

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA AMBIENTAL

Escuela Profesional de Ingeniería Sanitaria



**Abastecimiento de Agua Potable y
Alcantarillado de las Zonas «D» y «E»
Parte Baja, Ciudad Satélite Ventanilla**

TESIS

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE
INGENIERO SANITARIO**

TIMOTEO A. SIERRA SERRANO

MISAEEL C. TELLO CHUMBIMUNE

LIMA - PERU

1992

DEDICATORIA:

A la Sra. Erlinda Chumbimune mi madre,
por su constante aliento e invaluable
comprensión.

Misael Tello.

A mis padres: Jorge y Patrocinia, por su
sacrificio y comprensión en bien de mi
formación profesional.

También a mi Esposa Carmen Rueda, por
su constante apoyo para ser realidad mi
carrera profesional.

Timoteo Sierra.

AGRADECIMIENTO:

Al Ing. Alberto Diaz Noal, por el apoyo
brindado en la realización de este
trabajo.

Ago extensión mi gratitud a todas
aquellas personas que de una u otra
manera me ayudaron en la consecución de
este fin.

gravas, gravillas, gran cantidad de areniscas mezcladas con cantos rodados, y algo de tilos de color amarillento. Excavando algunas calicatas hasta los 2,50 mt. se detectan piedras de 1" a 2" con gravas y gravillas en forma granular empacadas en arenas semi-secas con algo de limo.

En cuanto a su capacidad se puede decir que casi en su totalidad presentan condiciones medianamente compacta, sin embargo existe un área en la parte baja en donde el suelo es ligeramente suelto y saturado parcialmente de agua.

La capacidad admisible del terreno es de 2,50 Kg./cm². con profundidad de cimentación (+) 1,20 mt.

2.4.1 Recomendaciones Constructivas.

Debido que en algunas partes del suelo presentan materiales sueltos superficialmente, la excavación en obras enterradas para instalación de tuberías, deberán efectuarse con mucho cuidado, reforzando las paredes excavadas a fin de no originar deslizamientos o movimiento que causen daños.

Por otro lado, debido a la probabilidad de roturas o deficiencias en las instalaciones domiciliarias de agua o desagües podrán ocurrir filtraciones en los suelos de cimentación lo que puede originar una disminución de resistencia o aumento de la capacidad de deformación, recomendándose que las redes domiciliarias deben ser compactas; por las mismas razones las obras de cimentaciones de reservorios, cisternas, cámaras de desagües u obras anexas deberán hacerse cuidadosamente impermeabilizando sus paredes evitando de esta manera algunas filtraciones.

INDICE

C A P I T U L O I

INTRODUCCION

	Pág.
1.1.0	OBJETIVO DEL ESTUDIO 12
1.2.0	ALCANCES DEL ESTUDIO..... 13
1.3.0	AREA DEL TERRENO EN ESTUDIO..... 13
1.4.0	INFORMACION CARTOGRAFICA BASICA..... 14

C A P I T U L O II

CARACTERISTICAS GENERALES DE LA ZONA

2.1.0	UBICACION..... 16
2.2.0	LIMITES..... 18
2.3.0	CLIMA..... 18
2.4.0	SUELOS..... 19
2.4.1	Recomendaciones Constructivas..... 27
2.4.2	Estudios de suelos para Cimentación de Reservorio..... 28
2.5.0	TOPOGRAFIA..... 28
2.6.0	HIDROLOGIA DEL RIO CHILLON..... 29
2.6.1	Sistema Hidrográfico..... 31
2.6.2	Régimen de descargas..... 32
2.6.3	Aprovechamiento del agua del R.Chillón.... 38
2.7.0	ECOLOGIA..... 42
2.7.1	Ecología de la Población Humana..... 42
2.7.2	Formación Ecológica de la zona..... 45
2.8.0	CARACTERISTICAS SOCIO-ECONOMICAS..... 46
2.8.1	Ingreso por persona..... 46
2.8.2	Categoría ocupacional..... 48
2.8.3	Nivel de Educación de la Población..... 58
2.9.0	NIVELES DE SALUD..... 58
2.9.1	Indice de Morbilidad..... 58
2.9.2	Enfermedades declaradas..... 58

2.9.3	Modo de curación.....	59
2.9.4	Situación nutricional.....	59
2.9.5	Preferencia de consumo alimentario.....	59
2.9.6	Vivienda.....	60
2.10.0	RELEVANCIA AMBIENTAL.....	61
2.10.1	Deterioro del ambiente en las grandes Metropolis.....	61
2.10.2	Contaminación de aguas superficiales y subterráneas.....	62
2.10.3	Deterioro de recursos costeros.....	62
2.10.4	Miseria y medio ambiente.....	62
2.10.5	Pérdida de tierras agrícola.....	63
2.10.6	Deterioro del medio ambiente urbano.....	64

C A P I T U L O I I I

EVALUACION DEL SISTEMA ACTUAL EXISTENTE

3.1.0	DESCRIPCION DE LOS SISTEMAS EXISTENTES.....	66
3.1.1	Sistema de Agua Potable.....	66
3.1.2	Sistema de Alcantarillado.....	68
3.1.3	Emisor final de descarga.....	69
3.1.4	Evaluación de las lagunas de oxidación....	69
3.2.0	CONDICIONES DE SU FUNCIONAMIENTO.....	71
3.2.1	Abastecimiento mediante camión cisterna...	71
3.2.2	Abastecimiento mediante pilones comuna- les.....	72
3.3.0	DIAGNOSTICO DEL IMPACTO AMBIENTAL EN LA ZONA DE ESTUDIO.....	73
3.3.1	Información existente.....	73
3.3.2	Diagnóstico de los efectos sobre el hombre.....	74
3.3.3	Diagnóstico de los efectos sobre el agua.:	76
3.3.4	Diagnóstico de los efectos sobre el suelo.	76
3.3.5	Diagnóstico a nivel de flora y fauna.....	76
3.3.6	Diagnóstico de efectos sobre el litoral...	77

C A P I T U L O I V

FIJACION DE DATOS PARA EL PROYECTO

4.1.1	Población.....	78
4.1.2	Población histórica	78
4.1.3	Población futura para el Distrito de Ven- tanilla.....	83
4.1.4	Población futura de diseño para el área en estudio.....	84
4.2.0	DENSIDAD DEMOGRAFICA.....	83
4.3.0	AREA DE LAS PARCELAS Y LOTIZACION.....	88
4.4.0	FACTORES QUE AFECTAN AL CONSUMO DE AGUA.....	88
4.4.1	Condiciones climatológicas.....	90
4.4.2	Características económicas sociales de la población.....	90
4.4.3	Industria y Comercio.....	91
4.4.4	Costo del servicio y medición.....	91
4.4.5	Calidad del agua.....	92
4.4.6	Otros factores.....	92
4.5.0	CALIDAD DEL AGUA.....	92
4.6.0	USOS DEL CONSUMO DE AGUA.....	95
4.6.1	Uso doméstico del agua.....	96
4.6.2	Uso comercial.....	96
4.6.3	Uso industrial.....	99
4.6.4	Uso público.....	99
4.6.5	Pérdidas y desperdicios.....	100
4.7.0	DOTACION.....	100
4.8.0	VARIACIONES DE CONSUMO.....	104
4.8.1	Variaciones de consumo.....	105
4.8.2	Variaciones horarias (K2).....	111
4.9.0	VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO.....	113
4.9.1	Volumen de regulación.....	114
4.9.2	Volumen contra incendio.....	116
4.9.3	Volumen de reserva.....	117
4.10.0	CAUDALES DE CONTRIBUCION AL SISTEMA DE AL-	

	CANTARILLADO.....	119
4.11.0	PROYECCION DE IMPACTOS AMBIENTALES EN LA CONDICION SIN PROYECTO.....	120
4.11.1	Efectos sobre el hombre.....	120
4.11.2	Efectos sobre el agua.....	121
4.11.3	Efectos sobre el suelo.....	121
4.11.4	Efectos sobre el borde costero.....	121
4.11.5	Efectos sobre el borde costero.....	121

C A P I T U L O V

ESTUDIO DE FUENTES DE ABASTECIMIENTO

5.1.0	DESCRIPCION.....	123
5.2.0	ALTERNATIVAS.....	124
5.2.1	análisis técnico.....	124
5.2.2	análisis económico.....	128
5.3.0	FUENTES DE AGUA SUBTERRANEA EXISTENTE	129
5.3.1	Requerimientos de agua para Ventanilla....	130
5.4.0	CALIDAD DE AGUA SUBTERRANEA.....	140

C A P I T U L O VI

LINEA DE ADUCCION POR GRAVEDAD E IMPULSION

6.1.0	GENERALIDADES Y DESCRIPCION.....	152
6.1.1	Tipo de tuberías.....	154
6.2.0	DISEÑO DE LAS TUBERIAS DE ADUCCION.....	154
6.3.0	ESTACION DE BOMBEO.....	159
6.3.1	Estación de bombeo de agua potable.....	159
6.3.2	Estación de bombeo de desagües.....	159
6.3.3	Diseño, cámara bombeo de desagües.....	160
6.3.4	Línea de impulsión de desagües.....	163

C A P I T U L O V I I

R E S E R V O R I O

7.1.0	ALMACENAMIENTO.....	166
7.2.0	UBICACION.....	167
7.3.0	CALCULO HIDRAULICO DE RESERVORIO.....	168
7.4.0	CALCULO DEL VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO.....	173
7.5.0	DIMENSIONAMIENTO DEL RESERVORIO.....	175

C A P I T U L O V I I I

R E D D E D I S T R I B U C I O N D E A G U A P O T A B L E

8.1.0	INTRODUCCION.....	177
8.2.0	DISEÑO DEL ESQUEMA INTEGRAL DE BALANCE HI- DRAULICO.....	180
8.2.1	Zonas de presiones.....	182
8.2.2	Dimensionamiento de redes matrices.....	184
8.2.3	Línea de alimentación.....	194
8.2.4	Tuberías troncales y Nº de circuitos.....	194
8.3.0	TUBERIAS DE SERVICIOS O REDES SECUNDARIAS... 197	
8.3.1	Diseño de las redes secundarias.....	197
8.3.2	Presiones admisibles.....	204
8.4.0	CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AGUA POTABLE... 204	
8.5.0	PRUEBAS HIDRAULICAS Y DESINFECCION EN REDES DE AGUA POTABLE.....	410

C A P I T U L O I X

S I S T E M A D E A L C A N T A R I L L A D O

9.1.0	INTRODUCCION.....	215
9.2.0	ALCANTARILLADO.....	216
9.2.1	Tipos de efluente.....	217
9.2.2	Características del efluente.....	219

9.2.3	Características químicas.....	233
9.2.4	Gases.....	
9.2.5	Características biológicas.....	
9.3.0	RED DE COLECTORES.....	
9.4.0	DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO.....	
9.4.1	Fórmulas empleadas para los cálculos de redes de alcantarillado.....	
9.4.2	Fórmulas y ecuaciones más comunes que se utilizarán en los cálculos hidráulicos para tuberías de alcantarillado.....	236
9.4.3	Sistema de recolección.....	250
9.4.4	Descripción del sistema de la red de al- cantarillado.....	250
9.4.5	Gastos de diseño.....	262
9.4.6	Conexiones domiciliarias.....	
9.4.7	Pruebas hidráulicas de tuberías de desa- gues.....	267
9.4.8	Tabulación de cálculo.....	268
9.5.0	DESCRIPCION DE LA DESCARGA FINAL.....	268

C A P I T U L O X

EVALUACION AMBIENTAL

10.1.0	PROYECCION DE IMPACTOS AMBIENTALES EN LA CONDICION CON PROYECTO.....	275
10.1.1	Efectos sobre el hombre.....	275
10.1.2	Efectos sobre el agua.....	276
10.1.3	Efectos sobre el suelo.....	277
10.1.4	Efectos sobre la flora y la fauna.....	277
10.1.5	Efectos sobre el borde costero.....	277
10.2.0	EVALUACION COMPARATIVA DE ANALISIS DE IM- PACTOS	278

C A P I T U L O X I

EVALUACION ECONOMICA METODO DEL CONTINGENTE

11.1.0	INTRODUCCION.....	280
11.2.0	INFORMACION EXISTENTE.....	281
11.3.0	EVALUACION DE PROYECTOS	282
11.4.0	MODELO DE EVALUACION CONTINGENTE.....	283
11.4.1	Generalidades.....	283
11.4.2	Aspectos de la economía del bienestar....	284
11.4.3	Función utilidad.....	
11.4.4	La variación compensadora (VC) y la varia- ción equivalente (VE).....	186
11.4.5	Evaluación contingente.....	286
11.4.6	Aplicación del método.....	288

C A P I T U L O I

INTRODUCCION

1.1 OBJETIVO DEL ESTUDIO

El presente estudio tiene por objeto la elaboración del Proyecto del sistema de abastecimiento de agua potable y alcantarillado para las zonas D y E de los terrenos ubicados en el Distrito de Ventanilla con la finalidad de mejorar los estatus de vida de los pobladores que habitan en dichas zonas.

También de asegurar a la población un adecuado suministro de agua potable y distribución mediante redes de tuberías, conectados a las viviendas, dotándoles del líquido elemento en forma continua, presión adecuada, cantidad y calidad que garantice su consumo. Además se proyectarán un sistema para recolección de aguas servidas y su evacuación a una planta de tratamiento mediante Lagunas de Oxidación, evitando de esta manera poner en riesgo la salud de la población.

1.2.10 ALCANCES DEL ESTUDIO

El logro de los objetivos propuestos implica las siguientes metas:

- a) Realizar el estudio integral [esquema integral de balance hidráulico], para las zonas D y E del terreno en la cual esta comprendido tres habilitaciones urbanas y un asentamiento humano; en ellas se diseñaran las redes principales de distribución de agua potable y los colectores principales del sistema de alcantarillado.

- b) Realizar el estudio específico de una habilitación urbana que esta integrado en el esquema de balance hidráulico , dicho estudio será con detalles a nivel de ejecución de obras, en la cual además de las redes matrices, se considerarán las redes secundarias, conexiones domiciliarias, reservorio apoyado, cámara de bombeo de desagües, etc.

1.3.0 AREA DEL TERRENO EN ESTUDIO

El área a que esta afecta el estudio integral, es de aproximadamente de 270.90 Hectáreas, en la cual se diseñará el sistema de balance hidráulico.

Y el área en donde se desarrollara el Proyecto específico, con detalle a nivel de obra es de 28.40 hectáreas.

A continuación mostraremos el cuadro del área en estudio , con sus respectivos números de lotes

CUADRO Nº 1.3.0.111

HABILITACIONES QUE COMPRENDE EL ESQUEMA EN ESTUDIO

HABILITACIONES	AREA Ha.	Nº DE LOTES	POBLAC. Hab.
"COPEMAR"	28.40	1,165	8.155
LICENCIADOS DE LAS FUERZAS ARMADAS.	152.20	5,043	35.301
URB. RESID. VENTANILLA (ZUNINO)	47.30	1,192	8,344
A.H. ANGAMOS III ETAPA	43.00	500	3,822
T O T A L	270.90	7,946	55.622

(*) Area y Nº de lotes a que está afecta el estudio del esquema integral

1.4.0 INFORMACION CARTOGRAFICA BASICA

Al iniciar el presente estudio se realizó un inventario de la información cartográfica existente en el área referido:

-Aereofotografías en blanco y negro a escala aproximadamente en 1/ 30,000 tomadas por el servicio aereofotográfico nacional (S A N), con fecha marzo de 1990 que son un conjunto de cuatro láminas para el Distrito Ventanilla. Ver lámina Nº 1.4-L-1

-Planos a escala 1/10,000 elaborado por el Instituto Geográfico Nacional.

-Mapa Ecológico del Inventario y evaluación de los recursos naturales de la zona parte baja del Río Chillón (Proyecto Marcapomacocha 1975).

-Imágenes de satélite "L A N D S A T" a escala 1/250,000 del valle de Lima Lurin y Chillón año 1991.

-Plano de Zonificación general de la Municipalidad de Lima Metropolitana, Dirección de Desarrollo Urbano. Lámina K-3 Esc. 1/10,000.

C A P I T U L O I I

CARACTERISTICAS GENERALES DE LA ZONA

2.1.1.0 UBICACION.

La zona motivo del presente estudio se encuentra ubicada en el Distrito de Ventanilla a unos 25 Km. de la Ciudad de Lima, entre las coordenadas geográficas, 11°54'20" Latitud Sur y 77°8'25" Longitud Oeste, cercana a la Playa de Ventanilla, entre la intercepción de la carretera Callao-Ventanilla y la pista que se desvia hacia la Playa del mismo.

Ventanilla fue planeada como una Ciudad Satélite Industrial, Comercial y de viviendas toda vez que el crecimiento demográfico se extiende en el área Metropolitana de Lima-Callao con la finalidad de absolver la congestión poblacional de los Barrios Marginales. En la actualidad el Distrito de Ventanilla cuentan con varios Asentamientos Humanos.

Para el presente estudio se tomaron cuatro Habilitaciones comprendidas dentro del área de expansión Urbana del Distrito de Ventanilla, dichas zonas para el presente estudio las denominaremos como sectores D y E según los términos utilizados por los Japoneses en el Estudio Integral realizado

para la Ciudad de Ventanilla en el año de 1981 por la Japan International Cooperation Agency" (JICA).
Ver gráfico H22.1-G-1

2.2.0 LIMITES

Los límites que encierran la poligonal del terreno son:

Por el Norte.- Con el cerro donde se ubica el túnel del "EMISOR VENTANILLA".

Por el Sur - Con la Asociación de Vivienda Almirante Miguel Grau y la tercera Etapa del A.H. Angamos.

Por el Oeste.- Con la Playa de Ventanilla.

Por el Este.- La carretera Callao-Ventanilla entre los Kms. 6 y 7.

2.3.0 CLIMA

Es uno de los factores importantes que debe tomarse en cuenta para el diseño del Proyecto, en este caso la poca variación de la temperatura y la falta de lluvia minimiza la variación en la demanda de agua y por ende la generación de desagües.

El tener poca lluvia crea mayores demanda de agua durante el periodo de verano.

La falta de lluvia también influye en el diseño de los colectores, pues la ausencia de infiltración permite la utilización de la capacidad total en las tuberías de desagües.

Los factores climáticos predominantes en esta zona se deben principalmente a la corriente Peruana (corriente de Humbolt) y a la presencia de las montañas Andinas, ubicadas paralelamente a la costa del Pacifico, con alturas de más 6000 mts. Por esta razón la corriente de aire proveniente del Océano

Atlántico, es impedida por los Andes, resultando en la zona Este, acondicionamientos absolutamente

húmedas y en la zona Oeste de absoluta aridez.

