINA					
	ESTACIÓN DE BOMBEO					
Periodo de diseño:	20 AÑOS					
1.0 Caudales de Contribución						
Caudal Promedio de contribución (Qpc)	6.11	l/s				
Caudal Máximo de contribución (Qmáxc)	8.40	l/s				
2.0 Caudal Mínimo de Contribución(Qmínc)						
% Caudal Promedio de contribución(50% u otro)	50%		3.06			
% Caudal Máximo de contribución(15% u otro)	35%		2.94			
	2.94	l/s				
3.0 Períodos de retención						
Tiempo de Retención mínimo (t1)	10	min				
Tiempo de Retención máximo (t)	25	min				
4.0 Cálculos						
Relación Qmáxc/Qmínc: K	2.86					
Coefficiente de Cálculo: a'	2.5					
Según la ecuación cuadrática: $K'(K-a) + K'(a'-K^2) + K(K-1)(1+a') = 0$						
a= (K-a)	= 0.36					
b= (a'-K^2)	= -5.66					
c= (K-1)(1+a')	= 18.57					
¿ Se obtienen resultados imaginarios para la variable K' ?:	NO					
Raíces de la ecuación cuadrática:						
	K'1=	11.22				
	K'2=	4.63				
	Entonces K'=	4.63	Factor de bombeo			
NOTA (*): Se recomienda tomar como resultado la raíz de menor valor por razones económicas						
5.0 Resumen						
Caudal Promedio de contribución	6.11					
Caudal Máximo de contribución	8.40	l/s				
Caudal Mínimo de Contribución	2.94	l/s				
Caudal de bombeo	13.62	l/s				
Volúmen útil de la cámara	2.82	m3	a(m.)	b(m.)	h util(m.)	
Volúmen útil de Seleccionado	2.82	m3	1.60	1.70	1.04	
Tiempo de Retención mínimo	10.00	min				
tiempo mínimo de llenado	5.60	min				TOMAMOS
tiempo de bombeo mínimo	4.40	min				H(m)= 1.04
Tiempo de Retención máximo	25.00	min				V(m3)= 2.82
Tiempo máximo de llenado	15.99	min				
Tiempo de bombeo máximo	9.01	min				

4.3.2 Análisis Estructural:

El análisis estructural se realizó utilizando el software SAP 2000

4.3.2.1 Datos

Materiales a utilizar:

a) Concreto:

Utilizaremos concreto para todos los elementos estructurales. Las propiedades mecánicas a ser consideradas para este material son las siguientes:

$f'c = 210.00 \text{ Kg/cm}^2$ - Resistencia a la compresión medida en un cilindro de 6" de diámetro y 12" de altura a los 28 días.

$E = 217,370.65 \text{ Kg/cm}^2$ - Modulo de elasticidad.

$\mu = 0.20$ - Modulo de Poisson.

$W = 2,400.00 \text{ Kg/m}^3$ - Peso promedio del concreto incluyendo la armadura de refuerzo.

b) Acero:

Se utilizara acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia = 4,200.00 Kg/cm^2 .

c) Albañilería:

En los muros se ha especificado un ladrillo de arcilla del tipo IV de fabricación industrial asentado con mortero cemento:arena 1:5. Los alfeizares de ventana, estarán aislados de la superestructura por una junta de separación sísmica la cual será rellena con Chema Junta Negra o Sikaflex, a fin de garantizar que la separación sea efectiva. Las propiedades del bloque de concreto a ser usado para los tabiques son: Bloque tipo II, $f'm = 100.00 \text{ Kg/cm}^2$. Unidad Hueca.

d) Madera:

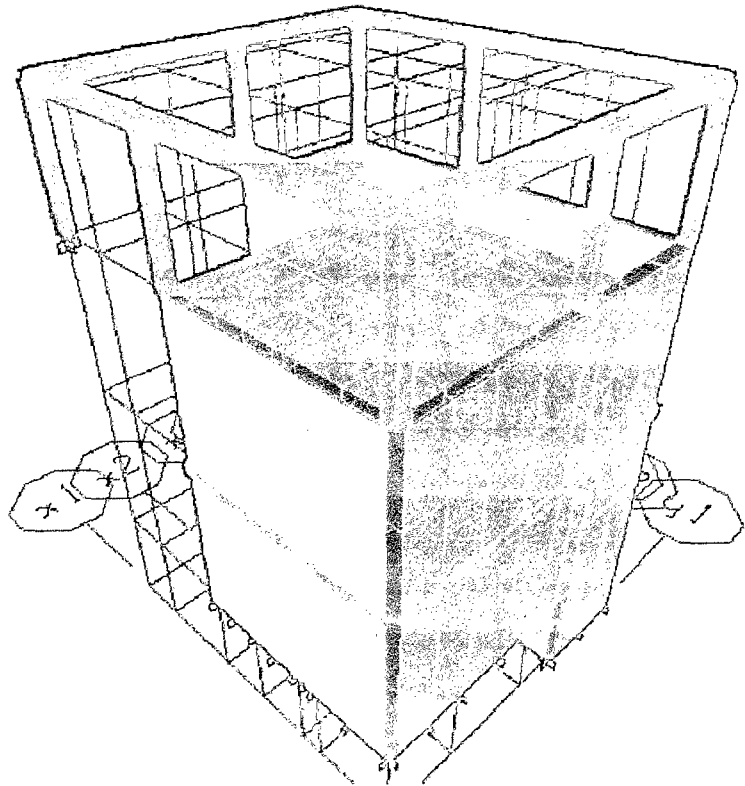
Se utilizará madera del tipo C, Tornillo o similar.

Densidad básica	0.55 gr/cm^3
Modulo de Elasticidad en flexión	90,000.00 Kg/cm^2
Flexión	100.00 Kg/cm^2
Tracción paralela	75.00 Kg/cm^2
Compresión paralela	80.00 Kg/cm^2
Compresión perpendicular	15.00 Kg/cm^2
Corte paralelo	8.00 Kg/cm^2

4.3.2.2 Geometría

Se Muestra Una Vista Del Modelo 3d En El Programa Sap 2000:

Gráfico de la geometría



Se ha considerado un sistema aporticado en el nivel superior (sobre el nivel de terreno natural) constituido por columnas de concreto armado de 25 x 25 cm y vigas de 25 x 30 cm., el piso que a la vez sirve de techo al primer sótano, está constituido por una losa de concreto armado de 20 cm.; los niveles inferiores (2 sótanos) están constituidos por muros de concreto armado de espesores de 25 y 30 cm., y losas de cimentación de 25 y 40 cm, teniendo la edificación una profundidad aproximada de 8.70 m.

La cobertura de tijerales y calamina no forma parte de las estructuras principales debido a que no constituyen un diafragma rígido, estos se han modelado y analizado en forma aislada, sin embargo las cargas que transmiten se han considerado sobre las vigas de concreto del nivel superior.

4.3.2.3 Cargas

Se aplicaron las cargas estipuladas en la norma E.020 de Cargas.

a) Carga Muerta:

Constituida por el peso de la estructura y sus acabados, el cual se calcula en base a los pesos unitarios de los materiales empleados. El peso propio es calculado y aplicado automáticamente por el programa de análisis.

b) Carga Viva:

Es aquella originada por el peso de los ocupantes y el mobiliario. Las cargas repartidas mínimas a ser consideradas están estipuladas en la Tabla 3.2.1 de la norma E.020.

c) Carga de Viento:

La carga de viento es una carga lateral cuya magnitud es inferior a la de la carga sísmica por lo cual no la consideraremos para efecto del análisis.

d) Empuje del suelo:

Constituida por el empuje que ejerce el terreno sobre las paredes del sótano; para el cálculo del empuje activo se utilizaron los parámetros del estudio de mecánica de suelos,

e) Carga de Sismo:

Para el análisis sísmico se ha utilizado los parámetros sísmicos indicados en la Norma Sismorresistente E-030-2003.

- Factor de Zona : $Z = 0.30$ (Zona 2)
- Factor de Uso : $U = 1.00$ (Categoría C)
- Factor de Suelo : $S = 1.40$ (Suelo flexible)
- Periodo vibración suelo : $T_p = 0.90$
- Factor de Reducción : $R = 8.0$ (Aporticado)

Con estos parámetros se ha elaborado el siguiente espectro de diseño sísmico que se ha utilizado en el análisis dinámico de la edificación en estudio:

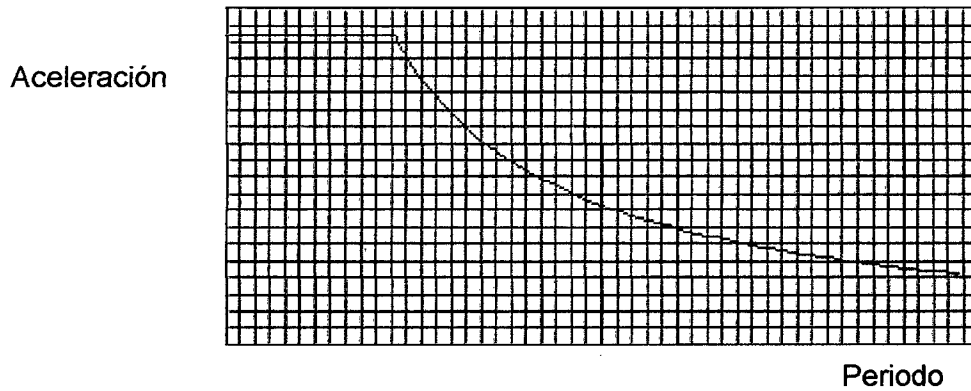
Espectro de Respuesta

0	1.288
0.05	1.288
0.1	1.288
0.15	1.288
0.2	1.288
0.25	1.288
0.3	1.288
0.35	1.288
0.4	1.288
0.45	1.288
0.5	1.288
0.55	1.288
0.6	1.288
0.65	1.288
0.7	1.288
0.75	1.288
0.8	1.288
0.85	1.288
0.9	1.288
0.95	1.220
1	1.159
1.05	1.104
1.1	1.053
1.15	1.008
1.2	0.966
1.25	0.927
1.3	0.891
1.35	0.858
1.4	0.828
1.45	0.799
1.5	0.773
1.55	0.748
1.6	0.724
1.65	0.702

1.7	0.682
1.75	0.662
1.8	0.644
1.85	0.626
1.9	0.610
1.95	0.594
2	0.579
2.05	0.565
2.1	0.552
2.15	0.539
2.2	0.527
2.25	0.515
2.3	0.504
2.35	0.493
2.4	0.483
2.45	0.473
2.5	0.464
2.55	0.454
2.6	0.446
2.65	0.437
2.7	0.429
2.75	0.421
2.8	0.414
2.85	0.407
2.9	0.400
2.95	0.393
3	0.386
3.05	0.380
3.1	0.374
3.15	0.368
3.2	0.362
3.25	0.357
3.3	0.351
3.35	0.346

3.4	0.341
3.45	0.336
3.5	0.331
3.55	0.326
3.6	0.322
3.65	0.317
3.7	0.313
3.75	0.309
3.8	0.305
3.85	0.301
3.9	0.297
3.95	0.293
4	0.290
4.05	0.286
4.1	0.283
4.15	0.279
4.2	0.276
4.25	0.273
4.3	0.269
4.35	0.266
4.4	0.263
4.45	0.260
4.5	0.258
4.55	0.255
4.6	0.252
4.65	0.249
4.7	0.247
4.75	0.244
4.8	0.241
4.85	0.239
4.9	0.236
4.95	0.234

Gráfico Típico de Espectro de Respuesta



- Los límites para desplazamientos laterales se encuentran dentro de los permisibles (artículo 15.1 Desplazamientos Laterales Permisibles-Norma E.030 Diseño Sismorresistente):

Desplazamiento Maximo

Dirección X = 1.57 cm

Dirección Y = 1.80 cm

- Gráficas de las envolventes por Momentos de flexión y Cortantes obtenidas en el análisis respectivo para columnas y vigas.

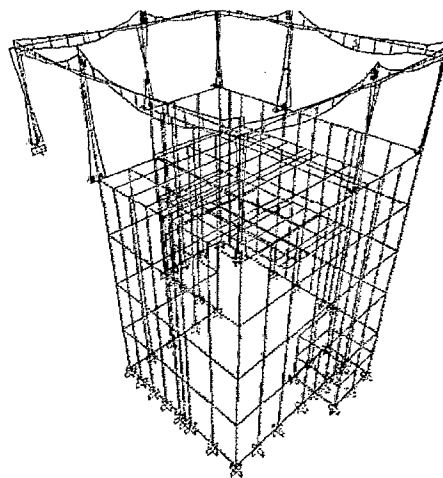


Diagrama de Momentos

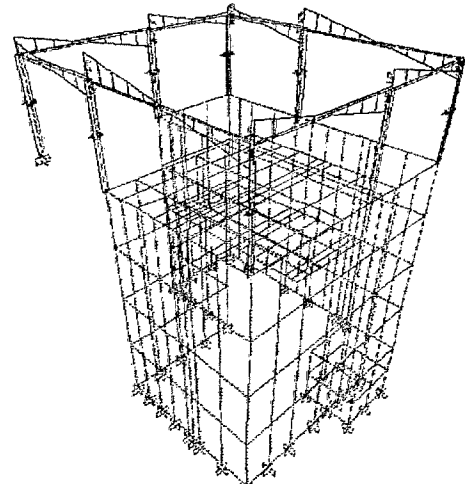
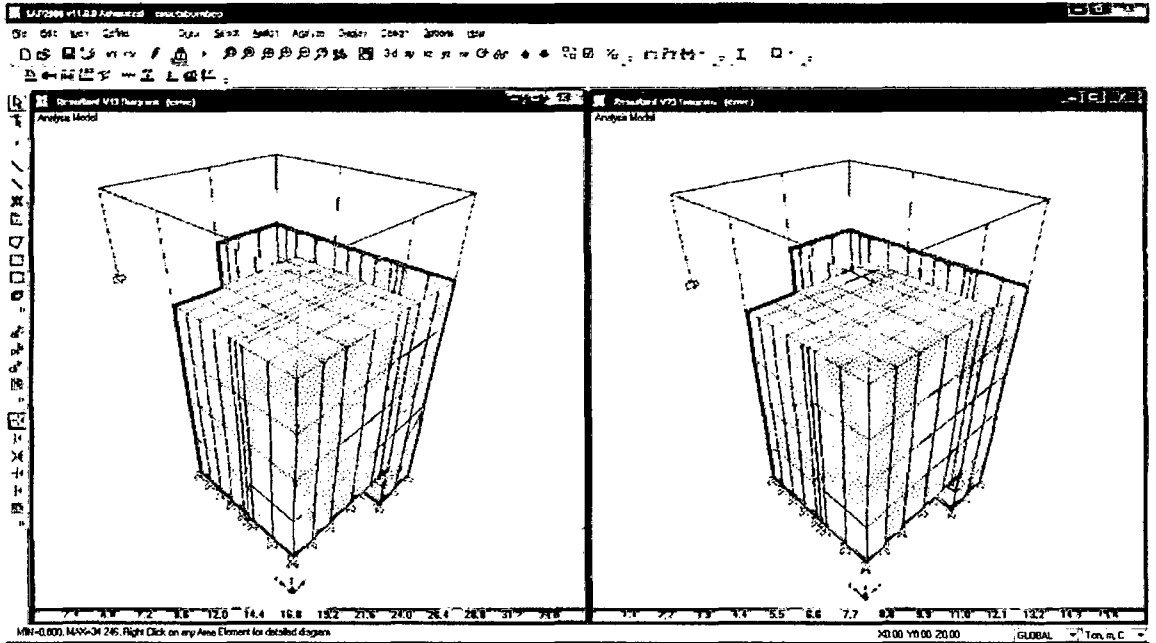


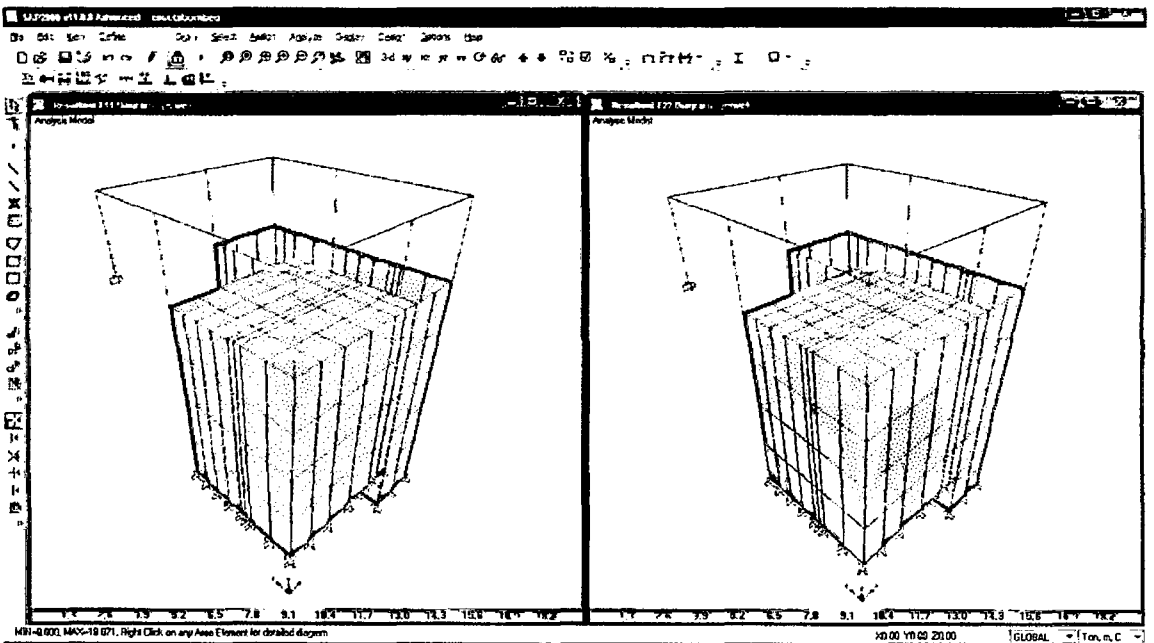
Diagrama de Cortantes

- Gráficas de las envolventes por Momentos de flexión y Cortantes obtenidas en el análisis respectivo para elementos shell.



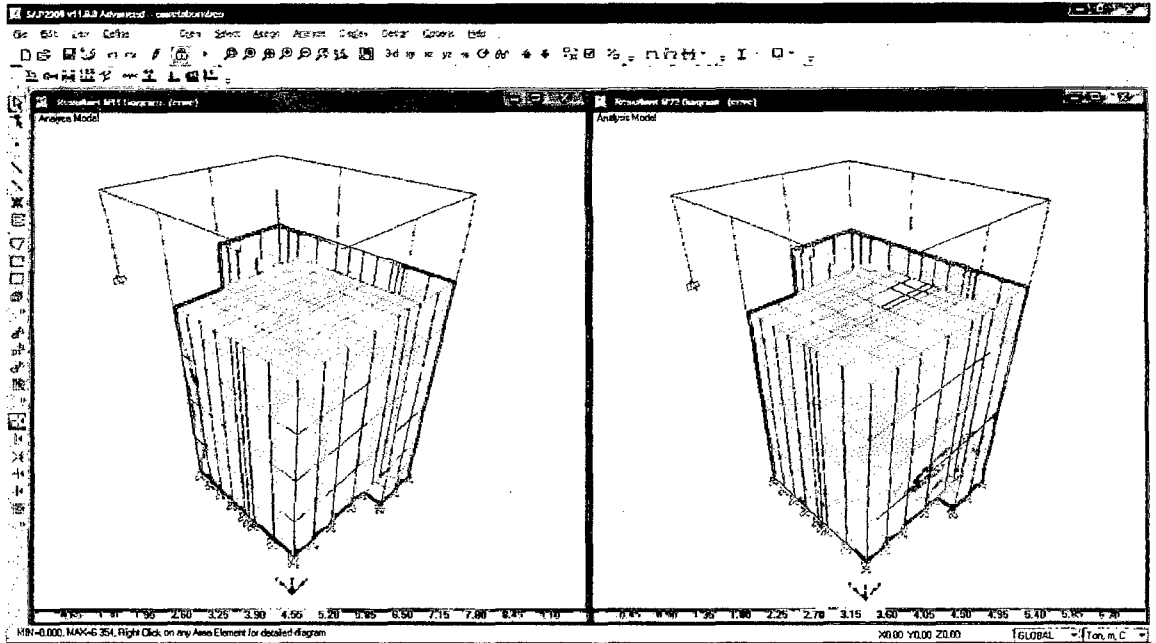
cortante V13

Fuerza cortante V23



Fuerza F11

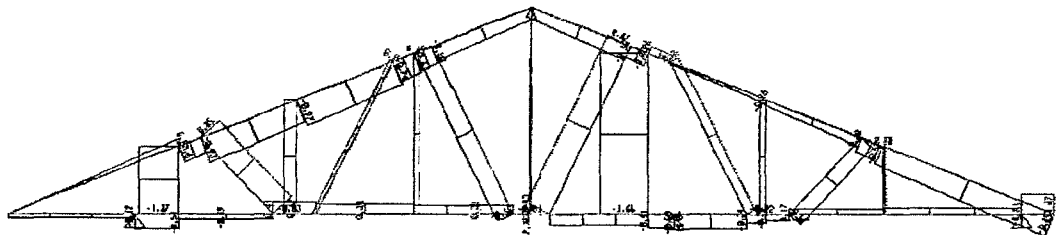
Fuerza F22



Momento M11

Momento M22

Axial Force Diagram (ENVOLV)
Analysis Model



Fuerzas Axiales en Tijerales

4.4 Línea de Impulsión

- *Calculo para de la Línea de impulsión para un periodo de diseño de 10 años*

DIMENSIONAMIENTO DE LINEA DE IMPULSION																																																		
(Cálculo del diámetro y Potencia de la bomba)																																																		
Nombre del Proyecto:	INSTALACION DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO DE LA LOCALIDAD DE YARINA																																																	
Especificación:	ESTACIÓN DE BOMBEO																																																	
Periodo de diseño:	10 AÑOS																																																	
1.0 Diseño de la línea de impulsión																																																		
Caudal de bombeo	13.28	l/s																																																
Número de Horas de Bombeo	12	horas																																																
Caudal de Impulsión	13.28	l/s																																																
Longitud de la línea de impulsión (L)	960.18	m.																																																
Constante "C" de Hzen y Williams	150																																																	
Altura estática	9.462	m.																																																
Cota descarga buzón	178.500	m.s.n.m.																																																
Cota de Fondo de la cámara	169.038	m.s.n.m.																																																
Presión de salida	2.0	m.																																																
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>D comercial</th> <th>D interno</th> <th>V(m/s)</th> <th>Perdida de carga en la tubería</th> <th>Perdida de carga Accesorios</th> <th>HDT</th> </tr> <tr> <th>(mm)</th> <th>(mm)</th> <th>(m/s)</th> <th></th> <th></th> <th>(m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>160</td> <td>148.4</td> <td>0.77</td> <td>3.441</td> <td>0.196</td> <td>16.61</td> </tr> <tr> <td>200</td> <td>185.4</td> <td>0.49</td> <td>1.164</td> <td>0.066</td> <td>13.96</td> </tr> <tr> <td>140.0</td> <td>127.8</td> <td>1.04</td> <td>7.124</td> <td>0.406</td> <td>20.89</td> </tr> </tbody> </table>			D comercial	D interno	V(m/s)	Perdida de carga en la tubería	Perdida de carga Accesorios	HDT	(mm)	(mm)	(m/s)			(m)	160	148.4	0.77	3.441	0.196	16.61	200	185.4	0.49	1.164	0.066	13.96	140.0	127.8	1.04	7.124	0.406	20.89																		
D comercial	D interno	V(m/s)	Perdida de carga en la tubería	Perdida de carga Accesorios	HDT																																													
(mm)	(mm)	(m/s)			(m)																																													
160	148.4	0.77	3.441	0.196	16.61																																													
200	185.4	0.49	1.164	0.066	13.96																																													
140.0	127.8	1.04	7.124	0.406	20.89																																													
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Accesorios del Sistema</th> <th>Cant</th> <th>D= mm</th> <th>D= pulg</th> <th>C</th> <th>Le</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Curva 90° r/D = 1 ½ (de fijacion equipo bombeo)</td> <td>1</td> <td>100</td> <td>4</td> <td>130.00</td> <td>2.01</td> </tr> <tr> <td>Ampliación gradual 90°</td> <td>1</td> <td>100</td> <td>4</td> <td>130.00</td> <td>2.03</td> </tr> <tr> <td>Codo Radio largo 90° con bridas</td> <td>2</td> <td>150</td> <td>6</td> <td>130.00</td> <td>10.27</td> </tr> <tr> <td>Válvula de retención tipo pesado</td> <td>1</td> <td>150</td> <td>6</td> <td>130.00</td> <td>31.24</td> </tr> <tr> <td>Válvula de compuerta abierta</td> <td>1</td> <td>150</td> <td>6</td> <td>130.00</td> <td>1.71</td> </tr> <tr> <td>Curva de 45°</td> <td>4</td> <td>150</td> <td>6</td> <td>130.00</td> <td>7.41</td> </tr> <tr> <td>Longitud equivalente total</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>54.67</td> </tr> </tbody> </table>			Accesorios del Sistema	Cant	D= mm	D= pulg	C	Le	Curva 90° r/D = 1 ½ (de fijacion equipo bombeo)	1	100	4	130.00	2.01	Ampliación gradual 90°	1	100	4	130.00	2.03	Codo Radio largo 90° con bridas	2	150	6	130.00	10.27	Válvula de retención tipo pesado	1	150	6	130.00	31.24	Válvula de compuerta abierta	1	150	6	130.00	1.71	Curva de 45°	4	150	6	130.00	7.41	Longitud equivalente total					54.67
Accesorios del Sistema	Cant	D= mm	D= pulg	C	Le																																													
Curva 90° r/D = 1 ½ (de fijacion equipo bombeo)	1	100	4	130.00	2.01																																													
Ampliación gradual 90°	1	100	4	130.00	2.03																																													
Codo Radio largo 90° con bridas	2	150	6	130.00	10.27																																													
Válvula de retención tipo pesado	1	150	6	130.00	31.24																																													
Válvula de compuerta abierta	1	150	6	130.00	1.71																																													
Curva de 45°	4	150	6	130.00	7.41																																													
Longitud equivalente total					54.67																																													
Diámetro de impulsión (D)	160	mm																																																
2.0 Diseño de la Potencia de la bomba																																																		
Eficiencia de la bomba	50%																																																	
Vida útil del Equipo de bombeo	10	años																																																
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>D comercial (mm)</th> <th>Potencia bomba</th> <th>Potencia equipo HP</th> <th>Potencia Generador HP</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>160</td> <td>7.06</td> <td>10.59</td> <td>13.76</td> </tr> <tr> <td>200</td> <td>4.94</td> <td>7.42</td> <td>9.64</td> </tr> <tr> <td>140</td> <td>8.88</td> <td>13.32</td> <td>17.31</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>			D comercial (mm)	Potencia bomba	Potencia equipo HP	Potencia Generador HP	160	7.06	10.59	13.76	200	4.94	7.42	9.64	140	8.88	13.32	17.31																																
D comercial (mm)	Potencia bomba	Potencia equipo HP	Potencia Generador HP																																															
160	7.06	10.59	13.76																																															
200	4.94	7.42	9.64																																															
140	8.88	13.32	17.31																																															
3.0 Resumen																																																		
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tbody> <tr> <td>Diámetro de impulsión</td> <td>160</td> <td>mm.</td> </tr> <tr> <td>Potencia del Equipo de bombeo</td> <td>10.59</td> <td>HP</td> </tr> <tr> <td>Potencia del Generador</td> <td>13.76</td> <td>HP</td> </tr> <tr> <td>Número de bombas</td> <td>2</td> <td>Unds.</td> </tr> </tbody> </table>			Diámetro de impulsión	160	mm.	Potencia del Equipo de bombeo	10.59	HP	Potencia del Generador	13.76	HP	Número de bombas	2	Unds.																																				
Diámetro de impulsión	160	mm.																																																
Potencia del Equipo de bombeo	10.59	HP																																																
Potencia del Generador	13.76	HP																																																
Número de bombas	2	Unds.																																																

- Comprobación del funcionamiento de la tubería en caso de ocurrencia del fenómeno Golpe de Ariete

COMPROBACION DE LA CLASE DE TUBERIA LINEA IMPULSION BOMBEO DESAGUE YARINA
 Empleando las ecuaciones del metodo de Allievi para tuberias de tipo PVC DN160 mm Cl 7.5

PARAMETROS	UNID	CRITERIOS	CALCULOS
Resistencia Max a la Presion de Agua	m	Según la clase que se usa	75
Espesor de la tubería e	m	Informacion fabricante PAVCO	0.0068
Modulo de elasticidad del agua (K)	kg/cm2		2.00E+09
Modulo de elasticidad del material de la tubería (E)	kg/cm2		2.75E+09
Diametro interior (Di)	m	$D=0.5873*(((N)^{0.25})*((Qb/1000)^{0.5}))$	0.13464
Densidad del agua γ	kg/m3		1000
Constante de la gravedad (g)	m/seg2		9.81
Longitud de la tubería (L)	m		960.18
Velocidad del agua en la tubería (V)	m/s		0.77
Diferencia de niveles (Hg)	m		9.50
Velocidad de propagacion de la onda (a)	m/s	$a=(1/(\gamma*(1/K +D/(e \times E))))^{0.5}$	360.3749851
Evaluacion del tiempo			
Tiempo de disturbación T	s	$1+KV/(2*g*Hg)$	1.006198519
		$a \times T/2$	181.3043882
Tiempo de propagacion de la onda (Tc)	s	$2*L/a$	5.328782739
H1 =		$2 \times L \times V/ (g \times Tc)$	28.26584646
Presion Maxima punto mas bajo de la tubería (Pmax)	m	HDT+H	43.42312284
		43.4 < 75, se puede usar tubería CL e 7.5	

4.5 Planta de Tratamiento de Aguas Residuales: 02 Lagunas Facultativas Primarias y 01 Laguna Facultativa Secundaria.

4.5.1 Cálculos Previos Al Diseño

a) Proyeccion De La Población Y De La Demanda De Tratamiento De Desagues De La Localidad De Yarina

Cuadro N° 1

N°	AÑO	POBLACION	Q _{total} (ps)	caudales de desague (lps)			caudales de contribucion (lps)		
		FUTURA		Q _p	Q _{nd}	Q _{nh}	Q _{pc}	q _{ndc}	q _{nhc}
0	2009	979	4.59	1.360	1.768	3.399	5.951	6.359	7.991
1	2010	985	4.59	1.367	1.776	3.419	5.959	6.369	8.010
2	2011	990	4.59	1.375	1.788	3.438	5.967	6.379	8.030
3	2012	996	4.59	1.383	1.799	3.458	5.974	6.389	8.049
4	2013	1002	4.59	1.391	1.808	3.477	5.982	6.400	8.069
5	2014	1007	4.59	1.399	1.819	3.497	5.990	6.410	8.089
6	2015	1013	4.59	1.407	1.829	3.517	5.998	6.420	8.109
7	2016	1019	4.59	1.415	1.839	3.537	6.006	6.431	8.129
8	2017	1025	4.59	1.423	1.850	3.557	6.014	6.441	8.149
9	2018	1030	4.59	1.431	1.860	3.578	6.022	6.452	8.169
10	2019	1036	4.59	1.439	1.871	3.598	6.031	6.462	8.189
11	2020	1042	4.59	1.447	1.882	3.619	6.039	6.473	8.210
12	2021	1048	4.59	1.455	1.892	3.639	6.047	6.484	8.231
13	2022	1054	4.59	1.464	1.903	3.660	6.055	6.495	8.251
14	2023	1060	4.59	1.472	1.914	3.681	6.064	6.505	8.272
15	2024	1066	4.59	1.481	1.925	3.702	6.072	6.516	8.293
16	2025	1072	4.59	1.489	1.936	3.723	6.081	6.527	8.314
17	2026	1078	4.59	1.498	1.947	3.744	6.089	6.538	8.336
18	2027	1084	4.59	1.506	1.958	3.765	6.098	6.549	8.357
19	2028	1091	4.59	1.515	1.969	3.787	6.106	6.561	8.378
20	2029	1096	4.59	1.522	1.979	3.808	6.114	6.570	8.397

b) Cálculo Hidráulico Del Sistema De Aforo Antes De Ingreso A Lagunas Facultativas

Cuadro N° 2

INFORMACION LOCALIDAD DE YARINA, AGOSTO 2010			
Qp	6.114	l/s	Caudal promedio
Qmh	8.397	l/s	Caudal maximo horario
Qmin	2.939	l/s	Caudal minimo
Qb 10 años	13.279	l/s	Caudal de bombeo proyectado a 10 años
Qb 20 años	13.615	l/s	Caudal de bombeo proyectado a 20 años

Cuadro N° 3

PARSHALL YARINA (con caudal de bombeo a 20 años)

PASOS	DESCRIPCION	DATOS	UNIDADES	CRITERIOS	CALCULOS	RESULTADOS	UNIDAD
1	CAUDAL DE BOMBEO A 20 AÑOS	0.014	m ³ /s	$H_0 = kQ^n$	0.12	Altura de agua en la seccion de medicion	m
	TAMAÑO DE LA CANALETA						
	W	0.15	m				
	CONSTANTES						
	k	1.842					
n	0.636						
	DIMENSION DE LA CANALETA						
2	D	0.4	m	$D' = 2/3(D-W)+W$	0.32	Ancho de la seccion de medicion	m
3				$V_0 = Q/(D' \times H_0)$	0.5888	velocidad en la seccion de medicion	m
4				$q = Q/W$	0.09	Caudal especifico en la ornamta de la canaleta	m ³ /s/m
5	N	0.11	m	$E_0 = V_0^2/(2g) + H_0 + N$	0.24	Carga hidraulica disponible	m
6				$\cos \theta = \frac{q^2}{(2/3) \times g \times E_0^{1.5}}$	-0.46	$\cos \theta$	
				θ	2.05	θ	
7				$V_1 = 2q(2g \times E_0/3)^{0.5} \times \cos(\theta/3)$	1.93	Velocidad antes del resallo	m/s
8				$h_1 = q/V_1$	0.05	Altura de agua antes del resallo	m
9				$Fr = V_1/(g \times h_1^{0.5})$	2.84	Numero de Froude	unidad
10				$h_2 = h_1/2 \times [(1+8 \times Fr^2)^{0.5} - 1]$	0.17	altura del resallo	m
11				$V_2 = Q/(W \times h_2)$	0.54	Velocidad en el resallo	m/seg
12	K1	0.08	m	$h_3 = h_2 - (N-k_1)$	0.14	altura en la seccion de salida de la canaleta	m
13	C	0.39	m	$V_3 = Q/(C \times h_3)$	0.26	Velocidad en la seccion de la salida de la canaleta	m/s
14				$h_p = H_0 + k_1 - h_3$	0.06	Perdida de carga en el resallo	m

c) Diseño Del Canal Aguas Arriba Del Medidor Parshal.