Según los registros del Aeropuerto Internacional Jorge Chávez (Estación de Mediamarca de tipo Sinóptico) ubicada en las coordenadas geométricas 12°12' latitud Sur y 77°07' latitud Oeste y a una altitud de 13.00 m.s.n.m la precipitación promedio anual en el área costanera es de ≈10 mm. Ver (cuadro nº 2.3.0 (1)); en el área montañosa la precipitación es de aproximadamente 800 mm. según se muestra en el mapa isoyético lámina nº 2.3-L-1.

La temperatura presenta un promedio anual de 18.6°C. La mayor temperatura registrada en la estación de verano fue de 30°C con un promedio de variación diario de 20-22°C, la temperatura más baja se registra en el mes de invierno con un valor mínimo de 10°C y un promedio diario de 16-17°C. La humedad relativa en promedio es alta resultando entre 82-85 % con ligeras variaciones estacionales. La presión atmosférica es de 1013-0 mb. como promedio anual y su régimen mensual varía en forma regular. Los vientos del Sur tienden a ser predominantes (observaciones realizadas en el período de 1960 a 1975) registrados en el Aeropuerto Internacional Jorge Chávez, la velocidad promedio de los vientos es alrededor de 5 mt/seg. y el máximo cerca de 10 mt/seg., no hay tifones tropicales generalizadas por depresiones.

Ventanilla está localizada entre las Coordenadas sur 11 y 12 grados y pertenece a la zona subtropical. Existiendo siempre una pequeña precipitación que cae suavemente en el área.

2.4.0 SUELOS.

CUADRO N° 2.3.0 (1)

CUADRO RESUMEN DE DATOS METEOROLOGICOS

Elementos Meteorológicos	Período de Registro Analizado	Unidad de Medida	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Promedio Anual	Suma Anual	
CUENCA DEL RIO CHILLON																	
Estación de Gante																	
TEMP. PMME. TEMP. PM. TEMP. pmme.	1964-1971	°C	16.6 13.4 6.6	18.7 10.2 8.7	17.6 13.2 6.7	16.6 13.5 8.6	19.9 14.1 9.2	19.3 13.8 8.1	19.5 14.0 8.9	19.5 13.9 8.6	19.1 14.1 9.0	19.3 13.8 9.1	19.0 13.5 8.4	16.9 13.3 8.2	13.6		
PRECIP. TMME. PRECIP. TFM. PRECIP. tmme.	1964-1971	mm	185.6 77.5 13.1	184.5 73.1 18.5	142.2 92.6 54.6	70.5 35.2 12.4	6.5 1.7 0.0	0.0 0.0 0.0	4.0 0.2 0.0	1.0 0.2 0.0	29.8 6.9 6.0	49.7 16.7 2.0	23.7 9.7 1.3	81.5 43.6 19.6		352.6	
HUM. RELAT. PMME. HUM. RELAT. PM. HUM. RELAT. pmme.	1964-1971	%	87 79 64	91 62 73	86 83 78	82 75 63	68 59 51	61 50 43	57 46 35	59 55 42	62 54 48	71 61 54	73 60 49	80 70 58	64		
EVAP. TMME. EVAP. TFM. EVAP. tmme.	1964-1971	mm	92.5 59.1 32.6	51.3 42.1 23.5	57.5 43.7 29.8	113.4 62.8 40.1	160.6 113.1 50.0	168.7 145.0 115.4	210.4 177.7 126.4	176.3 155.2 126.3	166.7 131.1 106.1	148.3 112.6 85.7	129.8 105.1 75.7	107.6 82.0 56.0		1222.7	
NUB. PMME. NUB. PM. NUB. pmme.	1964-1971	(Número)	7 6 4	7 6 5	7 6 6	8 5 3	5 2 1	4 2 0	3 2 0	3 2 1	5 3 2	5 4 2	8 5 3	3 3 3	8		
Estación de Huancabamba																	
PRECIP. TMME. PRECIP. TFM. PRECIP. tmme.	1965-1972	mm	135.0 64.2 15.0	195.7 73.6 9.6	326.1 127.2 24.4	52.4 16.7 0.0	6.9 0.8 0.0	0.0 0.0 0.0	0.0 0.0 0.0	0.0 0.0 0.0	3.7 0.7 0.0	34.7 7.5 0.0	25.1 4.9 0.0	79.5 29.7 3.0		326.5	
Estación de Huaran																	
PRECIP. TMME. PRECIP. TFM. PRECIP. tmme.	1965-1972	mm	216.6 97.3 22.1	221.3 86.1 32.0	227.0 126.3 37.6	69.7 31.6 0.0	12.8 3.0 0.0	3.0 0.4 0.0	3.0 0.0 0.0	0.0 0.0 0.0	25.0 5.1 0.0	77.5 23.2 0.0	52.0 16.0 0.0	152.1 61.6 2.3		451.2	
Estación de Lachac																	
PRECIP. TMME. PRECIP. TFM. PRECIP. tmme.	1965-1972	mm	236.0 89.7 10.9	631.9 164.0 14.5	302.6 95.2 6.8	139.6 46.6 0.8	37.2 8.8 0.0	0.0 0.0 0.0	0.8 0.1 0.0	29.1 4.0 0.0	63.1 14.4 0.0	118.0 35.4 6.8	115.1 29.9 7.0	126.8 64.5 1.0		552.6	
Estación de Paracasamba																	
PRECIP. TMME. PRECIP. TFM. PRECIP. tmme.	1969-1972	mm	251.9 146.7 76.2	145.1 123.2 75.5	205.6 154.6 65.5	116.7 76.7 29.0	35.5 17.1 9.2	7.7 2.5 0.0	27.3 11.1 0.5	16.7 9.6 0.0	70.3 36.1 9.2	65.7 50.0 26.4	71.5 42.2 26.1	233.3 130.6 77.0		603.0	
CUENCA DEL RÍO RIMAC																	
Estación de Matucana																	
TEMP. PMME. TEMP. PM. TEMP. pmme.	196101971	°C	26.7 21.5 18.0	26.9 21.9 18.1	27.6 21.6 17.2	26.3 20.0 15.2	25.9 18.1 13.8	23.0 16.6 13.0	21.3 15.9 13.1	20.7 15.9 13.3	19.8 16.1 13.5	20.8 16.9 14.2	22.7 18.3 14.9	25.2 19.9 16.6	16.6		
PRECIP. TMME. PRECIP. TFM. PRECIP. tmme.	1961-1971	mm	10.5 1.3 0.0	2.4 0.4 0.0	3.4 0.6 0.0	0.5 0.0 0.0	0.0 0.4 0.0	0.8 0.0 0.0	1.0 0.0 0.0	2.6 0.9 0.0	1.2 0.0 0.0	0.4 0.0 0.0	0.1 0.0 0.0	0.4 0.0 0.0		10.0	
P. ATMOSF. PMME. P. ATMOSF. PM. P. ATMOSF. pmme.	1962-1971	mL	1012.3 1011.5 1009.9	1012.4 1011.0 1009.5	1012.6 1011.1 1010.0	1013.0 1012.1 1011.5	1014.2 1013.3 1011.8	1015.7 1014.5 1013.0	1015.5 1014.4 1012.6	1015.5 1014.5 1013.0	1015.7 1014.3 1013.4	1014.7 1014.1 1013.6	1014.8 1013.7 1012.8	1013.3 1012.3 1011.1	1013.0		
HUM. RELAT. PMME. HUM. RELAT. PM. HUM. RELAT. pmme.	1961-1971	%	86 83 80	82 83 81	86 84 81	89 85 83	89 86 82	90 85 80	89 85 82	89 87 83	90 87 85	88 85 81	84 83 80	85 83 82	85		
VIENTOS Dirección, Frecuencia y Velocidad Medio	1961-1971	% SW Rango de Velo- cidad(Km/h)	11-12.9 -- 0.6 5-14.8	11-11.6 -- 0.6 5-14.8	11-11.5 -- 0.6 5-13.0	11-10.8 -- 0.6 5-13.0	11-9.4 -- 0.6 5-13.0	10-8.2 1-9.3 0.6 5-13.0	10-8.7 1-7.4 0.6 5-9.3	10-10.0 1-13.0 0.6 5-13.0	10-11.5 1-13.0 0.6 5-13.0	10-11.7 1-13.0 0.6 5-14.8	10-12.4 1-13.0 0.6 5-14.8	11-13.5 1-13.0 0.6 5-16.7	11-13.5 1-13.0 0.6 5-13.6		136-11.9 4-11.4
Estación de Hipólita Urquiza																	
TEMP. PMME. TEMP. PM. TEMP. pmme.	1969-1972	°C	24.4 21.4 16.0	26.2 22.4 18.8	25.4 22.0 17.4	23.8 20.4 16.6	23.1 19.4 15.3	22.7 18.0 14.7	21.6 16.6 13.3	20.6 16.3 13.1	19.5 16.5 13.7	20.4 17.4 14.5	22.3 18.9 15.7	24.4 20.3 16.7	19.1		
PRECIP. TMME. PRECIP. TFM. PRECIP. tmme.	1969-1972	mm	16.3 4.1 0.0	0.0 0.0 0.0	1.3 0.3 0.0	0.8 0.2 0.0	1.5 0.4 0.0	3.5 2.2 0.0	5.6 3.0 0.0	6.7 3.1 1.0	6.6 2.8 1.2	1.2 0.5 0.0	3.1 1.1 0.0	1.0 0.3 0.0		16.0	

(Continúa)

LEYENDA

- ESTACION PLUVIOMETRICA
- ESTACION METEOROLOGICA PRINCIPAL
- ISOMETAS (mm)
- DIVISION CONTINENTAL
- TERRENOS MONTANOSOS

NOTAS

1. LOS NUMEROS DE REFERENCIA SE INDIAN ADJACENTES A CADA ESTACION PLUVIOMETRICA
2. LOS REGISTROS PLUVIOMETRICOS APARECEN EN EL APENDICE I
3. SE CONSIDERA QUE LOS REGISTROS DE LAS ESTACIONES INDICADAS SON TIENDIDOS Y DE SUFICIENTE AMPLITUD
4. LAS CURVAS ISOMETRICAS ESTAN BASADAS EN LOS DATOS DE LAS ESTACIONES INDICADAS SUPLEMENTADO CON REGISTROS METEOROLOGICOS UTILIZANDO PARAMETROS TOPOGRAFICOS

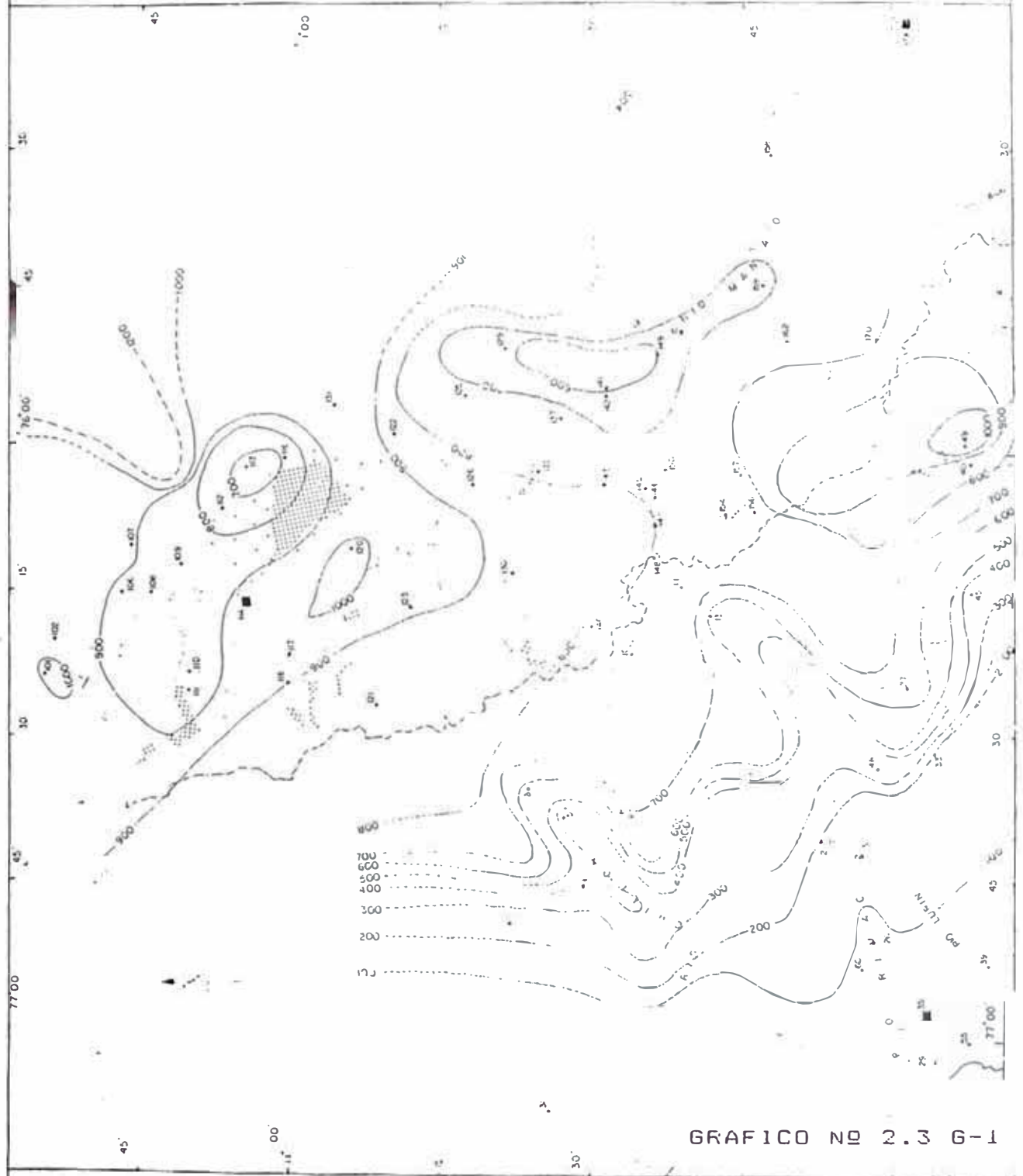


GRAFICO Nº 2.3 6-1

CUENCAS DE LOS RIOS RIMAC, CHILLON, LURIN Y ALTO MANTARO:
 PRECIPITACION MEDIA ANUAL (1957-68)

CH	FIG
4	1

En el estudio a desarrollarse es necesario determinar las condiciones del terreno en cuanto a su resistencia, estabilidad, formación geológica del depósito subyacente, a fin de establecer el probable comportamiento del suelo de apoyo para la resistencia de cargas externas. capacidad de carga y deformaciones según los requerimientos de las obras propuestas. Ver láminas N^{os} 2.4-L-1, L-2, L-3 y cuadro N^o 2.4.0 (1).

El área investigada y destinada para el Proyecto a la fecha de exploración se encontraba cubierta superficialmente con pequeñas cantidades de piedra y gravas sueltas, formando ondulaciones y desniveles, pero en general sensiblemente plano, con pendiente hacia la Playa de Ventanilla, el terreno es desértico sobre las cotas superiores a 2.5 m.s.n.m., y en las cotas inferiores a estas se nota pequeñas humedades con crecimiento de algunos arbustos de tallo bajo y hacia la parte más cercana al mar se ve el afloramiento de pequeñas cantidades de sales, donde se puede observar la mezcla del agua dulce con el agua de mar. El terreno en estudio no llega encontrarse con la parte salina del suelo pero deberá tenerse presente en el diseño para seleccionar los tipos de materiales a usarse.

Se hicieron pequeñas excavaciones, encontrándose que el área estudiada esta constituida por un depósito de suelos transportados y depositados en la quebradas, formando una secuencia estratigráfica mas o menos uniforme. Así, superficialmente hasta los 0.30 mt. se encuentran arena semigruesa con limos de color amarillento e intercalados con unos lentes de piedra de 1" a 2" de diámetro efectivo, mezclado con gravas medianamente compacto. En unos estratos tomados hasta los 0.60 mt. se encontró

CUADRO No. 2. 4. 0 (I)
SECUENCIA ESTRATIGRAFICA Y RASGOS ESTRUCTURALES

ERA	PERIODO	FORMACION	LITOLOGIA	LUGARES DE EXPOSICION	RASGOS ESTRUCTURALES	SUELOS FORMADOS	
C E N O Z O I C O	TERCIARIO SUPERIOR	Depósitos Eólicos (Q - e)	Arenas de grano fino, formando variados tipos de depósitos: dunas, bocananas, etc.	Se presentan en las pompas conteras y laderas de las cerros situados en el flanco occidental, cercanas a la línea de playa.		Transportados: arenosos, de potencia variable, permeables y áridos.	
		Depósitos Marinos (Q - m)	Arenas de grano fino a grueso, como también gravas de dimensiones variables.	Se encuentran a lo largo de las playas de la costa, siendo de limitada extensión.	No presentan evidencias de tectonismo, debido a que las últimos eventos geológicos ocurridos en el flanco occidental de la Cordillera de las Andes tuvieron efecto antes de la depositación de estos materiales.	Transportados: arenosos, profundos, muy permeables, salobres, ligera reacción básica.	
		Depósitos Fluviales (Q - f)	Arenas, limas, arcillas, gravas y rodados de diversas tamaños y composición.	Están depositados a lo largo de los cauces de los ríos y quebrados principales.		Transportados: de composición heterogénea, de profundidad variable y de mediana permeabilidad.	
		Depósitos Fluvio-aluviales (Q - fal)	Arenas, arcillas, gravas y fragmentos rotos angulares o subangulares; sin selección y sin estratificación.	Se encuentran cubriendo la parte inferior de las laderas de los valles de Chillón, Rimac, Lurín y Mantaro, como también algunas partes bajas de las cuencas.		Transportados: de composición heterogénea, de profundidad variable y de mediana permeabilidad.	
		Depósitos Aluviales (Q - al)	Arenas, arcillas, limas, gravas y conglomerados, adoptando posición horizontal.	Se presentan a lo largo de los valles de los ríos Chillón, Rimac y Lurín, como también en ambas márgenes del río Mantaro.		Transportados: arenos-arcillosos, profundos, de permeabilidad variable. Suelos adaptables para la siembra.	
		Depósitos Fluvio-glaciales (Q - fg)	Arenas, arcillas y gravas subangulares sin selección; rocas aborregadas estrías y morrenas laterales y terminales.	Algunas áreas de las cuencas superiores de los ríos Chillón y Rimac y principalmente en la Puna de la cuenca del río Mantaro.		Transportados: arcillosos, conglomerados, poco profundos y de permeabilidad variable.	
		Formación Paccabamba (Miembro Calera) (T - c)	Calizas blancas o gris claras en un 30% y lodolitas, lutitas y areniscas en 70%.	Se presenta en las cercanías de las minas de Colquijirca y al Suroeste de Cerro de Pasco.			Suelos residuales: arenosos y arcillos-arenosos, de reacción básica y de profundidad y permeabilidad variables.
		Serie Volcánica Superior (Ti - v)	Derrames y brechas andesíticas; riolíticos y dacíticos, de textura tanto porfídica como afánítica de diversos colores, predominando el verde y morado; tufos y cenizas de colores blanco y rosado.	Se encuentran ocupando desde la parte media de las cuencas de los ríos Chillón, Rimac y Lurín, hasta las nacientes de éstos; cuenca del Mantaro: al este del río Pallango, al Sur de la laguna Acoacocha, al Sur de la Hda. Comacacocha y cumbrera de Odo, Panatarfio (Yauli).			Suelos residuales: arcillosos, arenos-arcillosos, áridos y de poca permeabilidad.
		Capas Rajas (Kt - cr) Eoceno	Constituidas por lutitas, limolitas y areniscas de color rojo, bancos de conglomerados mayormente silíceos.	Andes Centrales, desde Huarón, Sto. Domingo, aguas abajo río Huarón, alrededores de la Laguna Marcapacocha; hacia el Sur, a lo largo de la carretera de Marcapacocha-Carapalca, altura Tili-Moracocha, Qda. Panatarfio-Laguna Pamacocha.			Suelos residuales: arcillos-arenosos, poco desarrollados y de permeabilidad variable.
		Paleoceno-Senoniano					

(Continúa)

gravas, gravillas, gran cantidad de areniscas mezcladas con cantos rodados, y algo de tilos de color amarillento. Excavando algunas calicatas hasta los 2,50 mt. se detectan piedras de 1" a 2" con gravas y gravillas en forma granular empacadas en arenas semi-secas con algo de limo.

En cuanto a su capacidad se puede decir que casi en su totalidad presentan condiciones medianamente compacta, sin embargo existe un área en la parte baja en donde el suelo es ligeramente suelto y saturado parcialmente de agua.

La capacidad admisible del terreno es de 2,50 Kg./cm². con profundidad de cimentación (+) 1,20 mt.

2.4.1 Recomendaciones Constructivas.

Debido que en algunas partes del suelo presentan materiales sueltos superficialmente, la excavación en obras enterradas para instalación de tuberías, deberán efectuarse con mucho cuidado, reforzando las paredes excavadas a fin de no originar deslizamientos o movimiento que causen daños.

Por otro lado, debido a la probabilidad de roturas o deficiencias en las instalaciones domiciliarias de agua o desagües podrán ocurrir filtraciones en los suelos de cimentación lo que puede originar una disminución de resistencia o aumento de la capacidad de deformación, recomendándose que las redes domiciliarias deben ser compactas; por las mismas razones las obras de cimentaciones de reservorios, cisternas, cámaras de desagües u obras anexas deberán hacerse cuidadosamente impermeabilizando sus paredes evitando de esta manera algunas filtraciones.

2.4.2 Estudios de Suelos Para Cimentación de Reservorio.

Para la cimentación de reservorio se hizo los estudios de suelos según características del mismo reservorio apoyado ó elevado. Para nuestro caso se proyectarán reservorios apoyados. uno de ellos que haremos mayor incapié estará ubicado dentro de la Habilitación COOPEMMAR con una capacidad de 1100 m³ proyectado en la parte alta de una loma. cuya cota de fondo será de 40.00 m.s.n.m.. el estudio de dicho reservorio se adjunta en el capítulo 7.

2.5.0 TOPOGRAFIA

También la topografía afecta en el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable y alcantarillado, toda vez que la pendiente limita la densidad en que se pueda construir las viviendas. así como la instalación de tuberías. Ver plano N^o T-01.

En general los terrenos con mucha pendiente tendrán sistema de desagües de bajo costos con sistema de agua relativamente caros. mientras lo contrario ocurren en áreas planas.

El terreno referido presenta dos tipos de topografía; una de pendiente suave que varía de 3% a 4% en sentido Este - Oeste correspondiente a la parte plana y la otra con fuerte pendiente que se encuentra cercanas a los cerros aledaños. En la parte central del terreno existe una loma con una altura que supera los 40.00 m.s.n.m. sobre el cual se construirá un reservorio apoyado.

Las cotas del terreno varía entre 1.50 hasta los 33.00 m.s.n.m. datos que serán tomados en cuenta para el desarrollo del proyecto.

La cota tomada como base para el levantamiento topográfico corresponde al B.M. del IGM. 45.1903

m.s.n.m. ubicado en el lado izquierdo de pista a Ventanilla Fuente Piedra a altura de la ensambladora Toyota.

2.5.0 HIDROLOGIA DEL RIO CHILLON

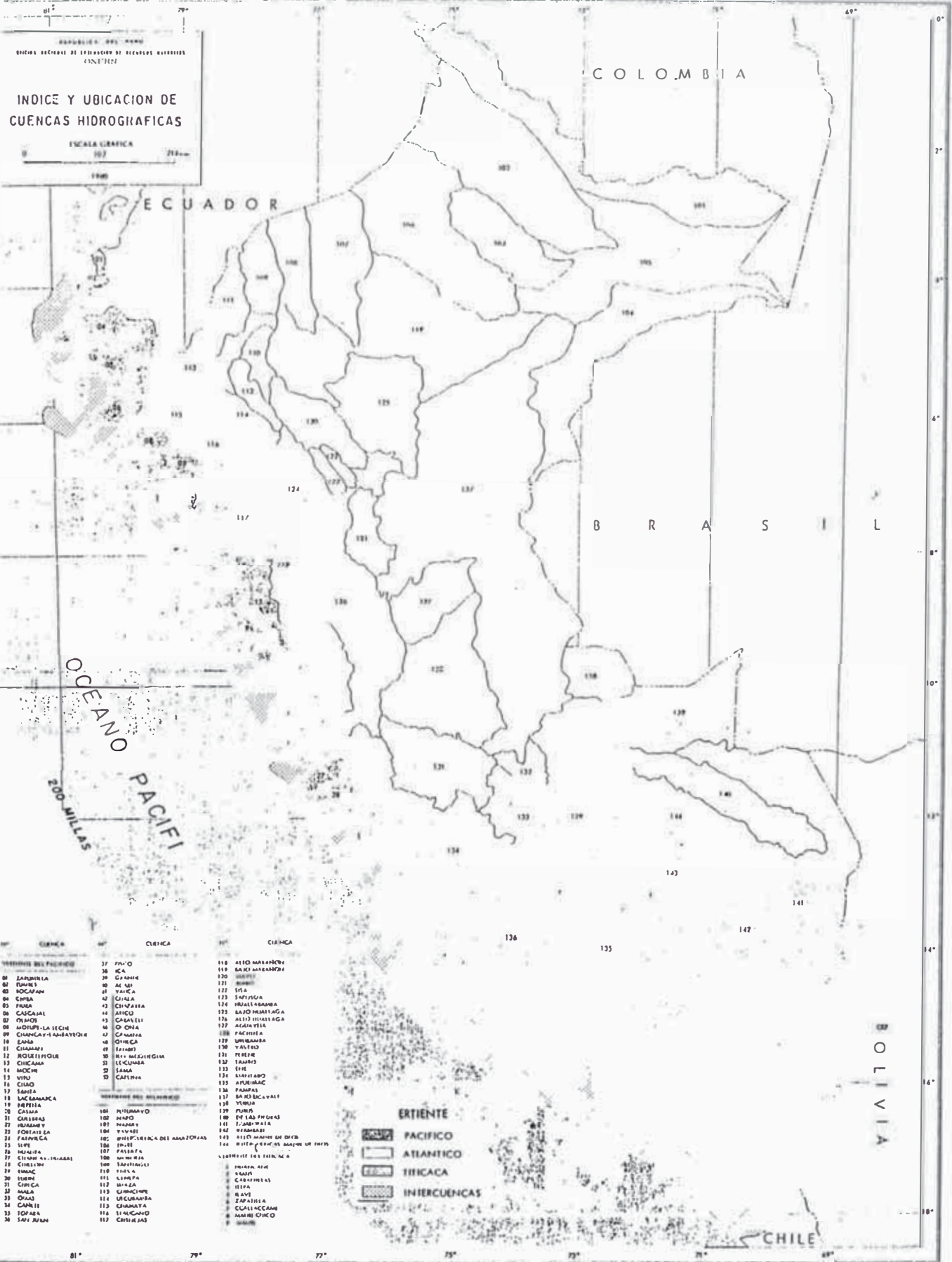
El Ferri cuenta con 53 cuencas en la vertiente del Pacifico correspondiendole a la cuenca del rio Chillon el numero 28, segun muestra el estudio realizado por Oficina Nacional de Evaluacion de Recursos Naturales en el Inventario y Evaluacion Nacional de Aguas Superficiales (lamina NO 2.6-L-1, caracterizar cuenca existen diferentes

maneras asi tenemos:

- i) Caracterizacion de la cuenca por su relieve (Orografia).
 - Cuenca de montaña o de alta montaña.
 - Cuenca de llanos, pampas o praderas.
- ii) Caracterizacion de cuencas por vertientes.
 - Vertientes del Pacifico, del Atlantico, del Caribe.
 - Vertiente a un lago determinado u "hoya", como las del lago Titicaca.
 - Vertiente sin desembocadura al cuencas "endorreicas"
- iii) Caracterizacion de cuencas por su posicion relativa dentro de una cuenca mayor:
 - Cuenca "Alta" (parte alta de la cuenca, lo que no debe confundirse con cuenca de alta montaña).
 - Cuenca "intermedias".
 - Cuenca "bajas"
- iv) Caracterizacion por su tamaño relativo (conflictivos) y casi imposible de precisar:
 - Cuenca muy grandes.
 - Cuenca grandes.
 - Cuenca medianas.
 - Cuenca pequeñas.

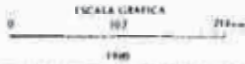
CUENCAS HIDROGRAFICAS

A N° 2



REPUBLICA DEL COLOMBIA
 OFICINA NACIONAL DE ESTADISTICA DE RECURSOS NATURALES
 CSNT/102

INDICE Y UBICACION DE CUENCAS HIDROGRAFICAS



NO.	CUENCA	NO.	CUENCA	NO.	CUENCA
REGIONES DEL NOROCCIDENTE					
81	LAGUNILLA	37	PANZO	118	ALTO MARANGUZO
82	DUARTE	38	ICA	119	BAJO MARANGUZO
83	BOCACAN	39	CAHINE	120	BOGOTA
84	CHIBA	40	ALUJ	121	BOYACA
85	FRON	41	VALENCIA	122	SOA
86	CASCADIL	42	CHINA	123	SANTAFICA
87	ORINOQUIA	43	CHIVARIA	124	HOUILABANDA
88	MOTILLO-LA LECH	44	BOYACA	125	BAJO METAJAGA
89	CHANGARILLAGUAYAN	45	CAGANESI	126	ALTO METAJAGA
90	LAJLA	46	DOÑA	127	AGUAYANA
91	CHIMARIZ	47	CANANDA	128	PACHESIA
92	BOULETIPOLE	48	OHUECA	129	URUBAMBA
93	CHICAMA	49	TAMBO	130	YALERO
94	MICH	50	BOYACA	131	PEREJE
95	VIRU	51	BOYACA	132	TAMBO
96	CHISO	52	LECUANA	133	BOYACA
97	TAMBO	53	TAMA	134	BOYACA
98	LACRAMARCA	54	CALERA	135	BOYACA
99	CHISA	55	BOYACA	136	BOYACA
100	CHIBRAS	56	BOYACA	137	BOYACA
101	BOYACA	57	BOYACA	138	BOYACA
102	BOYACA	58	BOYACA	139	BOYACA
103	BOYACA	59	BOYACA	140	BOYACA
104	BOYACA	60	BOYACA	141	BOYACA
105	BOYACA	61	BOYACA	142	BOYACA
106	BOYACA	62	BOYACA	143	BOYACA
107	BOYACA	63	BOYACA	144	BOYACA
108	BOYACA	64	BOYACA		
109	BOYACA	65	BOYACA		
110	BOYACA	66	BOYACA		
111	BOYACA	67	BOYACA		
112	BOYACA	68	BOYACA		
113	BOYACA	69	BOYACA		
114	BOYACA	70	BOYACA		
115	BOYACA	71	BOYACA		
116	BOYACA	72	BOYACA		
117	BOYACA	73	BOYACA		
118	BOYACA	74	BOYACA		
119	BOYACA	75	BOYACA		
120	BOYACA	76	BOYACA		
121	BOYACA	77	BOYACA		
122	BOYACA	78	BOYACA		
123	BOYACA	79	BOYACA		
124	BOYACA	80	BOYACA		
125	BOYACA	81	BOYACA		
126	BOYACA	82	BOYACA		
127	BOYACA	83	BOYACA		
128	BOYACA	84	BOYACA		
129	BOYACA	85	BOYACA		
130	BOYACA	86	BOYACA		
131	BOYACA	87	BOYACA		
132	BOYACA	88	BOYACA		
133	BOYACA	89	BOYACA		
134	BOYACA	90	BOYACA		
135	BOYACA	91	BOYACA		
136	BOYACA	92	BOYACA		
137	BOYACA	93	BOYACA		
138	BOYACA	94	BOYACA		
139	BOYACA	95	BOYACA		
140	BOYACA	96	BOYACA		
141	BOYACA	97	BOYACA		
142	BOYACA	98	BOYACA		
143	BOYACA	99	BOYACA		
144	BOYACA	100	BOYACA		

CUENCA

TIPO DE CUENCA

- 1. PACIFICO
- 2. ATLANTICO
- 3. TIPICA
- 4. INTERCUENCAS

LEGENDA DE CUENCAS

- 1. BOYACA
- 2. BOYACA
- 3. BOYACA
- 4. BOYACA
- 5. BOYACA
- 6. BOYACA
- 7. BOYACA
- 8. BOYACA
- 9. BOYACA
- 10. BOYACA
- 11. BOYACA
- 12. BOYACA
- 13. BOYACA
- 14. BOYACA
- 15. BOYACA
- 16. BOYACA
- 17. BOYACA
- 18. BOYACA
- 19. BOYACA
- 20. BOYACA
- 21. BOYACA
- 22. BOYACA
- 23. BOYACA
- 24. BOYACA
- 25. BOYACA
- 26. BOYACA
- 27. BOYACA
- 28. BOYACA
- 29. BOYACA
- 30. BOYACA
- 31. BOYACA
- 32. BOYACA
- 33. BOYACA
- 34. BOYACA
- 35. BOYACA
- 36. BOYACA
- 37. BOYACA
- 38. BOYACA
- 39. BOYACA
- 40. BOYACA
- 41. BOYACA
- 42. BOYACA
- 43. BOYACA
- 44. BOYACA
- 45. BOYACA
- 46. BOYACA
- 47. BOYACA
- 48. BOYACA
- 49. BOYACA
- 50. BOYACA
- 51. BOYACA
- 52. BOYACA
- 53. BOYACA
- 54. BOYACA
- 55. BOYACA
- 56. BOYACA
- 57. BOYACA
- 58. BOYACA
- 59. BOYACA
- 60. BOYACA
- 61. BOYACA
- 62. BOYACA
- 63. BOYACA
- 64. BOYACA
- 65. BOYACA
- 66. BOYACA
- 67. BOYACA
- 68. BOYACA
- 69. BOYACA
- 70. BOYACA
- 71. BOYACA
- 72. BOYACA
- 73. BOYACA
- 74. BOYACA
- 75. BOYACA
- 76. BOYACA
- 77. BOYACA
- 78. BOYACA
- 79. BOYACA
- 80. BOYACA
- 81. BOYACA
- 82. BOYACA
- 83. BOYACA
- 84. BOYACA
- 85. BOYACA
- 86. BOYACA
- 87. BOYACA
- 88. BOYACA
- 89. BOYACA
- 90. BOYACA
- 91. BOYACA
- 92. BOYACA
- 93. BOYACA
- 94. BOYACA
- 95. BOYACA
- 96. BOYACA
- 97. BOYACA
- 98. BOYACA
- 99. BOYACA
- 100. BOYACA

-Microcuencas.

- v) Caracterización por su relación con límites político administrativos
 - Cuencas Internacionales.
 - Cuencas binacionales.
 - Cuencas nacionales.
 - Cuencas estatales, bi-estatales, etc.
- vi) Caracterización por su balance hídrico en condiciones actuales :
 - Cuencas "balanceadas" (la oferta y las demandas son compatibles).
 - Cuencas deficitarias (poca oferta y mucha demanda).
 - Cuencas con exceso (muchísima oferta y poca demanda).
- vii) Caracterización por aportes de agua a centros urbanos:
 - Cuencas municipales (captan agua primordialmente para poblaciones).
- viii) Caracterización por su densidad poblacionalmente pobladas.
 - Medianamente pobladas.
 - Escasamente pobladas.

Según estas caracterizaciones la cuenca del Río Chillón sería una cuenca de vertiente del Pacífico, Nacional, Municipal, medianamente poblada.

2.6.1 Sistema Hidrográfico.

El Río Chillón tiene su origen en la montaña de los Andes, específicamente en la Laguna Chonta a 4,850 mts. sobre el nivel del mar, alimentándose conforme va descendiendo en sentido NE a SO por numerosos tributarios (ver Cuadro Nº 2.6.1.(1)). La cuenca presenta una fisiografía escarpada partes abruptas, cortada por quebradas de fuerte pendiente y estrechas gargantas.