Cuadro N° 4

INFORMACION			
Qp	6.114	l/s	Caudal promedio
Qmh	8.397	l/s	Caudal maximo horario
Qmim	2.939	l/s	Caudal minimo
Qb 10 años	13.279	l/s	Caudal de bombeo proyectado a 10 años
Qb 20 años	13.615	l/s	Caudal de bombeo proyectado a 20 años

CANAL ANTES DEL MEDIDOR PARSHALL YARINA (con caudal de bombeo a 20 años)

PASOS	DESCRIPCION	DATOS	UNIDADES	CRITERIOS	CALCULOS	RESULTADOS	UNIDAD
1	CAUDAL DE BOMBEO A 20 AÑOS	0.01361536	m ³ /s	$A=Q/V$	0.01701919	Area Transversal del	M ²
	DIMENSIONES DEL CANAL						
	VELOCIDAD EN EL CANAL	0.8	m/s				
	ANCHO DEL CANAL = b	0.4	m				
	n	0.013					
	TIRANTE DEL AGUA Yn			$Yn = A/b$	0.04254798	Tirante normal de agua	m
2	D			$Q = 1/n \times A \times Rh^{(2/3)} \times S^{(1/2)}$		Caudal que pasará por el canal	m
3				$P= 2 \times Yn + b$	0.48509597	Perimetro Mojado	m
4				$Rh= A/P$	0.03508418	Radio hidraulico	m
				$S = (Q/(A \times Rh^{(2/3)}))^2$	0.00942	Pendiente	

d) Diseño Del Canal Aguas Abajo Del Medidor Parshall

Cuadro N° 5

INFORMACION			
Qp	6.114	l/s	Caudal promedio
Qmh	8.397	l/s	Caudal maximo horario
Qmim	2.939	l/s	Caudal minimo
Qb 10 años	13.279	l/s	Caudal de bombeo proyectado a 10 años
Qb 20 años	13.615	l/s	Caudal de bombeo proyectado a 20 años

CANAL DESPUES DEL MEDIDOR PARSHALL YARINA (con caudal de bombeo a 20 años)

PASOS	DESCRIPCION	DATOS	UNIDADES	CRITERIOS	CALCULOS	RESULTADOS	UNIDAD
1	CAUDAL DE BOMBEO A 20 AÑOS	0.01361536	m ³ /s	$A=Q/V$	0.01701919	Area Transversal del	M ²
	DIMENSIONES DEL CANAL						
	VELOCIDAD EN EL CANAL	0.8	m/s				
	ANCHO DEL CANAL = b	0.39	m				
	n	0.013					
	TIRANTE DEL AGUA Y _n			$Y_n = A/b$	0.04363896	Tirante normal de agua	m
2	D			$Q = 1/n \times A \times Rh^{(2/3)} \times S^{(1/2)}$		Caudal que pasará por el canal	m
3				$P = 2 \times Y_n + b$	0.47727792	Perimetro Mojado	m
4				$Rh = A/P$	0.03565888	Radio hidraulico	m
				$S = (Q / (A \times Rh^{(2/3)}))^2$	0.00922	Pendiente	

e) Calibración Del Pozo De Aforo Del Canal Parshall

Cuadro N° 6

CALIBRACION PARA POZO DE AFORO PARSHAL YARINA		
H (M)	Q(M3/SEG)	Q(LIT/SEG)
0.3	0.06	57.64
0.27	0.05	48.84
0.25	0.04	43.28
0.22	0.04	35.40
0.2	0.03	30.47
0.17	0.02	23.60
0.15	0.02	19.38
0.12	0.01	13.65
0.1	0.01	10.25
0.07	0.01	5.85
0.05	0.00	3.45
0.02	0.00	0.82

4.5.2 Cálculos De Diseños De Lagunas Facultativas

a) Diseño De Lagunas Facultativas Para El Tratamiento De Los Desagues De La Localidad De Yarina Y Comportamiento De La Eficiencia En Funcion Del Tiempo

Cuadro N° 7

LAGUNAS DE ESTABILIZACION PRIMARIAS Y SECUNDARIA LOCALIDAD DE YARINA, AGOSTO 2010					
ITEM	DESCRIPCION	VARIACION DE POBLACION Y OTROS PARAMETROS EN FUNCION DEL TIEMPO		UNIDADES	COMENTARIOS
		AÑO 02	AÑO 20		
1	POBLACION DE DISENO	990.1924077	1096	Habitantes	
2	DOTACION	150	150	lt/hab/día	
CONTRIBUCIONES:					
3	AGUA RESIDUAL	80	80	%	
4	DBO5	50	50	grDBO/hab/día	
5	TEMPERATURA PROMEDIO, MES MAS FRIO	25.66	25.66	°C	Información obtenida de SENAMHI, años 1975 - 2004
6	TEMPERATURA DESAGUE MES MAS FRIO	26.66	26.66	°C	La temperatura del desague 1° mas que aire
Caudal de Aguas residuales (Q):					
8	Población x Dotación x %Contribución	515.5157849	528.212696	m3/día	
9	Q(l/s)	5.966617881	6.11357287	l/s	
Carga de DBO5 (C):					
10	Población x Contribución percapita	49.50962039	54.8	KgDBO5/día	
11	Carga superficial de diseño (CSdis)				
12	$C_s = 250 \times 1.05^{(T-20)}$	345.9877643	345.9877643	KgDBO5/Ha.día	$\leq 150 - 400 \geq$ Ideal climas calientes
Area Superficial requerida para lagunas primarias (At)					
13	$At = C/CSdis$	0.143096449	0.158387104	Ha	
14	Tasa de acumulación de lodos	0.04	0.04	m3/(habitante.año)	
15	Periodo de limpieza	5	5	años	
16	Volumen de lodos	198.0384815	219.2	m3	
Número de lagunas en paralelo (N)					
17	Número de lagunas en paralelo seleccionado	2	2	Unidad(es)	
18	AREA UNITARIA (Au)	0.071548224	0.079193552	Ha	
19	CAUDAL UNITARIO AFLUENTE (Qu)	257.7578925	264.106348	m3/día	

Cuadro N° 8

LAGUNAS DE ESTABILIZACION PRIMARIAS Y SECUNDARIA LOCALIDAD DE YARINA, AGOSTO 2010					
ITEM	DESCRIPCION	VARIACION DE POBLACION Y OTROS PARAMETROS EN FUNCION DEL TIEMPO		UNIDADES	COMENTARIOS
		AÑO 02	AÑO 20		
20	RELACION Largo/Ancho (L/W)	2	2	<entre 2 y 3>	
21	ANCHO APROXIMADO (W):	18	19		
22	LONGITUD APROXIMADA (L):	36	36		
23	Perdida infiltración - evaporación	0.32024	0.32024	cm/día	De acuerdo a calculos de balanceo hidrico
24	Coliformes fecales en el crudo:	38415599.94	41498434.56	NMP/100 ml	
25	DBO en el crudo	96.03899884	103.7460864	mg/l	
Lagunas Primarias facultativas					
Tasas netas de mortalidad					
26	Tasa de mortalidad Kb(P) a 20 °C	0.75	0.75	(1/días)	Varía 0.6 - 1 SEGÚN REGLAMENTO EDIFICACIONES PERU
27	Tasa de mortalidad Kb(P) a la temperatura T Kb PRIMARIAS Kb(P) = Kb(20°C) x 1.05 ^(T-20)	1.037963293	1.037963293	(1/días)	
28	Tasa de desoxigenación (K) a 20°C	0.23	0.23	(1/días)	Varía entre 0.15 y 0.30
29	Tasa de desoxigenación (K) a la temperatura T K = K (20°C) x 1.05 ^(T-20)	0.318308743	0.318308743	(1/días)	
Diseño:					
30	Longitud Primarias (Lp)	70	70	m	
31	Ancho Primarias (Wp)	35	35	m	
32	Profundidad Primarias (Zp)	1.9	1.9	m	
33	Carga superficial aplicada	101.0400416	111.8367347	KgDBO5/Ha.día	
34	P.R. (Primarias)	18.62655562	18.1651116	días	
35	Factor de corrección hidráulica(Fch)	0.65	0.65		Varía entre 0.3 y 0.8
36	P.R. (Primarias) corregido	12.10726115	11.80732254	días	
37	Factor de características de sedimentación(Fcs)	0.7	0.7		VARIA ENTRE 0.5- 0.8 PARA DBO
38	Factor intrínseco de algas (Fia)	0.1	0.1		Según Cepts varía entre 0.05-0.15
39	Numero de dispersion	d=	0.155051112	0.15316075	
40	Factor adimensional (coliformes)	ab=	2.965475129	2.916896906	
41	Factor adimensional (DBO)	a=	1.841242273	1.817289608	

Cuadro N° 9

LAGUNAS DE ESTABILIZACION PRIMARIAS Y SECUNDARIA LOCALIDAD DE YARINA, AGOSTO 2010					
ITEM	DESCRIPCION	VARIACION DE POBLACION Y OTROS PARAMETROS EN FUNCION DEL TIEMPO		UNIDADES	COMENTARIOS
		AÑO 02	AÑO 20		
42	Caudal efluente unitario	249.9120125	256.260468	m3/día	
43	Caudal efluente total	499.8240249	512.520936	m3/día	
44	C.F en el efluente	5.12E+04	6.05E+04	NMP/100ml	
45	Eficiencia parcial de remoción de C.F.	99.867	99.854	%	
46	DBO Teorica	96.0390	103.7461	mg/l	
47	DBO afluente	96.0390	103.7461	mg/l	
48	DBO efluente	10.7923	11.8771	mg/l	
49	Eficiencia parcial de remoción de DBO	88.763	88.552	%	
50	Area Unitaria	0.245	0.245	Ha	
51	Area Acumulada	0.49	0.49	Ha	
52	Volumen de lodos unitario	99.0192	109.6	m3	
Lagunas secundarias facultativas					
Tasas netas de mortalidad Kb secundarias					
53	Tasa de mortalidad Kb(S) a 20 ° C	0.85	0.85	(1/dias)	Varía 0.6 - 1 SEGÚN REGLAMENTO EDIFICACIONES PERU
54	Tasa de mortalidad Kb(S) a la temperatura T $Kb(S) = Kb(20^{\circ}C) \times 1.05^{(T-20)}$	1.176358399	1.176358399	1/(día)	
55	Tasa de desoxigenación (K) Tasa de desoxigenación (K) a 20°C	0.23	0.23	(1/dias)	Varía entre 0.15 y 0.30
56	Tasa de desoxigenación (K) a la temperatura T $K = K(20^{\circ}C) \times 1.05^{(T-20)}$	0.318308743	0.318308743	(1/dias)	
57	Número de lagunas secundarias	1	1	unidad(es)	
58	Caudal afluente unitario	499.8240249	512.520936	m3/día	
59	Relacion Longitud/Ancho (L/W)	2	2		
60	Longitud secundarias (Ls)	60	60	m	

Cuadro N° 10

LAGUNAS DE ESTABILIZACION PRIMARIAS Y SECUNDARIA LOCALIDAD DE YARINA, AGOSTO 2010					
ITEM	DESCRIPCION	VARIACION DE POBLACION Y OTROS PARAMETROS EN FUNCION DEL TIEMPO		UNIDADES	COMENTARIOS
		AÑO 02	AÑO 20		
61	Ancho Secundarias (Ws)	30	30	m	
62	Profundidad Secundarias (Zs)	1.8	1.8	m	
63	P.R. (Secundarias)	6.557911863	6.393601776	días	
64	Factor de corrección hidráulica(Fch)	0.75	0.75		Varía entre 0.3 y 0.8
65	P.R. (Secundarias) corregido	4.918433897	4.795201332	días	
66	Factor de características de sedimentación(Fcs)	0.98	0.98		VARIA ENTRE 0.5- 0.8 PARA DBO
67	Factor intrínseco de algas (Fia)	0.23	0.23		según cepis varía entre 0.15 y 0.3
68	Numero de dispersion	d=	0.100	0.099	
69	Factor adimensional (coliformes)	ab=	1.824	1.800	
70	Factor adimensional (DBO)	a=	1.276	1.267	
71	Caudal efluente	494.060	506.757	m ³ /día	
72	Caudal efluente total	494.060	506.757	m ³ /día	
73	CF en el efluente	7.78E+02	9.87E+02	NMP/100ml	CLASE III, Río Huallaga ≤ 1000 (Aguas para riego de vegetales de consumo crudo y bebida de animales)
74	Eficiencia parcial de remoción de C.F.	98.481	98.367	%	
75	DBO efluente	5.0661	5.6632	mg/l	CLASE III, Río Huallaga ≤ 10 mg/l (Aguas para riego de vegetales de consumo crudo y bebida de animales)
76	Eficiencia parcial de remoción de DBO	53.0586	52.3180	%	
77	Area Unitaria	0.1800	0.1800	Ha	
78	Area Acumulada	0.670	0.670	Ha	
79	Carga superficial aplicada	29.9681	33.8181	KgDBO/(Ha.día)	
80	Período de retención total	17.0257	16.6025	días	
81	Eficiencia global de remoción en C.F.	99.9980	99.99762082	%	
82	Eficiencia global de remoción en DBO:	94.7250	94.54124732	%	Se dará tratamiento secundario , EFIC MAS DE 80%

b) Resumen De Dimensiones De Lagunas

Cuadro N° 11

RESUMEN DE DIMENSIONES DE LAGUNAS PRIMARIA Y LAGUNA SECUNDARIA, YARINA, 2010							
PRIMARIAS				SECUNDARIAS			
Número de primarias		2.00		Número de secundarias		1.00	
Inclinación de taludes (z)		2.00		Inclinación de taludes (z)		2.00	
Profundidad util		1.90	m	Profundidad		1.80	
Altura de lodos		0.10	m				
Borde Libre		0.50	m	Borde Libre		0.50	
Profundidad total		2.50	m	Profundidad total		2.30	
Dimensiones de espejo de agua				Dimensiones de espejo de agua			
	Longitud	73.80	m		Longitud	63.60	
	Ancho	38.80	m		Ancho	33.60	
Dimensiones de Coronación				Dimensiones de Coronación			
	Longitud	75.80	m		Longitud	65.60	
	Ancho	40.80	m		Ancho	35.60	
Dimensiones de fondo				Dimensiones de fondo			
	Longitud	65.80	m		Longitud	56.40	
	Ancho	30.80	m		Ancho	26.40	
Caudal efluente unitario				Caudal efluente unitario			
	q	256.26	m ³ /día		q	506.76	
	q	2.97	l/s		q	5.87	
Caudal efluente total primario				Caudal efluente total secundario			
	Q	512.52	m ³ /día		Q	506.76	
	Q	5.93	l/s		Q	5.87	
Area unitaria en la coronación				Area unitaria en la coronación			
		0.31	ha			0.23	
Area total primarias (coronación)				Area total secundarias (coronación)			
		0.62	ha			0.23	
Area total de tratamiento (Primarias y secundarias-coronación)				0.85			
Area Total (+ 15%) aproximada				0.98 Ha			
Requerimiento aproximado de terreno:				8.94 m ² /habitante			

c) Calculo de los Vertederos

Cuadro N° 12

CALCULO DE LOS VERTEDEROS DE CDQ N° 01, CONSIDERANDO EL CAUDAL DE BOMBEO A 20 AÑOS, Yarina					
PASO	DESCRIPCION	DATOS	CALCULOS	UNIDADES	RESULTADOS
1	QBOMB	13.62		l/seg	Caudal de bombeo de desagüe dentro de 20 años
2	Qc/vertedero (1)		6.807677509	l/seg	Caudal que fluye solo por 02 vertederos, cuando una de las lagunas primarias está en mantenimiento en l/seg
3	Qc/vertedero vertedero cuadrado		0.00681	m ³ /seg	Caudal que fluye solo por 02 vertederos, cuando una de las lagunas primarias está en mantenimiento en m ³ /seg
4	L	0.25		m	Largo de la cresta del vertedero
6	H		0.0625	m	Altura de la carga de agua encima del vertedero rectangular
6	Q calculado (2)		0.00683		El caudal calculado se asemeja al caudal de ingreso, con las dimensiones dadas
(1)	El caudal considera la situación mas desfavorable, es decir cuando esta funcionando solo una lagunas primarias.				
(2)	Caudal calculado usando la formula de Francis para vertederos rectangulares de pared delgada y con dos contracciones.				

CALCULO DE LOS VERTEDEROS DE CDQ N° 01, CONSIDERANDO EL CAUDAL DE BOMBEO A 20 AÑOS, Yarina					
PASO	DESCRIPCION	DATOS	CALCULOS	UNIDADES	RESULTADOS
1	QBOMB	13.62		l/seg	Caudal de bombeo de desagüe dentro de 20 años
2	Qc/vertedero (3)		3.403838754	l/seg	Caudal que fluye por todos los 04 vertederos, cuando las tres lagunas primarias estan funcionando en l/seg
3	Qc/vertedero vertedero cuadrado		0.00340	m ³ /seg	Caudal que fluye por todos los 04 vertederos, cuando las tres lagunas primarias estan funcionando en m ³ /seg
4	L	0.25		m	Largo de la cresta del vertedero
6	H		0.03875	m	Altura de la carga de agua encima del vertedero rectangular
6	Q calculado (2)		0.00340		El caudal calculado se asemeja al caudal de ingreso, con las dimensiones dadas
(3)	El caudal considera el funcionamiento de todas las s lagunas primarias.				
(2)	Caudal calculado usando la formula de Francis para vertederos rectangulares de pared delgada y con dos contracciones.				

Cuadro N° 13

CALCULO DE LOS VERTEDEROS DE CP 05 al CP 08 CON EL CAUDAL MAXIMO HORARIO (salida de lagunas primarias-Yarina)					
PASO	DESCRIPCION	DATOS	CALCULOS	UNIDADES	RESULTADOS
1	Qmh	8.40		l/seg	Caudal de desague, con el maximo horario, incluye contrib ilicita, ANC y cont por infiltrac en l/seg
2	Qc/vertedero (1)		4.1985	l/seg	Caudal que fluye solo por 02 vertederos, cuando una de las lagunas está en mantenimiento
3	Qc/vertedero vertedero cuadrado		0.0042	m3/seg	Caudal que fluye solo por 02 vertederos, cuando una de las lagunas está en mantenimiento
4	L	0.25		m	Largo de la cresta del vertedero
6	H		0.0450	m	Altura de la carga de agua encima del vertedero rectangular
6	Q calculado (2)		0.0042		El caludal calculodo se asemeja al caudal de ingreso, con las dimensiones dadas
(1)	Este caudal es considerando la situación mas desfavorable, es decir cuando alguna de las lagunas entra en mantemiento				
(2)	Caudal calculado usando la formula de Francis para vertederos rectangulares de pared delgada y con dos contracciones.				

CALCULO DE LOS VERTEDEROS DE CP 05 al CP 08 CON EL CAUDAL MAXIMO HORARIO (salida de lagunas primarias-Yarina)					
PASO	DESCRIPCION	DATOS	CALCULOS	UNIDADES	RESULTADOS
1	Qmh	8.40		l/seg	Caudal de desague, con el maximo horario, incluye contrib ilicita, ANC y cont por infiltrac en l/seg
2	Qc/vertedero (3)		2.0992	l/seg	Caudal que fluye por los vertederos, cuando todas lagunas esten funcionando en m3/seg
3	Qc/vertedero vertedero cuadrado		0.0021	m3/seg	Caudal que fluye por todos los 04 vertederos, cuando las tres lagunas primarias esten funcionando
4	L	0.25		m	Largo de la cresta del vertedero
6	H		0.0280	m	Altura de la carga de agua encima del vertedero rectangular
6	Q calculado (2)		0.0021		El caludal calculodo se asemeja al caudal de ingreso, con las dimensiones dadas
(1)	Este caudal ocurre cuando estan en funcionamiento todas las lagunas				
(3)	Caudal calculado usando la formula de Francis para vertederos rectangulares de pared delgada y con dos contracciones.				

Cuadro N° 14

CALCULO DE LOS VERTEDEROS DE CDQ N° 02, CON EL CAUDAL MAXIMO HORARIO (entre lagunas primaria secundaria -Yarina)					
PASO	DESCRIPCION	DATOS	CALCULOS	UNIDADES	RESULTADOS
1	Qmh	8.40		l/seg	Caudal de bombeo de desague dentro de 20 años
2	Qmh		4.198453102	l/seg	Caudal que fluye por los 02 vertederos, cuando las tres lagunas primarias estan funcionando en l/seg
3	Qc/vertedero		0.00420	m3/seg	Caudal que fluye por los 02 vertederos, cuando las tres lagunas (02 primarias y 01 secundaria) estan funcionando en m3/seg
	vertedero cuadrado				
4	L	0.25		m	Largo de la cresta del vertedero
6	H		0.0448	m	Altura de la carga de agua encima del vertedero rectangular
6	Q calculado (2)		0.00421		El caludal calculado se asemeja al caudal de ingreso, con las dimensiones dadas
(2)	Caudal calculado usando la formula de Francis para vertederos rectangulares de pared delgada y con dos contracciones.				

Cuadro N° 15

CALCULO DE LOS VERTEDEROS DE CP 11 y CP 12 CON EL CAUDAL MAXIMO HORARIO (salida de lagunas secundaria -Yarina)

PASO	DESCRIPCION	DATOS	CALCULOS	UNIDADES	RESULTADOS
1	Qmh por cada laguna primaria	8.40		l/seg	Caudal de desague, con el maximo horario, incluye contrib ilicita, ANC y cont por infiltrac
2	Qc/vertedero		4.1985		Caudal que fluye por cada uno de los 02 vertederos
3	Qc/vertedero		0.0042	m3/seg	Caudal que fluye por 04 vertederos, cuando una de las lagunas primarias está en mantenimiento
	vertedero cuadrado				
4	L	0.25		m	Largo de la cresta del vertedero
6	H		0.0450	m	Altura de la carga de agua encima del vertedero rectangular
6	Q calculado (2)		0.0042		El caludal calculodo se asemeja al caudal de ingreso, con las dimensiones dadas

(2) Caudal calculado usando la formula de Francis, para vertederos rectangulares de pared delgada y con dos contracciones.