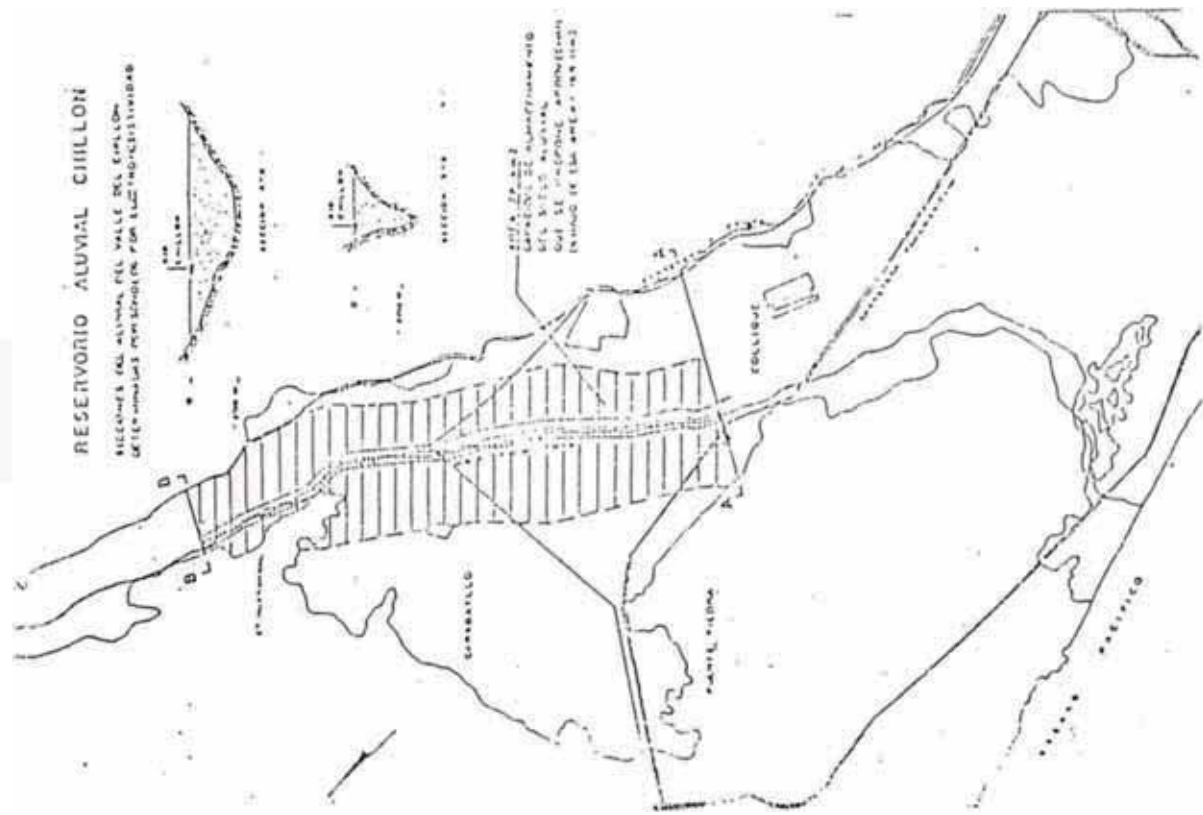
El Río Chillón, en la parte superior hasta la localidad de Canta presenta una pendiente de 6%, en su parte intermedia Canta-Santa Rosa de Quives, una pendiente de 5% y, en la parte inferior a partir de Santa Rosa de Quives, la pendiente disminuye a 2%. En este último tramo el río Chillón ha formado un cono de aluvión, en el cual se encuentra la zona agrícola.

El área de drenaje total del río Chillón es alrededor de 2444 km², con una longitud total de 126 km presentando una pendiente promedio de 3.85%. 1040 km² corresponde a la superficie de cuenca húmeda o imbrifera, es decir que el 42% de área contribuyente sensiblemente al escurrimiento superficial.

2.6.2 Régimen de Descargas.

En el cuadro No 2.6.2 (1) se presentan las descargas medias mensuales y en el cuadro No 2.6.2 (2) las descargas máximas y mínimas del río Chillón. Así mismo el cuadro No 2.6.2. (3) se presentan las principales informaciones del río Chillón; notamos que el flujo máximo registrado ocurrió en 1965, fue de 180 m³/seg, la mínima descarga registrada en 1950 fue de 0.30 m³/seg. (medido en el puente Magdalena). La cantidad aprovechable de agua esta sobre un potencial de 171 550,000 m³/año, y cerca de 96 590,000 m³ descargan hacia el mar.

La corriente de agua superficial del Río Chillón es usado para propósitos agrícolas, irrigando un área aproximado de 12,000 ha. El escurrimiento del flujo de agua a lo largo del Distrito de Fuente Piedra en los meses de Enero a Marzo es superficial y subterráneo, en el Período de Abril a Diciembre solo escurre el agua por el subsuelo.



LAMINA Nº 2.6 L-2
 RESERVORIO ALUVIAL DEL CHILLON

ZONA DEL PROYECTO MARCAPOMACOCITA

CUADRO N° 2.6.2 (1)

DESCARGAS MEDIAS MENSUALES DEL RIO CHILION

Estación Puente Huarabí-Puente Magdalena

(m³/seg.)

No.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Anual
20-21	1.94	1.32	4.98	8.27	25.91	42.65	14.08	4.93	2.54	2.56	1.92	1.92	9.33
21-22	2.11	1.88	4.82	7.24	25.99	36.43	14.77	5.33	3.98	2.21	1.77	1.86	8.93
22-23	1.91	2.15	3.87	13.27	16.36	35.45	17.56	4.44	3.90	2.61	1.77	1.79	8.72
23-24	1.81	2.15	6.35	7.96	18.81	30.50	9.38	2.72	2.82	2.62	1.87	1.47	7.35
24-25	1.23	1.48	4.70	16.00	22.80(*)	30.98(*)	14.86(*)	13.38(*)	4.64	3.13	2.43	1.72	9.72
25-26	1.67	1.73	7.41	8.51	23.97	14.65	23.58	7.19	2.80	2.57	2.15	2.54	8.11
26-27	2.70	3.93	3.88	10.20	8.91	12.34	7.41	4.77	2.71	2.50	2.03	1.79	5.25
27-28	2.34	1.63	2.22	6.68	17.30	28.57	17.64	8.17	4.13	3.00	2.64	1.88	7.98
28-29	2.34	1.68	2.77	3.59	5.91	20.25	11.44	5.31	3.38	2.56	2.04	1.24	5.21
29-30	1.60	2.11	4.06	7.19	14.96	18.04	6.41	5.78	2.80	2.43	1.09	1.53	5.68
30-31	1.52	2.35	1.15	4.24	3.56	16.42	11.55	3.07	1.95	1.98	1.61	1.27	4.30
31-32	1.31	1.22	2.98	16.16	36.32	19.16	13.69	4.91	3.90	4.44	2.44	1.26	9.09
32-33	1.10	2.28	1.42	17.76	34.66	45.52	41.66	6.31	5.81	3.98	2.77	1.53	13.57
33-34	1.74	1.34	2.91	23.43	23.07	46.00	10.17	6.91	7.36	6.72	4.08	2.15	11.29
34-35	1.24	1.19	1.21	12.05	22.07	59.18	15.28	5.89	2.73	2.15	1.64	1.32	10.46
35-36	1.02	1.06	14.38	28.05	20.90	13.86	7.21	4.03	2.65	1.64	1.71	1.33	8.14
36-37	1.07	1.05	0.76	5.50	9.11	22.53	7.80	4.77	3.04	1.82	1.26	0.86	4.97
37-38	0.69	0.81	3.99	6.20	32.25	22.35	19.27	5.90	3.76	2.94	1.57	1.07	8.23
38-39	0.88	0.95	1.18	4.97	23.03	47.18	19.01	3.65	3.64	1.59	1.49	1.15	8.98
39-40	1.18	1.07	3.75	15.02	7.80	16.00	9.02	3.87	2.65	1.44	1.15	1.10	5.34
40-41	1.87	2.29	1.43	11.16	22.95	33.01	3.81	2.15	1.42	1.19	1.62	2.05	7.00
41-42	2.09	1.91	3.60	8.11	18.36	13.20	6.19	3.36	1.73	1.57	2.15	1.82	5.28
42-43	1.87	1.71	1.27	7.37	36.61	23.03	14.84	3.99	2.05	1.59	2.06	2.06	8.05
43-44	1.97	2.09	4.14	10.67	27.28	36.19	7.43	3.93	2.02	1.78	2.00	2.14	8.42
44-45	2.08	1.81	1.70	6.60	12.14	14.54	6.98	3.15	1.36	1.11	1.26	1.79	4.49
45-46	1.51	2.00	20.46	62.84	57.25	55.10	70.57	69.60	8.43	1.82	1.68	1.68	29.30
46-47	1.74	3.20	1.31	11.87	9.91	19.95	6.41	2.88	0.94	0.68	1.69	2.35	5.74
47-48	3.36	1.74	3.63	22.20	21.47	23.44	17.49	5.33	3.53	2.55	1.84	1.81	9.00
48-49	3.56	7.24	4.23	12.41	13.39(*)	66.45	40.17	3.60	2.85	1.23	2.23	2.93	13.37
49-50	2.98	3.03	1.02	15.64	36.64	19.10	12.81	7.75	4.07	3.97	3.42	3.21	9.29
0-51	3.34	2.43(*)	15.15(*)	35.65	50.00	57.35	22.92	2.48	1.96	2.05	1.72	2.74	16.30
51-52	2.74	8.83	12.19	34.61	50.99	40.85	31.32	6.03	4.22	3.95	2.27	1.21	16.47
52-53	1.35	1.41	2.32	8.02	53.14	43.96	21.39	7.44	4.51	3.17	1.66	1.32	12.20
53-54	2.23	6.21	16.19	19.40	30.01	37.60	10.25	12.38	7.52	5.79	5.29	6.34	12.68
54-55	6.13	6.37	5.72	15.53	22.87	47.88	24.31	4.73	4.11	3.53	1.72	2.27	12.04
5-56	1.74	3.10	3.57	2.55	28.31	34.17	19.05	6.55	2.43	1.01	1.02	1.12	8.64
6-57	1.35	1.17	1.34	3.20	18.51	16.90	19.80	4.93	1.40	0.51	0.65	0.70	5.77
7-58	0.90	1.08	1.19	4.49	17.51	20.56	5.74	3.67	2.62	1.89	1.94	1.68	5.20
8-59	1.84	1.76	1.76	1.71	35.01	35.42	8.31(*)	2.63(*)	1.49	1.34	1.32	1.30	7.65
9-60	2.04	3.38	11.43	13.43	19.74	17.95	5.59	1.47	1.58	1.40	1.12	1.04	6.65
1	1.27	1.20	1.74	9.85	17.98	14.85	13.80	2.92(*)	1.17	0.89	0.73	0.76	5.48
1-62	1.00	1.85	1.43	15.89	30.51	30.44	25.56	3.04	1.69	0.93	0.73	0.65	9.33
2-63	2.61	2.79	3.47	14.42	25.20	25.90	14.52	2.41	1.29	0.85	0.76	0.65	7.80
-64	1.64	4.81	1.71	8.66(*)	19.05	29.55	19.04	4.01	1.92	0.87	0.78	1.01	8.90
-65	1.79	4.47	3.11	4.53	19.84	52.52	5.75	2.22	0.85	0.80	0.54	1.05	8.08
-66	1.54	1.83	2.66	11.84	7.05	14.20	3.17	1.18	0.77	0.45	0.27	0.99	3.83
67	4.80	4.42	10.32	17.34	56.19	59.60	12.86	3.44	1.61	1.13	0.94	1.17	14.25
7-68	3.16	2.28	3.35	7.57	9.27	14.17	9.85	1.66	1.25	0.72	0.49	0.70	4.52
8-69	2.54	2.57	3.59	3.74	9.14	21.65	14.72	2.02	0.72	0.52	0.43	0.98	5.19
9-70	3.36	2.55	41.05	13.05	13.05	10.91	S.D.	S.D.	S.D.	S.D.	S.D.	S.D.	S.D.
70-71	S.D.	S.D.	S.D.	25.98	17.50	19.53	11.23	3.30	1.59	0.97	0.89	0.91	S.D.
71-72	1.47	0.84	8.30	S.D.	S.D.	S.D.	S.D.	S.D.	S.D.	S.D.	S.D.	S.D.	S.D.

Unidades generadas

INFORMACION ANUAL DEL RIO CHILLON

(Estación Puente Huarabi-Puente Magdalena)

Año	Masa Anual (Millones de m ³ .)	Descarga Media (m ³ /seg.)	Descarga Máxima Mensual (m ³ /seg.)	Descarga Máxima Diaria (m ³ /seg.)	Descarga Mínima Diaría (m ³ /seg.)	Coefficiente de Variación
1920-21	294.23	9.33	42.65	75.00	0.92	1.358
1921-22	281.62	8.93	36.43	71.00	0.80	1.254
1922-23	274.99	8.72	35.45	68.00	1.17	1.177
1923-24	232.42	7.35	30.58	56.00	1.26	1.204
1924-25	306.53	9.72	30.98	S. D.	0.95	1.006
1925-26	255.76	8.11	23.97	65.10	1.58	1.012
1926-27	165.56	5.25	12.34	19.00	1.52	0.678
1927-28	252.35	7.98	28.57	50.00	1.35	1.079
1928-29	164.30	5.21	30.25	76.50	1.10	1.052
1929-30	179.12	5.68	18.04	52.60	1.10	0.955
1930-31	135.60	4.30	16.42	43.60	1.26	1.103
1931-32	287.45	9.09	36.32	75.00	1.10	1.158
1932-33	427.94	13.57	45.52	153.70	1.10	1.250
1933-34	356.04	11.29	46.00	83.70	1.10	1.176
1934-35	329.87	10.46	59.11	136.20	1.02	1.604
1935-36	257.41	8.14	28.05	52.40	1.02	1.116
1936-37	156.73	4.97	22.53	39.30	0.71	1.249
1937-38	259.54	8.23	32.25	67.20	0.60	1.258
1938-39	203.19	8.98	47.18	83.70	0.74	1.571
1939-40	168.83	5.34	16.00	63.70	0.82	1.017
1940-41	220.75	7.00	33.01	79.35	1.00	1.478
1941-42	166.51	5.28	18.36	91.85	1.20	1.018
1942-43	253.86	8.05	36.61	71.52	1.00	1.385
1943-44	266.26	8.42	36.19	81.09	1.50	1.348
1944-45	141.60	4.49	14.54	43.25	0.70	1.022
1945-46	924.00	29.30	70.57	112.00	0.90	1.039
1946-47	181.02	5.74	19.95	42.45	0.56	1.012
1947-48	284.60	9.00	23.44	45.00	0.81	1.010
1948-49	421.64	13.37	66.45	S. D.	1.20	1.484
1949-50	292.97	9.29	36.64	70.00	0.85	1.111
1950-51	514.04	16.30	57.35	85.00	S. D.	1.253
1951-52	520.82	16.47	50.99	80.00	1.20	1.074
1952-53	304.74	12.20	53.11	78.20	1.20	1.463
1953-54	399.88	12.68	37.60	50.78	1.05	0.856
1954-55	379.69	12.04	47.88	120.00	1.10	1.136
1955-56	273.22	8.64	34.17	49.50	0.90	1.352
1956-57	181.96	5.77	19.00	40.20	0.39	1.330
1957-58	163.99	5.20	20.56	38.55	0.68	1.273
1958-59	241.25	7.65	35.42	72.32	1.25	1.690
1959-60	210.29	6.65	19.74	28.52	0.30	1.056
1960-61	172.82	5.48	17.98	28.80	0.68	1.200
1961-62	294.23	9.33	30.51	40.00	0.47	1.334
1962-63	245.98	7.80	25.90	42.84	0.52	1.228
1963-64	281.44	8.90	29.55	36.00	0.42	1.079
1964-1965	254.81	8.08	52.52	180.13	0.44	1.847
Promedio	282.94	8.97				1.208

CUADRO No 2.6.1 (1)

CARACTERISTICAS DE LA RED HIDROGRAFICA DE LA CUENCA
DEL RIO CHILLON

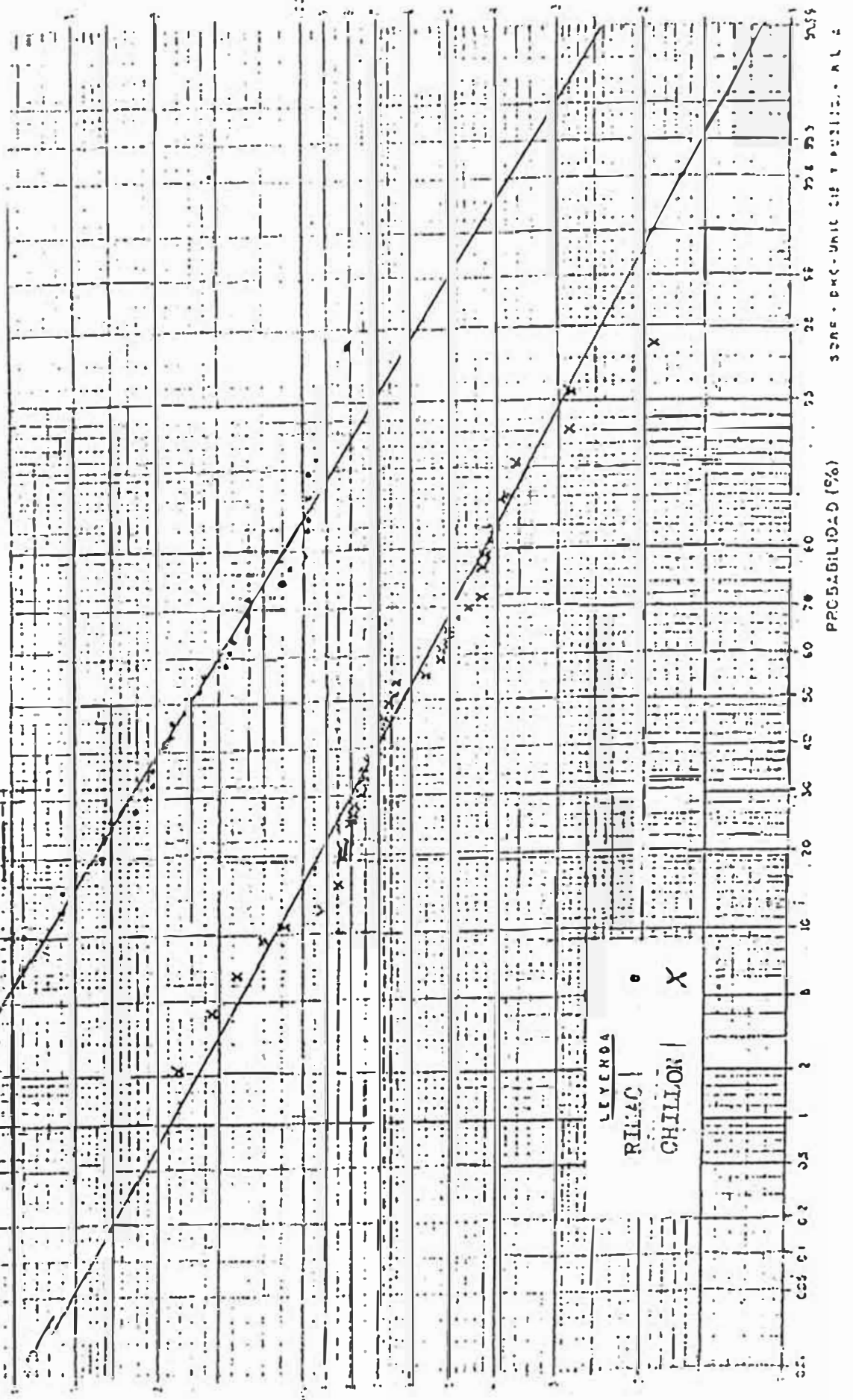
Nombre Río	Ext. de la Cuenca (Km ²)			Long. (Km)	Pend %
	Húmeda	Seca	Total		
1. Chillón	1,039	1,405	2,444	126	3.85
a. Culebras		178	178	22	9.73
b. Arahuay	316	62	378	43	7.91
c. Olivar	--	74	74	14	9.29
d. Trapiche	--	42	42	17	5.18
e. Socos	19	168	187	27	7.78
f. Tararacra	38	15	53	17	15.29
g. Huarimayo	40	5	45	14	21.79
h. Huancho	59	--	59	17	12.35
i. Yamecoto	50	--	50	13	15.00
j. Acocancha	48	--	48	12	12.08
2. Chillónen					
Pte. Magd.	1,010	231	1,241	76	5.13

Fuente: Inventario y Evaluación de la Zona del Proyecto Marcapomacocha. (ONERN).

En el análisis de descargas extremas, mediante método hidrológico convencional se determinó el período de retorno, el resultado estimado se muestra en el cuadro No 2.6.2. (4) y gráficos Nos 2.6 G-1 y 2.6 G-2.

GRAFICO NO 2.6 G-1

FRECUENCIA DE MAXIMAS AVENIDAS DE LOS RIOS
 RIMAC, (Estac. de Chosica) periodo 1,921-1,971
 CHILLON, (Estac. Magdalena) periodo 1920-1965



2.6.3. Aprovechamiento del Agua del Río Chillón.

El gráfico No 2.6 G-3 muestra como funciona el sistema agua en el ciclo hidrológico natural con la asistencia o interferencia de la mano del hombre.

El volumen de la Unidad Hidrográfica (LAMINA Nº 2.6-L-3) es de 205'505,000 m³ de uso consuntivo y de 1'254,000 m³ de uso no consuntivo, (llamado también volumen no comprometido. El cuadro No 2.6.2.(1) indica los principales usos del agua.

CUADRO No 2.6.2 (3)

RIO CHILLON	EST.MAGDALENA	DESEMBOCADURA
SUPERFICIE Km ²	1,240.00	2,300
Caudal medio m ³ /seg	8.90	--
Caudal de Estje. m ³ /s	2.70	Seco
Min.Med.mensual m ³ /s	0.65	--
Máx.Med.mensual m ³ /s	70.57	--
Máximo Anual m ³ /s	29.30	--
Mínimo Anual m ³ /s	4.30	--
Máx.Avda.diaria m ³ /s	130.13	--
Mín.Dsga.diaria m ³ /s	0.30	--
Vol.Med.anual milesm ³	292,740.00	--
-----	-----	-----

(8) Característica de descarga del río Chillón.

CUADRO N^o 2.6.2.(4)

PERIODO DE RETORNO DEL RIO CHILLON

Periodo de retorno	Chillón (Magdalena)	
	Máximas Avenidas probables	
2	63	m ³ /seg.
5	95	
10	115	
20	138	
50	165	
100	190	
200	215	

CUADRO N^o2.6.3 (1)

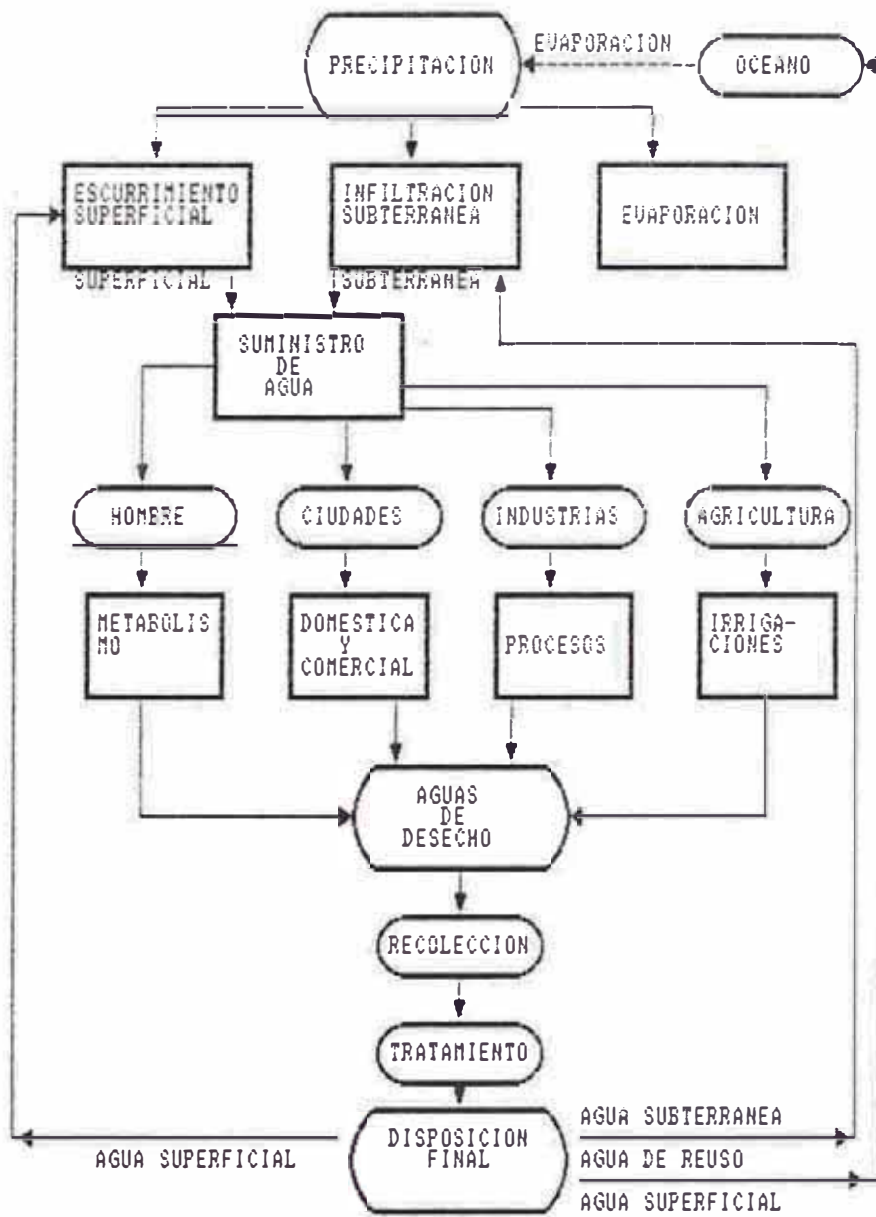
PRINCIPALES USOS DEL AGUA DEL RIO CHILLON

USO CONSUNTIVO	C H I L L O N	
	MILES m ³	%
Poblacional	6,701	3.30
Agrícola	192,662	93.70
Industrial	5,643	2.70
Minero		
Pecuario	539	0.30
Total	205,565	100.00
USO NO CONSUNTIVO		
ENERGETICO	1,254	100.00

(*) Fuente: inventario Nacional del uso actual del agua (ONERN 1984).

CUADRO No 2.6.6-3

EL SISTEMA AMBIENTAL DEL AGUA

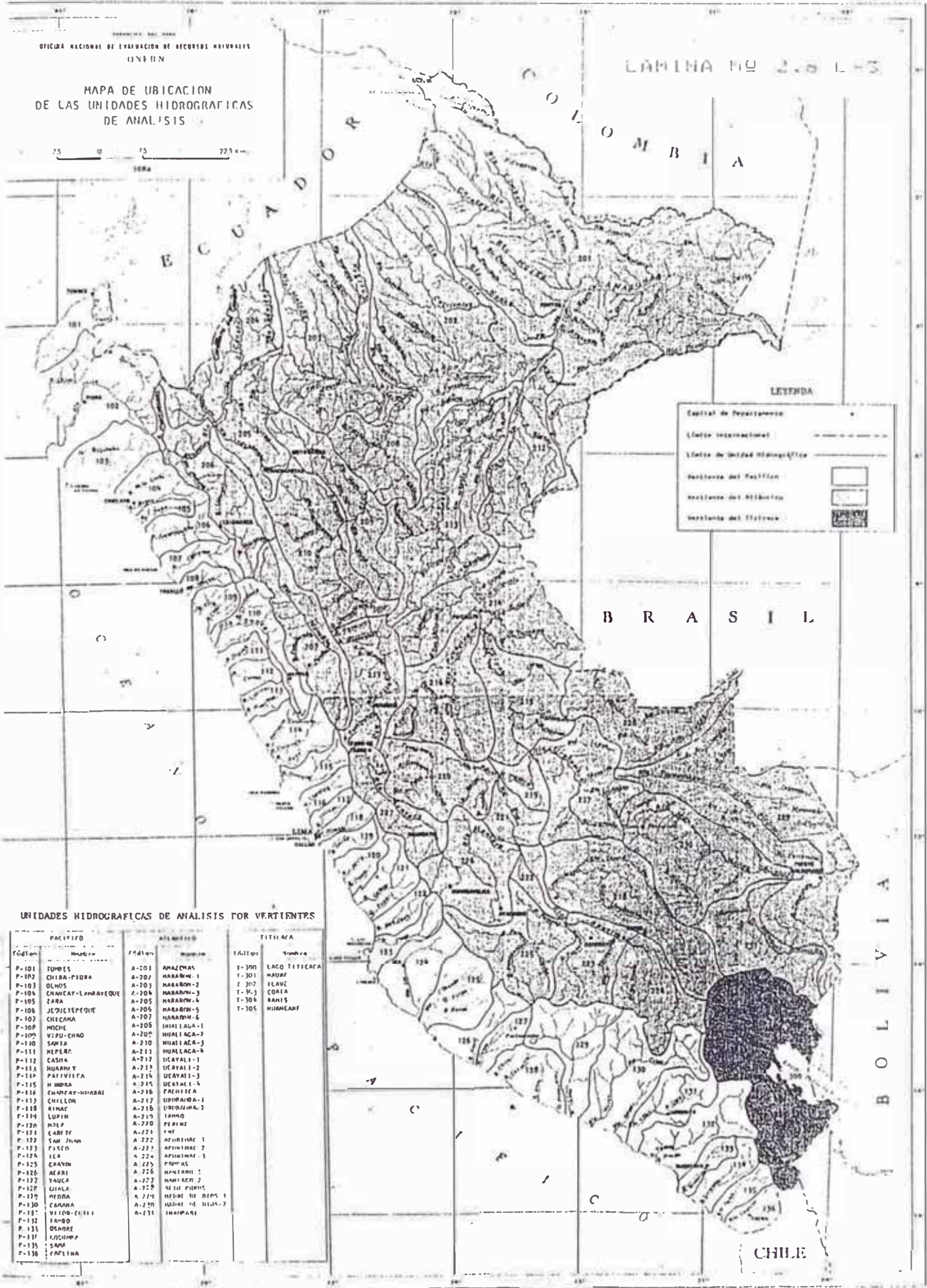


EL SISTEMA AMBIENTAL DEL AGUA
FUENTE: ROLF ELIASSEN, STANFORD UNIVERSITY

MAPA DE UBICACION
DE LAS UNIDADES HIDROGRAFICAS
DE ANALISIS

75 0 75 225 km

LAMINA NO 2.8 L.13



UNIDADES HIDROGRAFICAS DE ANALISIS POR VERTIENTES

PACIFICO		ATLANTICO		TICHACA	
Código	Nombre	Código	Nombre	Código	Nombre
P-101	IMPRES	A-201	AMAZONAS	T-300	LAGO TITICACA
P-102	CHIRA-PIURA	A-202	HABARON-1	T-301	HUAY
P-103	QUILIS	A-203	HABARON-2	T-302	ILAVC
P-104	CHANCAY-LAMAYEQUE	A-204	HABARON-3	T-303	COASA
P-105	ZARA	A-205	HABARON-4	T-304	RAKIS
P-106	JESUITEQUE	A-205	HABARON-5	T-305	HUANCAP
P-107	CHICAMA	A-206	HABARON-6		
P-108	MOCHE	A-206	HUALIAGA-1		
P-109	VIRU-CHAO	A-206	HUALIAGA-2		
P-110	SAPIA	A-210	HUALIAGA-3		
P-111	HEPERAZ	A-211	HUALIAGA-4		
P-112	CASHA	A-212	UCAYALI-1		
P-113	HUARMAY	A-212	UCAYALI-2		
P-114	PAIVIEGA	A-214	UCAYALI-3		
P-115	HUMBRA	A-215	UCAYALI-4		
P-116	CHANCAY-HUABAI	A-216	PACHIZA		
P-117	CHILLON	A-217	UPINAHUA-1		
P-118	RIMAC	A-216	UPINAHUA-2		
P-119	LUPIN	A-219	TARMO		
P-120	HUAY	A-220	PERENE		
P-121	CARIF	A-221	YUP		
P-122	SAN JUAN	A-222	APURIMAC-1		
P-123	TACEN	A-223	APURIMAC-2		
P-124	LEA	A-224	APURIMAC-3		
P-125	CRAYIN	A-225	PAMPAS		
P-126	ACARI	A-226	HUANCAHUASI		
P-127	TACNA	A-227	HUANCAHUASI-2		
P-128	WALALA	A-228	AREQUIPA		
P-129	MOYBA	A-229	AREQUIPA DEPT-1		
P-130	CAJAMA	A-230	AREQUIPA DEPT-2		
P-131	VIRU-CHILLI	A-231	INAYACAN		
P-132	TAMBO				
P-133	OSHOPE				
P-134	LOCHAMP				
P-135	SAMA				
P-136	CAJALINA				

CUADRO No 2.6.3.(2)

PRODUCCION DE AGUA POTABLE EN POZOS DE LA REGIONAL NORTE -AÑO 1989
(En miles de m3.)

DISTRITOS	Vol producido m3
Carabayllo	2,277
Comas	20,472
Puente Piedra	5,631
San Martín de P.	29,924

TOTAL REG. NORTE = 58,304.

Según Sedapal la producción de agua para consumo humano Provenientes de la cuenca Chillón explotados mediante pozos en el año de 1989, (Regional Norte) fue de 58,304 miles de m3. según indicamos en el cuadro Nº2.6.3.(2).

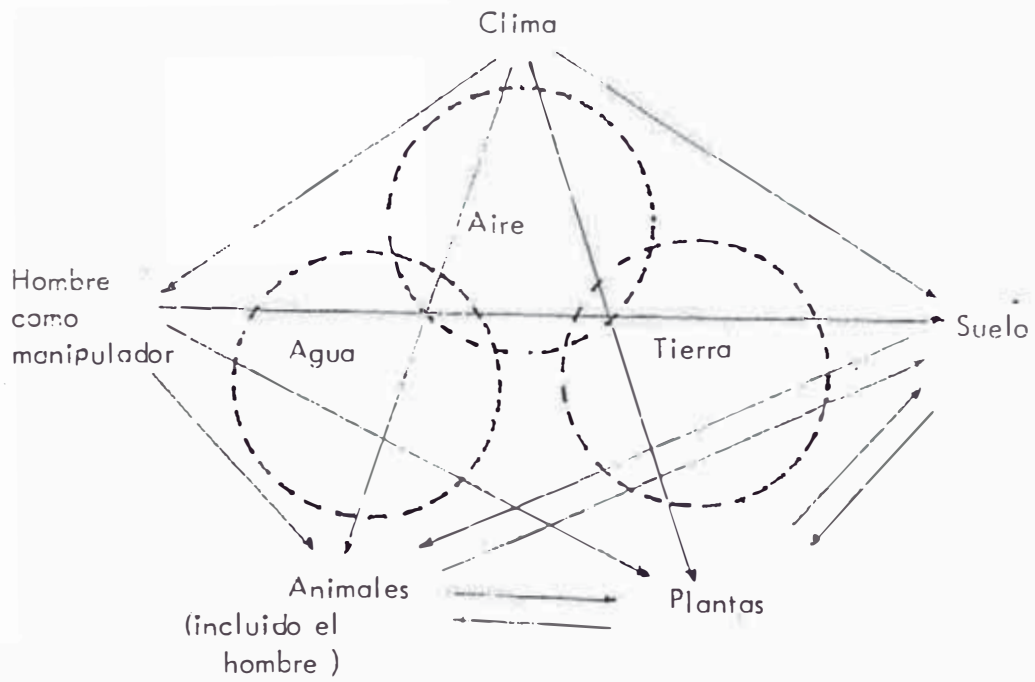
2.7.0 ECOLOGIA

Entendemos por Ecología a la ciencia que estudia y descifra las interrelaciones en la naturaleza entre los seres vivos (plantas y animales) y el ambiente físico (clima, suelo, aire, luz, etc.). en éstas interrelaciones esta incluido el hombre. Según se muestra en los gráficos Nºs 2.7 G-1 y 2.7 G-2.

2.7.1 Ecología de la Población Humana.

Generalmente la civilización tiene su máxima expresión en las Ciudades que son un complejo de personas, plantas, animales, edificios, industrias y comunicaciones, acoplados a una fuente de energía (con frecuencia derivada del combustible fósil o energía del sol).