4.5.3 Verificación Del Balance Hídrico

Cuadro N° 16

BALANCE HIDRICO EN LAGUNA PRIMARIA YARINA EN EL PRIMER AÑO DE FUNCIONAMIENTO					
ITEM	DESCRIPCION	DATOS	CALCULOS	UNIDADES	DESCRIPCION
I	CALCULO DE INFILTRACION EN LAGUNA IMPERMEABILIZADA CON ARCILLA Q= K i A Se rige mediante la ley de Darcy (1)				(1) Ing. Guillermo León Suematsu- Asesor CEPIS (OPS/CEPIS/DGIT - 447)
	K= Coeficiente de permeabilidad en m/seg (2)	1.00E-09		m/seg	(2) En el estudio de suelos no han encontrado el coeficiente de permeabilidad de la cantera, pero por el tipo de suelos se podría presumir al menos el valor : K= $1 \cdot 10^{-9}$ m/seg
	h= Tirante de agua en la laguna en m	1.90		m	
	e= Espesor de la capa impermeabilizante en m	0.15		m	
	i= Gradiente hidráulico = (h+e)/e		13.67		
	A= Area de la laguna en m ²	2,450.00		m ²	
	Q= Caudal de infiltración en m ³ /seg		0.0000	m ³ /seg	
	Q= Caudal de infiltración en lit/seg		0.03	lit/seg	
	Q= Caudal de infiltración en m ³ /día		2.89	m ³ /día	
	Q= Caudal de infiltración en cm/día		0.12	cm/día	
II	EVAPORACION				(3), Información obtenida de SENAMHI, Estación Navarro: 386, desde 1956 a 2009, 43 años .
	Evaporación mm/año (3)	758.10		mm/año	
	Evaporación cm/día (4)		0.20	cm/día	
	Evaporación m ³ /seg		0.0001	m ³ /seg	
	Evaporación lit/seg		0.0573	lit/seg	
	Evaporación m ³ /día		4.9529	m ³ /día	
III	PRECIPITACION				(5) Información obtenida de SENAMHI, Estación Navarro: 386, desde 1975 a 2004, 30 años .
	Precipitación mm/año (5)	1,583.28		mm/año	
	Precipitación mm/día		0.43	cm/día	
	Precipitación m ³ /seg		0.0001230	m ³ /seg	
	Precipitación lit/seg		0.1230	lit/seg	
	Precipitación m ³ /día		10.6273	m ³ /día	
IV	infiltración + evaporación		0.3	cm/día	En este caso no se toma en cuenta el valor de infiltración hacia la laguna, porque se supone que un buen proceso constructivo va a conseguir un buen proceso de impermeabilización
v	BALANCE HIDRICO				
	Q _{fluente} = Q _{Afluente} + Precipitación-(evaporación+filtración)			m ³ /día	
	Q _{Afluente} = Caudal del Afluente	257.76		m ³ /día	
	Q(evaporación) + filtración		7.85	m ³ /día	
	Q _{fluente}		260.54	COHERENTE	

Cuadro N° 17

BALANCE HIDRICO EN LAGUNA SECUNDARIA YARINA EN EL PRIMER AÑO DE FUNCIONAMIENTO					
ITEM	DESCRIPCION	DATOS	CALCULOS	UNIDADES	DESCRIPCION
I	CALCULO DE INFILTRACION EN LAGUNA IMPERMEABILIZADA CON ARCILLA Q= K i A Se rige mediante la ley de Darcy (1)				(1) Ing. Guillermo León Suematsu- Asesor CEPIS (OPS/CEPIS/96/AT - 447)
	K= Coeficiente de permeabilidad en m/seg (2)	1.00E-09		m/seg	(2) En el estudio de suelos no han encontrado el coeficiente de permeabilidad de la cantera, pero por el tipo de suelos se podría presumir al menos el valor: $K=1 \cdot 10^{-9}$ m/seg
	h= Tirante de agua en la laguna en m	1.80		m	
	e= Espesor de la capa impermeabilizante en m	0.15		m	
	i= Gradiente hidráulico = (h+e)/e		13.00		
	A= Area de la laguna en m ²	1,800.00		m ²	
	Q= Caudal de infiltración en m ³ /seg		0.000023	m ³ /seg	
	Q= Caudal de infiltración en lit/seg		0.02	lit/seg	
	Q= Caudal de infiltración en m ³ /día		2.02	m ³ /día	
	Q= Caudal de infiltración en cm ³ /día		0.11	cm ³ /día	
II	EVAPORACION				(3) Información obtenida de SENAMHI, Estación Navamo: 386, desde 1956 a 2009, 43 años.
	Evaporación mm/año (3)	758.50		mm/año	
	Evaporación cm/día (4)		0.20	cm/día	
	Evaporación m ³ /seg		0.0000	m ³ /seg	
	Evaporación lit/seg		0.0421	lit/seg	
	Evaporación m ³ /día		3.6408	m ³ /día	
III	PRECIPITACION				(5) Información obtenida de SENAMHI, Estación Navamo: 386, desde 1975 a 2004, 30 años.
	Precipitación mm/año (5)	1,583.26		mm/año	
	Precipitación mm/año		0.43	cm/día	
	Precipitación m ³ /seg		0.0000904	m ³ /seg	
	Precipitación lit/seg		0.0904	lit/seg	
	Precipitación m ³ /día		7.8078	m ³ /día	
IV	infiltración + evaporación		0.3	cm/día	En este caso no se toma en cuenta el valor de infiltración hacia la laguna, porque se supone que un buen proceso constructivo va a conseguir un buen proceso de impermeabilización
V	BALANCE HIDRICO				
	Q _{Efluente} = Q _{Afluente} + Precipitación- (evaporación + filtración)			m ³ /día	
	Q _{Afluente} = Caudal del Afluente	499.82		m ³ /día	
	Q _(evaporacion + filtración)		5.66	m ³ /día	
	Q _{Efluente}		501.87	COHERENTE	

4.5.4 Costo Unitario del Material Impermeabilizante.

S10

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0601001	DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO DE LA LOCALIDAD DE YARINA-DISTRITO DE CHIPURANA PROVINCIA DE SAN MARTIN					
Subpresupuesto	001	DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO DE LA LOCALIDAD DE YARINA-DISTRITO DE CHIPURANA PROVINCIA DE SAN MARTIN				Fecha presupuesto	03/03/2011
Partida	01.01	RECONSTRUCCION DE ARCILLA E=0.15CM					
Rendimiento	m2/DIA	1,500.0000	EQ. 1,500.0000			Costo unitario directo por : m2	10.04
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO		hh	1.0000	0.0053	14.37	0.08
0147010003	OFICIAL		hh	2.0000	0.0107	12.61	0.13
0147010004	PEON		hh	4.0000	0.0213	11.40	0.24
							0.45
	Materiales						
0204010010	ARCILLA IMPERMEABILIZANTE		m3		0.1500	50.00	7.50
							7.50
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5.0000	0.45	0.02
0348040001	CAMION CISTERNA 4 X 2 (AGUA) 122 HP 1,500 gl		hm	1.0000	0.0053	120.00	0.64
0349030013	RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO 70-100 HP 7-9 ton		hm	1.0000	0.0053	120.00	0.64
0349090000	MOTONIVELADORA DE 125 HP		hm	1.0000	0.0053	150.00	0.80
							2.10
Partida	01.02	GEOMEMBRANA MACLINE DE 1.00MM)5.80X120)					
Rendimiento	m2/DIA	1.0000	EQ. 1.0000			Costo unitario directo por : m2	20.74
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Subcontratos						
0401010030	GEOMEMBRANA Macline DE 1.00mm (5.80x120)		m2		1.0000	13.24	13.24
0401010031	M. DE O. COLOCACION DE GEOMENBRANA(Incluye Equipos)		m2		1.0000	7.50	7.50
							20.74

S10

Análisis de Precios Unitarios Afectado por el Metrado

Presupuesto	0601001	DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO DE LA LOCALIDAD DE YARINA-DISTRITO DE CHIPURANA PROVINCIA DE SAN MARTIN						
Subpresupuesto	001	DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO DE LA LOCALIDAD DE YARINA-DISTRITO DE CHIPURANA PROVINCIA DE SAN MARTIN			Fecha presupuesto	03/03/2011		
Partida	01.01	RECONSTRUCCION DE ARCILLA E=0.15CM						
Rendimiento	m2/DIA	1,500.0000	EQ.	1,500.0000	Costo afectado por el metrado (1,411.66)	14,178.16		
Código	Descripción Recurso		Unidad		Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra							
0147010002	OPERARIO		hh		1.0000	7.4818	14.37	107.51
0147010003	OFICIAL		hh		2.0000	15.1048	12.61	190.47
0147010004	PEON		hh		4.0000	30.0684	11.40	342.78
								640.76
	Materiales							
0204010010	ARCILLA IMPERMEABILIZANTE		m3			211.7490	50.00	10,587.45
								10,587.45
	Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO			5.0000	640.76	32.04
0348040001	CAMION CISTERNA 4 X 2 (AGUA) 122 HP 1,500 gl		hm		1.0000	7.4818	120.00	897.82
0349030013	RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO 70-100 HP 7-9 ton		hm		1.0000	7.4818	120.00	897.82
0349090000	MOTONIVELADORA DE 125 HP		hm		1.0000	7.4818	150.00	1,122.27
								2,949.95
Partida	01.02	GEOMEMBRANA MACLINE DE 1.00MM (5.80X120)						
Rendimiento	m2/DIA	1.0000	EQ.	1.0000	Costo afectado por el metrado (1,500.00)	31,110.00		
Código	Descripción Recurso		Unidad		Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Subcontratos							
0401010030	GEOMEMBRANA Macline DE 1.00mm (5.80x120)		m2			1,500.0000	13.24	19,860.00
0401010031	M. DE O. COLOCACION DE GEOMENBRANA(Incluye Equipos)		m2			1,500.0000	7.50	11,250.00
								31,110.00

4.6. Emisor Final

Cuadro N° 18

CALCULO HIDRAULICO DE EMISORES FINALES, DESPUES DE LAGUNAS DE OXIDACION, LOCALIDAD YARINA																	
BUZON		TRAMO			LONGITUD	Longitud de Red	INF BUZONES	INFILTRACIÓN		CAUDAL DE DISEÑO ASUMIDO	PENDIENTE DEL CONDUCTO S (por mil)	DIÁMETRO INT	PARA CAUDAL MÁXIMO (Q _{max})			OBSERV.	Diámetro comercial mm
684	A	EN MARCHA	LLEGADA	TIPO	L	LONGITUD PROPIA	ACUMULADO Q _e	PROPIA Q _i	ACUMULADO Q _i				VELOCIDAD REAL V _p	RELACIÓN DE TIRANTE h/D	TENSIÓN TRACTIVA Ft		
N°	N°				m	m	l/s	l/s	l/s	l/s	‰	mm	m/s	< 0.75	Pa		mm
EM1	EM2	EM1-EM2	EM2-EM3	COLECTORES	89.42	89.42	0.004	0.045	0.045	14.963	3.00	240.20	0.8	0.51	1.78	CUMPLE	250
BZ127	EM2	BZ127-EM2	EM2-EM3	COLECTORES	35.71	35.71	0.008	0.018	0.018	8.423	3.00	240.20	0.7	0.37	1.41	CUMPLE	250
EM2	EM3	EM2-EM3	EM3-BZ132	COLECTORES	126.90	126.90	0.012	0.063	0.126	23.533	3.00	240.20	0.9	0.68	2.07	CUMPLE	250
EM3	BZ132	EM3-BZ132	DF	COLECTORES	126.90	126.90	0.016	0.063	0.189	23.739	3.00	240.20	0.9	0.68	2.08	CUMPLE	250

Nota 1: la simbologia de los buzones y los tramos son exactamente tal como estan representados en planos de los diseños hidraulicos

Nota 2: para el calculo del caudal de las tuberías de ingreso y salida en las lagunas primarias se asumió el caso mas desfavorable, es decir cuando alguna de ellas está en funcionamiento.

Nota 3: solamente las tuberías de ingreso de las lagunas primarias han sido calculados considerando que el caudal que ingresa es el de bombeo. Las otras tuberías han sido diseñadas con el caudal maximo horario, y usando los limites de la velocidad en concordancia con la tension practica.

V. ANALISIS Y DISCUSION DE RESULTADOS

5.1 Redes Y Conexiones Domiciliarias

5.1.1 Redes De Recolección

Se ha proyectado la instalación de 5,676.97 m de colectores conformados por tuberías de DN 160, 200 mm de PVC UF Clase S-20 y S-25.

El funcionamiento hidráulico de los colectores de desagües obedecerá a flujos no permanentes con caudales variables (picos máximos y mínimos) en espacio y tiempo, gradualmente variados en tirantes de agua, velocidades, etc.

Como resultado de los cálculos hidráulicos se ha definido el área de drenaje correspondiente a toda la localidad de Yarina.

5.1.2 Buzones

Los diámetros internos de los buzones de inspección son: buzones Tipo I = menores a 3.00m y Tipo II = mayores a 3.00m. Ambos con orificios ingreso de 0.60 m de diámetro, en total se construirán 112 buzones. La ubicación es indicada en el Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma OS. 070, numeral 3.2, cuyos criterios son los siguientes:

- En los cambios de diámetro de la tubería principal.
- En los cambios de pendientes de la tubería principal.
- En los cambios de dirección de la tubería principal.
- En todo lugar donde sea necesario por razones de inspección y limpieza.

La separación máxima de los buzones de inspección dependerá de los diámetros de los colectores:

- 60.00m Para colectores de 110mm de diámetro.
- 60.00m Para colectores de 160mm de diámetro.
- 80.00m Para colectores de 200mm de diámetro.
- 100.00m Para colectores de 250 a 300mm de diámetro.

5.1.3 Conexiones Domiciliarias

Se ha previsto la instalación de 284 conexiones domiciliarias para la localidad de Yarina de drenaje, con un diámetro nominal mínimo de 160 mm. La conexión domiciliaria consistirá básicamente en la provisión e instalación de 01 caja de registro, 01 tubería de 8 m de longitud promedio de PVC ISO 4435 y 01 empalme de PVC al colector.

Si se toma en consideración que la densidad poblacional es de 4.5 hab./vivienda, la población servida será de 985 habitantes con lo que al año 2010 la cobertura del servicio alcanzará el 80%.

La población total de Yarina al año 2029 se estima en 1096 habitantes

5.2 Estación De Bombeo

5.2.1 La Infraestructura

La caseta de bombeo será de concreto armado la cual incluye todas las aéreas necesarias para el funcionamiento de una cámara de bombeo. Por la gran profundidad del último buzón BZ 112, que pasa los 5 metros, la caseta de bombeo tiene tres niveles los cuales comprenden: el nivel superior que está en la superficie, un nivel intermedio ubicada a 3.20 m debajo del piso terminado del primer nivel y el nivel de fondo, ubicado a 3.37 m respecto al primer nivel. El acceso a cada nivel es mediante escaleras metálicas, con un ancho útil de 0.90m.

5.2.2 Camara De Rejas

Precediendo a la cámara de bombeo, en el nivel inferior, esta la cámara de rejas la cual contiene una criba con doce barrotes de acero de 1/4" de espesor y 1 1/2" de ancho, para la retención de material grueso y otros típicos de un desagüe doméstico. El canal by pass, descarga en la cámara de bombeo y este funcionará cuando hay alguna emergencia momentánea en el canal de rejas. El escurrimiento del material retirado de las rejas será en losa perforada, cuyas dimensiones son suficientes para la manipulación de herramientas comunes como escoba, recogedor y otros. El material extraído debe trasladarse hasta las zonas destinada para este fin y enterarlos para su protección definitiva

5.2.3 Cámara Dé Bombeo

En la cámara de bombeo, cuyo volumen que ha sido diseñada para 20 años se dispondrán dos electrobombas sumergibles para aguas residuales, de preferencia monocanal, capaces de impulsar materiales de hasta 3 o 4 cm de diámetro. Cada bomba debe ser capaz de elevar el caudal total, y el funcionamiento máximo por día será de 12 horas cada una. Las dimensiones de la cámara de bombeo están en función del caudal promedio, del caudal máximo y mínimo de contribución y del periodo de retención entre 10 y 25 minutos. Esta cámara está diseñada para poder incrementar caudales de bombeo a 10 y 20 años, por lo que solo será necesario el cambio de equipos de bombeo. Las medidas de la cámara de bombeo son 1.70 x 1.60 m² y profundidad de 2.04 m respecto al nivel de fondo del canal de ingreso, cuenta con tapas de concreto armado removibles, instalación de agua y servicios eléctricos las 24 horas del día, y un sistema de ventilación mediante tuberías de PVC que salen desde la cámara de bombeo, se empotran en la pared, y salen a ventilar sobre el techo de la caseta de bombeo.

5.2.4 Nivel Intermedio

En el nivel intermedio se dispondrán de los equipos de control eléctrico además de los diferentes accesorios y válvulas de control, y de una motobomba capaz de impulsar el desagüe hacia la superficie, para luego mediante tuberías por gravedad dirigirle hacia una zona de acumulación o laguna de emergencia. Planificar oportunamente el uso adecuado de estas zonas de emergencia contribuirá a manejar adecuadamente las suspensiones de corto tiempo de los equipos de bombeo, los cuales ocurren con frecuentemente en este tipo de servicios. En este caso es todavía más crítico, debido a que la zona de tratamiento es bastante alejada de la caseta de bombeo. Las válvulas de control son de tipo compuerta con acción manual de Ø 150 mm, de fierro fundido (F°F°). Las válvulas anti retorno (Check), y de aire serán automáticas y de acero o fierro fundido. Las válvulas u accesorios podrán ser desmontadas normalmente debido a que cuentan con dos uniones tipo Bresser para facilitar esta acción.

5.2.5 Equipo De Bombeo

El equipo de bombeo debe ser capaz de elevar el caudal de 13.28 litros por segundo, mediante una tubería de impulsión 943.01 m, de PVC Ø 160 mm hasta el buzón BZ 124; y vencer una altura dinámica total de 16.54 metros. Opcionalmente se podría instalar tuberías de impulsión de PVC Ø 140 mm y en esta caso el equipo de bombeo tendría que vencer una altura dinámica total de 20.75 m. El diseño definitivo de la línea de impulsión se ajustará con las especificaciones técnicas del equipo de bombeo comercial, el cual debe seleccionarse comparando diferentes ofertas de distintos proveedores y considerando varios parámetros, entre ellos: manejo simplificado del equipo, buena calidad de los materiales, menor consumo de energía y lubricantes, accesorios compatibles dentro del mercado nacional, etc.

5.2.6 Nivel Superior

El nivel superior de la caseta de bombeo es para almacenar adecuadamente las herramientas, después del uso, así también tiene los servicios higiénicos para el aseo del personal que trabajará mediante turnos, las 24 horas. Los muros llevan ventanas en todo el perímetro para facilitar la evacuación de gases de manera continua. Estas ventanas solo llevan rejillas y mallas protectoras.

5.3 Generador De Energía

El funcionamiento de los equipos de bombeo se realizará mediante un generador de energía, cuyas características deben de satisfacer las necesidades de los equipos de impulsión y las necesidades de energía de la propia caseta. Esta es la manera más común de abastecerse de energía hasta que la localidad tenga un servicio eléctrico convencional. El generador de energía contará también con una caseta de protección, la que necesariamente tendrá que estar en otro ambiente, independiente al de la caseta de bombeo.

5.4 Línea De Impulsión

Ha sido incluida en el estudio porque no resulta rentable la conducción por gravedad de las aguas residuales hasta las lagunas facultativas.

Por dicha razón, con el fin de conducir por bombeo las aguas residuales reunidas en la Cámara de Bombeo, se ha proyectado la instalación de una línea de impulsión constituida por un total de 943.01 m de tubería PVC UF DN 160 mm Clase 7.5.

La línea de impulsión estará comprendida entre la Caseta de Bombeo y el Buzón B124, al cual ingresará en la cota 178.460 msnm.

5.5 Planta De Tratamiento De Aguas Residuales

5.5.1 Caudales De Diseño

El horizonte es de 20 años y según el RNE el caudal de diseño para tratamiento mediante lagunas de estabilización es el caudal promedio además de agregar los caudales por infiltración en buzones y tuberías, afectado por el porcentaje de cobertura que se plantea las metas. Para el caso del sistema de distribución de caudales en la caja de distribución CDQ N° 1, la estructura hidráulica se ha diseñado con el caudal de bombeo, proyectado a 20 años. De la misma manera, los cálculos hidráulicos de la estructura que antecede a esta unidad, es decir a la unidad de aforo, también se ha calculado con el caudal de bombeo.

5.5.2 Indicadores De Tratamiento

La reducción de bacterias se ha determinado en términos de coliformes fecales. Otro indicador es la demanda bioquímica de oxígeno ambos medidos en número más probable de bacterias coliformes fecales por cien mililitros (NMP Coli Fecales / 100 ml), y en miligramos por litro (DBO en mg/l), respectivamente; ambos medidos en el efluente final.

Para el cálculo de la reducción de bacterias se ha usado el modelo de flujo disperso con los coeficientes de mortalidad netos para las lagunas primarias y secundarias.

Para el cálculo de la remoción de carga orgánica se ha considerado los siguientes parámetros: carga orgánica del afluente, tasa de desoxigenación, factor de características de sedimentación y el factor intrínseco de algas.

5.5.3 Dimensionamiento

En función de las características del terreno destinado a la zona de tratamiento, la ubicación de la localidad en la zona de selva baja, en función del clima lluvioso, y por la presencia de infiltraciones de agua cerca a la superficie del terreno, se ha optado que las lagunas estén lo menos enterradas para evitar posibles inundaciones. La forma de las lagunas tanto primarias y secundaria son rectangulares, sus dimensiones se indican en el siguiente cuadro.

5.5.4 Funcionamiento

5.5.4.1 Ingreso y salida de agua

Antes del ingreso del desagüe a las lagunas, el caudal es impulsado desde una caseta de bombeo hasta el buzón N° 124. Seguidamente se ubica un medidor parshall, el cual se ha diseñado en función de las medidas estándares para este tipo de canales, considerando velocidades que garanticen los rangos permisibles para desagües. Este canal no se ha colocado antes de la estación de bombeo debido al nivel profundo de llegada del desagüe, que supera los 4 metros. La continuación del canal Parshall es un canal rectangular cuyo nivel de fondo coincide con el nivel de ingreso de un vertedero rectangular que distribuye el agua en la caja de distribución de caudales N° 01 (CDQ N° 01). El nivel de fondo del conjunto Parshall y CDQ N° 01 está por encima el nivel de coronación de los terraplenes para la distribución equitativa a cada laguna primaria.

La CDQ N° 01 es una estructura de concreto armado que contiene a 04 vertederos rectangulares los cuales distribuyen el ingreso de agua a las 02 lagunas primarias. Estos vertederos metálicos de pared delgada son rectangulares y removibles, de tal modo que se puedan sacar o mover en cualquier momento para su respectivo mantenimiento o evacuación de sedimentos retenidos en el fondo de las cajas de concreto.

Cada laguna primaria tiene dos cajas de ingreso (CP01 a CP04) , y las tuberías de acceso a estas cajas y las de ingreso a las lagunas se ha calculado asumiendo la condición más desfavorable, que en este caso podría ser solo el funcionamiento de dos, cuando una de ellas esté en mantenimiento. Solo en el caso del ingreso de lagunas primarias el caudal de diseño de vertederos y tuberías es considerando el caudal máximo de bombeo, el cual sería a 20 años. El cálculo hidráulico obedece a consideraciones de velocidades mínimas y tensión tractiva mayor o igual a 1. Con estos criterios las tuberías de ingreso a cada laguna primaria son de PVC, 160 mm de diámetro y Rigidez de 2 KN/M2 (SN 2).

La salida de agua de las lagunas primarias consta de cajas de concreto armado con vertederos metálicos rectangulares de pared delgada, también removibles denominadas CP05 A CP8. Además también estas cajas tienen una pantalla para retener grasas u otro material flotante que impida el pase hacia la laguna secundaria. Estas cajas de salida están conectadas a una caja denominada: caja de distribución de caudales:- CDQ N° 2, de concreto armado y que está ubicada de manera estratégica a nivel de la coronación de la laguna primaria. Esta es la distribuye equitativamente el efluente de las lagunas primarias a cada uno de los ingresos de la laguna secundaria. Para el diseño de estos vertederos y de las tuberías de conexión entre cajas de salida y cajas de distribución se ha considerado el caudal máximo horario asumiendo la condición más desfavorable, que en este caso podría ser solo el funcionamiento de una laguna primaria, cuando una de ellas esté en mantenimiento. La interconexión las CP05 hasta la CP8CP con la CDQ N° 2 es mediante tuberías de PVC con diámetros de 160 mm Rigidez: 2 KN/M2 (SN 2).

El ingreso de agua a la laguna secundaria es mediante cajas simples de concreto armado, denominadas CP9 y CP10 y el cálculo hidráulico de las tuberías de ingreso es considerando el caudal máximo horario a 20 años. Las tuberías son de PVC Ø 160 mm, Rigidez: 2 KN/M2 (SN 2).

La salida de agua de las lagunas secundarias es mediante cajas de concreto armado con vertederos metálicos rectangulares de pared delgada, también removibles denominadas CP11 hasta CP12, y el cálculo hidráulico de los vertederos y de las tuberías de evacuación hasta los buzones es considerando el caudal máximo horario a 20 años. Estas son de PVC Ø 200 mm, Rigidez: 2 KN/M2 (SN 2).

5.5.4.2 Sistema de vaciado de emergencia

En las lagunas primarias el vaciado consta de una batería de 02 cajas de concreto rectangular, interconectadas con tubería de PVC Ø 200 mm, CL 7.5. Estas cajas tienen muros de concreto, 03 de los cuales tienen una altura que sobrepasa el nivel del espejo de agua. La altura del cuarto muro sobrepasa del nivel de fondo una distancia de 0.40 m y es en este lado en donde se colocará doble vertedero de madera tratada tipo machihembrada. En el espacio comprendido entre estos dos vertederos se construirá un muro compactado impermeable, en base a una mezcla de arcilla inorgánica de excavación y bentonita sódica, en la proporción de 5:1 – (arcilla: bentonita). Los detalles se pueden observar en eje transversal 06 – laguna primaria.

El caudal de vaciado en una laguna primaria se ha calculado asumiendo un promedio de la velocidad de vaciado de 15 cm por día. Debido a que el vaciado tiene que ser controlado, además se ha asumido solo un horario diurno de 8 horas por lo tanto la velocidad de vaciado garantiza un tiempo prudencial como para que los taludes se estabilicen lo necesario y no produzcan asentamientos bruscos o volteo. Este tiempo puede disminuir en casos de ser necesario, complementado el vaciado con unidades de bombeo hacia la laguna primaria y secundaria, siempre controlado que el vaciado nunca puede ser menos de 5 días. Las tuberías de vaciado van a funcionar a presión durante esta operación, por lo que el tramo SE1 hasta el buzón EM1 será de 200 mm CL 7.5. El cálculo hidráulico se basa en que durante el vaciado de emergencia, la altura variará desde 2 m hasta 0.40 m (considerando que no puede vaciarse completamente debido a la posibilidad de formación de lodos), y asumiendo la

superficie máxima de evacuación de espejo de agua y la longitud de tubería en el tramo indicado.

El doble vertedero de estas cajas de vaciado debe permitir mantener totalmente seca la parte interna de estas cajas, sin nada de filtraciones de agua. Solo deben de funcionar cuando se manipule los vertederos y se retire cada uno de los niveles de las maderas machihembradas. Sin embargo por razones de seguridad estas cajas tienen otro sistema para mantener la estanqueidad y consiste en conectar al orificio de salida una tubería de 200 mm mediante una Tee hasta una altura que sobrepase el nivel del espejo de agua. Este tubo deberá ser retirado solamente cuando se va a poner en acción el sistema de emergencia y para ello se necesita el apoyo al menos de dos personas, de tal manera que una de ellas baje a través de una escalera a cortar el tubo, mientras la otra mantiene fija el bote o canoa a los muros de la caja. Seguidamente con el apoyo de otras herramientas manuales, desde arriba, debe de retirarse las maderas del doble vertedero, empezando por el lado que da a la parte interna de la caja; luego romper el muro teniendo cuidado que ningún trozo de este ingrese a la caja y pueda atorar el tubo de salida del desagüe.

5.5.4.3 Taludes y coronación

La pendiente de los taludes internos y externos están en relación H/V = 2/1. El ancho de la coronación de los terraplenes varía desde 3.5 hasta 4.0 metros. Para evitar el resquebrajamiento de los taludes externos se sembrará algún tipo de vegetación pequeña, que no tenga muchas raíces y pueda contribuir con el mejoramiento paisajístico.

5.5.4.4 Sistema de Impermeabilización

Para la impermeabilización de las lagunas, tanto del fondo y taludes internos se usará suelo arcilloso con coeficiente de permeabilidad compactada igual o menor de 10^{-9} m/seg. Este material puede seleccionarse de la propia excavación o usar material del préstamo, procedente de la cantera ubicada a 1000 metros de la ubicación de lagunas.

El espesor de la capa de impermeabilización será de 0.15 m como mínimo y se usara rodillo pata de cabra con un cuidadoso control de compactación. El estudio de suelos complementario determinará las recomendaciones finales de este proceso de impermeabilización, en función de las características del tipo de suelo natural y de préstamo.

5.6 Emisores

El efluente de las lagunas será trasladado al cuerpo receptor mediante emisores, se ha proyectado la instalación del efluente, que consistirá en el tendido de un total de 527.10 m de tubería de PVC UF de 250mm clase S-20 y S-25.

5.6.1 Cuerpo receptor

El cuerpo receptor, que es el rio Huallaga, es el principal rio de la región, tanto por el caudal y por la variedad de uso que se le da, pero al mismo tiempo es el rio más contaminado debido a que en su recorrido pasa por ciudades cuyas cantidades de población son muy representativas a nivel de la región y del País. Estas ciudades son: Por el alto Huallaga a: Huánuco, Tingo María, Tocache, Juanjui, Bellavista, Picota. También a través de sus tributarios recibe el aporte de desagües de otras ciudades tales comprendidas en la zona del Huallaga Central, como por ejemplo Toda la Población del Alto y Bajo Mayo, como son las ciudades de Nueva Cajamarca, Rioja, Moyobamba, Lamas, Tarapoto.

Como la localidad de Yarina está ubicada en la zona del bajo Huallagá es de suponer que, de tanto recorrido y contaminación incontrolada, debido a que ninguna de las ciudades indicadas poseen tratamiento alguno de sus desagües, como cuerpo receptor este muy contaminado y la capacidad de auto purificación sea nula al menos en lo que se refiere a coliformes fecales. Es esta la razón por lo que el presente diseño ofrece un nivel de tratamiento capaz de sacar un efluente con coliformes fecales menores a 1000 por /100 ml (CF/100 ml) y demanda bioquímica de oxígeno (DBO), menores a 10 mg/l. A la fecha Agosto del año 2010, no existe información sobre el record histórico de la calidad de agua de este rio y que al menos tenga la referencia como contaminantes a CF y DBO.

Sin embargo hay algunos datos puntuales de contaminación por CF los cuales sobrepasan los 100, 000 CF/100, como es el caso de algunos valores referenciales obtenidos para la elaboración del estudio de zonificación económica ecológica de la provincia de Tocache, por los años 2004 y 2005. Ello implica que los nuevos sistemas de tratamiento de desagüe que se diseñan y se construyen, deben de tener altas eficiencias de tratamiento para sacar un efluente que contribuya a bajar los niveles de contaminación de este importante río Huallaga.

5.7 Zanjas De Coronación y Cerco Perimétrico

La evacuación de las aguas superficiales, provenientes de las precipitaciones será mediante zanjas de coronación, cuyas pendientes direccionarán las aguas para evacuar en zonas alejadas de las lagunas.

La protección de todo el sistema de tratamiento, que incluye a la caseta de bombeo es mediante un alambrado de púas, los que se fijarán en postes de madera. El ingreso a las lagunas es mediante una portada metálica que tiene acceso para peatones.

5.8 Selección de Alternativa.

El Diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario de la Localidad de Yarina es una alternativa de solución para mejorar la calidad de vida de la población.

Y, Después de hacer un análisis Técnico - Económico entre la arcilla compactada y los geosintéticos como materiales impermeabilizantes dentro de la planta de tratamiento, determinamos que la arcilla compactada sobresale con condiciones más favorables sobre los geosintéticos, por lo que el Diseño seleccionado y presentado en los planos es considerando la arcilla compactada.

5.9 Contrastación de la Hipótesis

Se ha contrastado la hipótesis del estudio determinando que el diseño del sistema de alcantarillado sanitario en la localidad de Yarina serviría como alternativa de solución para la disminución de la incidencia de enfermedades respiratorias, gastrointestinales, parasitarias y dérmicas. Además de contrastar también que el empleo de la arcilla compactada como material impermeabilizante en la planta de tratamiento (lagunas y diques) es la mejor alternativa para optar un diseño técnico y económico.

VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

7.1 Conclusiones:

- ✓ Después de haber realizado los análisis del resultado de la carga superficial de diseño igual a 345.99 DBO5/ha.día, es que hemos elegido como planta de tratamiento a las lagunas facultativas, puesto que se encuentran dentro del intervalo $\leq 150 - 400 \geq$ kgDBO5/ha.día ideal para climas calientes.
- ✓ Con el resultado del estudio topográfico del terreno, que nos muestra una topografía relativamente plana, se establece diseñar una estación de bombeo, para que de esta manera las aguas residuales puedan llegar a la planta de tratamiento.
- ✓ Después de analizar los resultados de estudios de suelos correspondiente a la estación de Bombeo se concluye que el terreno de fundación es estable por lo que nos permitió considerar la cimentación a 6.00metros de profundidad siendo verificada en el diseño estructural.
- ✓ La arcilla cuenta con propiedades impermeabilizantes que con un buen trabajo de colocación en la planta cumple lo especificado para la correcta funcionabilidad del presente diseño, a lo largo del periodo de diseño.
- ✓ Se elige la arcilla por su menor costo y su mayor accesibilidad.
- ✓ Las geomenbranas también poseen propiedades de impermeabilización, mucho más efectivas a comparación de la arcilla compactada, que aseguran mucho más la impermeabilización de la infiltración y filtración en las lagunas, y por consiguiente se mantiene durante el periodo de diseño y más.
- ✓ La geomenbranas, es un material que en el mercado significa un mayor costo y una menor accesibilidad, por la zona en donde nos encontramos.
- ✓ Con la presentación de este diseño del sistema de alcantarillado sanitario de la localidad de Yarina, es que se contribuye con la población para brindar una alternativa de solución a los problemas que ahora se aquejan, para su posterior mejora de vida.