El adelanto tecnológico ha logrado combatir enfermedades, controlar nuestro medio ambiente in-



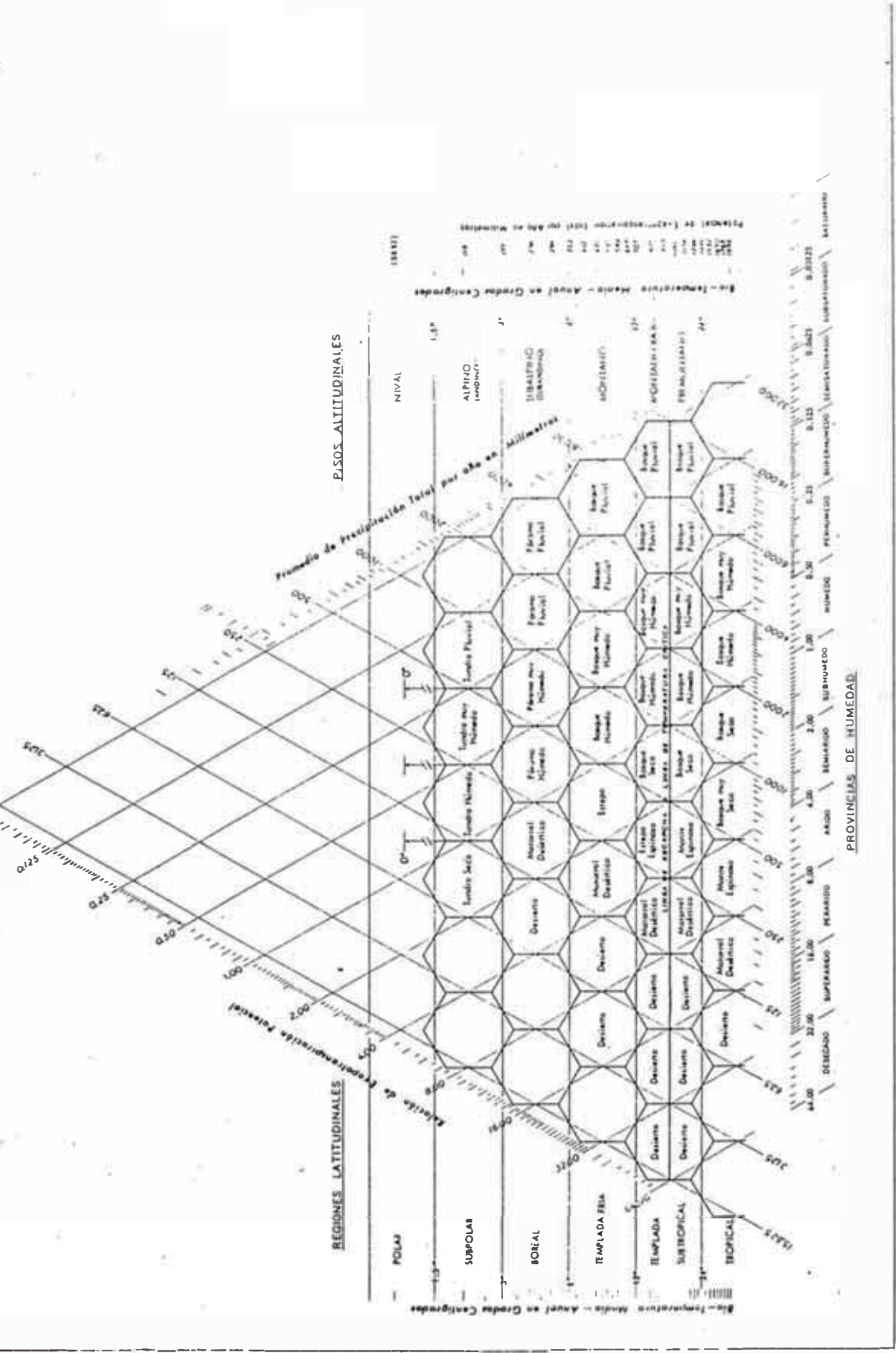
La armonía de los ecosistemas requiere la mutua comprensión en medio de interacciones de los diversos componentes (Modified from G.M. Van Dyne (Ref 1-10, p. 329))

GRAFICO Nº 2.7 G-1

GRAFICO N° 2.7 G-2

DIAGRAMA BIOCLIMATICO PARA LA CLASIFICACION DE ZONAS DE VIDA EN EL MUNDO
 (POR L. R. HOLDRIDGE)

Gráfico N° 2



PROVINCIAS DE HUMEDAD

mediato, producir alimentos y otros productos. estos logros se han empleado para incrementar el bienestar de los individuos. Puede ocurrir que el crecimiento de la población sea menor que el crecimiento tecnológico, entonces el crecimiento individual mejora, o que el crecimiento de la población consuma mayoría de los beneficios del crecimiento tecnológico. Esta relación se expresa

$$\text{BIENESTAR} = \text{Recursos/Población}$$

El bienestar se refiere en este caso a espacio vital, abastecimiento de alimentos, salud, educación y no directamente a lo mas intangibles aspectos del bienestar. (B/2.10.1. CONACYT "El hombre medio ambiente publicado en México año de 1971.).

Sin embargo este avance tecnológico también trajo consigo un verdadero flagelo a la civilización actual: la contaminación del medio ambiente urbano, definida como una alteración químicas y bacteriológicas de la naturaleza; cabe señalar al respecto la epidemia del cólera que se debe a la contaminación del recurso hídrico como también de las condiciones antihigiénicas.

2.7.2 Formación Ecológica de la zona.

En el estudio realizado por la ONERN en la zona del Proyecto Marcapomacocha, la Formación ecológica identificada en la cuenca de los ríos Chillón, Rímac y Lurín es el de Desierto Sub-tropical, el cuadro N° 2.7.2 (1) y la lámina N22.7 L-1 detalla los sectores de uso hasta una altitud de 800 m.s.n.m.1; así como el Diagrama Bioclimático para la clasificación de zonas de vida, gráfico N° 2.7-6-2.

CUADRO N° 2.7.2 (1)

FORMACION ECOLOGICA IDENTIFICADA EN LAS CUENCAS DE
LOS CHILLON RIMAC Y LURIN.

Formación Ecológica	Altitud m.s.n.m.	Sectores de Uso.
	0 - 800	Area de Valle.
Desierto	600 - 800	Area agrícola de quebrad
Sub-Tropical	0 - 800	Pampas eriazas.
	0 - 800	Colinas per-áridas.

2.8.0 CARACTERISTICAS SOCIO-ECONOMICAS.

Las características socio-económico de las habilitaciones y asentamientos humanos de la zona fue hecha en base a una encuesta realizada en el Asentamiento Humano Marginal LOTIZACION ANGAMOS **primera** etapa quienes reúnen casi las mismas características que la habilitaciones referidas. Dichas encuestas fueron realizados en el "formato NQ1" según transcribimos un ejemplar en la página siguiente.

2.8.1 Ingreso por persona.

Para una mejor visión en este punto hemos distribuido los ingresos en rangos o intervalos de S/ 50.00 como se muestra en el cuadro siguiente:

CUADRO Nº 2.8.1 (1)

MONTO S/.	INGRESO
0.00 - 50.00	21,50%
50.00 - 100.00	45,50%
100.00 - 150.00	20,00%
150.00 - 200.00	10,00%
200.00 - Mas	3,00%
TOTAL	100,00%

Ingreso Percápita.

Segun el cuadro podríamos estimar que por debajo o igual al sueldo mínimo hay una población que alcanza el 65% aunque este cálculo se ha hecho a base de un sueldo mínimo de S/ 100.00 mensuales aunque al momento de la encuesta el sueldo mínimo era de S/60.00.

Por otro lado el 11.5% de la muestra declara ganar menos del sueldo mínimo, que se puede considerar como un porcentaje de habitantes que se encuentran desocupados.

2.8.2. Categoría Ocupacional.

De acuerdo a la encuesta realizada, tenemos que la cifra más alta en porcentaje ocupan los obreros con un 35.4% en segundo lugar se encuentran los empleados. (Esto se debe a que la habilitación COPEMMAR son empleados de la marina). Con un 29.8% le sigue los de la categoría de trabajadores independientes con un 24.4%. Estas cifras son las más significativas habiendo otras personas con otro tipo de ocupaciones, tal como se muestra en el cuadro siguiente;

CUADRO Nº 2.6.8 (2)

PORCENTAJES DE OCUPACION

CATEGORIA	Nº DE PERSONAS	PORCENTAJES
Obreros	177	35.40
Empleados	149	9.80
T. independientes	122	4.40
Patrono	5	1.00
T. del hogar	14	2.80
Otros	15	3.00
No especificados	18	3.60
T O T A L	500	100.00

De lo dicho hasta ahora se deduce que el 62.6% de las personas que declara trabajar son dependientes, es decir lo que se ubica en las categorías de obreros, empleados y trabajadores del hogar.

- Cabe recalcar que en el año de 1991 el número de casos de cólera fueron¹: ver cuadro Nº 2.6.8 (3).

CUADRO Nº 2.6.8 (3)

CASOS DE COLERA AÑO 1991

Año 1992	Nº de casos Acum.
Nº de casos.	321,334
Hospitalizados.	119,334
Fallecidos.	2,906
Confirmados.	1,269.

¹ Boletín informativo de INAMPAS Año 2 Nº 1-10-92 OGE/Ministerio de Salud.

FORMATO N^o 01

ENCUESTA SOCIO-ECONOMICA

ENCUESTA N^o _____

ENCUESTADOR *Misael Tello, y Alejandro Sierra.*

SUPERVISOR _____

FECHA _____

CIUDAD _____ DEPARTAMENTO _____

DOMICILIO O REFERENCIA _____

INFORMACION PROPORCIONADA POR: Jefe de Familia Esposa

Hijos mayores Otros

=====

I POBLACION.

A. ¿ Cuántas personas habitan en la casa?

<u>Edades (años)</u>	<u>NO</u>
1. Hasta 6	_____
2. De 7 a 15	_____
3. De 16 a 45	_____
4. De 46 a más	_____
TOTAL	_____

B. ¿ Cuántas familias habitan en casa?

Uno Dos Tres más de tres

C. Escolaridad : NO

1. Sin escolaridad	_____
2. Pre-escolar.	_____
3. Primaria completa	_____

- 4. Primaria incompleta _____
- 5. Secundaria completa. _____
- 6. Secundaria incompleta. _____
- 7. Universitaria completa. _____
- 8. Universitaria incompleta _____

D. ¿Cántas personas en la casa perciben ingresos?.

Uno Dos Tres más de tres

E. ¿Cuántas personas de la casa están buscando trabajo reenumerado?

Uno Dos Tres más de tres

F. Categoría ocupacional.

- 1. Obrero. _____
- 2. Empleado. _____
- 3. Trabajador independiente. _____
- 4. Empleador o patrono. _____
- 5. Trabajador doméstico. _____

G. Ramas de actividad económica:

- | | NO | | NO |
|-----------------|-------|-----------------|-------|
| 1. Agropecuaria | _____ | 6. Construcción | _____ |
| 2. Transporte | _____ | 7. Servicios | _____ |
| 3. Artesanía | _____ | 8. Comercio. | _____ |
| 4. Pesca | _____ | 9. Otros | _____ |
| 5. Industria | _____ | Especificar | _____ |

II. **INMUEBLE.**

A. Tenencia:

Propia solvente. Alquilada.

Propia en deuda. Usufluctada.

Otros tipos _____

B. Uso del inmueble.

Vivienda Servicio-vivienda

Comercio-vivienda. Comercio-servicio.

Artesanía-vivienda Pensión Hotel.

C. Tipo de Vivienda.

Casa puerta a la calle Quinta

Callejón solar o corralón Depto. en Edific.

Otro tipo _____

D. Tipo de Construcción.

Ladrillo

Adobe

Madera

Otro tipo. _____

E. Número de habitaciones

E. Número de dormitorios

III **SERVICIO DE AGUA.**

A. Forma de abastecimiento.

Cañería dentro de la vivienda.

Cañería dentro del edificio pero fuera de la vivienda.

Piletas Pública.

Por vecinos que tienen conexión.

Pozos (libre o privado).

Compra a camiones o triciclos.

Río o acaques.

Otro tipos. _____

IV SI ESTA CONECTADA A LA RED DE AGUA.

A. ¿Cuántas horas al día recibe agua?

Normal todo el día

Por horas (cuántas _____).

B. ¿Con qué presión llega el agua?

Normal buena presión.

Baja presión a cierta hora.

Baja presión todo el tiempo.

C. ¿El agua llega limpia o turbia?

Limpia todo el año.

Turbia todo el año.

Turbia por meses.

D. Si el abastecimiento es deficiente. ¿está dispuesto a pagar una factura mayor para obtener un mejor servicio?

Sí

No

E. ¿Qué instalaciones interiores tiene?

- Caño.
- Lavatorio o lavadero.
- Inodoro (W.C.).
- Ducha o tina.
- Otro tipos. _____

F. ¿Qué tipo de servicio de desague utiliza?

- Conexión independiente a la red pública.
- Conexión a la red pública de uso común (corralón, solar o callejón).
- Letrinas.
- Pozo séptico.
- Otro tipos. _____

G. Si no está conectado a la red pública de desague, ¿está interesado en adquirir el servicio?

- Sí No

H. ¿En qué forma le pagaría?

- Al contado A plazos.

Años a plazos

- 1 año.
- 2 año.
- 3 año.

Más de tres años. _____

I. ¿Ha solicitado conexión a la administración?

Sí No

V. SI NO ESTA CONECTADO A LA RED DE AGUA.

A. ¿Qué cantidad de agua consume a la semana?

Nº de latas o baldes Nº de cilindros

Capacidad de latas o baldes (litros) _____

Capacidad del cilindro (litros) _____

Precio que paga por lata o balde S/. _____

Precio que paga por cilindro S/. _____

B. ¿Qué medio utiliza para lavar la ropa?

Especificar _____

C. ¿Qué tipo de servicios de desague y eliminación de excretas utiliza?

Pozo séptico.

Letrina.

Río o acequia.

Otros. _____

D. ¿Las tuberías de servicios públicos pasan frente a su casa?

De agua potable. Sí No

De desague. Sí No

E. ¿Está interesado en adquirir conexiones domiciliarias de agua y desague?

Agua potable. Si No

Desague. Si No

F. ¿En qué forma lo(s) pagaría?

Contado Plazos.

Años a plazos

1 año.

2 año.

3 año.

Más de tres años. _____

E. ¿Está interesado en que también se le financie la instalación interior de agua y/o desague.

Agua potable. Si No

Desague. Si No

VI. INGRESOS FAMILIARES.

A. Ingreso mensual de las personas que habitan en la vivienda.

Sueldos o salarios. S/. _____

Por actividades agropecuarias. S/. _____

Por negocio propio. S/. _____

Por alquileres. S/. _____

Por jubilaciones y pensiones. S/. _____

Por ayuda familiar o donaciones. S/. _____

Otros. S/. _____

TOTAL. S/. _____

B. Gastos familiares mensuales

Alimentación. S/. _____

Vestuario. S/. _____

Vivienda. S/. _____

Educación. S/. _____

Combustible. S/. _____

Electricidad. S/. _____

Agua. S/. _____

Medicinas. S/. _____

Transporte. S/. _____

Diversiones. S/. _____

Otros. _____ S/. _____

TOTAL. S/. _____

2.8.3. Nivel de Educación de la Población.

En lo que se refiere al nivel educativo tenemos que un 43.7% declara tener un grado educativo igual o inferior a 5to de secundaria el 31.20% tiene algún grado de estudios secundarios, 25.09% declara tener secundaria completa de los cuales 3.5% tienen educación superior.

2.9.0 NIVELES DE SALUD

2.9.1 Indices de Morbilidad.

Sobre el particular, más de la mitad de los declarantes (52.6%) afirman haber padecido algún tipo de enfermedad desde que llegaron habilitar en el lugar, el 30% no responde a la pregunta, lo que hace pensar que no han sufrido ningún tipo de enfermedad desde su llegada y el 17.4% no se enfermó.

2.9.2 Enfermedades declaradas.

En relación a las enfermedades declaradas, el 52% de los declarados manifiestan haber padecido alguna enfermedad el cuadro que a continuación mostramos indica los porcentajes de enfermedades.

CUADRO Nº 2.9.2 (1)

ENFERMEDADES	N- DE CASOS	FRECUENC.
! Diarrea (cólera)	! 108	77,14%
! Tifoidea	! 17	12,14%
! Hepatitis	! 6	4,29%
! Sarampión	! 4	2,86%
! Meningitis	! 3	2,14%
! Lombrices	! 2	1,43%
! TOTAL MUESTRA	! 140	100,00%

(*) Enfermedades declaradas (muestra)

Podemos concluir que las incidencias de enfermedades se expresa del siguiente modo.

- Diarrea (cólera)	77,14%
Bronco respiratorio	20,52%
Otros	2,34%

De las cifras analizadas deducimos una concordancia con los niveles de información por el sector Salud, que señalan los casos de enfermedades en Pueblos Jóvenes, ubicando en primer lugar las enfermedades infectocontagiosas del tracto digestivo y en segundo lugar, las enfermedades del tracto respiratorio.

2.9.3 Modo de curación

Entre los principales modo de curación se encuentran, los que concurren a una posta médica con un 35.0%, en segundo lugar están los que van al Hospital con un 32.0% en tercer lugar están los que se atienden con Médicos particulares con un 9.8%, el resto de la población lo hace concurriendo a una Farmacia o curanderos.

2.9.4 Situación Nutricional.

Sobre un total de 218 casos de niños entrevistados comprendidos entre 0 a 10 años tenemos que el 55.96% se encuentran en estado nutricional regular; el 33.2% tienden a la desnutrición y el 10.84% se encuentran con un alto grado de desnutrición.

2.9.5 Preferencia de consumo alimentario.

El cálculo ha sido hecho en base a 600 familias declaradas.

CUADRO Nº

PRODUCTOS	Nº DE CON- SUMIDORES	PORCENTAJES
tubérculos	330	14.16 %
fideos	230	9.87
menestra	120	5.15
verduras	190	8.15
carnes	140	6.01
huevos	80	3.43
aceites	160	6.87
arroz	390	16.74
azúcar	480	20.60
leche de tarro	50	2.15
leche ENCI	120	5.15
leche en bolsa	40	1.72
T O T A L E S	2330	100.00

(*) Cuadro consumo de alimentario

Del cuadro podemos observar que los alimentos más importantes tiene un consumo bajo, nos referimos a la carne, huevo y leche.

Un consumo que registra alto consumo es la papa y el arroz, al cual evidentemente estamos habituados pese a que sabemos que su contenido alimenticio es bastante bajo.

2.9.6 Vivienda.

Para este rubro hemos tomado las inspecciones de campo realizados concluyendo que el 24% de las viviendas son de esteras, el 10% están en construcción con material noble, el 13% están construidos con otros materiales de poca resistencia (adobes, maderas, etc.) y el 48% restante se encuentra sin construir.

Desde el punto de vista económico y Socio-Cultural, la población sin servicio de agua y desagües, deben ser financiados con subsidios del Gobierno, especialmente lo que concierne a los Asentamientos Humanos y ser reembolsados con baja tasa de interés.