6.2 Recomendaciones:

- Se recomienda, considerar los parámetros que establece el Reglamento Nacional de Edificaciones, para definir el diseño de las lagunas facultativas como planta de tratamiento.
- Se recomienda el diseño de una Estación de Bombeo en terrenos donde la topografía lo justifique. Siendo este el caso, deberán ser ubicadas en un lugar no inundable y fácilmente accesible.
- Se recomienda utilizar como material impermeabilizante la arcilla compactada para nuestro diseño, puesto que el costo es menor y el material se encuentra en la misma zona donde se ha diseñado la planta de tratamiento. La Localidad cuenta con una cantera de este material.
- Se recomienda utilizar las geomembranas como material impermeabilizante en diseños donde las aguas residuales contengan mayor cantidad de contaminantes como los minerales, por ejemplo: los reales mineros. Así también en todo diseño de lagunas de estabilización como tratamiento de aguas residuales si es que se plantea diseñar para un periodo de más de 20 años, evaluando primero el costo-beneficio de la utilización de este material.
- Se recomienda promover este tipo de estudios en localidades que necesiten un sistema de Alcantarillado Sanitario; teniendo en cuenta que se está dando como alternativa de solución para problemas de salud y desarrollo de la población.
- Recuérdese que un buen diseño no consiste en hacer muchas lagunas en serie o lagunas muy grandes sino lograr la adecuada remoción de carga orgánica y patógenos con un balance hídrico positivo aún en la época crítica desde el punto de vista hídrico.

VII. BIBLIOGRAFIA

- RICARDO ALFREDO LÓPEZ CUALLA. Elementos De Diseños Para Acueductos Y Alcantarillados. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.
- ADALBERTO NOYOLA ROBLES – EDUARDO VEGA GONZALES – JUDITH G. RAMOS HERNÁNDEZ – CESAR G. CALDERÓN MOLGORA. Alternativas De Tratamiento De Aguas Residuales. México 2000.
- AUERELIO HERNANDEZ MUÑOZ. Saneamiento Y Alcantarillado Vertidos Residuales. PAG. 507-515. Colegios De Ingenieros De Caminos, Canales Y Puertos. Colección Señor N°7, 6 Edición 2001, España.
- JAIRO ALBERTO ROMERO ROJAS. Tratamiento De Aguas Residuales, Teoría Y Principios De Diseño. Pag. 179-186. Editorial Escuela Colombiana De Ingeniería. Segunda Edición: Agosto 2002.
- INSTITUTO DE LA CONSTRUCCION Y GERENCIA. Reglamento Nacional de Edificaciones. 3^{era} Edición, Lima 2009.
- JAIRO ALBERTO ROMERO ROJAS. Acuitratamiento por Lagunas de Estabilización. Editorial Colombiana de Ingeniería. 2^{da} Edición, 1995.

Enlaces:

- Tema: Redes de Aguas Residuales
http://www.uns.edu.pe/civil/bv/descarga/reglamentos/Agua_Residual.htm
- Tema: Lagunas de Estabilización
<http://www.bvsde.paho.org/eswww/proyecto/repidisc/publica/hdt/hdt33/hdt33.html>
- Tema: Geosinteticos
<http://www.geoproductos.com.mx/geoweb/definiciones.html>
- Tema: Lagunas Facultativas
<http://www.bvsde.ops-oms.org/eswww/fulltext/repind42/lagunas/lagunas.html>

<http://aulavirtual.usal.es/aulavirtual/demos/edar/unidades/LIBROS/DLAR-MO/parte-1/cap6/cap6,1.html>

- Tema: Lagunas De Estabilización Para El Tratamiento De Aguas Residuales
<http://www.es.irc.nl/page/26728>
- Tema: Tratamiento de Aguas Residuales
<http://www.monografias.com/trabajos81/disenio-tratamiento-secundario/disenio-tratamiento-secundario2.shtml>
http://es.wikipedia.org/wiki/Tratamiento_de_aguas_residuales
- Tema: Laguna de Estabilización
<http://www.slideshare.net/sauz1086/lagunas-de-estabilizacion>
<http://www.ingenieroambiental.com/?pagina=838>
- Tema: Sistema de Recolección de aguas residuales
<http://www.bvsde.paho.org/bvsacd/cd22/legislacion/titulod.pdf>
- Tema: Población de Diseño
<http://www.inei.gob.pe/biblioineipub/bancopub/Est/Lib0337/cap05.HTM>
- Tema: Arcillas
<http://www.uclm.es/users/higueras/yymm/arcillas.htm>
- Tema: Permeabilidad de suelos.
<http://es.wikipedia.org/wiki/Permeabilidad>

VIII. ANEXOS

ANEXO N° 01:
Panel Fotográfico

FOTO N° 01: IMAGEN DE LA LOCALIDAD DE YARINA



En la imagen se observa la plazuela principal de la Localidad de Yarina, Localidad donde se realizó los estudios de Diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario.

FOTO N° 02: UBICACIÓN DE LA ESTACION DE BOMBEO



Señalamos la zona donde se ubica el diseño de la Estación de Bombeo.

FOTO N° 03: UBICACIÓN DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO



En la imagen se observa el área donde se proyecta ubicar la Planta de Tratamiento. Se aprecia la maleza y vegetación existentes.

FOTO N° 04: UBICACIÓN DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO



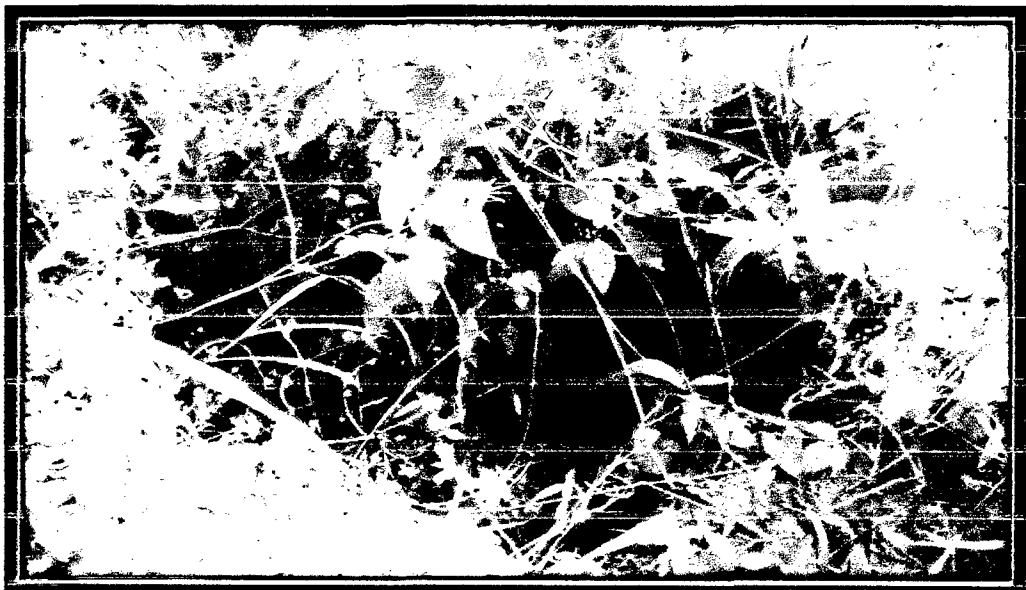
En la imagen se muestra el BM de concreto para facilitar la ubicación y replanteo de la planta de tratamiento.

FOTO N° 05: UBICACIÓN DE LA ESTACION DE BOMBEO



Otra vista del área donde se proyecta ubicar el diseño de la PTAR. Nótese el estado de la zona con presencia de vegetación y la maleza existente

FOTO N° 06: CALICATA EN LA PTAR



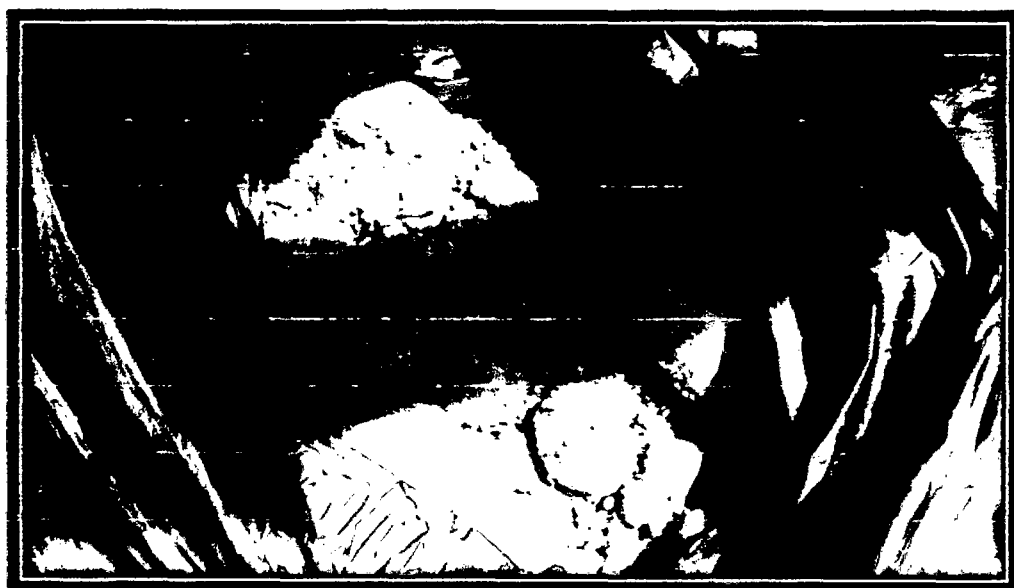
Se observa la calicata correspondiente a la PTAR donde se extrajeron las muestras para los estudios de Suelos.

FOTO N° 07: EXCAVACION DE CALICATAS



Se observa la excavación de las calicatas para la extracción de las muestras de suelo para su respectivo análisis.

FOTO N° 08: MUESTRA EXTRAIDA



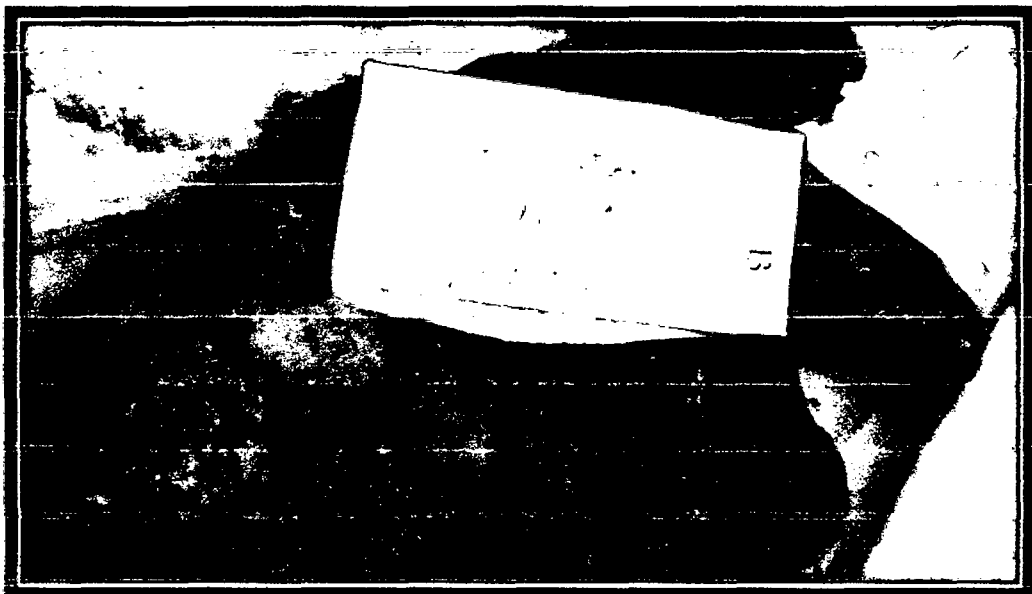
La muestra extraída de la calicata, presenta u suelo gravoso con presencia de arcilla. Este suelo es predominante en la zona.

FOTO N° 09: MUESTRA DE SUELOS



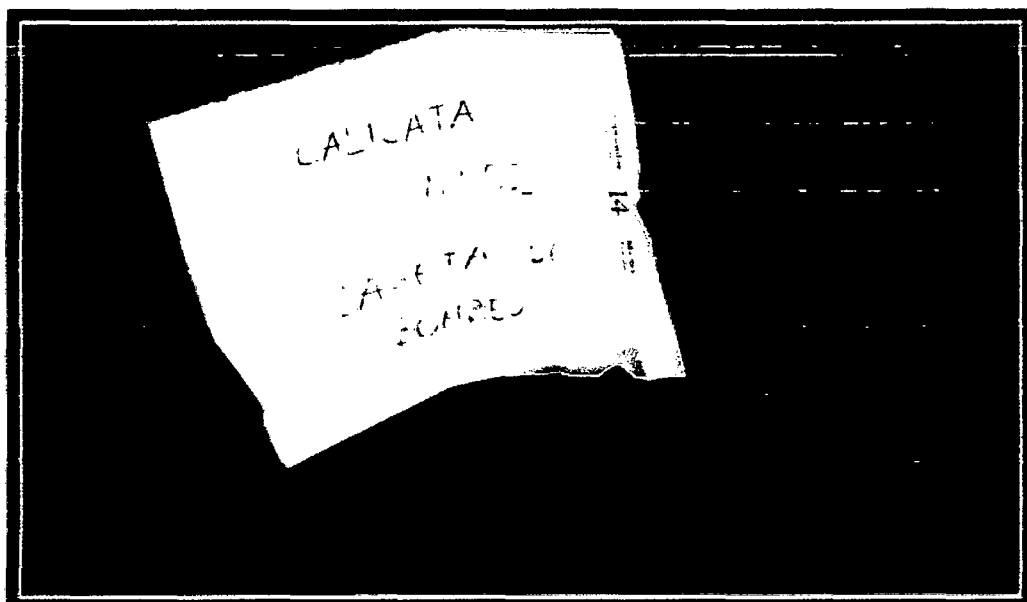
Imágenes de las muestras extraídas de las calicatas para realizar los estudios de suelos.

FOTO N° 10: MUESTRA EXTRAIDA DE LA CALICATA PARA REDES.



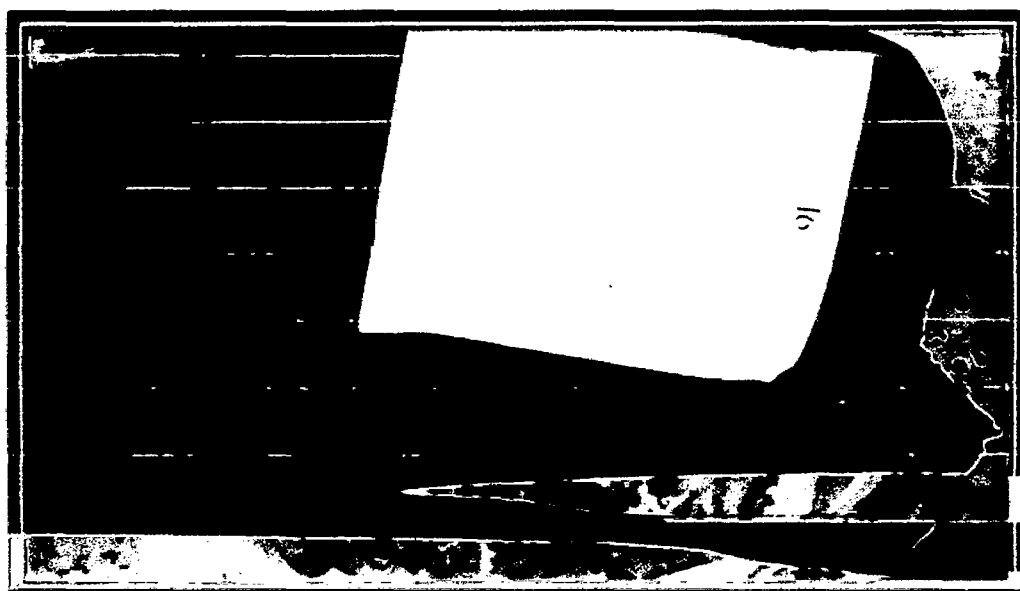
Se observa la muestra extraída de la calicata correspondiente al Buzón N° 60, para realizar los estudios de suelos.

FOTO N° 11: MUESTRA EXTRAIDA DE LA CALICATA N° 02 – CASETA DE BOMBEO



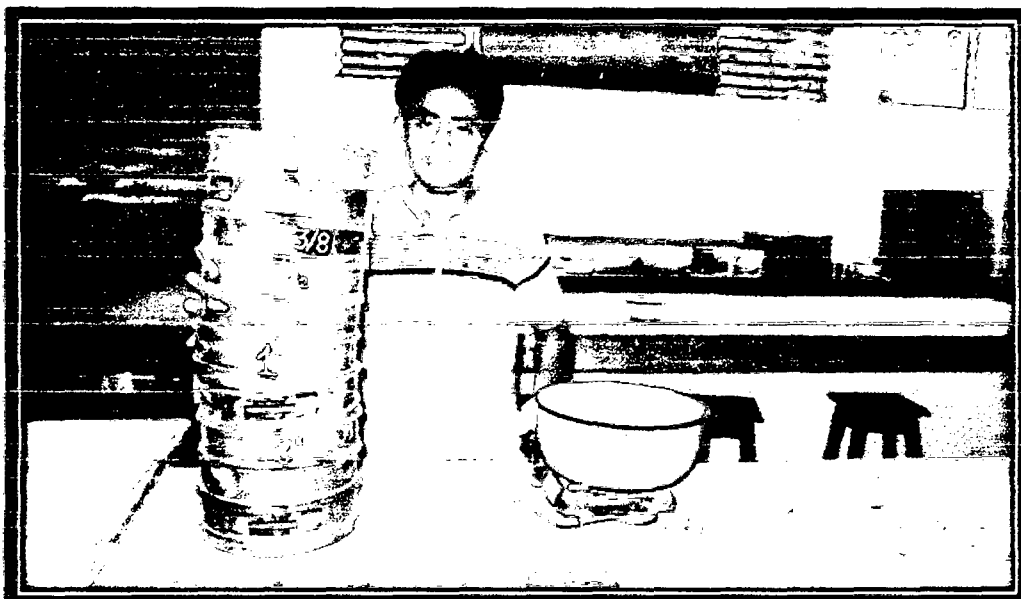
En la imagen tenemos la muestra extraída de la Estación de Bombeo para los estudios de Suelos

FOTO N° 12: MUESTRA EXTRAIDA DE LA CALICATA N°03 – PLANTA DE TRATAMIENTO



En la imagen se aprecia la muestra extraída de la PTAR para los estudios de suelos.

FOTO N° 13: LABORATORIO DE MECANICA SE SUELOS FIC – UNSM.



En la imagen se observa algunas de las herramientas y equipos necesarios para realizar los estudios de clasificación de Suelos.

FOTO N° 14: LABORATORIO DE MECANICA SE SUELOS FIC – UNSM.



Realizando el proceso de la separación de los componentes del suelo:
agregado fino y agregado grueso.

FOTO N° 15: LABORATORIO DE MECANICA SE SUELOS FIC – UNSM.



Se observa los trabajos realizados en el proceso de los estudios de suelos: el tamizado de las muestras.

FOTO N° 16: LABORATORIO DE MECANICA SE SUELOS FIC – UNSM.



En la imagen se observa el agregado grueso, producto del trabajo que realizamos al separar los componentes de la muestra.

FOTO N° 17: LABORATORIO DE MECANICA SE SUELOS FIC – UNSM.



Y, por consiguiente, también se clasificó el agregado fino de la muestra.

FOTO N° 18: LABORATORIO DE MECANICA SE SUELOS FIC – UNSM.



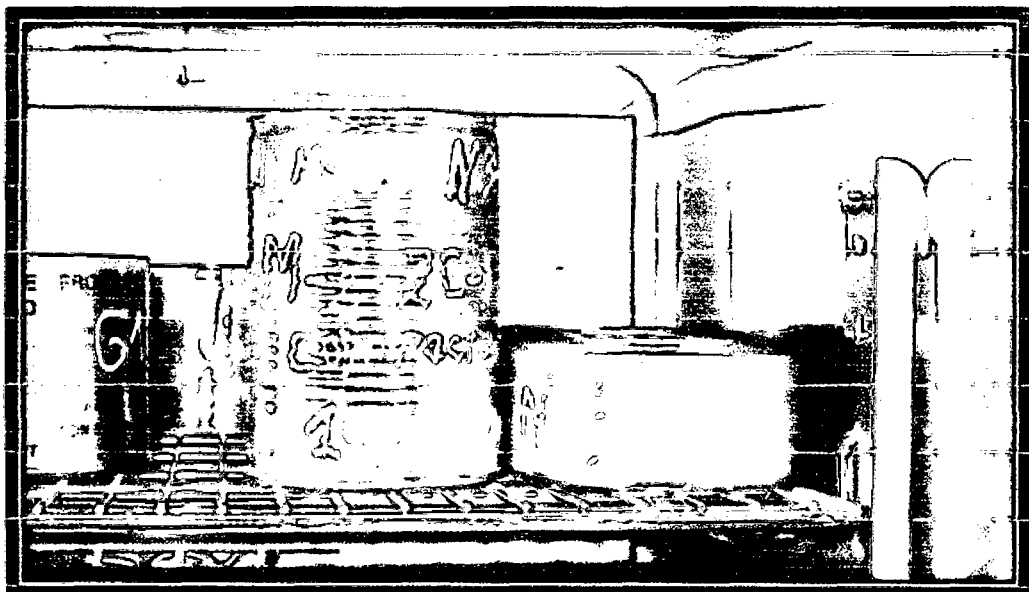
Una vez separado la muestra, el agregado fino se satura por 24 horas antes de ser lavada por la malla N°200.

FOTO N° 19: LABORATORIO DE MECANICA SE SUELOS FIC – UNSM.



Saturamos las muestras y las dejamos así por 24 horas.

FOTO N° 20: LABORATORIO DE MECANICA SE SUELOS FIC – UNSM.



Después de lavar las muestras saturadas por la malla N°200 pesamos lo que queda en esta malla, la colocamos en latas y las ponemos a secar en el horno por un tiempo de 24 horas.

FOTO N° 21: LABORATORIO DE MECANICA SE SUELOS FIC – UNSM.



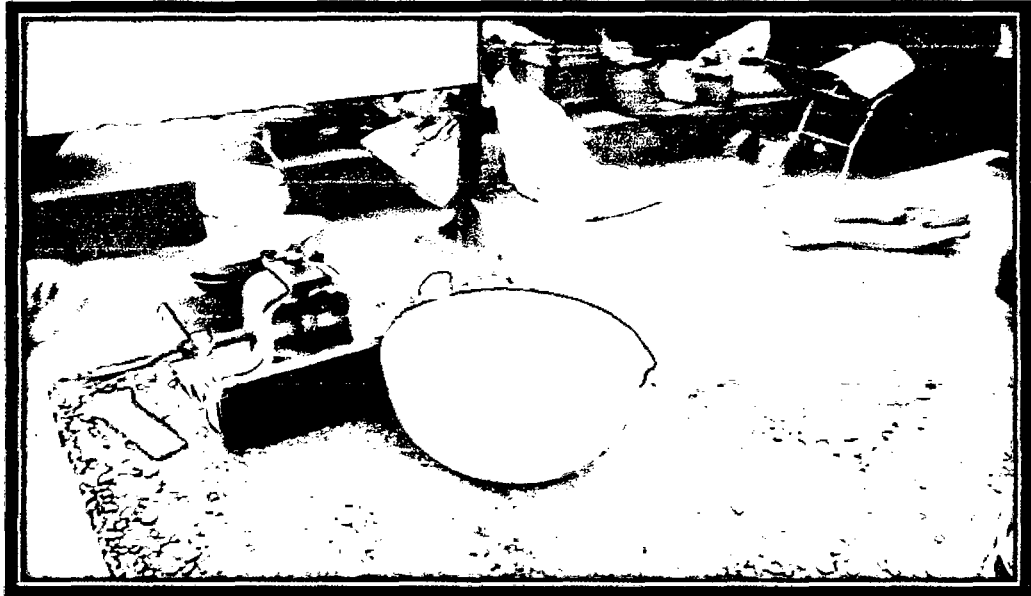
Verificación de las mallas que se utilizaron para el trabajo de la granulometría del agregado grueso.

FOTO N° 22: LABORATORIO DE MECANICA SE SUELOS FIC – UNSM.



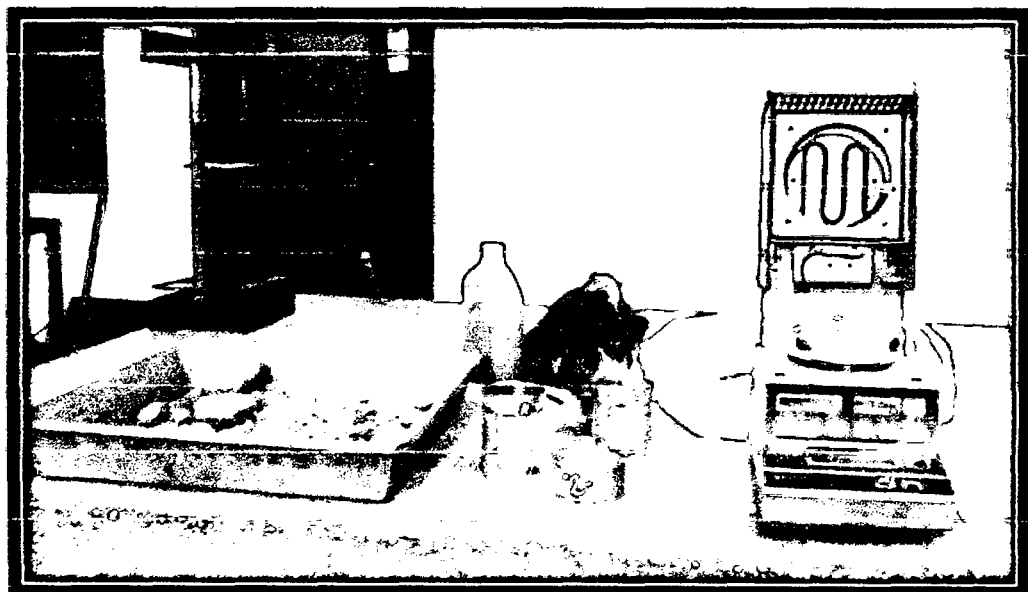
De la imagen se deduce que de esta muestra extraída no tenía limite plástico (estación de bombeo)

FOTO N° 23: LABORATORIO DE MECANICA SE SUELOS FIC – UNSM.



Materiales y equipos que utilizamos para realizar los ensayos de límite líquido.

FOTO N° 24: LABORATORIO DE MECANICA SE SUELOS FIC – UNSM.



Al secar los finos volvemos a pesarlos y empezamos a hacer la respectiva granulometría, anotando todas las precedencias en todo el proceso de nuestro trabajo en el laboratorio, para el posterior calculo.

ANEXO N° 02:
Estudio De Suelos

INFORME DEL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS.

1. NOMBRE DEL ESTUDIO:

"Diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario de la Localidad de Yarina, Distrito de Chipurana, provincia de San Martín, Región San Martín"

1.1 Ubicación y Acceso

a. Ubicación

La ubicación del área de estudio es la siguiente:

Localidad : yarina

Distrito : chipurana

Provincia : San Martín

Región : San Martín

b. Acceso

El acceso al área de estudio, es partiendo desde la ciudad de Tarapoto siguiendo la carretera asfaltada Fernando Belaunde Terry (Ex Marginal Tramo Sur) hasta el ovalo del periodista que se encuentra en la localidad de la banda de shilcayo, llegado al ovalo se dobla a la izquierda, para luego seguir por la carretera asfaltada Marginal de la Selva con dirección hasta la localidad de Pongo de Caynarachi. De la localidad de Pongo de Caynarachi se toma la carretera afirmada que conduce a la localidad de San Juan, legando a la localidad de San Juan se sigue por la misma carretera afirmada hasta llegar al desvío se dobla a la derecha para seguir también por carretera afirmada hasta la localidad de Yarina, siendo este ultimo el lugar destinado del Proyecto.

2. CONSIDERACIONES DEL REGLAMENTO

El R. N. E. Considera tres tipos de terreno para cimentar estructuras:

Suelos, rocas y materiales de relleno.

a. Suelos

La clasificación de estos suelos se efectuara teniendo como base el Sistema Unificado de Clasificación de suelos SUCS (EE.UU.) estableciéndose tres categorías:

a.1. Suelo de Grano Grueso

Mas del 50% es retenido por la malla N° 200 (0.74 mm.).

- **Gravas (G):** Mas del 50% del material es retenido por la malla N° 4 (4.76 mm.).
- **Arenas (S):** Menor del 50% del material es retenido por la malla N° 4 (4.76 mm.).

a.2. Suelo de Grano Fino

Mas del 50% es pasa por la malla N° 200 (0.74 mm.).

- **Limo y Arcilla (M) (C):** Cuando el limite liquido es menor del 50% corresponde a limos y arcillas inorgánicas de baja o mediana plasticidad (ML y CL).
- **Limo y Arcilla (M) (C):** Cuando el limite es mayor del 50% corresponde a limos y arcillas inorgánicas de alta plasticidad (MH y CH).

Donde

L : Baja plasticidad

H : Alta plasticidad

a.3. Suelos Altamente Orgánico (PT)

Turba, arcilla orgánica, muy plástica.

b. Rocas

Terrenos formados por materiales duros, de carácter pétreo.

c. **Materiales de Relleno**

Formado por sedimentación de diversos materiales que pueden estar sin compactar, y de composición arbitraria, también pueden ser materiales compactados con suelos granulares o cohesivos de materias inorgánicas.

2.1 **Nomenclatura Superada, por la AASHTO**

2.1.a **Fragmento Rocoso**

Los fragmentos rocosos singulares que quedan retenidos por el tamiz de 3" (75 mm.).

2.1.b. **Cantos Rodados**

Los fragmentos rocosos redondeados que quedan retenidos por el tamiz de 3" (75mm.)

2.1.c. **Piedras**

Todas las partículas ya sean naturales o trituradas que pasan el tamiz de 3" (75mm.) y que quedan retenidas en el tamiz N° 10 (2 mm.).

a. **Piedra Gruesa:** La que pasa el tamiz de 3" (75 mm.) y quedan retenidas en el tamiz de 1" (25 mm.).

b. **Piedra Mediana:** La que pasa el tamiz de 1" (25 mm.) y que quedan retenidas en el tamiz de 3/8 (9.5 mm.)

c. **piedra fina** : la que pasa el tamiz de 3/8 (9 mm.) y que quedan retenidas en el tamiz N° 10 (2 mm.).

2.1.d. **Gravas**

Partículas redondeados de roca que pasa el tamiz de 3" y quedan retenidas en el tamiz N° 10 (2mm.).

- a. **Grava Gruesa** : Material que pasa el tamiz de 3" (75 mm.) y quedan retenidas en el tamiz de 1" (25 mm.).
- b. **Grava Mediana**: Material que pasa el tamiz de 1" (25 mm.) y quedan retenidas en el tamiz N° 10 (2 mm.)
- c. **Grava Fina**: Material que pasa el tamiz de 3/8" (9 mm.) y quedan retenidas en el tamiz N° 10 (2mm.).

Nótese que en el diámetro de piedras y gravas coinciden, sin embargo la diferencia estriba en que las primeras vienen a ser partículas rocosas, ya sean naturales, en cambio las partículas redondeadas reciben la denominación de gravas.

2.1.e. Arena

Es todo natural que resulta de la desintegración, desgaste o trituración de las rocas, que pasan por el tamiz N° 10 y que quedan retenidas en el tamiz N° 200.

- a. **Arena Gruesa**: Material que pasa por el tamiz N° 10 y quedan retenidas en el tamiz N° 40.
- b. **Arena Fina** : Material que pasa por el tamiz N° 40 y quedan retenidas en el tamiz de N° 200.

2.1.f. Fracción Limo – Arcillosa

Partículas finas que pasan el tamiz N° 200

- a. **Limo**: Material que pasa el tamiz N° 200 y cuyas partículas son menores de 0.005 mm.
- b. **Arcilla**: Material que pasa el tamiz N° 200 y cuyas partículas son menores de 0.005 mm; conteniendo además material coluvial o sea partículas menores de 0.0001 mm.

3. EXPLORACION DE SUELOS Y OBTENCION DE MUESTRAS

La metodología práctica para conocer el terreno consiste en excavar pozos a cielo abierto, donde se observa las capas en plena estratificación, por lo tanto se ha creído conveniente hacer excavaciones verticales, con el fin de obtener muestras inalteradas y representativas, así como también observar filtraciones de agua, escurrimientos de agua y napa freática.

Dichas excavaciones se hicieron en la zona en donde se proyecta construir la captación, cámara rompe presión, caseta de bombeo, reservorio y planta de tratamiento para el sistema de alcantarillado – Lagunas Facultades. Además se incluye la zona por donde se colocara el tendido de tuberías para la línea colectora de agua y desagüe.

3.1. Trabajos realizados

a. Reconocimiento del Terreno

Con el objeto de conocer la constitución geológica del sub suelo de fundación para la construcción del proyecto, se realizó un reconocimiento a lo largo del terreno.

b. Excavación de Calicatas

Se realizaron las excavaciones de 03 calicatas, a continuación se indican las calicatas excavadas y las profundidades de las mismas:

- **Calicata N°01 (Buzón N° 60):**
Profundidad de calicata 5.50m. filtración de agua a 2.50m de profundidad.
- **Calicata N°02 (Caseta de bombeo):**
Profundidad de calicata 6.00m. Filtración de agua a 4.00m de profundidad.
- **Calicata N°03 (planta de tratamiento – lagunas facultativas):**
Profundidad de calicata 3.00m.

c. Colección de muestras

Para los ensayos de laboratorio programados, se tomaron muestras disturbadas de cada uno de los tipos de suelos encontrados, en cantidad suficiente, como para realizar los ensayos de clasificación e identificación de los suelos. Paralelamente al muestreo se realizó los registros de las calicatas, anotándose las principales características de los tipos de suelos encontrados, tales como: espesor, dilatancia, humedad, compacidad, plasticidad, luego del embalaje se transporto al laboratorio de mecánica de suelos.

d. Muestreo inalterado

Se extrajeron muestras inalteradas de 0.20x 0.20m a una profundidad de: 6.00m. De la calicata N°02 – cámara de bombeo, a 3.00m, de la calicata N° 03– planta de tratamiento – lagunas facultativas, para su posterior traslado al laboratorio de mecánica de suelos del laboratorio de la Ciudad Universitaria de la F.I.C. – UNSM para el ensayo de Corte Directo.

3.2. Ensayo de Laboratorio de Mecánica de Suelos

Con las muestras de suelos extraídas, se efectuaron los siguientes ensayos:

a. Ensayos Standard

Los ensayos de laboratorio de la muestra de suelos representativos han sido realizados según los procedimientos de la A.S.T.M. y son los siguientes:

- Análisis granulométrico (N.T.P 339.128 ASTM – D 422).
- Límites de atterberg (límite líquido y límite plástico) (NTP 339. 129 ASTM – D 4318).
- Clasificación de suelos, sistema SUCS (NTP 339.134 ASTM – D 2487).
- Humedades naturales (NTP 339. 127 ASTM- D 2216).

b. Ensayos Especiales

- Peso volumétrico (NTP 339. 139 D 1377).
- Ensayo de Corte Directo, Ángulo de Fricción Interna, y cohesión (NTP 339. 171 ASTM – D 3080)

3.3. Resumen de las Condiciones de Cimentación

a. Tipo de Cimentación para Caseta de Bombeo y Plantas de Tratamiento lagunas facultativas

De acuerdo las características del sub suelo se ha optado por emplear una cimentación superficial (Plata de Cimentación), con estructura semi enterrada y muros de apoyo tipo muro de contención, de concreto armado y $f_c = \text{kg/cm}^2$.

b. Tipo de Cimentación para Buzones

De acuerdo a las características del sub suelo se ha optado por emplear una cimentación superficial (Plata de cimentación), con estructura semi enterrada (para buzones de profundidad menor de 3.00m) y enterrada (para buzones de profundidad mayor de 3.00m) y muros de apoyo tipo muro de contención, de concreto armado y $f'c = \text{kg/cm}^2$.

c. Parámetros de Diseño para la Cimentación Caseta de Bombeo y Planta de Tratamiento

- = Profundidad de cimentación = 6.00m. (Calicata N°02 - Caseta de bombeo).
3.00m. (Calicata N°03 - Planta de tratamiento – lagunas facultativas)
- Presión Admisible del Suelo = 1.80 kg/cm² (Calicata N°02- Caseta de bombeo).
- Presión Admisible del Suelo = 0.80 kg/ cm² (Calicata N°03 – Planta de tratamiento).
- Factor de Seguridad = 3.
- Asentamiento Diferencial = Max 2.54 cm, para suelos arcillosos – arenosos.

3.4. Perfil Estratigráfico

a. Perfiles Estratigráficos

Basados en la vida de inspección al área de estudio, así como también apoyado en los resultados de los ensayos de laboratorio, se ha elaborado interpretativamente el perfil estratigráfico para las calicatas efectuadas.

b. Descripción de Perfiles Estratigráficos

De los trabajos realizados en campo y en el laboratorio se deduce las siguientes conformaciones.

➤ **Calicata N° 01 (Bz - 60):**

Se observa una capa de material orgánica o turba, con restos de raíces y palos, de color negro o gris, con espesor de 0.00 a 0.20m. Suelo no favorable para cimentaciones.

Un segundo estrato de 0.20 a 5.50m. Conformado por un conglomerado (Mezcla de arena, limo y piedras) con bolones hasta 15", de color amarillento, de compresibilidad alta y de baja plasticidad con 16.80% de finos (que pasa la malla N°200), Lim. Liq. = 22.15% e Ind. Plast. = 3.51%, de expansión baja en condición normal. Siendo su clasificación: SUCS= GM y AASHTO = A1-b (0). Filtración de agua a 2.50m de profundidad.

➤ **Calicata N° 02 (Caseta de bombeo):**

Se observa una capa de material orgánica o turba, con restos de raíces y palos, de color negro o gris, con espesor de 0.00 a 0.30m. Suelo no favorable para cimentaciones.

Un segundo estrato de 0.30 a 1.80m. Conformado por un limo inorgánico semi compacto, de color marrón, de compresibilidad media y de baja plasticidad con 86.60% de finos (que pasa la malla N°200), Lim. Liq. = 29.93% e Ind. Plast. = 6.13%, de expansión baja en condición normal. Siendo su clasificación = ML Y AASHTO = A-4(8).

Un tercer estrato de 1.80 a 3.70m. Conformado por un limo inorgánico semi compactado, de color marrón con puntos blancos, de compresibilidad media y de alta plasticidad con 96.40% de finos (que pasa la malla N°200), Lim. Liq. = 51.27% e Ind. Plast. = 21.50%, de expansión baja en condición normal. Siendo su clasificación: SUCS= MH y AASHTO = A7-6 (15).

Un cuarto estrato de 3.70 a 6.00m. Conformado por un conglomerado compacto (Mezcla de arena, limo y piedras) con bolones hasta 12", de color marrón, de compresibilidad alta y de nula plasticidad con 9.30% de finos (que pasa la malla N°200), Lim. Liq. = 0.00% e Ind. Plast. = 0.00%, de ligera expansión en condición normal. Siendo su clasificación: SUCS= GP - GM y AASHTO = A1-b (0). Filtración de agua a 4.00 m. de profundidad.

➤ **Calicata N°03 (Planta de tratamiento – lagunas facultativas):**

Se observa una capa de materia orgánica o turba, con restos de raíces y palos, de color negro o gris, con espesor de 0.00 a 0.30m. Suelo no favorable para cimentaciones.

Un segundo estrato de 0.30 a 1.50m. Conformado por una arcilla inorgánica semi compacta, de color marrón claro, de compresibilidad media y de mediana plasticidad con 94.30% de finos (que pasa la malla N°200), Lim. Liq. = 39.07% e Ind. Plast. = 16.07%, de expansión media en condición normal. Siendo su clasificación: SUCS = CL y AASHTO = A-6(10).

Un tercer estrato de 1.60 a 3.00m. Conformado por una arcilla inorgánica semi compacta, de color marrón, de compresibilidad media y de baja plasticidad con 93.20% de finos (que pasa la malla N°200), Lim. Liq. = 32.13% e Ind. Plast. = 11.98%, de expansión media en condición normal. Siendo su clasificación: SUCS = CL y AASHTO = A-6(9).

4. CONCLUSIONES

- En las calicatas se encontró filtraciones y escurrimientos de aguas a partir de 2.20 m de profundidad. Debido esto a la cercanía de la zona en estudio a las orillas del río Huallaga.
- En épocas de creciente del río Huallaga, la localidad de Yarina sufre inundaciones y presencia de nivel freático alto.
- Existencia de conglomerados dentro de la misma Localidad de Yarina, a partir de 2.00 m de profundidad.
- Existencia de suelos arcillosos en la primera capa en la zona de la planta de tratamiento, material que se puede rescatar para impermeabilizar en las lagunas facultativas.
- Se encontró suelos no erosionables y de un talud estable en gran parte – redes de distribución.

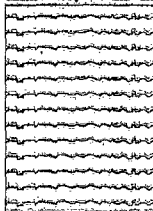
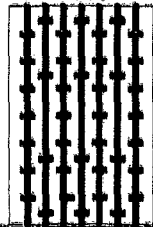
5. RECOMENDACIONES

- En las zonas de excavación de gran profundidad considerar la utilización de maquinaria para la excavación y en las zonas donde haya presencia de filtración y/o nivel freático.
- Considerar la utilización de motobombas durante los trabajos de excavación y vaciado del concreto. Considerar también el sostenimiento de las paredes de la zanjas mediante entibamientos.
- Realizar las excavaciones en tiempo de estiaje o verano.
- En las lagunas se debe impermeabilizar la plataforma con material arcilloso plástico, de la misma excavación de la primera capa y/o material de cerro a 1000 m. de la planta de tratamiento.
- Existencia de una cantera de cerro a 1000 m. de la planta de tratamiento para material impermeabilizante de buenas condiciones, se requiere de un acceso para la extracción del material.
- Realizar las pruebas de compactación en la plataforma y taludes de las lagunas.

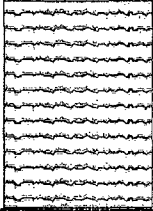
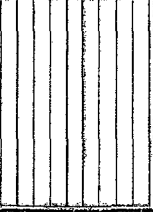
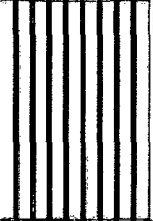
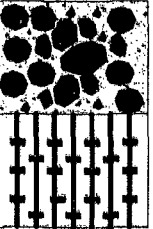
Resumen

Callata #	01	02	02	02	03	03	UNIDAD
Capa #	02	02	03	04	02	03	
	Buzón N 60	(Caseta de Bombeo)	(Caseta de Bombeo)	(Caseta de Bombeo)	(Planta de Tratamiento)	(Planta de Tratamiento)	
Profundidad	0.20 - 5.50	0.30 - 1.80	1.80 - 3.70	3.7 - 6.00	0.30 - 1.60	1.60 - 3.00	Mts.
Resistencia del Suelo	-	-	-	1.80	-	0.80	kg./cm ²
Angulo de Fricción	-	-	-	18	-	10	grados
Cohesión	-	-	-	0.21	-	0.22	kg./cm ²
Densidad Peso Volumetrico	-	-	-	2.11	-	1.94	kg./m ³
Humedad Natural	17.50	32.00	29.90	14.30	28.10	28.30	%
Granulometría							
.-% que pasa la malla # 4	41.10	0.00	99.70	49.10	100.00	100.00	%
.-% que pasa la malla # 10	38.50	100.00	98.30	45.70	100.00	99.80	%
.-% que pasa la malla # 40	34.20	99.90	97.10	31.90	99.80	99.30	%
.-% que pasa la malla # 200	16.80	86.60	96.40	9.30	94.30	93.20	%
Límites de consistencia							
.- Límite líquido	22.15	29.93	51.27	0.00	39.07	32.13	%
.- Límite plástico	18.64	23.80	29.77	0.00	23.00	20.15	%
.- Índice de Plasticidad	3.51	6.13	21.50	0.00	16.07	11.98	%
Clasificación SUCS	GM	ML	MH	GP - GM	CL	CL	
Clasificación AASHTO	A1-b(0)	A-4(8)	A-7-6(15)	A1-b(0)	A-6(10)	A-6(9)	

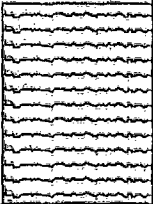


PERFIL ESTADIGRAFICO

REGISTRO DE EXCAVACION											
Ejecuta :		UNSM					Elaboro :		R. V. R. / G. E. G.G.		
Estudio :		Estudio de Mecanica de suelos					Reviso :				
		Mejoramiento y Ampliacion del sistema de Agua Potable e Instalaciones del Sistema de Alcantarillado en la Localidad de Yarina-Distrito de Chipurana-Provincia de SM					Kilometrajé:				
Ubicacion:		Localidad: Yarina / Dist: Chipurana / Prov: San Martin / Dpto: San Martin					FECHA :				
Calicata C-01		Nivel freatico		Prof. Exc: 5.50 (m)		Cota As. 100.00 (msnm)		ESPESOR (m)		HUMEDAD (%)	Observ:
Cota AS. (m)	Est.	Descripcion del estrato de suelo	CLASIFICACION			ESPESOR (m)	HUMEDAD (%)	Observ:			
			AASHTO	SUCS	SIMBOLO						
100.00	I	Materia organica turba, con restos de raices y palos, de color marron claro, con espesor de 0.00 a 0.20 mt. Suelo no favorable para cimentaciones	-	PT		0.2	-	-			
99.80											
94.50	II	Conglomerado compacto (Mezcla de arena, limo y piedras) con bolones hasta 15" de color amarillento, de comprensibilidad alta y de baja plasticidad con 16.80% de finos (Que pasa la malla N° 200). Lim. Liq. = 22.15% e Ind Plast = 3.51%, de	A1-b(0)	GM		5.30	17.50	Filtracion de 2.50m de profundidad			
OBSERVACIONES:		Del registro de excavacion que se muestra se ha extraido las muestras IIRAB y IIRB para los ensayos correspondientes, los mismos que han sido extraidas, colectadas, transportadas y preparadas de acuerdo a las normas vigentes en nuestro pais y homologadas con normas ASTM, (registro sin escala)									

REGISTRO DE EXCAVACION

Ejecuta :		UNSM			Elaboro :		R. V. R. / G. E. G.G.		
Estudio :		Estudio de Mecánica de suelos			Reviso :				
		Mejoramiento y Ampliación del sistema de Agua Potable e Instalaciones del Sistema de Alcantarillado en la Localidad de Yarina-Distrito de Chipurana-Provincia de SM			Kilometraje:				
Ubicación:		Localidad: Yarina / Dist: Chipurana / Prov: San Martín / Dpto: San Martín			FECHA :				
Calicata C-02		Nivel freático	Prof. Exc: 6.00 (m)	Cota As. 100.00 (msnm)	ESPESOR (m)	HUMEDAD (%)	Observ:		
Cota AS. (m)	Est.	Descripción del estrato de suelo		CLASIFICACION					
					AASHTO	SUCS	SIMBOLO		
100.00	I	Materia orgánica o turba, con restos de raíces y palos, de color marrón claro, con espesor de 0.00 a 0.30 mt. Suelo no favorable para cimentaciones				PT		0.3	
99.70									
98.20	II	Limo inorgánico semi compacto, de color marrón, de compresibilidad media y baja plasticidad con 86.60% de finos (Que pasa la malla N°200), Lim. Liq. = 29.93% e Ind. Plast=6.13%, de expansión baja en condición normal.		A-4(8)		ML		1.50	32.00
96.30	III	Limo inorgánico semi compacto, de color marrón con puntos blancos de compresibilidad media y alta plasticidad con 96.40% de finos (Que pasa la malla N°200), Lim. Liq. = 51.27% e Ind. Plast=21.50%, de expansión alta en		A-7-6(10)		MH		1.90	29.90
94.00	IV	Conglomerado compacto (Mezcla de arena, limo y piedras) con bolones hasta 12" de color marrón, de compresibilidad alta y de nula plasticidad con 9.30% de finos (Que pasa la malla N° 200). Lim. Liq. = 0.00% e Ind Plast = 0.00%, de ligera expansión condición normal.		A1-b(0)		GP - GM		2.30	14.30
									Filtración de 4.00m de profundidad
OBSERVACIONES:		Del registro de excavación que se muestra se ha extraído las muestras MAB y MIB para los ensayos correspondientes, los mismos que han sido extraídas, colectadas, transportadas y preparadas de acuerdo a las normas vigentes en nuestro país y homologadas con normas ASTM (registro sin escala).							

REGISTRO DE EXCAVACION

Ejecuta :		UNSM			Elaboro :		R. V. R. / G. E. G. G.	
Estudio :		Estudio de Mecanica de suelos Diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario en la Localidad de Yarlna-Distrito de Chinurana-Provincia de SM.			Reviso :			
Ubicación:		Localidad: Yarlna / Dist: Chinurana / Prov: San Martin / Dpto: San Martin			FECHA :			
Calicata C-03		Nivel freático	Prof. Exc: 3.00 (m)	Cota As. 100.00 (msnm)	ESPESOR (m)	HUMEDAD (%)	Observ:	
Cóta AS. (m)	Est.	Descripción del estrato de suelo	CLASIFICACION			ESPESOR (m)	HUMEDAD (%)	Observ:
			AASHTO	SUCS	SIMBOLO			
100.00	I	Materia organica o turba, con restos de raíces y palos, de color marron claro, con espesor de 0.00 a 0.30 mt. Suelo no favorable para cimentaciones	-	PT		0.3	-	-
99.70	II	Arcilla Inorganica semi compacta de color marron, de comprensibilidad media y de mediana plasticidad con 94.30% de finos (Que pasa la malla N°200), Lim. Liq.= 39.07% e Ind. Plast=16.07%, de expansion media en condiclon normal.	A-6(10)	CL		1.30	28.10	-
98.40	III	Arcilla Inorganica semi compacta de color marron, de comprensibilidad media y de baja plasticidad con 93.20% de finos (Que pasa la malla N°200), Lim. Liq.= 32.13% e Ind. Plast=11.98%, de expansion media en condiclon normal.	A-6(9)	CL		1.40	28.30	-
97.00								
OBSERVACIONES:		Del registro de excavación que se muestra se ha extraido las muestras MAB y MIB para los ensayos correspondientes, los mismos que han sido extraidas, colec a-40 de acuerdo a las normas vigentes en nuestro pais y homologadas con normas ASTM, (registro sin escala)						



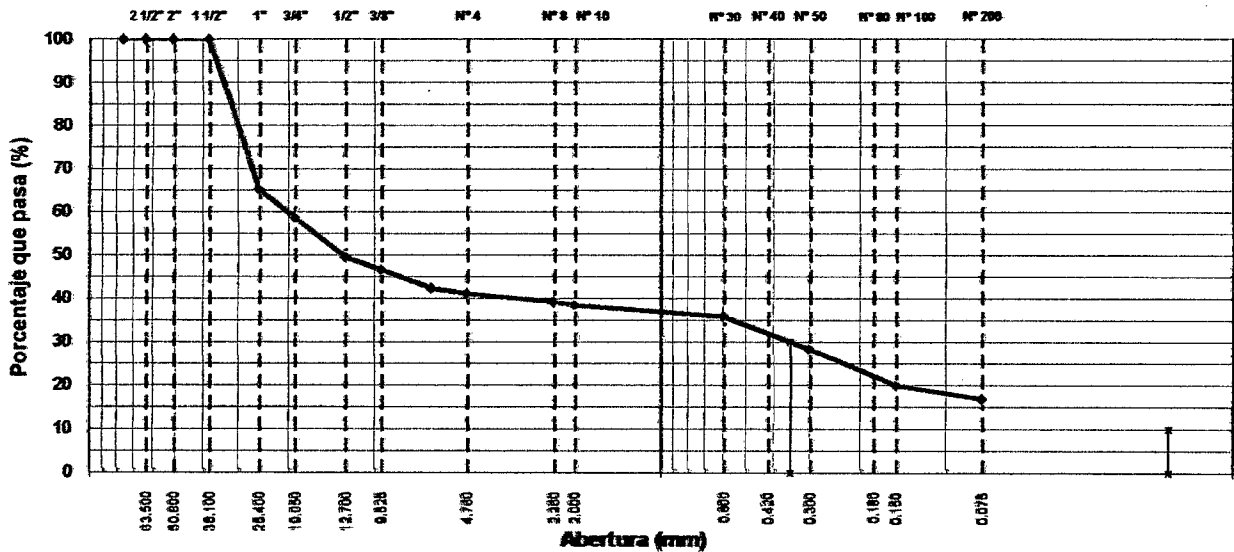
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

MTC E 107, E 204 - ASTM D 422 - AASHTO T-11, T-27 Y T-68

OBRA :	Diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario de la localidad de Yanina - Chipurana - San Martín	Nº REGISTRO :	
TRAMO :	Yarina - Chipurana - San Martín	TÉCNICO :	R.V.R. / G.E.G.G.
MATERIAL :	Terreno De Fundacion (Buzoa 60)	INGº RESP. :	
CALICATA :	C-1	FECHA :	12/23/2010
MUESTRA :	M-1	HECHO POR :	
PROFUND. :	0.20 - 5.50	DEL KM :	
CANTERA :		AL KM :	
UBICACIÓN :	km. 2+208 LD	CARRIL :	Derecho

TAMIZ	ABERT. mm.	PESO RET.	%RET. PARC.	%RET. AC.	% Q' PASA	ESPECIFICACIÓN	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA			
3"	76.200						PESO TOTAL	=	2.000.0 gr	
2 1/2"	63.500						PESO LAVADO	=	1663.3 gr	
2"	50.800						PESO FINO	=	822.2 gr	
1 1/2"	38.100	0.0	0.0	0.0	100.0		LÍMITE LÍQUIDO	=	22.15 %	
1"	25.400	693.0	34.7	34.7	65.4		LÍMITE PLÁSTICO	=	18.64 %	
3/4"	19.050	132.0	6.6	41.3	58.8		ÍNDICE PLÁSTICO	=	3.51 %	
1/2"	12.700	183.0	9.2	50.4	49.6		CLASF. AASHTO	=	A-1-b 0	
3/8"	9.525	59.0	3.0	53.4	46.7		CLASF. SUCCS	=	GM	
1/4"	6.350	85.2	4.3	57.6	42.4		Ensayo Malta #200	P.S. Seco	P.S. Lavado	% 200
# 4	4.760	25.6	1.3	58.9	41.1			2000.0	1663.3	16.8
# 8	2.360	38.6	1.9	60.8	39.2		% Grava	=	58.9	%
# 10	2.000	13.1	0.7	61.5	38.5		% Arena	=	24.3	%
# 30	0.600	52.3	2.6	64.1	35.9		% Fino	=	16.8	%
# 40	0.420	34.4	1.7	65.8	34.2		% HUMEDAD	P.S.H.	P.S.S	% Humedad
# 50	0.300	116.3	5.8	71.6	28.4			230.0	196.7	17.5%
# 80	0.180	132.6	6.6	78.3	21.7		OBSERVACIONES:			
# 100	0.150	35.9	1.8	80.1	19.9					
# 200	0.075	62.3	3.1	83.2	16.8					
< # 200	FONDO	336.7	16.8	100.0	0.0					
FINO		822.2					Coef. Uniformidad	-		Índice de Consistencia
TOTAL		2,000.0					Coef. Curvatura	-		1.3
Descripción suelo: Grava limosa con arena							Pot. de Expansión	Bajo		Estable

CURVA GRANULOMÉTRICA





LÍMITES DE ATTERBERG

MTC E 110 Y E 111 - ASTM D 4318 - AASHTO T-89 Y T-90

OBRA	: Diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario de la localidad de Yarina - Chipurana - San M.	N° REGISTRO	:
TRAMO	: Yarina - Chipurana - San Martín	TÉCNICO	: R.V.R. / G.E.G.G.
MATERIAL	: Terreno De Fundacion (Buzon 60)	ING° RESP.	:
CALICATA	: C-1	FECHA	: 12/23/2010
MUESTRA	: M-1	HECHO POR	:
PROFUND.	: 0.20 - 5.50	DEL KM	:
CANTERA	:	AL KM	:
UBICACIÓN	: km. 2+200 LD	CARRIL	: Derecho

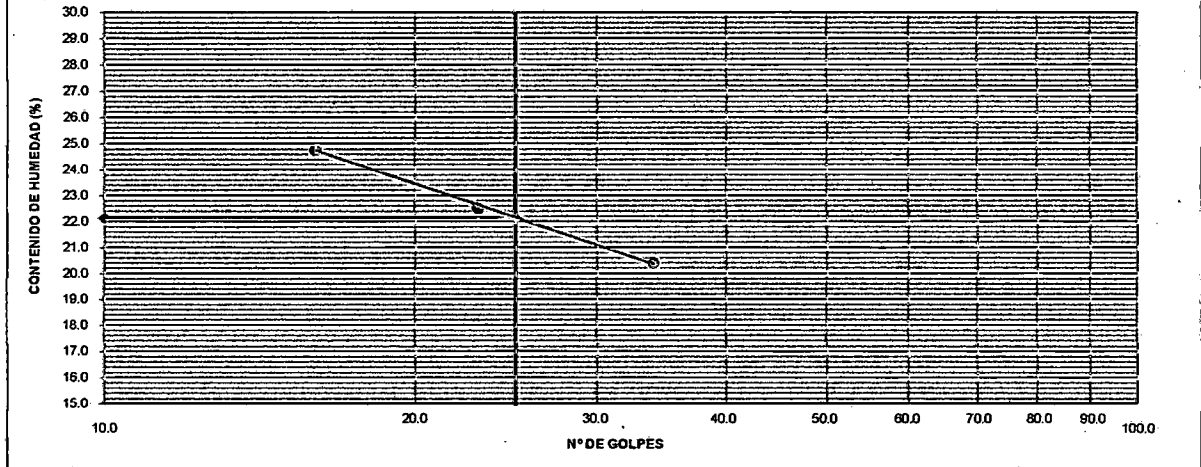
LÍMITE LÍQUIDO

N° TARRO	1	2	3
TARRO + SUELO HÚMEDO	48.56	51.06	49.32
TARRO + SUELO SECO	45.13	47.12	45.11
AGUA	3.43	3.94	4.21
PESO DEL TARRO	28.32	29.63	28.12
PESO DEL SUELO SECO	16.81	17.49	16.99
% DE HUMEDAD	20.40	22.53	24.78
N° DE GOLPES	34	23	16

LÍMITE PLÁSTICO

N° TARRO	4	5	6
TARRO + SUELO HÚMEDO	21.56	22.03	22.15
TARRO + SUELO SECO	20.41	20.89	21.01
AGUA	1.15	1.14	1.14
PESO DEL TARRO	14.23	14.69	14.99
PESO DEL SUELO SECO	6.18	6.20	6.02
% DE HUMEDAD	18.61	18.39	18.94

DIAGRAMA DE FLUIDEZ



CONSTANTES FÍSICAS DE LA MUESTRA	
LÍMITE LÍQUIDO	22.15
LÍMITE PLÁSTICO	18.64
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	3.51

OBSERVACIONES



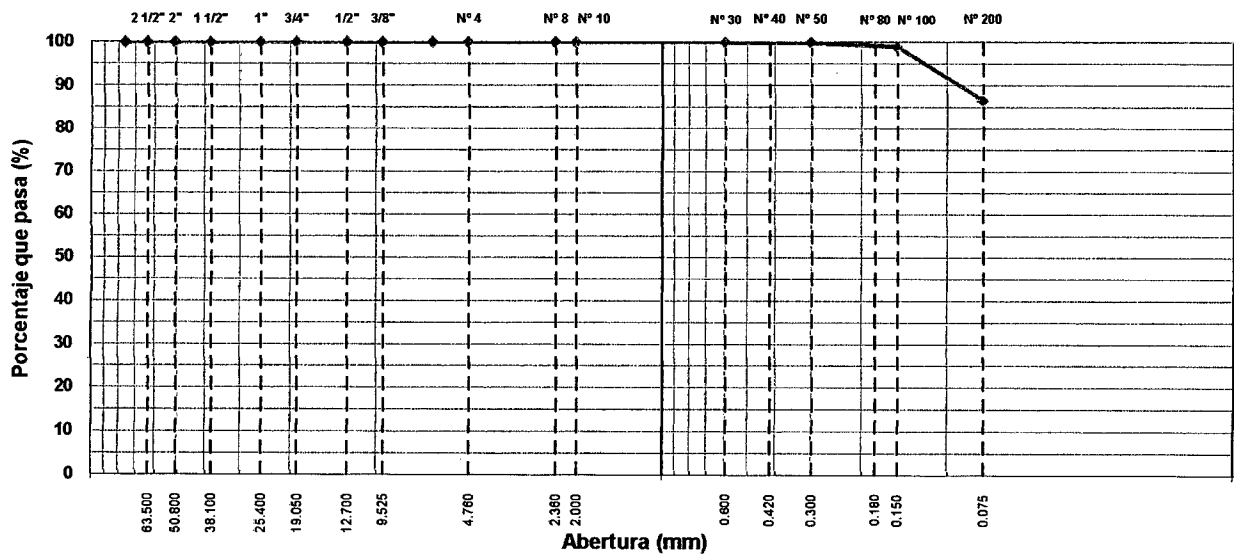
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