2.10.0 RELEVANCIA AMBIENTAL

Existen varios problemas ambientales que afectan a nuestro país y que son comunes a países de América Latina y el Caribe. El Banco Interamericano de Desarrollo, identifica los siguientes problemas:

- Deterioro del ambiente en las grandes metrópolis.
- Deforestación.
- Destrucción de la diversidad biológica.
- Contaminación de las aguas superficiales y subterráneas.
- Degradación de cuencas hidrográficas.
- Deterioro de recursos costeros.
- Contaminación ambiental por uso inapropiado de agroquímicos.
- Deterioro del patrimonio natural y cultural de las comunidades amerindias.
- Miseria y medio ambiente.

De las cuales están relacionadas directamente con el entorno humano así como al presente estudio.

2.10.1 Deterioro del ambiente en las grandes metrópolis.

Sus causas se encuentran en la alta concentración poblacional, la insuficiente capacidad para eliminar o manejar adecuadamente las crecientes cantidades de desperdicios sólidos y tóxicos, la contaminación originadas por comunidades marginadas

(favelas, poblaciones callampas, etc.) carentes de servicios sanitarios mínimos, la falta de planificación en el uso de la tierra, la inexistencia o deficiencia de legislación ambiental pertinente, como también los efectos de las inundaciones incontroladas, los gases contaminantes emitidos por industrias y vehículos, los ruidos excesivos y la contaminación hídrica.

2.10.2 Contaminación de aguas superficiales y subterráneas

También contribuyen a la contaminación hídrica, entre otras causas, las aguas servidas del sector urbano y las aguas residuales industriales, la difusión de plaguicidas utilizadas por los agricultores, la erosión de suelos por manejos inapropiados de cuencas hidrográficas y algunas actividades mineras generadoras de materiales tóxicos.

2.10.3 Deterioro de recursos costeros.

Incluyen cambios en la línea costera, erosión de playas naturales y arrecifes de coral, contaminación de playas y aguas costeras. Las causas del deterioro entre otras cosas se debe a la contaminación hídrica local o producida por ríos que arrastran contaminantes desde el interior, la construcción de puertos sin salvaguardas ambientales, la existencia de terminales petroleros o de parques industriales (principalmente petroquímicos) mal ubicados o mal administrados, la construcción de edificios (hoteles, apartamentos, etc) en la costa sin la debida planificación y los accidentes que producen contaminación con productos químicos tóxicos. Llevan a preocupante contaminación en las orillas costera.

2.10.4 Miseria y medio ambiente

El estado de pobreza a que viven millones de

latinoamericanos, tanto en áreas urbanas como rurales, es la expresión mas relevante de un medio ambiente inapropiado para la vida humana. Las comunidades marginales de las ciudades y muchas comunidades rurales deprimidas viven sin satisfacer sus necesidades básicas de alimentos, vivienda, salud, educación y empleo. Carecen de servicios básicos de agua potable, alcantarillado, alumbrado y aseo público (recolección de basuras, aseo de calles, etc.). Las causas de la miseria son complejas, abarcando toda la gama de factores que inciden en el subdesarrollo socioeconómico de los pueblos e incluyendo la mayoría de los problemas ambientales antes referidos.

La problemática ambiental en la zona de estudio involucra a los valles del Chillón y Rímac; se manifiesta de la siguiente manera :

2.10.5 Pérdida de tierras agrícola.

Por la expansión urbana de las ciudades, en los valles del Chillón, Rímac y Lurín, según el documento preliminar elaborado por la comisión mixta (DS 036-89-PCM) "Estrategia para la Conservación y el Desarrollo " sustentable, así como la comisión Brasil 92 (recientemente creada) ya se han perdido unas 23,000 Has. entre 1950 y 1990.

Además en el mapa planimétrico (Imágenes Satélites LANDSAT) NQ SC 18-13, SD 18-1 fecha Mayo ,1981 muestran las áreas verdes existentes hasta entonces, a la fecha dichas áreas verdes están en proceso de desaparición, siendo reemplazadas por nuevas habilitaciones urbanas que vienen desarrollándose sin limitaciones. En el mapa también se observa extensos terrenos eriazos que pueden ser utilizados como terreno de expansión urbana, como es el caso de las nuevas habilitaciones asentadas en terrenos eriazos del Distrito de Ventanilla.

2.10.6 Deterioro del medio ambiente urbano.

Por la contaminación de basuras, aguas residuales, gases y desechos sólidos, vertidos sin previo tratamiento.

A causa de estos problemas ambientales determina que la zona sean establecidos como zonas ambientales críticas según se resume en el cuadro Nº 2.10.6 (1) y gráfico Nº 2.10 G-1.

Para las zonas C y E parte baja de la Ciudad Satélite de Ventanilla, suministrar agua potable en cantidad y calidad a los pobladores originaría efectos positivos al medio ambiente humano. Implica mejorar significativamente la calidad de vida de sus habitantes, asegurando mejora en los niveles de salud evitando enfermedades hídricas, así como de conseguir la justa satisfacción social en bienestar, comodidad, incremento de áreas verdes, aumento de fuentes de trabajo, recreación, industrialización, comercio, etc. El sistema de evacuación de aguas servidas mediante redes de alcantarillado elimina la posibilidad de adquirir enfermedades por arrojado de aguas servidas al suelo, evitando la proliferación de vectores (moscas, etc.), generando condiciones de salud ambiental y estética urbana, lo que beneficia ampliamente al medio ambiente urbano.

ANÁLISIS AMBIENTAL DE LOS CUADROS

ZONAS	PROBLEMAS	EFECTOS AMBIENTALES Y TENDENCIAS
4. Chillón-Rímac-Lurín	Contaminación alta del mar, ríos, aguas subterráneas, atmósfera, suelos. Expansión urbana e industrial - Huaycos, deslizamientos, sismicidad.	Calidad y pérdida de los componentes ecológicos en situación grave. - Calidad ambiental urbana crítica. - Insalubridad generalizada - Pobreza extrema, desnutrición. Falta de productos alimenticios Producción de productos para llevar no aptos.

Fuente: Bases para una Estrategia Nacional de Conservación y Desarrollo Sustentable (LS 036-89-10m Comisión Mixta) Documento Preliminar Lima/maay/91.

CUADRO Nº 2.10.6 (1)

Bibliografía:

- E 2.12 E.I.D. Comité del Medio Ambiente "Marco Conceptual para la acción del Banco en Protección y Mejoramiento del Medio Ambiente y Conservación de Recursos Naturales" Washington, D.C., marzo 1989.

C A P I T U L O I I I

EVALUACION DEL SISTEMA ACTUAL EXISTENTE

3.1.0 DESCRIPCION DE LOS SISTEMAS EXISTENTES

3.1.1 Sistema de Agua Potable.

En principio describiremos el sistema de abastecimiento de agua potable al Distrito de Ventanilla.

Fue construido originalmente en el año 1961 por el Ministerio de Fomento para dar servicio a la denominada Ciudad Satélite de Ventanilla.

Inicialmente contó con dos pozos perforados en la zona del Zapallal Distrito de Fuente Piedra, con un rendimiento en conjunto de 120 lps; que alimentaba a un reservorio (Nº 1) de 1000 m³ ubicado en Ventanilla además tuberías de impulsión que conecta la fuente con el reservorio.

Posteriormente se construyó el reservorio No 2 de 1000 M³ para servir a la zona comercial e industrial así como tuberías de distribución y conexiones domiciliarias. En una etapa posterior siguiente se concluyeron las obras del Reservorio No 3 de 2000 M³ y de las tuberías respectivas para abastecer a las Urbanizaciones de la zona sur.

En 1970 se perforó un tercer pozo en la zona del Zapallal, pero debido a la fuerte depresión de la napa subterránea y a deficiencias operativas, empezaron a surgir problemas de abastecimiento que fueron acentuándose con el trascurrir del tiempo hasta tal punto de llegar a racionar el agua.

La baja del nivel del agua subterránea motivo

que el Ministerio de Agricultura prohibiera la perforación de nuevos pozos en el Zapallal.

De los 3 pozos perforados, sólo funciona dos, y el rendimiento no supera los 50 lps. En 1981, el Gobierno Japonés a través de su agencia de Cooperación Internacional (JICA), implemento un programa de obras destinado a mejorar el abastecimiento de agua en Ventanilla.

El programa consistió en la construcción de las siguientes estructuras.

-Fuente de Abastecimiento :

7 pozos en la margen derecha del Chillón, de 100 mt de profundidad y 350 m.m de diámetro

-Sistema de Conducción :

9,550 m de tuberías de impulsión, 14" a 18" de A.C.

1 Estación de Rebombéo.

7,550 m de tuberías de trasmisión, 24" A.C.

2 Cámaras Rompe Presión.

-Almacenamiento :

3 Reservorios de 2000 M3 C/U.

-Tuberías de Interconexión:

3130 m de 12" - 18".

Los pozos equipados de bombas sumergibles bombean a través de las tuberías de impulsión hacia la cámara de reunión, de ésta cámara a su vez se rebombee el agua a la primera caja donde rompe presión mediante una línea de trasmisión de 24" y 7,550 m. de

ésta caja, el agua fluye por gravedad a los reservorios.

Las factibilidades fueron planificadas para una población de 40,000 habitantes de acuerdo a los siguientes parámetros.

-Población de Diseño : 40,000

-Dotación per Cápita : 300 lpd.

-Consumo Promedio, Área residencial: 139 lps

-Consumo Promedio, área industrial	:	
comercial y pública	:	56 lps
-Consumo Promedio Total	:	195 lps
-Consumo Máximo Diario	:	254 lps

En resumen las obras existentes del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable a la Ciudad de Ventanilla, transcribimos en el siguiente cuadro

CUADRO N-3.1.1 (1)

RESUMEN DEL SISTEMA EXISTENTE

Actualmente la Ciudad de Ventanilla cuenta con la siguiente capacidad instalada :

- El abastecimiento de agua es mediante el uso de aguas subterráneas, se encuentra funcionando 09 pozos profundos, 07 de los cuales fueron perforados por el Gobierno-Japones y 02 pertenecen al sistema antiguo de Ventanilla.

- De dichos pozos pueden explotarse un caudal de :

$$Q_{md} = 34 \times 9 \times 18 / 24 = 229.5 \text{ l.p.s.}$$

- Volumen de almacenamiento.- A la fecha cuentan con 09 reservorios construidos mas uno en construcción. Total 10 reservorios, que en conjunto suman un volumen de 11,434 m³.

3.1.2 Sistema de Alcantarillado.

Las áreas urbanizadas de Ventanilla poseen tuberías de desagüe las cuales drenan hacia el emisor final.

Este emisor nace en la zona comercial de la

Ciudad Satélite, con un diámetro inicial de 600 m.m que pasa luego a 850 m.m. y una longitud de 2,754 m. tiene dos tramos en túnel y descarga sus desagües a un sistema de 8 lagunas de estabilización, 4 primarias y 4 secundarias.

Originalmente se había previsto que el afluyente de las lagunas se usaría con fines de riego sin embargo, los agricultores de la zona captan los desagües crudos antes de ser tratados.

Todo el sistema se construyó en el año de 1964.

3.1.3 Emisor final de descarga.

La evaluación ha sido realizada mediante inspecciones a la tubería con los planos de replanteo del emisor: IS-31, 32, 33, 34, del proyecto No 82-024 de Enace. Los resultados se muestran en el cuadro N° 3.1.3 (1) donde figura que la capacidad instalada máxima del emisor es 620 lps. que es equivalente a una población de 152,615 habitantes.

Se ha podido comprobar además que el emisor se encuentra sin ningún mantenimiento desde su inauguración, necesita urgentemente trabajos de limpieza para eliminar malezas, arena y los sólidos sedimentados. Se recomienda el uso de una máquina de baldes (Power Bucket Machine) que posee Sedapal para la limpieza de colectores.

3.1.4 Evaluación de las lagunas de oxidación:

Estas fueron construidas en 1964, son en total 8 lagunas las cuales 4 funcionan como primarias y 4 como secundaria. No existen planos de replanteo por lo que la evaluación ha sido efectuada usando los

planos de proyecto No 683,629 y 713 de propiedad de ENACE y mediante visitas de inspección a las lagunas.

CUADRO N- 3.1.3 (1)

TRAMO	DIAM. (")	LONG (mts)	PENDIENTE (m/km)	CAPACIDAD (lps)	OBSER.
0-1	600	44.90	10.5	620	-
1-3	850	184.01	3.30	960	-
3-18	850	790.00	1.950	700	Aren.y Sedm
18-27	850	638.74	1.900	680	"
27-31	850	361.53	1.850	620	"
31-40	850	735.67	1.930	700	"

Evaluación del Emisor Ventanilla.

El área de espejo de agua, de cada laguna primaria es 0.56 Ha. y de cada secundaria 1.19 Ha., lo que da un área total de 7.0 Ha. para las 4 baterías.

El tirante de agua es de 0.90 para las primarias y de 1.20 para las secundarias. De acuerdo al proyecto faltaría construir un número de lagunas igual a las existentes y con las mismas dimensiones.

Según la práctica moderna basada en las últimas investigaciones del CEPIS la carga superficial orgánica de una laguna es del orden de 350 Kg de DBO/Ha-equivalente a una población de 13,900 habitantes/Hectárea, por lo que la capacidad máxima de las lagunas existentes les permite servir a una población de 97,300 Hab.

En una visita realizada a las lagunas se ha podido observar que se encuentran en un total estado de abandono, sin personal de operación, ni mantenimiento.

Los desagües crudos son utilizados por los agricultores antes de que ingresen a las lagunas.

De las cuatro baterías sólo funciona una, las otras tres se encuentran secas y con vegetación, por lo que deben ser rehabilitadas. Las lagunas para que operen necesitan urgente limpiezas, pues se nota gran cantidad de lodos de considerable altura que ~~inter-~~fiere con el tratamiento.

Se recomienda que estas lagunas pasen a la administración de algún organismo responsable debido a que el Municipio de Ventanilla no cumple con el deber de mantenerlas en forma adecuada ni toman interés en el asunto.

3.2.0 CONDICIONES DE SU FUNCIONAMIENTO.

El sistema actual de abastecimiento de agua Potable, a Ventanilla proviene de los Distrito de Carabayllo y Fuente Piedra, la fuente consiste en una batería de 09 nueve pozos, cuyos rendimiento promedio es de 40 lps. resultando un caudal de bombeo igual a $40 \times 9 = 360$ lps. Con un periodo de funcionamiento de 18 horas por día, resulta un caudal máximo diario de: $(18/24) \times 360 = 270$ lps. dicho caudal es distribuido actualmente en el Distrito de Ventanilla y el Zapallal (Fuente Piedra).

- La solución planteada para el abastecimiento de agua a la zona en estudio, consta de tres etapas ellas son: Abastecimiento mediante Camión Cisterna, Abastecimiento mediante Pilones Comunales, y por último el Abastecimiento mediante Conexiones Domiciliarias, a continuación describiremos cada una de ellas:

3.2.1.- Abastecimiento mediante Camión Cisterna

Es la primera etapa para surtir de agua a los pobladores que habitan en la zona; se dan estos casos

especialmente en aquellas Habilitaciones cuyos moradores son de bajos recursos económicos. Es así como muchas familias pobres carentes de viviendas van a radicar en sus lotes adquiridos mediante invasiones o financiados por bajos costos, construyendo preliminarmente sus viviendas con materiales precarios (esteras, cañas, quincha, etc.), no existiendo en la zona todavía ningún estudio o proyectos de Abastecimiento de Agua Potable.

Concluyendo que el único medio para abastecerse de agua es mediante el transporte en Camiones Cisternas, quienes les venden el agua por cilindros o depósitos de concreto. El agua obtenida de esta manera tiene la desventaja en que puedan ser contaminados por microorganismos patógenos, además de ser estancado por muchos días.

La cantidad de agua consumida mediante este sistema es según el número de familias y edad, por ejemplo una familia que cuenten con hijos menores de 5 años de edad consumirá mayor cantidad de agua que otras familias que no cuenten con hijos mayores.

El consumo promedio por familia según encuesta realizada es de 5 cilindros semanales, mensualmente consumirán unos 20 cilindros de agua por familia, cada cilindro tiene un promedio de 200 litros, el volumen de consumo mensual será de 4.0 m³. El costo por cilindro de agua al mes de enero de 1992 fue de \$0.50 nuevos soles resultando un pago mensual de \$10.00 nuevos soles.

3.2.2 .- Abastecimiento mediante Filones Comunes

Puede definirse como una segunda etapa para el abastecimiento de agua. Cuando la Habilitación están ya elaborando sus Proyectos Definitivos de Agua y Desagües, pueden solicitar a la Empresa que esta a

cargo del servicio de las redes de agua existentes cercanas a la zona, una conexión provisional para surtirse de agua mediante pilones. Las redes a instalarse para este sistema deberán ser consideradas en los estudios del ante-proyecto, evitando de esta manera doble gastos en la instalación de tuberías.

El número de pilones a instalarse depende de la cantidad de familias que habitan en la zona, una buena aproximación será de 30 familias por pilón. Cada pilón de una salida descarga un caudal aproximado de 0.20 lps.

En cuanto al costo por consumo de agua es menor que el abastecimiento por Camión Cisterna, además se obtiene el agua más fresca a mayor cantidad y menos riesgo de contaminación.

3.3.0 DIAGNÓSTICO DEL IMPACTO AMBIENTAL EN LA ZONA DE ESTUDIO.

Antecedentes sobre estudios de evaluación de impacto ambiental para asentamientos humanos no se han realizado en el país. Existe si preocupación por todo proyecto que pueda provocar daño al ambiente. El 08 de Setiembre de 1990, se promulgó el Código del Medio Ambiente y los Recursos Naturales (D.L. N° 611) el mismo que quedó pendiente su reglamentación hasta la fecha. Al respecto el código en referencia en el capítulo III de la Protección del Medio Ambiente, recomienda que se realice el estudio de Impacto Ambiental (E.I.A.) para proyectos de Urbanizaciones.

El presente estudio permitirá identificar los impactos actuales y futuros derivados de la expansión urbana de las zonas D y E de los terrenos ubicados en el Distrito de Ventaniila.

3.3.1 Información existente

Para el presente estudio se recopiló la información siguiente:

--OFICINA NACIONAL DE EVALUACION DE RECURSOS NATURALES ONERN "Plan de Ordenamiento Ambiental de la Cuenca del Río Jaquetepeque para la Protección del Reservorio Gallito Ciego y del Valle Agrícola (304 págs) Lima-Perú Diciembre 1989.