MTC E 107, E 204 - ASTM D 422 - AASHTO T-11, T-27 Y T-88

OBRA : Diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario de la localidad de Yarina - Chipurana - San Martín	N° REGISTRO :
TRAMO : Yarina - Chipurana - San Martín	TÉCNICO : R.V.R. / G.E.G.G.
MATERIAL : Terreno De Fundacion (Caseta de Bombeo)	ING° RESP. : C.S.M
CALICATA : C-2	FECHA : 12/23/2010
MUESTRA : M-1	HECHO POR :
PROFUND. : 0.30 - 1.80	DEL KM :
CANTERA :	AL KM :
UBICACIÓN : km. 2+200 LD	CARRIL :

TAMIZ	ABERT. mm.	PESO RET.	%RET. PARC.	%RET. AC.	% Q' PASA	ESPECIFICACIÓN	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA			
3"	76.200						PESO TOTAL = 900.0 gr			
2 1/2"	63.500						PESO LAVADO = 120.5 gr			
2"	50.800						PESO FINO = 900.0 gr			
1 1/2"	38.100						LÍMITE LÍQUIDO = 29.93 %			
1"	25.400						LÍMITE PLÁSTICO = 23.80 %			
3/4"	19.050						ÍNDICE PLÁSTICO = 6.13 %			
1/2"	12.700						CLASF. AASHTO = A-4 (8)			
3/8"	9.525						CLASF. SUCCS = ML			
1/4"	6.350						Ensayo Malla #200	P.S.Seco	P.S.Lavado	% 200
# 4	4.760						900.0	120.5	86.6	
# 8	2.360						% Grava =	0.0	%	
# 10	2.000	0.0	0.0	0.0	100.0		% Arena =	13.4	%	
# 30	0.600	0.3	0.0	0.0	100.0		% Fino =	86.6	%	
# 40	0.420	0.3	0.0	0.1	99.9		% HUMEDAD	P.S.H.	P.S.S	% Humedad
# 50	0.300	0.2	0.0	0.1	99.9		1350.0	1023.0	32.0%	
# 80	0.180	3.8	0.4	0.5	99.5		OBSERVACIONES:			
# 100	0.150	4.8	0.5	1.0	99.0					
# 200	0.075	111.2	12.4	13.4	86.6					
< # 200	FONDO	779.5	86.6	100.0	0.0					
FINO		900.0					Coef. Uniformidad	-	Índice de Consistencia	
TOTAL		900.0					Coef. Curvatura	-	-0.3	
Descripción suelo: Limo de baja plasticidad							Pot. de Expansión	Bajo	Líquido	

CURVA GRANULOMÉTRICA





LÍMITES DE ATTERBERG

MTC E 110 Y E 111 - ASTM D 4318 - AASHTO T-99 Y T-90

OBRA	: Diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario de la localidad de Yarina - Chipurana - San M	N° REGISTRO	:
TRAMO	: Yarina - Chipurana - San Martín	TÉCNICO	: R.V.R. / G.E.G.G.
MATERIAL	: Terreno De Fundacion (Caseta de Bombeo)	ING° RESP.	: C.S.M
CALICATA	: C-2	FECHA	: 12/23/2010
MUESTRA	: M-1	HECHO POR	:
PROFUND.	: 0.30 - 1.80	DEL KM	:
CANTERA	:	AL KM	:
UBICACIÓN	: km. 2+200 LD	CARRIL	:

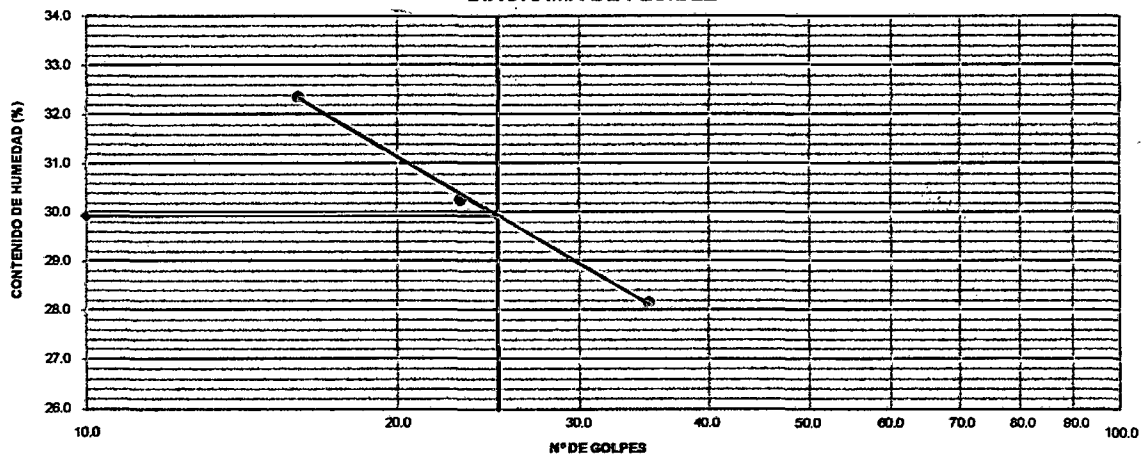
LÍMITE LÍQUIDO

N° TARRO	7	8	9
TARRO + SUELO HÚMEDO	42.66	30.09	37.54
TARRO + SUELO SECO	39.63	26.99	34.38
AGUA	3.03	3.10	3.16
PESO DEL TARRO	28.87	16.75	24.62
PESO DEL SUELO SECO	10.76	10.24	9.76
% DE HUMEDAD	28.16	30.27	32.38
N° DE GOLPES	35	23	16

LÍMITE PLÁSTICO

N° TARRO	10	11	12
TARRO + SUELO HÚMEDO	21.85	21.99	21.52
TARRO + SUELO SECO	20.51	20.49	20.2
AGUA	1.34	1.50	1.32
PESO DEL TARRO	14.85	14.25	14.63
PESO DEL SUELO SECO	5.66	6.24	5.57
% DE HUMEDAD	23.67	24.04	23.70

DIAGRAMA DE FLUIDEZ

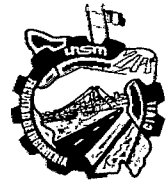


CONSTANTES FÍSICAS DE LA MUESTRA

LÍMITE LÍQUIDO	29.93
LÍMITE PLÁSTICO	23.80
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	6.13

OBSERVACIONES

--



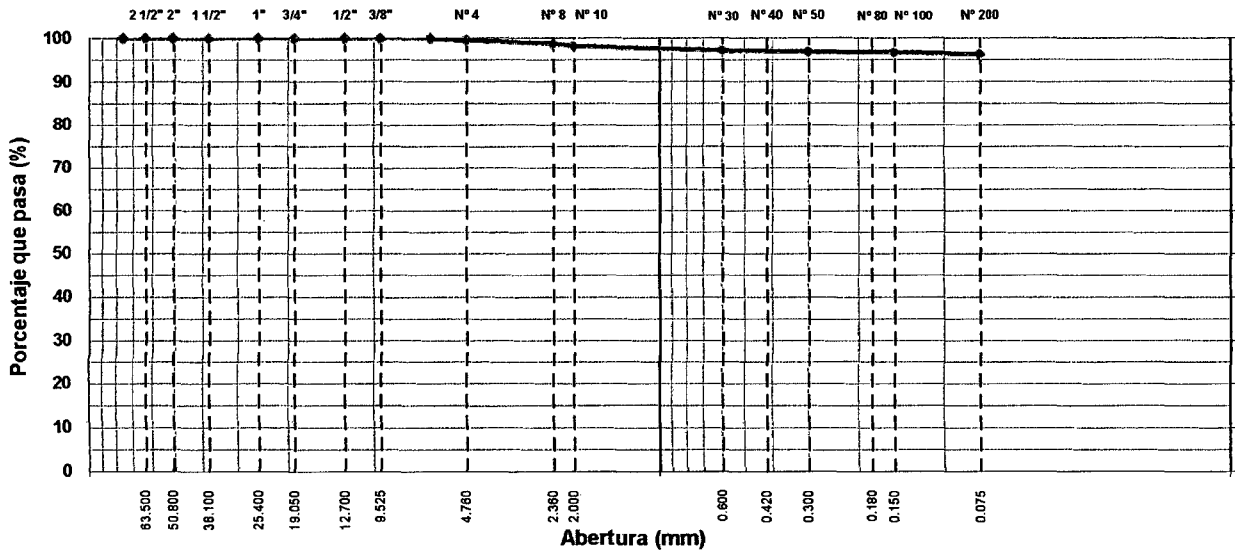
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

MTC E 107, E 204 - ASTM D 422 - AASHTO T-11, T-27 Y T-88

OBRA : Diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario de la localidad de Yarina - Chipurana - San Martín	Nº REGISTRO :
TRAMO : Yarina - Chipurana - San Martín	TÉCNICO : R.V.R. / G.E.G.G.
MATERIAL : Terreno De Fundacion (Caseta de Bombeo)	INGº RESP. : C.S.M
CALICATA : C-2	FECHA : 12/23/2010
MUESTRA : M-2	HECHO POR :
PROFUND. : 1.80 - 3.70 m.	DEL KM :
CANTERA :	AL KM :
UBICACIÓN : km. 2+200 LD	CARRIL :

TAMIZ	ABERT. mm.	PESO RET.	%RET. PARC.	%RET. AC.	% Q' PASA	ESPECIFICACIÓN	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA						
3"	76.200						PESO TOTAL	=	850.0	gr			
2 1/2"	63.500						PESO LAVADO	=	30.6	gr			
2"	50.800						PESO FINO	=	847.1	gr			
1 1/2"	38.100						LÍMITE LÍQUIDO	=	51.27	%			
1"	25.400						LÍMITE PLÁSTICO	=	29.77	%			
3/4"	19.050						ÍNDICE PLÁSTICO	=	21.50	%			
1/2"	12.700						CLASF. AASHTO	=	A-7-6	15			
3/8"	9.525						CLASF. SUCCS	=	MH				
1/4"	6.350	0.0	0.0	0.0	100.0		Ensayo Malla #200		P.S.Seco	P.S.Lavado	% 200		
# 4	4.760	2.9	0.3	0.3	99.7				850.0	30.6	96.4		
# 8	2.360	7.2	0.8	1.2	98.8		% Grava	=	0.3	%			
# 10	2.000	4.1	0.5	1.7	98.3		% Arena	=	3.3	%			
# 30	0.600	9.0	1.1	2.7	97.3		% Fino	=	96.4	%			
# 40	0.420	1.2	0.1	2.9	97.1		% HUMEDAD		P.S.H.	P.S.S	% Humedad		
# 50	0.300	1.1	0.1	3.0	97.0				1000.0	770.0	23.9%		
# 80	0.180	1.3	0.2	3.2	96.9		OBSERVACIONES:						
# 100	0.150	0.7	0.1	3.2	96.8								
# 200	0.075	3.2	0.4	3.6	96.4								
< # 200	FONDO	819.4	96.4	100.0	0.0								
FINO		847.1					Coef. Uniformidad	-			Índice de Consistencia		
TOTAL		850.0					Coef. Curvatura	-			1.0		
Descripción suelo: Limo de alta plasticidad							Pot. de Expansión				Compacto		

CURVA GRANULOMÉTRICA





LÍMITES DE ATTERBERG

MTC E 110 Y E 111 - ASTM D 4318 - AASHTO T-89 Y T-90

OBRA	: Diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario de la localidad de Yarina - Chipurana - San Martín	N° REGISTRO	:
TRAMO	: Yarina - Chipurana - San Martín	TÉCNICO	: R.V.R. / G.E.G.G.
MATERIAL	: Terreno De Fundacion (Caseta de Bombeo)	ING° RESP.	: C.S.M
CALICATA	: C-2	FECHA	: 12/23/2010
MUESTRA	: M-2	HECHO POR	:
PROFUND.	: 1.80 - 3.70 m.	DEL KM	:
CANTERA	:	AL KM	:
UBICACIÓN	: km. 2+200 LD	CARRIL	:

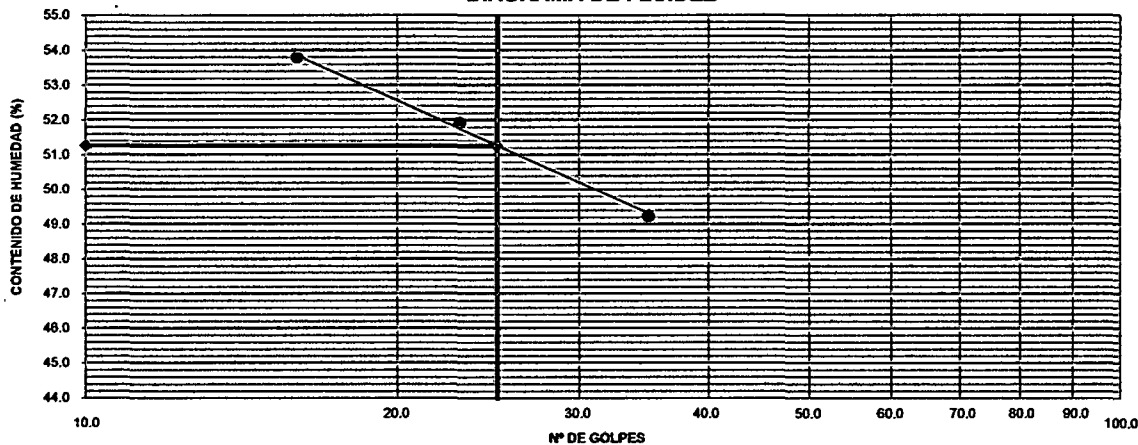
LÍMITE LÍQUIDO

N° TARRO	13	14	15
TARRO + SUELO HÚMEDO	42.66	30.18	37.54
TARRO + SUELO SECO	38.11	25.59	33.02
AGUA	4.55	4.59	4.52
PESO DEL TARRO	28.87	16.75	24.62
PESO DEL SUELO SECO	9.24	8.84	8.40
% DE HUMEDAD	49.24	51.92	53.81
N° DE GOLPES	35	23	16

LÍMITE PLÁSTICO

N° TARRO	16	17	18
TARRO + SUELO HÚMEDO	24.36	25.01	24.89
TARRO + SUELO SECO	22.02	22.61	22.56
AGUA	2.34	2.40	2.33
PESO DEL TARRO	14.21	14.36	14.86
PESO DEL SUELO SECO	7.81	8.25	7.7
% DE HUMEDAD	29.96	29.09	30.26

DIAGRAMA DE FLUIDEZ



CONSTANTES FÍSICAS DE LA MUESTRA

LÍMITE LÍQUIDO	51.27
LÍMITE PLÁSTICO	29.77
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	21.50

OBSERVACIONES

--



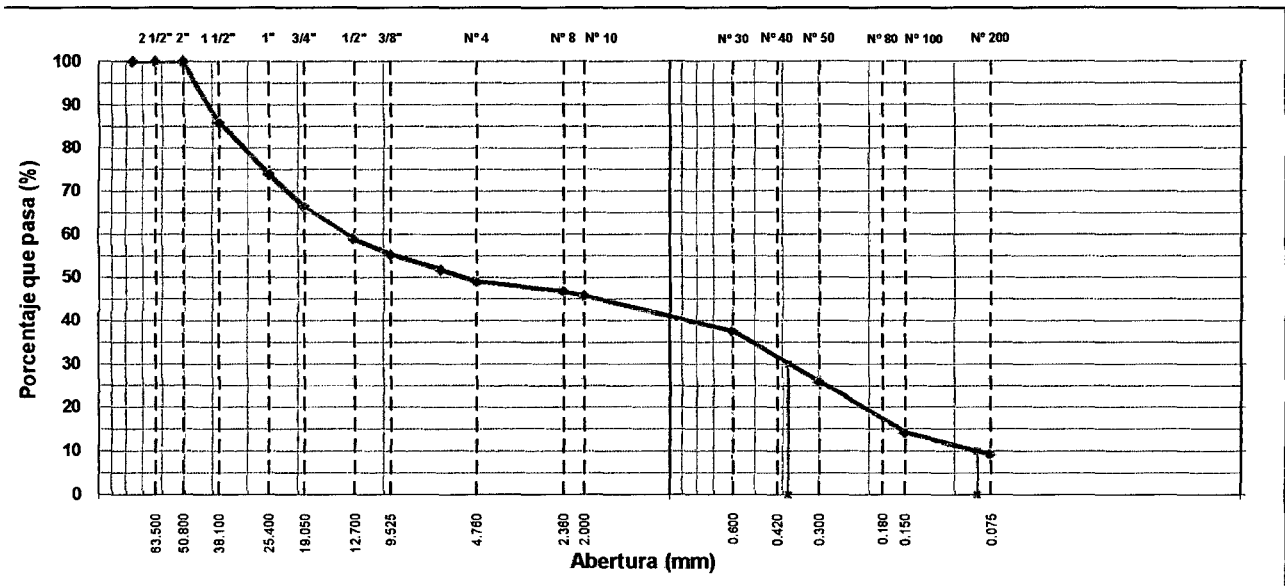
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

MTC E 107, E 204 - ASTM D 422 - AASHTO T-11, T-27 Y T-88

OBRA : Diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario de la localidad de Yarina - Chipurana - San Martín	N° REGISTRO :
TRAMO : Yarina - Chipurana - San Martín	TÉCNICO : R.V.R. / G.E.G.G.
MATERIAL : Terreno De Fundacion (Caseta de Bombeo)	ING° RESP. : C.S.M
CALICATA : C-2	FECHA : 12/23/2010
MUESTRA : M-3	HECHO POR :
PROFUND. : 3.70 - 6.00	DEL KM :
CANTERA :	AL KM :
UBICACIÓN : km. 2+200 LD	CARRIL :

TAMIZ	ABERT. mm.	PESO RET.	%RET. PARC.	%RET. AC.	% Q' PASA	ESPECIFICACIÓN	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA						
3"	76.200						PESO TOTAL	=	2,000.0	gr			
2 1/2"	63.500						PESO LAVADO	=	1814.5	gr			
2"	50.800	0.0	0.0	0.0	100.0		PESO FINO	=	981.0	gr			
1 1/2"	38.100	279.0	14.0	14.0	86.1		LÍMITE LÍQUIDO	=	N.P.	%			
1"	25.400	240.0	12.0	26.0	74.1		LÍMITE PLÁSTICO	=	N.P.	%			
3/4"	19.050	150.0	7.5	33.5	66.6		ÍNDICE PLÁSTICO	=	N.P.	%			
1/2"	12.700	153.0	7.7	41.1	58.9		CLASF. AASHTO	=	A-1-b	0			
3/8"	9.525	70.0	3.5	44.6	55.4		CLASF. SUCCS	=	GP - GM				
1/4"	6.350	72.0	3.6	48.2	51.8		Ensayo Malla #200		P.S. Seco	P.S. Lavado	% 200		
# 4	4.760	55.0	2.8	51.0	49.1				2000.0	1814.5	9.3		
# 8	2.360	45.0	2.3	53.2	46.8		% Grava	=	51.0	%			
# 10	2.000	21.5	1.1	54.3	45.7		% Arena	=	39.8	%			
# 30	0.600	162.0	8.1	62.4	37.6		% Fino	=	9.3	%			
# 40	0.420	115.0	5.8	68.1	31.9		% HUMEDAD		P.S.H.	P.S.S	% Humedad		
# 50	0.300	118.0	5.9	74.0	26.0				1000.0	875.0	14.3%		
# 80	0.180	199.0	10.0	84.0	16.0		OBSERVACIONES:						
# 100	0.150	36.0	1.8	85.8	14.2								
# 200	0.075	99.0	5.0	90.7	9.3								
< # 200	FONDO	185.5	9.3	100.0	0.0								
FINO		981.0					Coef. Uniformidad		190		Índice de Consistencia		
TOTAL		2,000.0					Coef. Curvatura		0.1		-		
Descripción suelo: Grava pobremente gradada con limo y arena							Pot. de Expansión		Bajo		-		

CURVA GRANULOMÉTRICA





LÍMITES DE ATTERBERG

MTC E 110 Y E 111 - ASTM D 4318 - AASHTO T-89 Y T-90

OBRA	: Diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario de la localidad de Yarina - Chipurana - San Martín	Nº REGISTRO	:
TRAMO	: Yarina - Chipurana - San Martín	TÉCNICO	: R.V.R. / G.E.G.G.
MATERIAL	: Terreno De Fundacion (Caseta de Bombeo)	INGº RESP.	: C.S.M
CALICATA	: C-2	FECHA	: 12/23/2010
MUESTRA	: M-3	HECHO POR	:
PROFUND.	: 3.70 - 6.00	DEL KM	:
CANTERA	:	AL KM	:
UBICACIÓN	: km. 2+200 LD	CARRIL	:

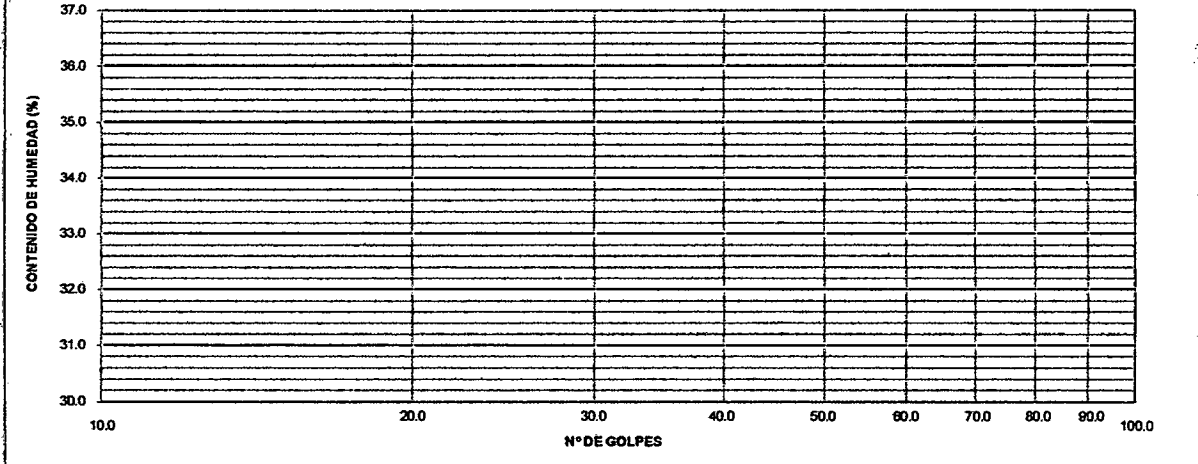
LÍMITE LÍQUIDO

Nº TARRO				
TARRO + SUELO HÚMEDO				
TARRO + SUELO SECO				
AGUA				
PESO DEL TARRO				
PESO DEL SUELO SECO				
% DE HUMEDAD				
Nº DE GOLPES				

LÍMITE PLÁSTICO

Nº TARRO				
TARRO + SUELO HÚMEDO				
TARRO + SUELO SECO				
AGUA				
PESO DEL TARRO				
PESO DEL SUELO SECO				
% DE HUMEDAD				

DIAGRAMA DE FLUIDEZ



CONSTANTES FÍSICAS DE LA MUESTRA

LÍMITE LÍQUIDO	N.P.
LÍMITE PLÁSTICO	N.P.
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	N.P.

OBSERVACIONES

--



LÍMITES DE ATTERBERG

MTC E 110 Y E 111 - ASTM D 4318 - AASHTO T-89 Y T-90

OBRA	: Diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario de la localidad de Yarina - Chipurana - San Martín	Nº REGISTRO	:
TRAMO	: Yarina - Chipurana - San Martín	TÉCNICO	: R.V.R. / G.E.G.G.
MATERIAL	: Terreno De Fundacion (Planta de Tratamiento)	INGº RESP.	:
CALICATA	: C-3	FECHA	: 12/23/2010
MUESTRA	: M-1	HECHO POR	:
PROFUND.	: 0.30 -1.60	DEL KM	:
CANTERA	:	AL KM	:
UBICACIÓN	: km. 2+200 LD	CARRIL	:

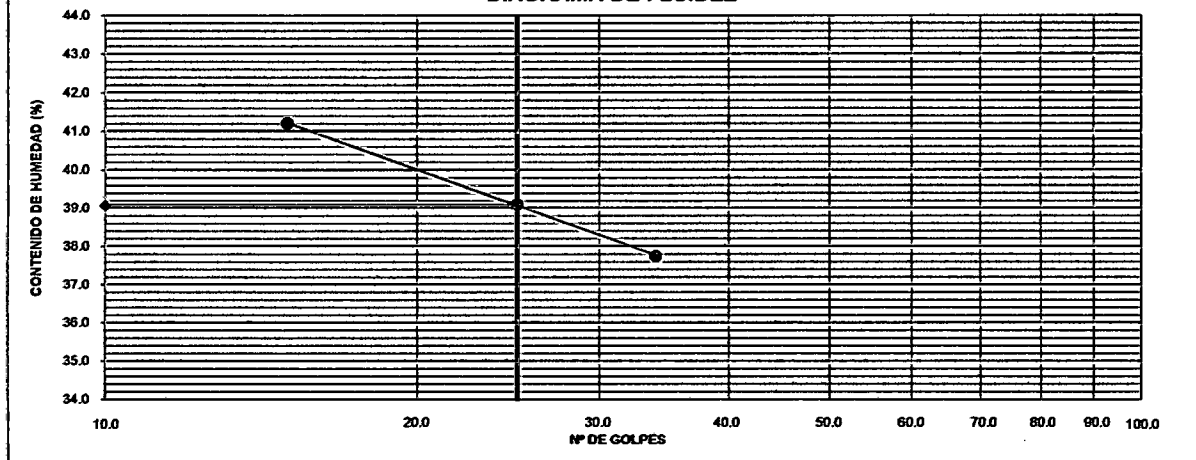
LÍMITE LÍQUIDO

Nº TARRO	25	26	27
TARRO + SUELO HÚMEDO	40.18	41.95	39.92
TARRO + SUELO SECO	35.65	36.89	35.30
AGUA	4.53	5.06	4.62
PESO DEL TARRO	23.65	23.95	24.09
PESO DEL SUELO SECO	12.00	12.94	11.21
% DE HUMEDAD	37.75	39.10	41.21
Nº DE GOLPES	34	25	15

LÍMITE PLÁSTICO

Nº TARRO	28	29	30
TARRO + SUELO HÚMEDO	25.63	25.09	25.45
TARRO + SUELO SECO	23.56	23.19	23.3
AGUA	2.07	1.90	2.15
PESO DEL TARRO	14.52	14.82	14.11
PESO DEL SUELO SECO	9.04	8.37	9.19
% DE HUMEDAD	22.90	22.70	23.39

DIAGRAMA DE FLUIDEZ



CONSTANTES FÍSICAS DE LA MUESTRA	
LÍMITE LÍQUIDO	39.07
LÍMITE PLÁSTICO	23.00
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	16.07

OBSERVACIONES



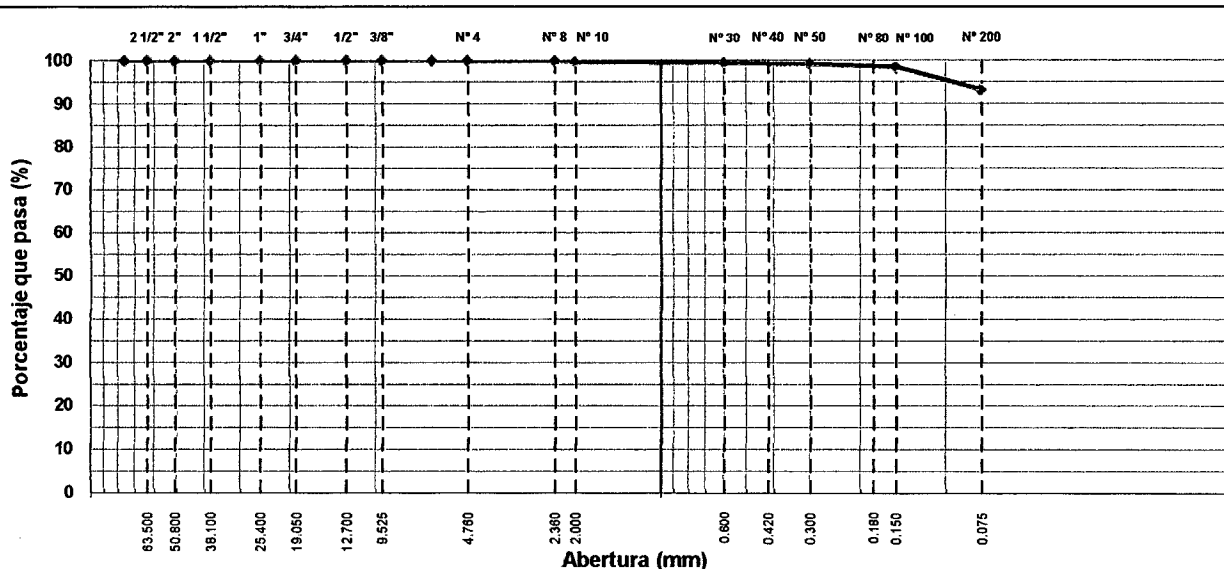
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

MTC E 107, E 204 - ASTM D 422 - AASHTO T-11, T-27 Y T-88

OBRA : Diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario de la localidad de Yarina - Chipurana - San Martín	N° REGISTRO :
TRAMO : Yarina - Chipurana - San Martín	TÉCNICO : R.V.R. / G.E.G.G.
MATERIAL : Terreno De Fundacion (Planta de Tratamiento)	ING° RESP. :
CALICATA : C-3	FECHA : 12/23/2010
MUESTRA : M-2	HECHO POR :
PROFUND. : 1.60 - 3.00 m.	DEL KM :
CANTERA :	AL KM :
UBICACIÓN : km. 2+200 LD	CARRIL :

TAMIZ	ABERT. mm.	PESO RET.	%RET. PARC.	%RET. AC.	% Q° PASA	ESPECIFICACIÓN	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA			
3"	76.200		0.0	0.0	100.0		PESO TOTAL = 900.0 gr			
2 1/2"	63.500		0.0	0.0	100.0		PESO LAVADO = 61.1 gr			
2"	50.800		0.0	0.0	100.0		PESO FINO = 900.0 gr			
1 1/2"	38.100		0.0	0.0	100.0		LÍMITE LIQUIDO = 32.13 %			
1"	25.400		0.0	0.0	100.0		LÍMITE PLÁSTICO = 20.15 %			
3/4"	19.050		0.0	0.0	100.0		INDICE PLÁSTICO = 11.98 %			
1/2"	12.700		0.0	0.0	100.0		CLASF. AASHTO = A-6 (9)			
3/8"	9.525		0.0	0.0	100.0		CLASF. SUCCS = CL			
1/4"	6.350		0.0	0.0	100.0		Ensayo Malla #200	P.S. Seco	P.S. Lavado	% 200
# 4	4.760	0.0	0.0	0.0	100.0			900.0	61.1	93.2
# 8	2.360	1.0	0.1	0.1	99.9		% Grava = 0.0 %			
# 10	2.000	0.9	0.1	0.2	99.8		% Arena = 6.8 %			
# 30	0.600	3.0	0.3	0.5	99.5		% Fino = 93.2 %			
# 40	0.420	1.2	0.1	0.7	99.3		% HUMEDAD			
# 50	0.300	1.3	0.1	0.8	99.2		P.S.H.	P.S.S	% Humedad	
# 80	0.180	3.8	0.4	1.2	98.8		1150.0	896.0	28.3%	
# 100	0.150	1.9	0.2	1.4	98.6		OBSERVACIONES:			
# 200	0.075	48.1	5.3	6.8	93.2					
< # 200	FONDO	838.9	93.2	100.0	0.0					
FINO		900.0					Coef. Uniformidad	-	Índice de Consistencia	
TOTAL		900.0					Coef. Curvatura	-	0.3	
Descripción suelo: Arcilla de baja plasticidad							Pot. de Expansión	Bajo	Muy Blando	

CURVA GRANULOMÉTRICA



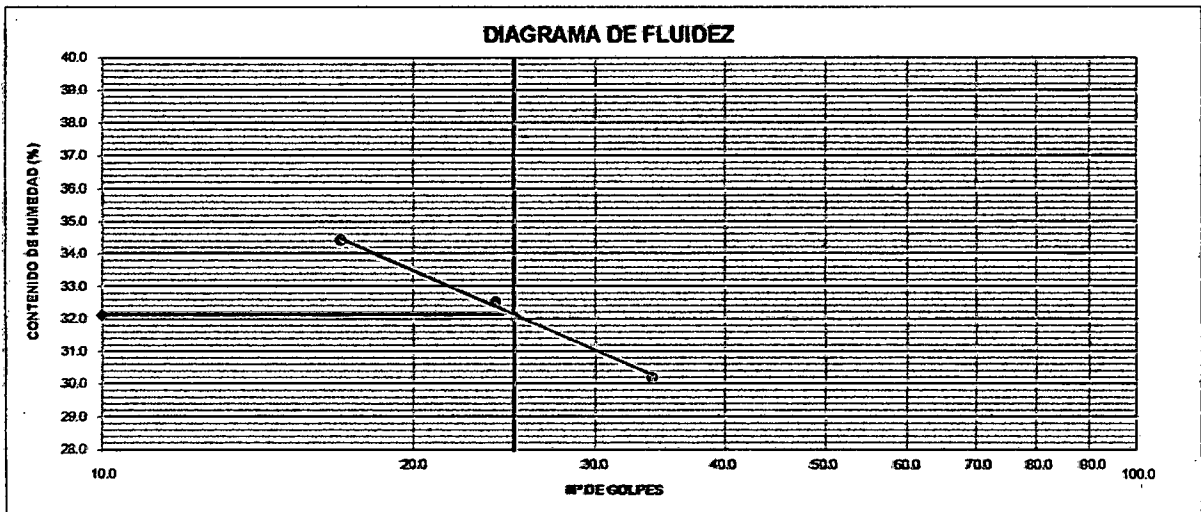


LÍMITES DE ATTERBERG
MTC E 110 Y E 111 - ASTM D 4318 - AASHTO T-89 Y T-90

OBRA	: Diseño del Sistema de Alcantarillado Sanitario de la localidad de Yarina - Chipurana - San Martín	Nº REGISTRO	:
TRAMO	: Yarina - Chipurana - San Martín	TÉCNICO	: R.V.R. / G.E.G.G.
MATERIAL	: Terreno De Fundacion (Planta de Tratamiento)	INGº RESP.	:
CALICATA	: C-3	FECHA	: 12/23/2010
MUESTRA	: M-2	HECHO POR	:
PROFUND.	: 1.60 - 3.00 m.	DEL KM	:
CANTERA	:	AL KM	:
UBICACIÓN	: km. 2+200 LD	CARRIL	:

LÍMITE LÍQUIDO				
Nº TARRO	19	20	21	
TARRO + SUELO HÚMEDO	41.14	39.60	41.08	
TARRO + SUELO SECO	37.48	36.29	37.31	
AGUA	3.66	3.31	3.77	
PESO DEL TARRO	25.36	26.11	26.36	
PESO DEL SUELO SECO	12.12	10.18	10.95	
% DE HUMEDAD	30.20	32.51	34.43	
Nº DE GOLPES	34	24	17	

LÍMITE PLÁSTICO				
Nº TARRO	22	23	24	
TARRO + SUELO HÚMEDO	24.98	24.16	24.78	
TARRO + SUELO SECO	23.25	22.58	23.09	
AGUA	1.73	1.58	1.69	
PESO DEL TARRO	14.52	14.69	14.89	
PESO DEL SUELO SECO	8.73	7.89	8.2	
% DE HUMEDAD	19.82	20.03	20.61	



CONSTANTES FÍSICAS DE LA MUESTRA	
LÍMITE LÍQUIDO	32.13
LÍMITE PLÁSTICO	20.15
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	11.98

OBSERVACIONES



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

TELEFAX 521402 - CIUDAD UNIVERSITARIA

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

ASTM D3080

INFORME :	LMS 2010	DESCRIPCION DEL SUELO:	ARCILLOSO
PROYECTO :	DIS DEL SIST DE ALC LOCALIDAD YARINA-CHIPURANA	ESTADO DEL SUELO:	INALTERADO
SOLICITANTE :	BACH. GILIER GARCIA GRANDEZ- ROSARIO VASQUEZ RIOS	CERTIFICADO	UNSM-T 003
UBICACION :	DISTRITO CHIPURANA, DPTO SAN MARTIN	DISPOSITIVO UTILIZADO :	AUTOMATICO
FECHA :	DICIEMBRE DEL 2010	HORA DE ENSAYO	7:00 a.m.

Sondaje : C-02 CASETA DE BOMBEO

Profundidad : 0.30 - 1.60 m

Velocidad : 0.5 mm/min

Muestra : M-1

Estado : INALTERADO

Clasificación SUCS: CL

ESPECIMEN 1

Altura: 20.00 mm
 Lado: 60.00 mm
 D. Seca: 1.41 gr/cm³
 Humedad: 28.10 %
 Est. Normal: 0.56 kg/cm²
 Est. Corte: 0.40 kg/cm²

ESPECIMEN 2

Altura: 20.00 mm
 Lado: 60.00 mm
 D. Seca: 1.42 gr/cm³
 Humedad: 28.09 %
 Est. Normal: 1.11 kg/cm²
 Est. Corte: 0.58 kg/cm²

ESPECIMEN 3

Altura: 20.00 mm
 Lado: 60.00 mm
 D. Seca: 1.42 gr/cm³
 Humedad: 28.08 %
 Est. Normal: 1.67 kg/cm²
 Est. Corte: 0.76 kg/cm²

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (τ/σ)
0.00	0.00	0.00
0.03	0.08	0.14
0.06	0.11	0.21
0.12	0.13	0.24
0.18	0.15	0.27
0.30	0.17	0.31
0.45	0.20	0.35
0.60	0.23	0.40
0.75	0.25	0.45
0.90	0.28	0.50
1.05	0.31	0.54
1.20	0.33	0.59
1.50	0.34	0.60
1.80	0.35	0.62
2.10	0.36	0.62
2.40	0.37	0.63
2.70	0.37	0.63
3.00	0.38	0.65
3.60	0.38	0.65
4.20	0.39	0.65
4.80	0.39	0.65
5.40	0.40	0.65
6.00	0.40	0.65

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (τ/σ)
0.00	0.00	0.00
0.03	0.10	0.09
0.06	0.14	0.12
0.12	0.17	0.15
0.18	0.20	0.18
0.30	0.24	0.21
0.45	0.28	0.25
0.60	0.33	0.29
0.75	0.37	0.32
0.90	0.41	0.36
1.05	0.44	0.39
1.20	0.46	0.41
1.50	0.48	0.42
1.80	0.50	0.44
2.10	0.51	0.44
2.40	0.53	0.46
2.70	0.54	0.46
3.00	0.55	0.47
3.60	0.56	0.47
4.20	0.56	0.47
4.80	0.57	0.47
5.40	0.57	0.47
6.00	0.58	0.47

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (τ/σ)
0.00	0.00	0.00
0.03	0.11	0.07
0.06	0.16	0.09
0.12	0.20	0.12
0.18	0.25	0.15
0.30	0.30	0.18
0.45	0.35	0.21
0.60	0.42	0.25
0.75	0.48	0.28
0.90	0.54	0.32
1.05	0.57	0.33
1.20	0.59	0.35
1.50	0.62	0.36
1.80	0.64	0.38
2.10	0.67	0.39
2.40	0.69	0.40
2.70	0.71	0.41
3.00	0.72	0.41
3.60	0.73	0.41
4.20	0.74	0.41
4.80	0.74	0.41
5.40	0.75	0.41
6.00	0.76	0.41

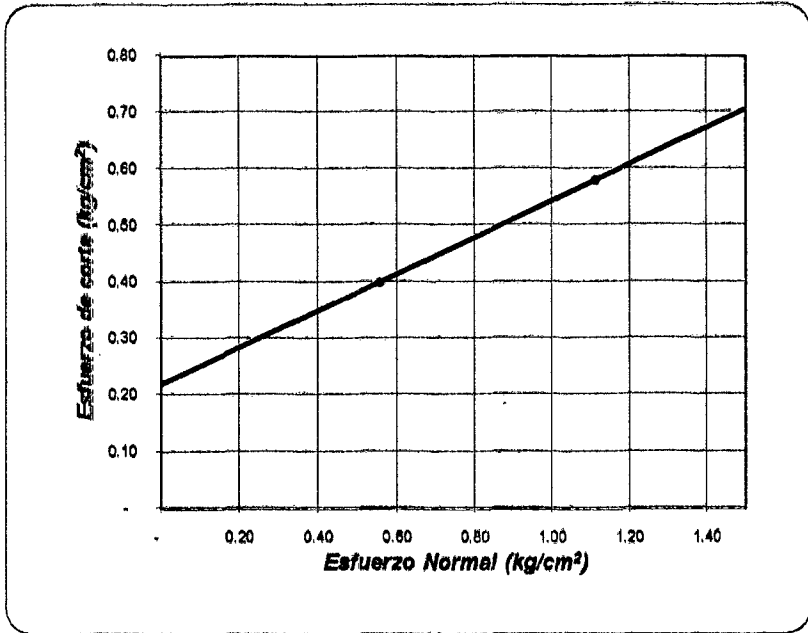
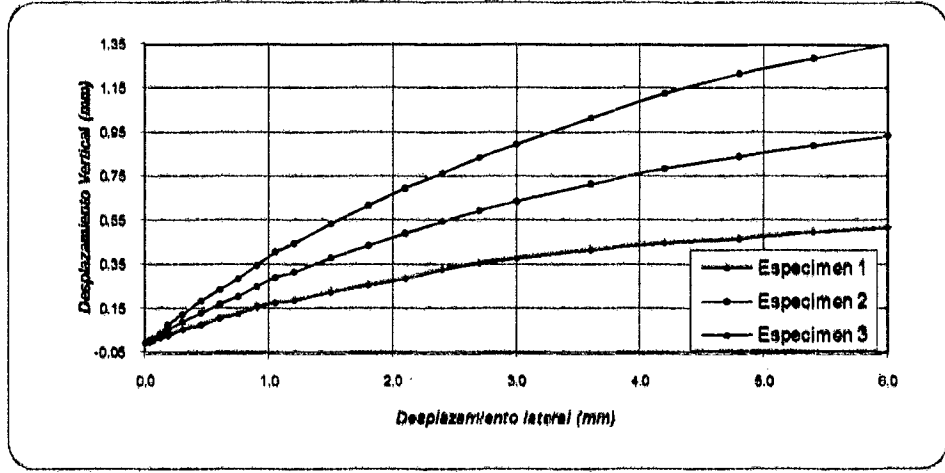
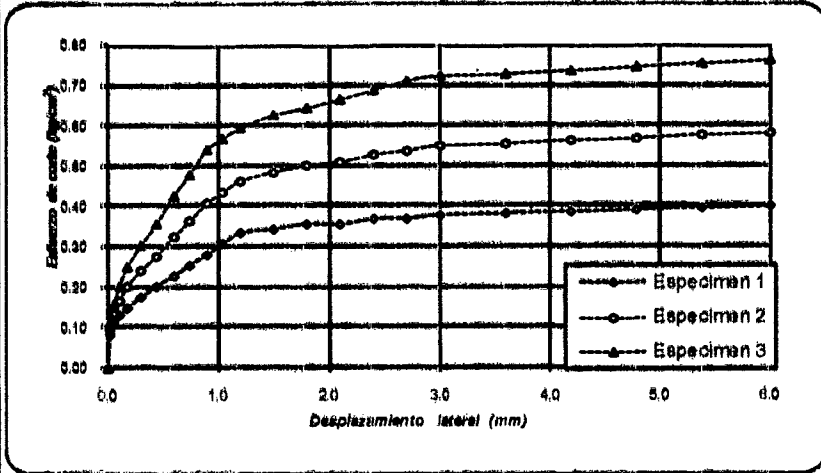
OBSERVACIONES: La muestra y datos adjuntos han sido entregados por el solicitante.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS- FIC
TELEFAX 821402 - CIUDAD UNIVERSITARIA

ENSAYO DE CORTE DIRECTO RESIDUAL

ASTM D3080



ENSAYO DE CORTE DIRECTO			
ASTM D3080			
PROYECTO :	DIS DEL SIST DE ALC LOCALIDAD YARINA-CHIPURANA		
SOLICITANTE :	BACH. GITLER GARCIA GRANDEZ- ROSARIO VASQUEZ RIOS		
UBICACIÓN :	DISTRITO CHIPURANA, DPTO SAN MARTIN		
FECHA :	DICIEMBRE DEL 2010		
Sondaje :	C-02 CASETA DE BOMBEO	Profundidad :	0.30 - 1.60 m
Muestra :	M - I	Estado :	INALTERADO
Nº ANILLO	1	2	3
Esfuerzo de Corte	0.56	1.11	1.67
Esfuerzo Normal	0.40	0.58	0.76
Resultados:			
Cohesión (c):	0.21 kg/cm ²		
Ang. Fricción (φ):	18 °		



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

TELEFAX 521402 - CIUDAD UNIVERSITARIA

ENSAYO DE CORTE DIRECTO

ASTM D3080

INFORME :	LMS 2010	DESCRIPCION DEL SUELO:	ARCILLOSO
PROYECTO :	DIS DEL SIST DE ALC LOCALIDAD YARINA-CHIPURANA	ESTADO DEL SUELO:	INALTERADO
SOLICITANTE :	BACH GILIER GARCIA GRANDEZ- ROSARIO VASQUEZ RIOS	CERTIFICADO	UNSM-T 004
UBICACIÓN :	DISTRITO CHIPURANA, DPTO SAN MARTIN	DISPOSITIVO UTILIZADO :	AUTOMATICO
FECHA :	DICIEMBRE DEL 2010	HORA DE ENSAYO	11:00 AM

Sondaje: C-03 PLANTA DE TRATAMIENTO Profundidad: 1.80-3.00 m

Velocidad: 0.5 mm/min

Muestra: M - 2

Estado: INALTERADO

Clasificación SUCS: ML

ESPÉCIMEN 1

ESPÉCIMEN 2

ESPÉCIMEN 3

Altura:	20.00 mm	Altura:	20.00 mm	Altura:	20.00 mm
Lado :	60.00 mm	Lado :	60.00 mm	Lado :	60.00 mm
D. Seca:	1.39 gr/cm ³	D. Seca:	1.39 gr/cm ³	D. Seca:	1.39 gr/cm ³
Humedad:	32.00 %	Humedad:	31.99 %	Humedad:	31.97 %
Esf. Normal :	1.11 kg/cm ²	Esf. Normal :	1.67 kg/cm ²	Esf. Normal :	2.22 kg/cm ²
Esf. Corte:	0.56 kg/cm ²	Esf. Corte:	0.78 kg/cm ²	Esf. Corte:	1.01 kg/cm ²

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (τ/σ)
0.00	0.00	0.00
0.03	0.18	0.16
0.06	0.23	0.20
0.12	0.28	0.25
0.18	0.31	0.28
0.30	0.35	0.31
0.45	0.38	0.34
0.60	0.42	0.37
0.75	0.45	0.40
0.90	0.49	0.44
1.05	0.50	0.44
1.20	0.50	0.44
1.50	0.50	0.44
1.80	0.51	0.44
2.10	0.52	0.45
2.40	0.52	0.45
2.70	0.52	0.45
3.00	0.53	0.45
3.60	0.53	0.45
4.20	0.54	0.45
4.80	0.54	0.45
5.40	0.55	0.45
6.00	0.56	0.45

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (τ/σ)
0.00	0.00	0.00
0.03	0.20	0.12
0.06	0.25	0.15
0.12	0.30	0.18
0.18	0.35	0.21
0.30	0.41	0.25
0.45	0.48	0.28
0.60	0.54	0.32
0.75	0.58	0.35
0.90	0.63	0.37
1.05	0.66	0.39
1.20	0.67	0.39
1.50	0.68	0.40
1.80	0.69	0.40
2.10	0.71	0.41
2.40	0.72	0.41
2.70	0.73	0.42
3.00	0.73	0.42
3.60	0.74	0.42
4.20	0.75	0.42
4.80	0.76	0.42
5.40	0.78	0.42
6.00	0.78	0.42

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (τ/σ)
0.00	0.00	0.00
0.03	0.23	0.10
0.06	0.27	0.12
0.12	0.33	0.15
0.18	0.39	0.17
0.30	0.48	0.21
0.45	0.57	0.26
0.60	0.65	0.29
0.75	0.72	0.32
0.90	0.77	0.34
1.05	0.82	0.36
1.20	0.83	0.37
1.50	0.86	0.38
1.80	0.88	0.38
2.10	0.90	0.39
2.40	0.91	0.40
2.70	0.93	0.40
3.00	0.94	0.40
3.60	0.95	0.40
4.20	0.97	0.41
4.80	0.98	0.41
5.40	1.00	0.41
6.00	1.01	0.41

OBSERVACIONES:

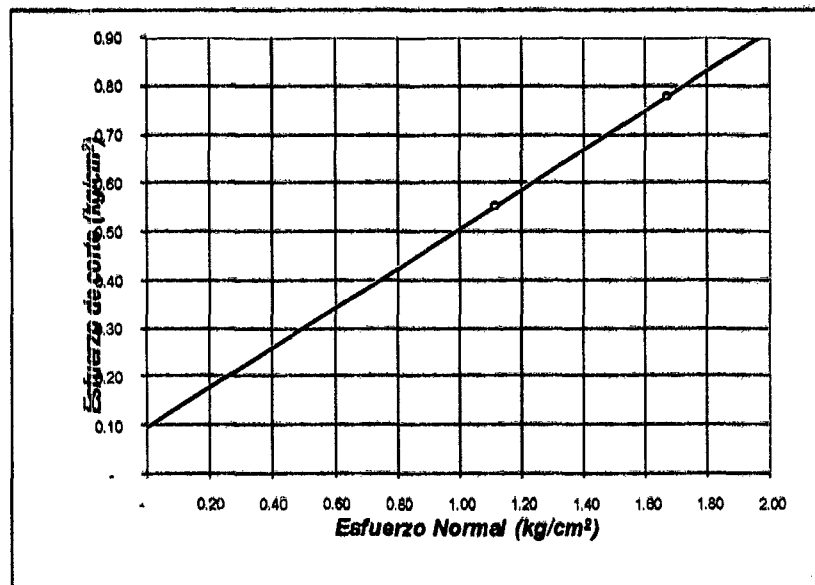
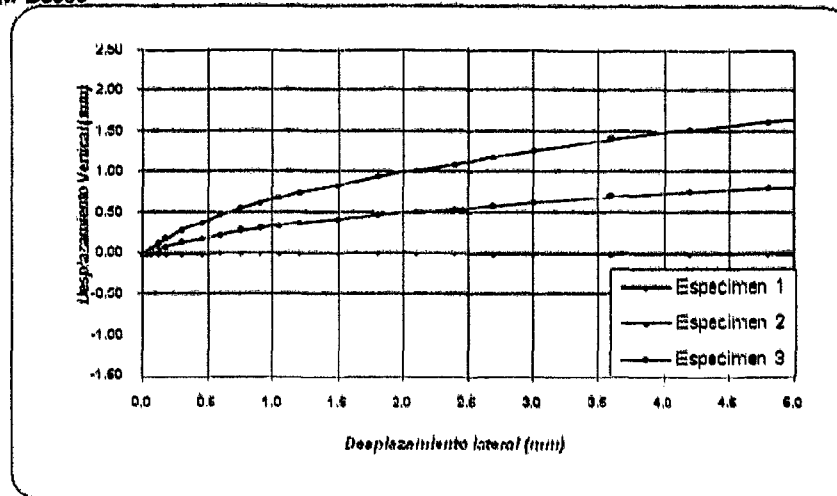
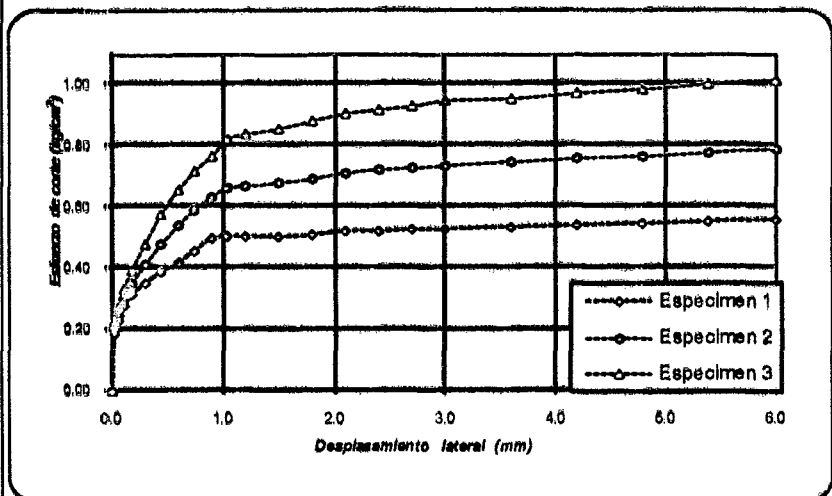
La muestra ha sido extraída de acuerdo a normas vigentes y establecidas en nuestro país, homologadas con normas internacionales



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS- FIC
 TELEFAX 821402 - CIUDAD UNIVERSITARIA

ENSAYO DE CORTE DIRECTO RESIDUAL

ASTM D3080



ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080			
PROYECTO :	DIS DEL SIST DE ALC LOCALIDAD YARINA-CHIPURANA		
SOLICITANTE :	BACH. GITLER GARCIA GRANDEZ- ROSARIO VASQUEZ RIOS		
UBICACIÓN :	DISTRITO CHIPURANA, DPTO SAN MARTIN		
FECHA :	DICIEMBRE DEL 2010		
Sondaje :	C-01 PLANTA DE TRATAMIENTO	Profundidad :	0.30 - 1.80 m
Muestra :	M-1	Estado :	INALTERADO
Nº ANILLO	1	2	3
Esfuerzo Normal	1.11	1.67	2.22
Esfuerzo de corte	0.56	0.78	1.01

Resultados:	
Cohesión (c):	0.10 kg/cm ²
Ang. Fricción (φ):	22 °

ANEXO N° 03:

***Cotización de
Geomembrana***

Señores:

MUNICIPALIDAD DE YARINA

Obra.-Diseño Alcantarillado de la Localidad de Yarina

PRESENTE.-

COTIZACION N° 0006-2011/CAGEBUSSINES SAC

Por medio de la presente le entregamos la cotización solicitada.

DESCRIPCION	CANT	UNID	P. UNIT	P. TOTAL
Geomembrana MacLine de 1.00mm (5.80x120)	1,500.00	M2	13.24	19,860.00
MANO DE OBRA (instalación del producto)	1,500.00	M2	7.50	11,250.00
			S/.	31,110.00

CONSIDERACIONES PREVIAS

FORMA DE PAGO : CONTADO
TIEMPO DE ENTREGA : 7 DIAS
LUGAR DE ENTREGA : PUESTO EN OBRA
VALIDEZ DE OFERTA : 7 DIAS
MONEDA : NACIONAL

Tarapoto, 01 de Marzo del 2011

Atentamente,

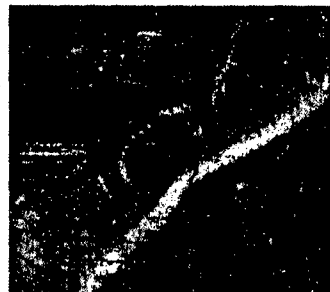
CAGE BUSSINES GLOBAL S.A.
German V. Moray Rangel
GERENTE

MacLine®

Geomembrana

Características técnicas

Las geomembranas MacLine® de polietileno de alta densidad son producidas con resinas de alto peso molecular resultando geomembranas flexibles de primerísima calidad. Su composición fue formulada para obtener una alta resistencia a los agentes químicos, lixiviados y a la degradación por rayos ultravioleta.



Propiedades Físicas

Espesor nominal	mm		1.00
Espesor (valores mínimos)	mm	ASTM D5199	0.90
Densidad (mín.)	g/ml	ASTM D1505 / D792	0.941
Cantidad de negro de humo (categoría)	%	ASTM D1603/ D4218	2.0 – 3.0
Dispersión de negro de humo		ASTM D5596	Nota

Propiedades Mecánicas

Resistencia elástica	kN/m	ASTM D6693 Tipo IV (50 mm/min)	15
Deformación elástica	%	ASTM D6693 Tipo IV (33mm gage)	12
Resistencia a la ruptura	kN/m	ASTM D6693 Tipo IV	27
Deformación en la ruptura	%	ASTM D6693 Tipo IV (55mm gage)	700
Resistencia al desgarre (valores mín.)	N	ASTM D1004	125
Resistencia al Punzonamiento (valores mín.)	N	ASTM D4833	320
Resistencia a la tensofisuración	horas	ASTM 5397 (App.)	300
Tiempo de oxidación inductiva	minutos	ASTM D3895	>100

Nota: Dispersión de Carbon Black para 10 muestras diferentes: categorías 1 y 2 ...: 9 muestras

ANEXO N° 04:
Cotización de Bombas



ITT

ITT Water & Wastewater Perú S.A.

Of. Principal: Calle Gamma 253
Parque de Industria y Comercio
Callao 1 – Perú
Ventas: Jr. Monterrey 355 - Surco
Telf.: (51-1) 464-8533
Fax : (51-1) 452-2060
E-mail: www.peru@itt.com

Callao, 05 de Setiembre del 2010

Cot. 0510-SAN-09-OGM-WPER-10

Señores
MUNICIPALIDAD DE CHIPURANA

Presente.-

Estimados señores

Referencia : **COTIZACIÓN DE BOMBA PARA CÁMARA DE
DESAGÜES**

**ITEM 01: ELECTROBOMBA SUMERGIBLE PARA CÁMARA DE BOMBEO
PARA DESAGÜE.**

Electrobomba sumergible, marca ITT FLYGT, serie "N", de impulsor inatascable diseñado para bombear aguas servidas, fabricada en SUECIA, ensamblado en Argentina; conectada para arranque directo @ 440 Voltios, +/- 5% de variación de voltaje nominal, acondicionada para instalación tipo "P" en cámara húmeda.. Izaje mediante sistema de codo de desacople rápido y sistema de barras guía. La bomba está acoplada al motor eléctrico diseñado y fabricado por ITT FLYGT especialmente para uso sumergible de acuerdo a la norma IEC 60034-1-1996, el cual tiene aislamiento clase H (180 °C) y rise B (80 °C), factor de servicio 1.0, con lo que permite 15 arranques/hora de la bomba y prolongar la vida útil del motor, esto trae como consecuencia una menor dimensión de la cámara de bombeo. El motor eléctrico incluye en el bobinado del estator termistores para protección por sobrecalentamiento. El encapsulado del motor de acuerdo a la norma IEC 529:1989, protección IP68, permitiendo una inmersión máxima de 20 m. También tiene la aprobación de la CSA (Canadian Standard Association). Los rodamientos, tanto inferior como superior han sido seleccionados para tener una vida útil mínima de 50,000 horas. La bomba cuenta con un sistema denominado "Spin-out", que sirve para la protección del sello mecánico externo contra las partículas abrasivas. También ofrece un sistema de sellado en la junta de los cables impermeables y un sistema contra los tirones. El cable sumergible SUBCAB tiene la aprobación de las normas IEC245, CENELEC HD 22, secc. 2.4, CSA-C 22.2-2 N°49-92, VDE 0282, parte 810.



ITT Water & Wastewater Perú S.A.

Of. Principal: Calle Gamma 253
Parque de Industria y Comercio
Callao 1 – Perú
Ventas: Jr. Monterrey 355 - Surco
Telf.: (51-1) 464-8533
Fax : (51-1) 452-2060
E-mail: www.peru@itt.com

ITT Water & Wastewater Perú S.A. asumirá la reparación de las anomalías en los productos vendidos por la empresa, siempre ITT Water & Wastewater Perú S.A. asumirá la reparación de las anomalías en los productos vendidos por la empresa, siempre que:

- el defecto tenga su origen en anomalías en los materiales ó fabricación;
- que los defectos se comuniquen a ITT Water & Wastewater Perú S.A. ó a su representante durante el periodo de garantía; este plazo vence al ocurrir el primero de los siguientes eventos: 12 meses desde su puesta en funcionamiento o 18 meses después de su entrega.
- que el producto se emplee sólo bajo las condiciones descritas en el manual de Instalación, servicio y mantenimiento, y en las aplicaciones para las que esté destinado;
- que el equipo de monitorización como paneles de control, sensores de nivel y dispositivos de protección incorporado en el producto esté correctamente instalado, conectado y en uso;
- que toda la labor de diagnóstico, mantenimiento y reparaciones la realice un taller autorizado por ITT Flygt Perú Sociedad Anónima;
- que se utilicen repuestos originales suministrados por ITT Water & Wastewater Perú S.A.

Por lo tanto, la garantía no abarca anomalías causadas por un mantenimiento deficiente, instalación incorrecta, operación defectuosa, reparaciones incorrectamente realizadas ó por el uso y desgaste normales.

ITT Water & Wastewater Perú S.A. no asume ninguna responsabilidad por daños personales ó materiales, ó pérdidas económicas, aparte de lo antes mencionado.

CONDICIONES DE VENTA

Plazo de Entrega : 06 - 08 Semanas luego de recibir su adelanto
Forma de Pago : 45% con su orden de compra, saldo contra entrega.
Validez de Oferta : 15 días.
Lugar de Entrega : Nuestros almacenes del Callao.
Servicios : No Incluye el flete, instalación.

Agradeciendo su atención, quedamos de ustedes.

Atentamente,

ITT WATER & WASTEWATER PERU S.A.

Ing. Oscar Gonzales M.
Sales Executive – Fluid Transport
Teléfono: 717-9880 anx. 405
Cel. 994174696
E-mail: oscar.gonzales@itt.com

**ITT**

ITT Water & Wastewater Perú S.A.

Of. Principal: Calle Gamma 253
Parque de Industria y Comercio
Callao 1 – Perú
Ventas: Jr. Monterrey 355 - Surco
Telf.: (51-1) 464-8533
Fax : (51-1) 452-2060
E-mail: www.peru@itt.com

REGULADOR DE NIVEL ENM-10 PARA SOBRE NIVEL

03 Reguladores de nivel digital marca ITT FLYGT, importado de Suecia, con las siguientes características:

Modelo : ENM-10
Código : 5828803
Gravedad específica líquido : 0,95 – 1,10
Temperatura del líquido : 0 – 60 °C
Grado de protección : IP68

Materiales

Cuerpo : Polipropileno
Manguito protector : Goma de EPDM
Cable : Incluye 13m de cable 3x0.75 mm² revestido con PVC

PRECIOS:

Item	Cant.	Descripción	P. U. (US\$)	P. Total (US\$)
1	1	Electrobombas sumergible marca Flygt NP 3102.181 SH.	5,500.00	5,500.00
2	3	Reguladores de nivel tipo peras ENM-10	150.00	450.00
Sub - Total Valor Venta (US\$) :				5,950.00
I.G.V. (19%) :				1,130.50
Total Precio Venta (US\$) :				7,080.50

Precios en Dólares Americanos, o en Nuevos Soles al tipo de cambio del día

Se adjunta Curva de operación

Condiciones de Garantía

ITT Water & Wastewater Perú S.A. se preocupa por su seguridad y por el correcto funcionamiento y operación de los equipos adquiridos por Ustedes, es necesario que lea cuidadosamente el catálogo de instalación, operación y mantenimiento antes de que ponga en operación el equipo, las condiciones en la que aplica la garantía son las siguientes:

Condiciones de trabajo del equipo:

PUNTO/RANGO DE OPERACIÓN: 8.0 LPS.
ALTURA DINÁMICA TOTAL (ADT)= 24.0 m.
RANGOS DE PH DEL AGUA y TIPO DE FLUIDO = 5.5 – 13
POTENCIA ABSORBIDA=4.8 kw.
TEMPERATURA DE FLUÍDO = Entre 15 a 20°C
ALTURA m.s.n.m = 1000



ITT Water & Wastewater Perú S.A.

Of. Principal: Calle Gamma 253
Parque de Industria y Comercio
Callao 1 – Perú
Ventas: Jr. Monterrey 355 - Surco
Telf.: (51-1) 464-8533
Fax : (51-1) 452-2060
E-mail: www.peru@itt.com

La nueva generación de bombas N han sido mejoradas, diseñadas para ofrecerle un bombeo eficaz, fiable y sin problemas durante largos periodos de servicio. Esta nueva generación de bombas mejora la rentabilidad operativa y puede tener un gran efecto sobre los costes totales durante la vida de servicio del producto. Gracias a su impulsor semiabierto auto limpiante, las bombas N mantienen la eficiencia incluso al transportar líquidos con un alto contenido de fibra, que es el causante principal de los atascos de la bomba. Además, el impulsor incorpora una ranura de desahogo especial en la voluta (Diseño patentado por ITT-FLYGT) que hace que la propia corriente del líquido bombeado tenga un efecto de limpieza.

La curva de la bomba está elaborada bajo la norma ISO 9906/annex A.1

ITT Flygt cuenta con certificación ISO 9001

Curva Característica: 63-256. Se adjunta
Modelo de equipo: NP 3102.181 SH
Caudal: 13.5 lps
ADT: 19.2 m.
Eficiencia hidráulica: 54.7 %
NPSHr : 2.9 m
Motor Eléctrico: Trifásico 4.8 KW, 3480 rpm, 220V (+/- 5%), 60 Hz.
Cable Sumergible SUBCAB: 01 tramo de 20m Calibre 4G2.5 + 2x1, 5
Descarga: 80 mm.
Peso aproximado: 105 Kg (solo bomba)
Peso aproximado: 140 Kg (bomba y codo de descarga)

Materiales:

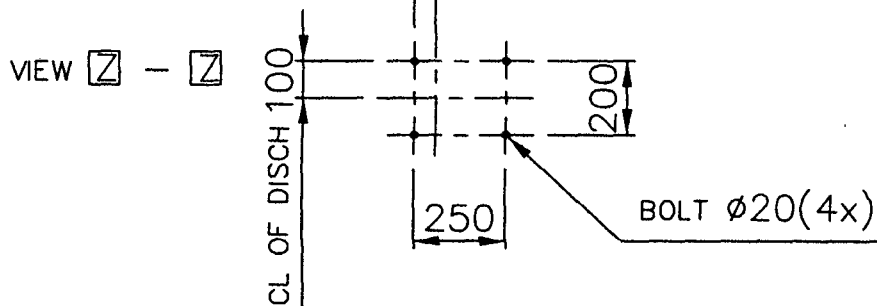
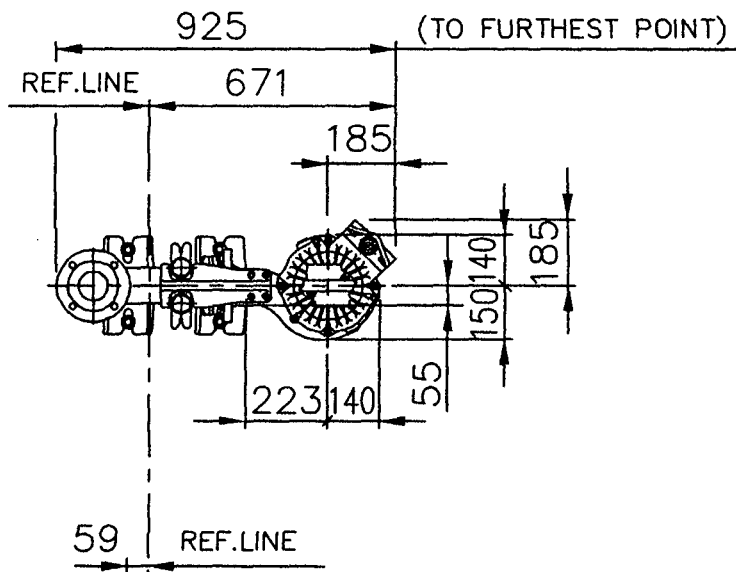
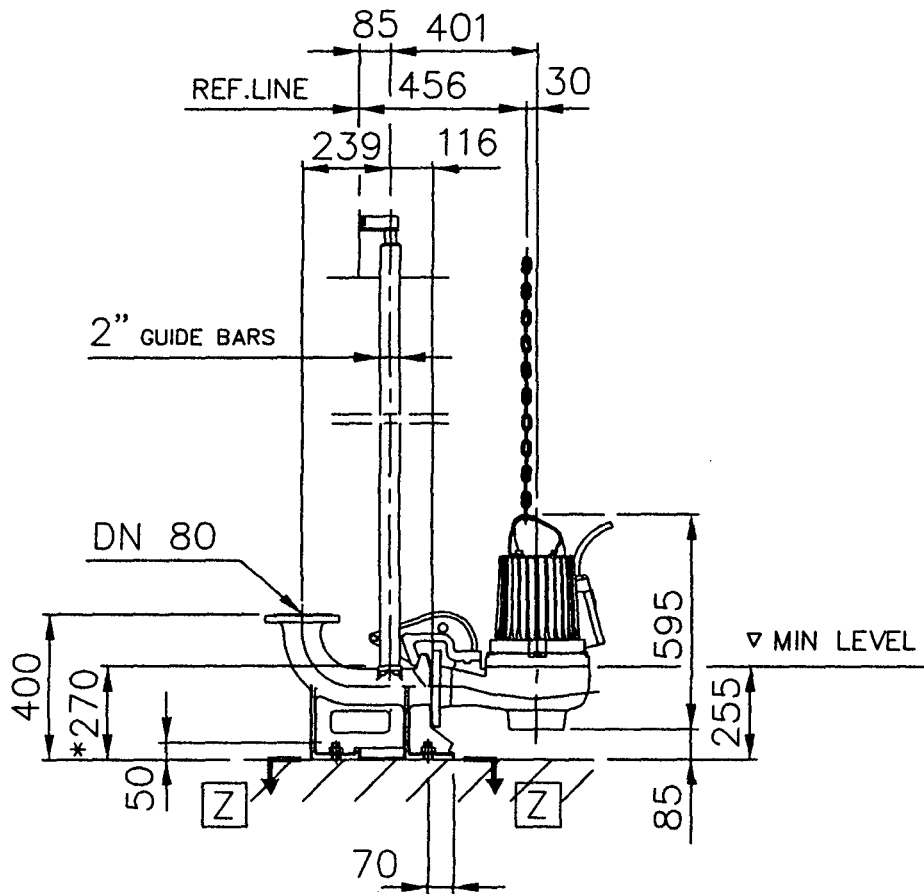
Carcasa: Hierro Fundido
Impulsor: Hierro Fundido
Eje: Acero Inoxidable
Sello Interior y Exterior: Carburo de Tungsteno / Carburo de Tungsteno

Sistemas de monitoreo y protección

03 termistores para protección por sobrecalentamiento del estator.
01 Sensor de ingreso de líquido en cámara de estator FLS int
01 Mini – CASII

Accesorios de izaje

01 Codo de descarga 80
01 Guía superior de tubos de Ø2"
01 Cadena de izaje
01 Grillete de acero galvanizado
02 Tubos de 2" de acero galvanizado



* DIMENSION TO ENDS OF GUIDE BARS

Weight (kg)	
Pump	Disch
105	35

AUTOCAD
DRAWING

Denomination
Dimensional drwg
CP,NP 3102 HT,SH
DN 80

Drawn by NK	Checked by	Date 080814
Scale 1:20	Reg no 5399	
5385500		5



Water & Wastewater

CURVA DE FUNCIONAMIENTO

PRODUCTO
NP3102.181

TIPO
SH

FECHA
2010-09-15

PROYECTO

Nº DE LA CURVA
63-256-00-5206

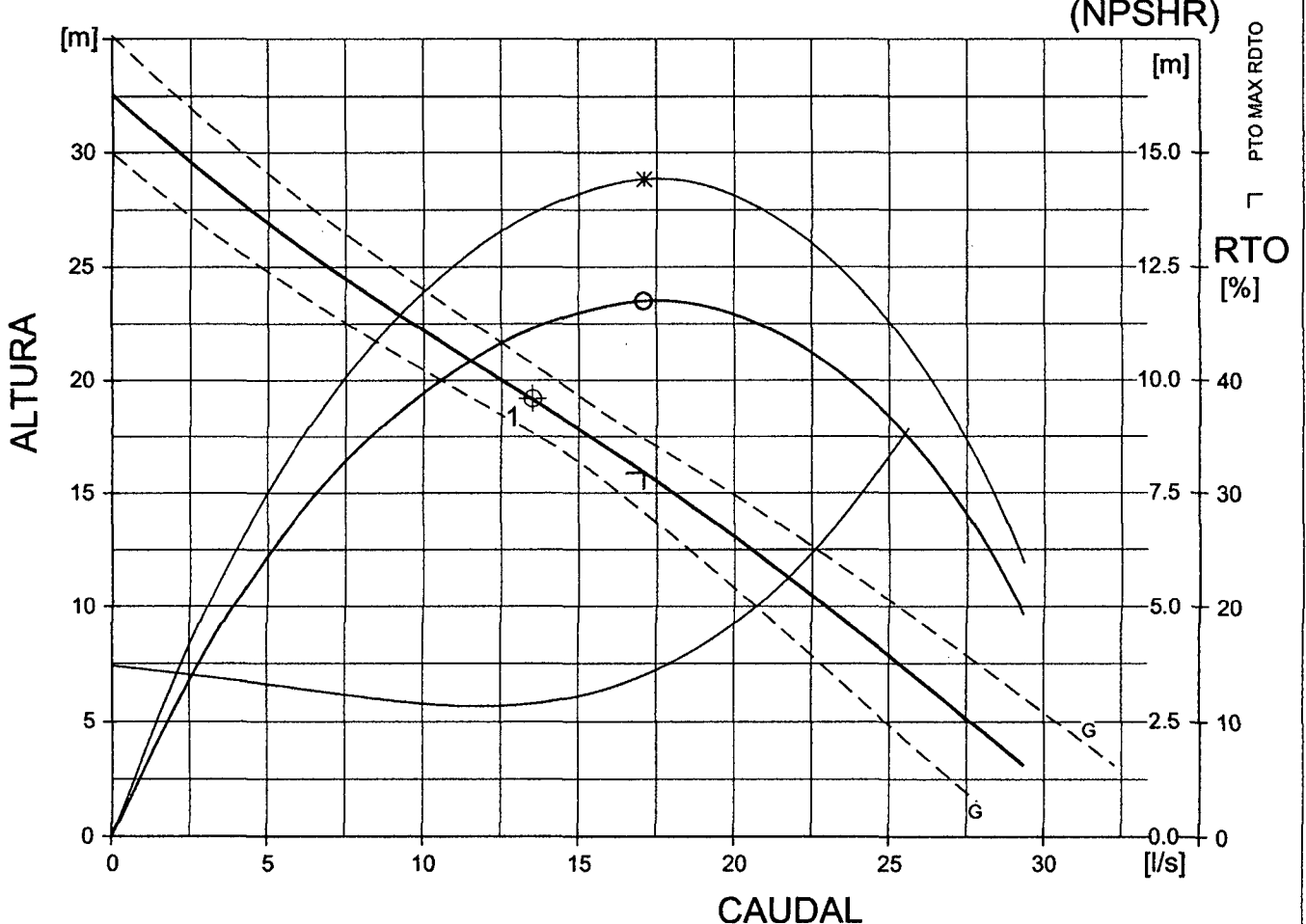
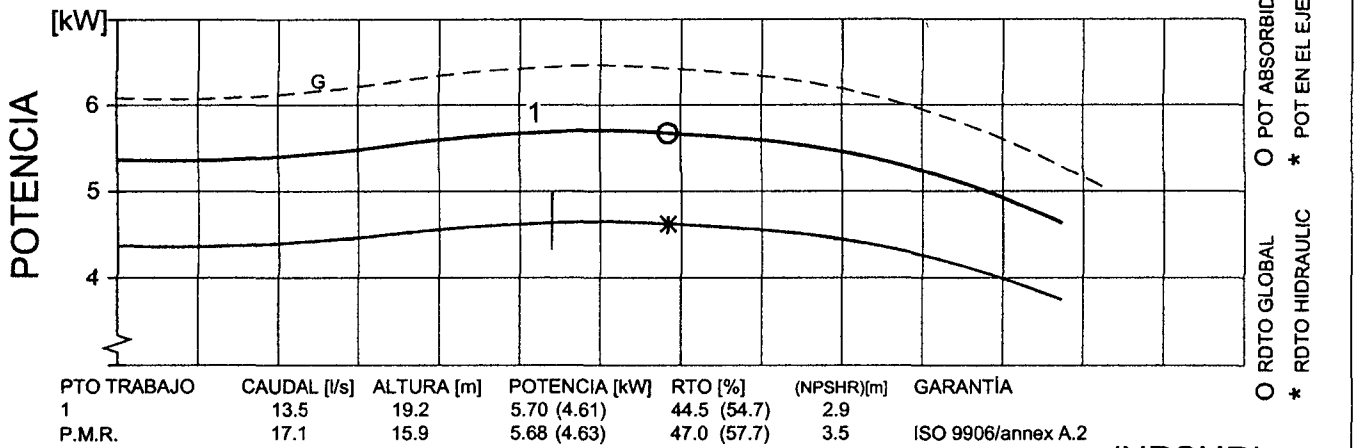
REVI.
7

	1/1 CARGA	3/4 CARGA	1/2 CARGA
COS PHI MOTOR	0.93	0.91	0.86
RENDIMIENTO MOTOR	81.0 %	80.5 %	78.0 %
RENDIMIENTO	---	---	---

POTENCIA EJE MOTOR	4.8	kW
CORRIENTE ARRANQUE	74	A
CORRIENTE NOMINAL	8.5	A
VELOCIDAD NOMINAL	3480	rpm
INERCIA		
MNT. TOTAL	0.0096	kgm2
Nº DE PALAS	2	

DIÁMETRO IMPULSOR 135 mm		
MOTOR	ESTATOR	REV
18-10-2AL	61D	10
FRECUE.	FASES	VOLTAJE
60 Hz	3	440 V
REDUCTOR TIPO	RATIO	
---	---	

COMENTARIOS	ENTRADA / SALIDA
	- / 80 mm
	PASO IMPULSOR



(NPSHR) = (NPSH3) + márgenes

Funcionamiento con agua limpia y datos eléctricos a 40°

GUARANTEE BETWEEN LIMITS (G) ACC. TO
ISO 9906/annex A.2

FLYPS3.1.6.5 (20090313)

CONEXA IMPORT SAC.

COTIZACION N° 289-2010

Lima, 25 de agosto 2010.

Señores:

MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE CHIPURANA NAVARRO

TARAPOTO – SAN MARTIN

Atn.: OF LOGISTICA

Estimados Señores:

En atención a su amable solicitud tenemos a bien cotizarles con nuestros mejores precios los bienes que a continuación detallamos.

CANT	DESCRIPCION	MARCA	PRECIO S/.
01	Electrobomba Sumergible Caudal Q=13.62 LPS, ADT=20.31 M, Eficiencia 60% mínimo Motor eléctrico trifásico Descarga horizontal tangencial Diámetro de succión 50 mm mínimo Diámetro de descarga 50 mm mínimo MATERIAL DE LA ELECTROBOMBA Carcasa de fierro fundido ASTM A48 N° 35 B Impulsor centrifugo helicoidal de fierro modular Eje de acero inoxidable ACCESORIOS DE MONTAJE 01 codo de descarga 01 guía superior de tubos 01 gancho de fijación 01 cadena de izaje incluye Tablero de Control y Mando automatico.	HYDROMATIC AMERICANO	41,800.00

Son CUARENTA Y UN MIL OCHOCIENTOS CON 00/100 NUEVOS SOLES

Estos precios incluyen el IGV de 19%

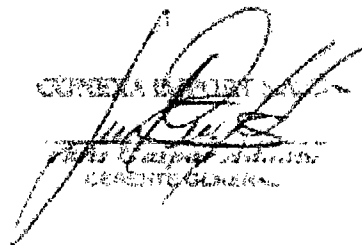
Forma de Pago A tratar

Tiempo de Entrega 10 días de Recepcionado la O/C

Lugar de entrega Almacén MUNICIPALIDAD

Esperando su atención en el más breve plazo, quedamos de Ustedes

Atentamente



CONEXA IMPORT SAC.
Lima, 25 de agosto 2010.

CONEXA IMPULSI SAC.

COTIZACION N° 290-2010

Lima, 25 de agosto 2010.

Señores:

MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE CHIPURANA NAVARRO

TARAPOTO – SAN MARTIN

Atm.: OF LOGISTICA

Estimados Señores:

En atención a su amable solicitud tenemos a bien cotizarles con nuestros mejores precios los bienes que a continuación detallamos.

CANT	DESCRIPCION	MARCA	PRECIO S/.
01	<p>GENERADOR DIESEL POTENCIA CONTINUA: 18.1Kw / 22.6 KVA (hasta 1,500 m.s.n.m.)</p> <p>POTENCIA STAND BY : 20 Kw / 24 KVA (1 hora cada 12 horas) FASES : 3, trifásico TENSION : 220 Voltios INTENSIDAD : 57 Amperios INTERRUPTOR TERMOMAGNETICO : 63 Amperios FRECUENCIA : 60 Hz (1800 rpm) DIMENSIONES (Largo /Ancho/Altura) : 1,300 x 0,78 x 1,020 m PESO : 450 kg REGULACION DE TENSION : ± 1,5% entre vacío y plena carga</p> <p>MOTOR MARCA : PERKINS MODELO : 404C-22G POTENCIA CONTINUA : 21.6 Kw (28.9 Bhp) 1800 rpm POTENCIA STAND BY : 23.9 Kw (32.1 Bhp) 1800 rpm NUMERO DE CILINDROS : 3 ALIMENTACION DE AIRE : Aspiración natural REFRIGERACION : Por agua, con bomba, radiador y ventilador SISTEMA DE ARRANQUE : Eléctrico de 12 voltios, motor de arranque y alternador de carga SISTEMA DE COMBUSTIBLE : Inyección indirecta, inyectores individuales para cada pistón, filtro. SISTEMA DE LUBRICACION : Bomba de aceite accionado por engranajes. Filtro. GOBERNACION DE VELOCIDAD : Mecánica, 3-4% SISTEMA DE PROTECCION : Parada automática por Alta temperatura de agua, Baja presión de aceite y Sobrevelocidad CONSUMO COMB. AL 75% CARGA : 4.8 L/h</p>	PERKINS MODELO MP-20	46,200.00

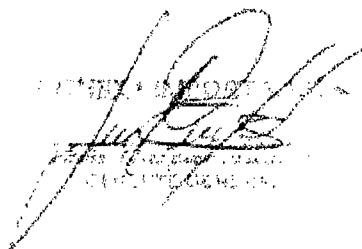
Son: CUARENTA Y SEIS MIL DOCIENTOS CON 00/100 NUEVOS SOLES

Estos precios incluyen el IGV de 19%

Forma de Pago A tratar

Tiempo de Entrega 15 días de Recepcionado la O/C

Lugar de entrega Almacén MUNICIPALIDAD



Dirección. Calle Huaran Mz K Lt 20 C Urb. 27 de Abril Ate – Lima.
Telef. 400-1522 Fax : 349-0619 E-mail. ventasconexa@hotmail.com



HYDROMATIC®
ENGINEERED PRODUCTS

H SERIES

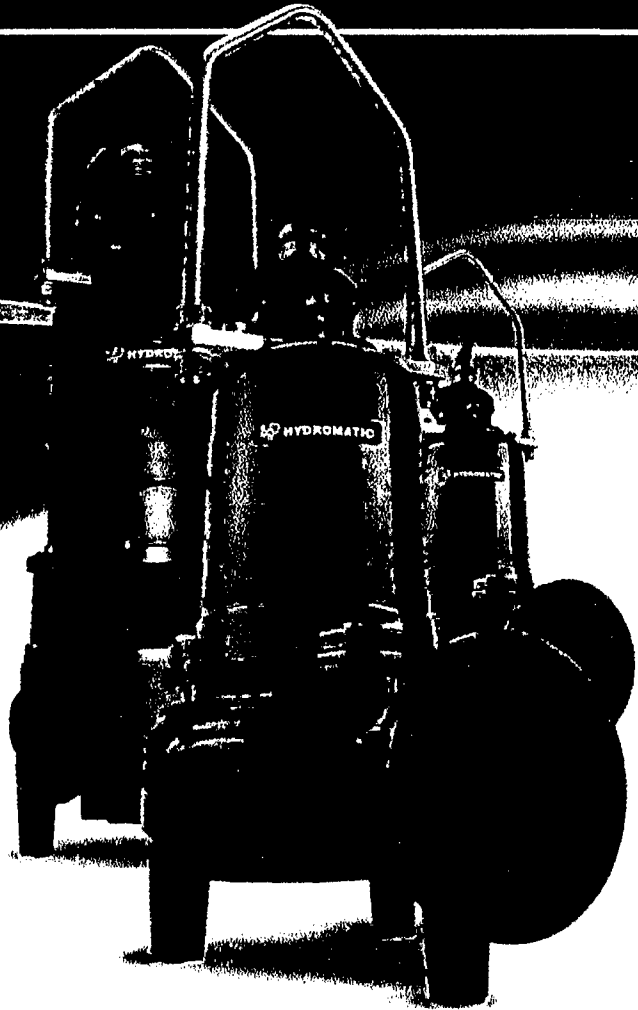
NO CLOG - NO LOSS

Dependable **HYDROMATIC®** submersible solids handling pumps

In our continuing tradition of excellence, Hydromatic has developed the H Series line of No Clog-No Loss submersible pumps. The enhanced performance of the H Series pumps is made possible by employing an improved mono-vane impeller geometry. This superior geometry helps to eliminate clogs while not affecting performance. H Series pumps yield steeper, non-overloading performance and improved efficiencies.

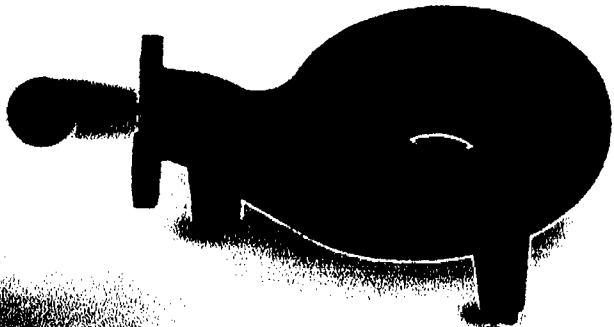


Can your pump pass this?

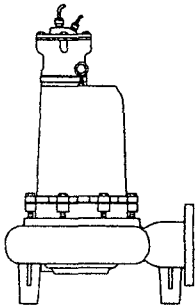


Hydromatic is one of the oldest manufacturers of submersible pumps in the world. Years of engineering improvements, real world field applications, and experience have solidified Hydromatic as the premier brand on the market today. Dependable Hydromatic pumps provide years of reliable service.

Complete technical support and ongoing engineering assistance plus an available 5-year warranty ensures peace of mind for users of Hydromatic pumps.



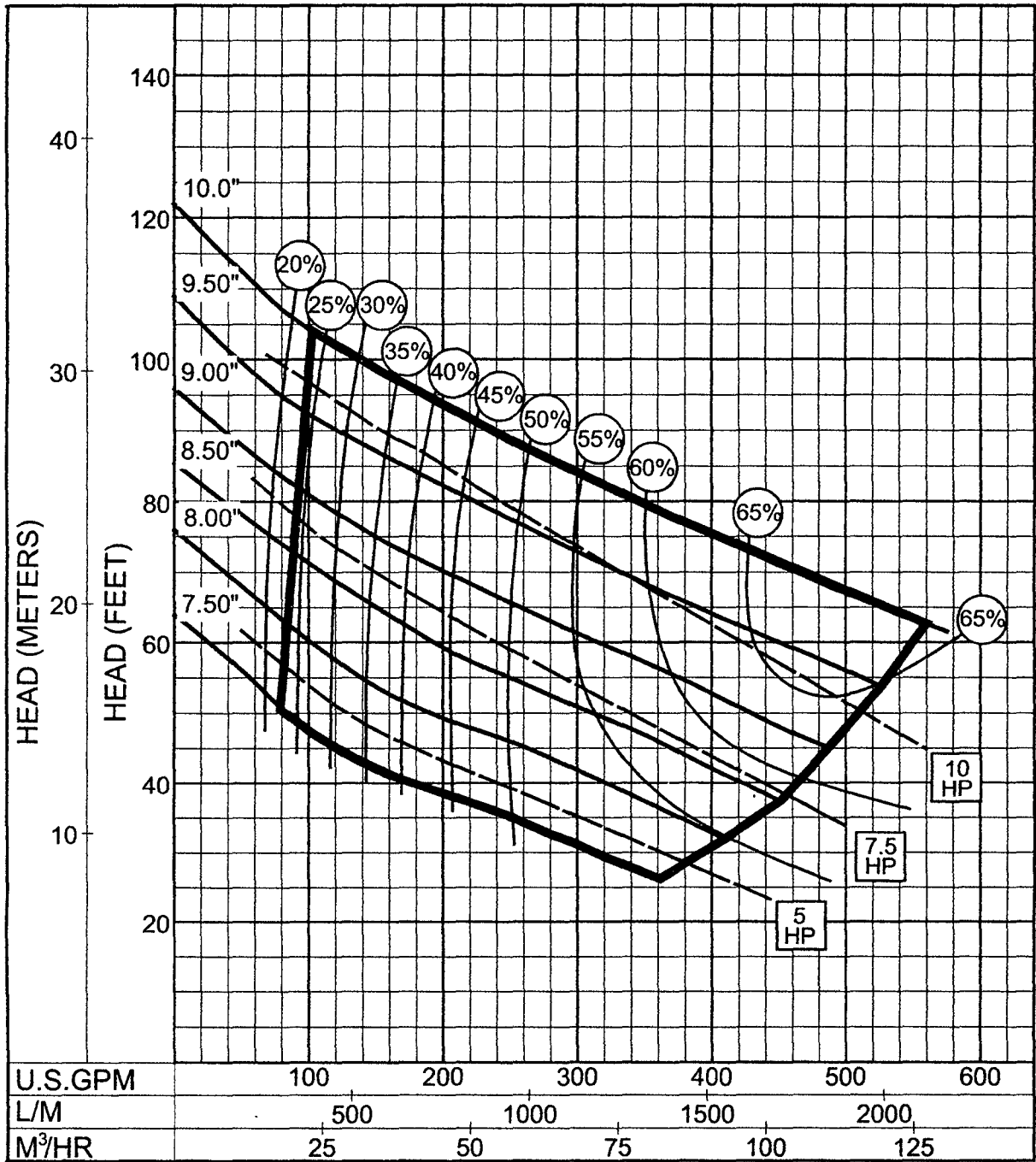
H Series pumps pass a full 3" diameter nondeformable spherical solid per the Ten States Standards



Performance Curve

H3H/H3HX

RPM: **1750** Discharge: **3"** Solids: **3"**



The curves reflect maximum performance characteristics without exceeding full load (Nameplate) horsepower. All pumps have a service factor of 1.2. Operation is recommended in the bounded area with operational point within the curve limit. Performance curves are based on actual tests with clear water at 70° F.

Conditions of Service:

GPM: _____ TDH: _____