--FUNACAO ESTADUAL DE ENGENHARIA DO MEIO AMBIENTE FEEMA "Métodos para Avaliacao de Impacto Ambiental. Una Mostra selectiva com estudos de caso" Tradução: Iara V.D. Moreira. Curso Taller Conapames Cepis 1989 Lima-Perú.

--CEPAL CPPS PNUD UTFSM. "Descontaminación de la Bahía" Estudios de Evaluación de Impactos Ambientales. Valparaiso Chile 1986.

--OFICINA NACIONAL DE EVALUACION DE RECURSOS NATURALES ONERN "Plan de Ordenamiento Ambiental para el desarrollo turístico, sectores Playa Hermosa, Puerto Pizarro y Playa Jeli. Lima-Perú (89 págs) Diciembre 1983.

--M TERESA ESTEBAN BOLEA "Evaluación de Impacto Ambiental" Fundación Mapfre.

--MARTA BALDERIOTE DE SEGIN "Impacto y Gestión, caso Salto Grande -Argentina-Seminario Nacional de Hidrología Vol 1 Lima - Perú (1983).

3.3.2 Diagnóstico de los efectos sobre el hombre.

En la sección 2.10 y 2.11 hemos visto que la población es reciente, motivo por el cual no cuenta.

con estadísticas de enfermedades infecto contagiosas, y debido a que la población ira ocupando los terrenos gradualmente los requerimientos de instalaciones sanitarias adecuadas se irán acrecentando.

Para tal caso se tomó estudios refernciales de otro asentamiento humano cercano..

i) Sistema de Abastecimiento de agua

Sólo un pequeño sector utiliza píletas públicas, la mayoría compra agua al aguatero o camiones cisterna con el consiguiente riesgo que este sistema trae consigo respecto a su potabilización y a su elevado costo económico.

Además algunas veces el servicio es restringido y sometido a racionamiento. La cantidad de agua recibida de esta manera esta por debajo de los requerimientos básicos para mantener un buen estado de salud.

ii) Manipulación del agua

Al usar recipientes inadecuados para transportar y depositar agua: baldes, latas, cilindros malogrados, mohosos y sucios, donde el agua se contamina fácilmente, además del contacto con las manos no lavadas y de su exposición a la intemperie.

iii) Sistema de disposición de excretas

Se usa el campo abierto arrojándolo, solo un pequeño sector cuenta con pozos ciegos, otros cuentan con letrinas de hoyo seco.

iv) Sistema de disposición de basuras

La mayor parte de la población arroja al campo la basura, otro sector quema y lo restante es recoge-

do por el carro recolector.

v) Focos de contaminación.

Entre los más importantes tenemos:

- Charcos de lodo alrededor de piletas malogradas.
- Camiones cisternas.
- Recipientes para cargar y depositar agua.
- Excretas depositadas en el campo.
- Basurales.
- Los Pozos ciegos sin un adecuado servicio de mantenimiento.

3.3.3 Diagnóstico de los efectos sobre el agua

El agua que consume la habilitación urbana es proveniente de camiones cisterna y de piletas públicas, las piletas son abastecidas por redes existentes cerca a la zona a su vez dichas redes son abastecidas de pozos profundos; el manto freático no resulta afectado por el pequeño caudal consumido.

3.3.4 Diagnóstico de los efectos sobre el suelo

La modificación del territorio es evidente, de terrenos eriazos están siendo transformados en terrenos de vivienda en un área de 270.90 Ha. Es de notar que en zonas cercanas como se indicó en las secciones anteriores existen irrigantes que utilizan las aguas negras para sembríos contaminando el suelo y los vegetales.

3.3.5 Diagnóstico a nivel de flora y fauna

Los nuevos tipos de plantas y animales que ocuparan este lugar serán los de tipo doméstico.

3.3.6 Diagnóstico de efectos en el litoral

En el borde costero se descargan actualmente los desagües provenientes de diferentes asentamientos previamente pasan por las lagunas de oxidación existente en la zona, pero debido a las condiciones de deficiente funcionamiento de el sistema de tratamiento de desagües, ocasiona que las descargas estén contaminadas.

El cuadro N° 3.3.6 (1) resume el efecto de las características actuales sobre los factores ambientales.

CUADRO N°3.3.6 (1)

SECTORES	HOMBRE	AGUA	SUELO	FLORA	LITOR
					FAUNA
SITUACION	SALUD	AGUA POT			
Construcciones				X	X
Filetas Pública		X			
Camión cistern		X			
Manipul agua	X				
Dispos e)	X				
Basuras	X				
Vertidos líquido					
Descargas					X

C A P I T U L O I V

FIJACION DE DATOS PARA EL PROYECTO

4.1.0 POBLACION

La población, es uno de los factores más importantes en el cálculo de consumo de agua.

La velocidad de crecimiento poblacional de Lima Metropolitana en los últimos años es sumamente alta según se muestra en el cuadro Nº 4.1.1 Este crecimiento conduce a la ocupación de nuevas áreas en las zonas periféricas a Lima, como es el caso de Fuente Piedra, Ventanilla Pachacamac, etc. En el cuadro Nº 4.1.2 indica los asentamientos humanos de Lima Metropolitana en la zona Norte. Además deberán tomarse en cuenta la densidad poblacional según datos censales (nº de hab/ha).

4.1.2 Población histórica

Este factor es importante en la determinación de los parámetros del proyecto. Para el cálculo de población futura debemos partir de los datos exis-

$$\text{Nº de pozos} = \text{Qocmb.}/34 = 227.85/34 = 6.7$$

→ Nº de pozos ≈ 7

Estos pozos se deberán perforarse paulatinamente según los requerimientos de la población, en coordinación con la Ciudad de Ventanilla.

8.2.1 Zonas de presiones.

El Esquema Integral estará definido por dos zonas de presiones como son:

a) Primera zona de presión.

Esta zona de presión según corresponde a las cotas del plano topográfico, varían desde 1.50 msnm. hasta 25.00 m.s.n.m. Son alimentados de dos reservorios con las siguientes características. Ver cuadro Nº 8.2.2. (1).

CUADRO Nº 8.2.1 (1).

RESERVORIOS QUE ALIMENTAN A LA 1ª ZONA DE PRESIÓN

Reservorio	Volumen	Cota de fondo msnm.
R-1A	1,100 m ³	40.00
R-2A	2,700 m ³	43.50

CUADRO N° 4.1.2

ESTIMACION DE POBLACION EN ASENTAMIENTOS HUMANOS DE LIMA METROPOLITANA A DICIEMBRE 1989 ZONA NORTE

Reg/Distr.	Num.A.H.	Num. Lotes	Poblacion
Reg. Norte	312	86,032	602,224
Ancon	11	1,467	10,254
Puente Piedra	47	10,987	76,909
Carabayllo	28	9,038	63,266
Comas	76	32,282	225,624
Independencia	70	16,313	114,191
San Martin de P.	84	15,995	111,965
TOTAL	624	172,114	1,204,445

Fuente: Sub-Gerencia de Asentamientos Humanos y Urbanizaciones Populares SEPAPAL

CUADRO N° 4.1.3

Poblacion futura hasta el año 2010 para el Distrito de VENTANILLA

AZOS	1,988	1,991	1,995	2,000	2,010
POBLACION	45,321	50,626	56,029	61,340	88,613

Fuente Oficina de Planificacion de SEDAPAL (PLAN-MET)

CUADRO N° 4.1.4

Poblacion historica de Lima y Callao

AZOS	1,940	1,961	1,972	1,981	1,991
POBLACION	662,764	1,980,659	3,422,327	4,836,300	6,577,091

Fuente: Boletin de divulgacion N°01.83 Instituto Nacional de Estadística y PLAN-MET

tentes de la población histórica, ver cuadros, NQ4.1.1, 4.1.2,4.1.3.

La selección según los cálculos de población depende de cantidad de datos disponibles. Los métodos más frecuentes utilizados son:

a) **Métodos gráficos.**- medidos en un sistema de **coordenadas** teniendo como ejes población, versus tiempo, tomando los resultados más favorables o críticos **para el proyecto.**

b) **Métodos comparativo.**- Es similar al anterior, pero con **ayuda de datos reales obtenidas de otras ciudades de características similares** al de estudio. Dan mejores resultados que el primero.

c) **Método analítico.**- Emplea los mismos datos que las anteriores, pero son llevados a ecuaciones matemáticas; entre ellas tenemos:

- i.- Método aritmético.
- ii.- Método geométrico.
- iii.- Tasa decreciente de crecimiento.
- iv .- Logístico S.

d) **Método de correlación o de influencia zonal.**

e) **Método de la saturación poblacional.**- Este método es recomendable para grandes ciudades donde tienen definidos áreas de terrenos y estabilización social. Consiste en analizar la población según los

datos censales por números de lotes ésta última es la que aplicaremos para el cálculo poblacional de nuestro proyecto. (1)

La población de saturación para Lima Metropolitana y callao se toma al rededor de 7 habitante por lote, dato obtenido en el Reglamento de Elaboración de Proyecto de SEDAFAL. Y del cuadro resumen de zonificación general sobre áreas diferenciadas de la Municipalidad de Lima Metropolitana. Correspondiéndole al terreno área de zonificación R-4. Ver cuadro Nº 4.1.5. y plano K-C de zonificación.

4.1.3 Población futura para el Distrito de Ventanilla.

Tomando los datos estadísticos del PLAN-MET¹ considera la siguiente proyección futura para el distrito referido:

CUADRO Nº 4.1.3 (a)

POBLACION FUTURA DISTRITO DE VENTANILLA

ANOS	1986	1991	1995	2000	2010
POBLACION	45,521	50,626	58,027	67,340	88,633

¹ Boletín de divulgación Nº 01.83 Instituto Nacional de Estadística y PLAN-MET.

En los gráficos N°4.1 G-1, 4,1 G-2 se muestra las curvas de crecimiento poblacional para el Distrito de Ventanilla y Lima Metropolitana hasta el año 2010, haciendo una comparación entre el crecimiento poblacional de Lima Metropolitana y el Distrito de Ventanilla, se observa que existe cierta congruencia, mostrando que los datos tomados se acercan a la realidad. Ver gráfico N° 4.1 G-3.

4.1.4 Población futura de diseño para el área en estudio.

Determinamos mediante el Método de la saturación poblacional, descrita en el acápite 4.1.2, que a una población de saturación de 7 habitantes por lote.

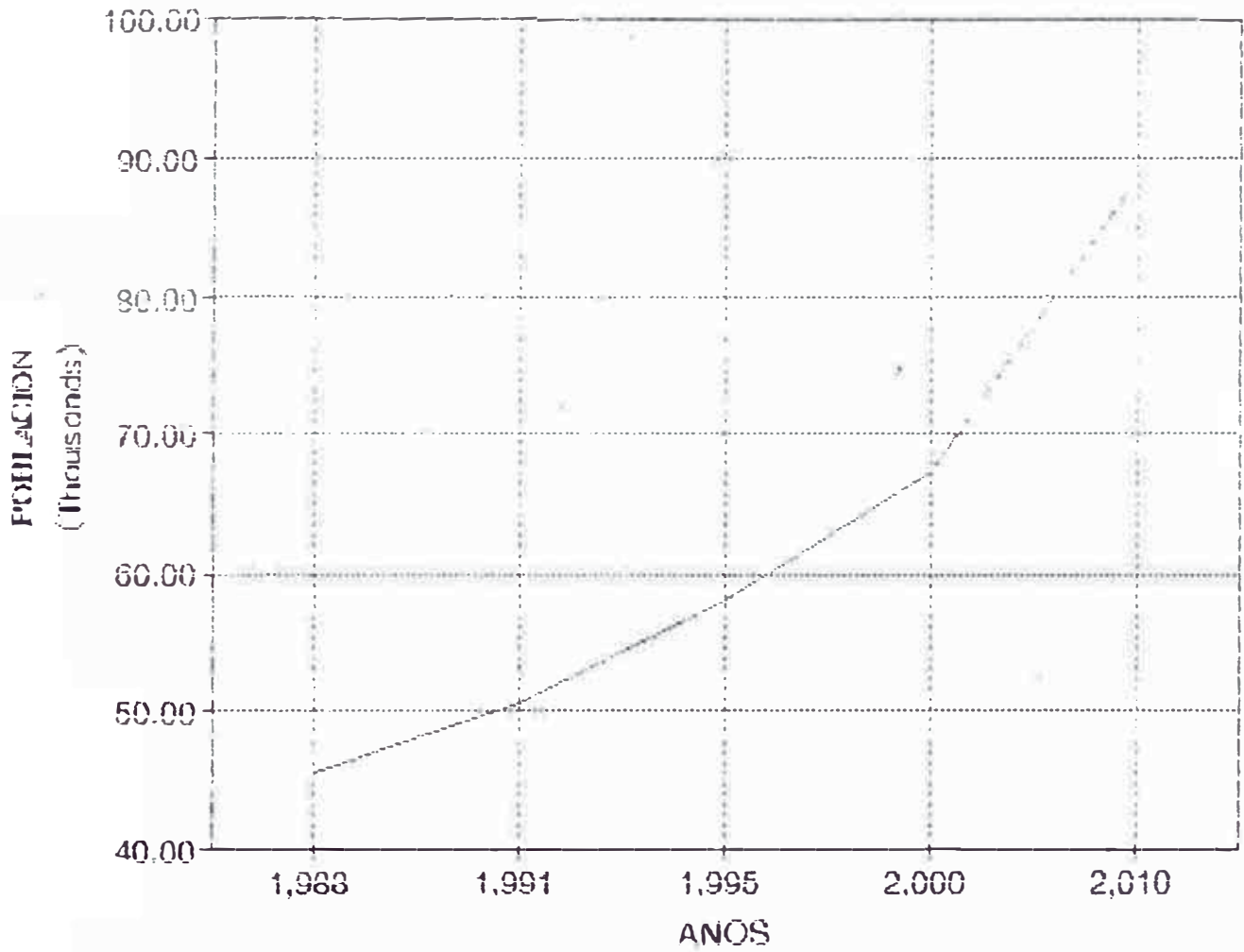
En el cuadro siguiente mostramos la población de diseño para el área en estudio:

CUADRO N° 4.1.6
POBLACION FUTURA DE DISEÑO DEL PROYECTO

HABILITACION	Nº DE LOTES	POBLACION
COOPEMAR	1,165	8,155
Lic. de las Frzas. armadas	5,043	35,301
Urb. ZUNINO	1,192	8,344
A.H. Angamos II Etapa	950	6.650
T O T A L	8,350	58,450

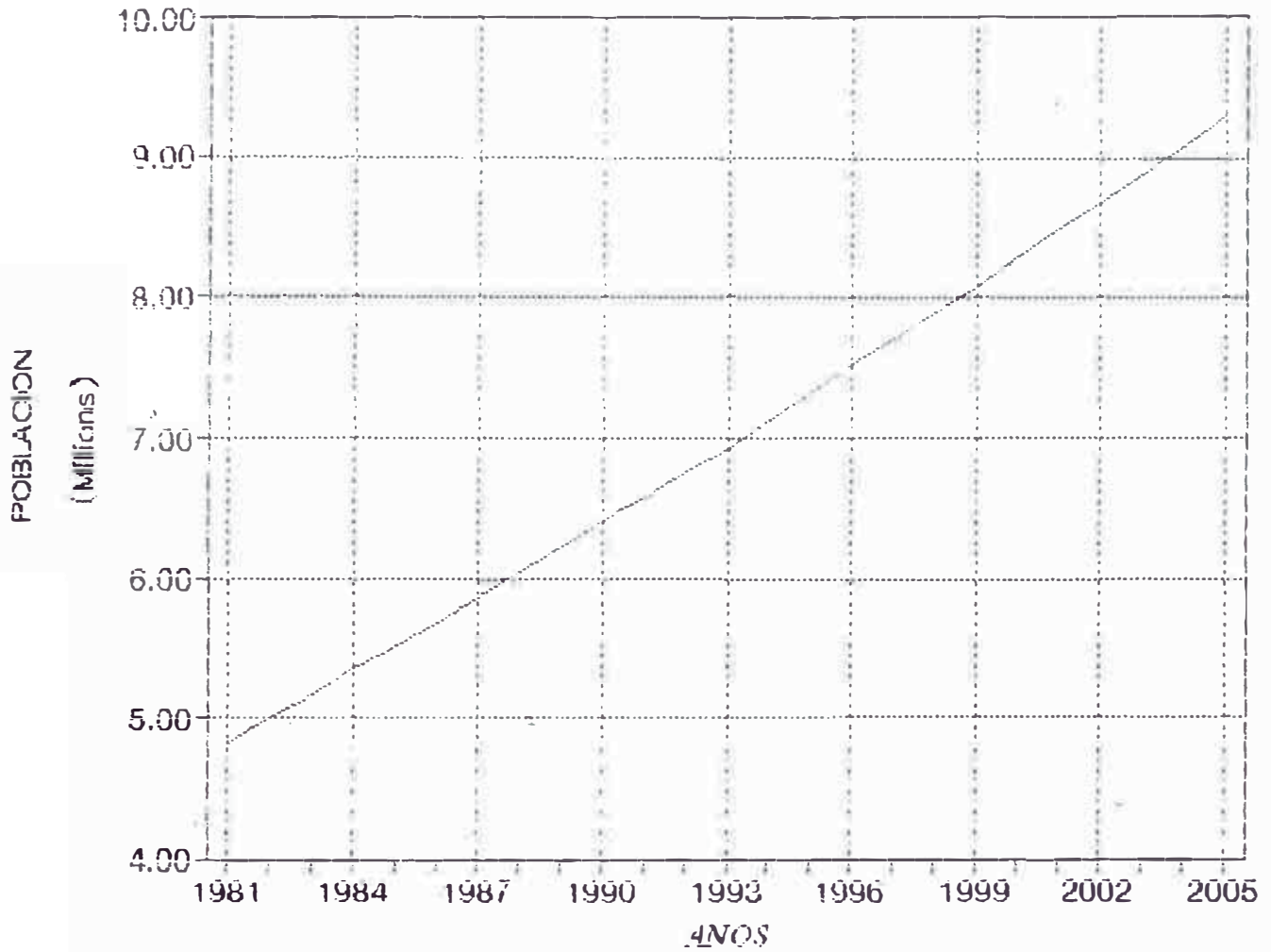
Fuente : Plano de lotización y Zonificación.

POBLAC. FUTURA DIST. VENTANILLA
GRÁFICO N. 4.1 G-1



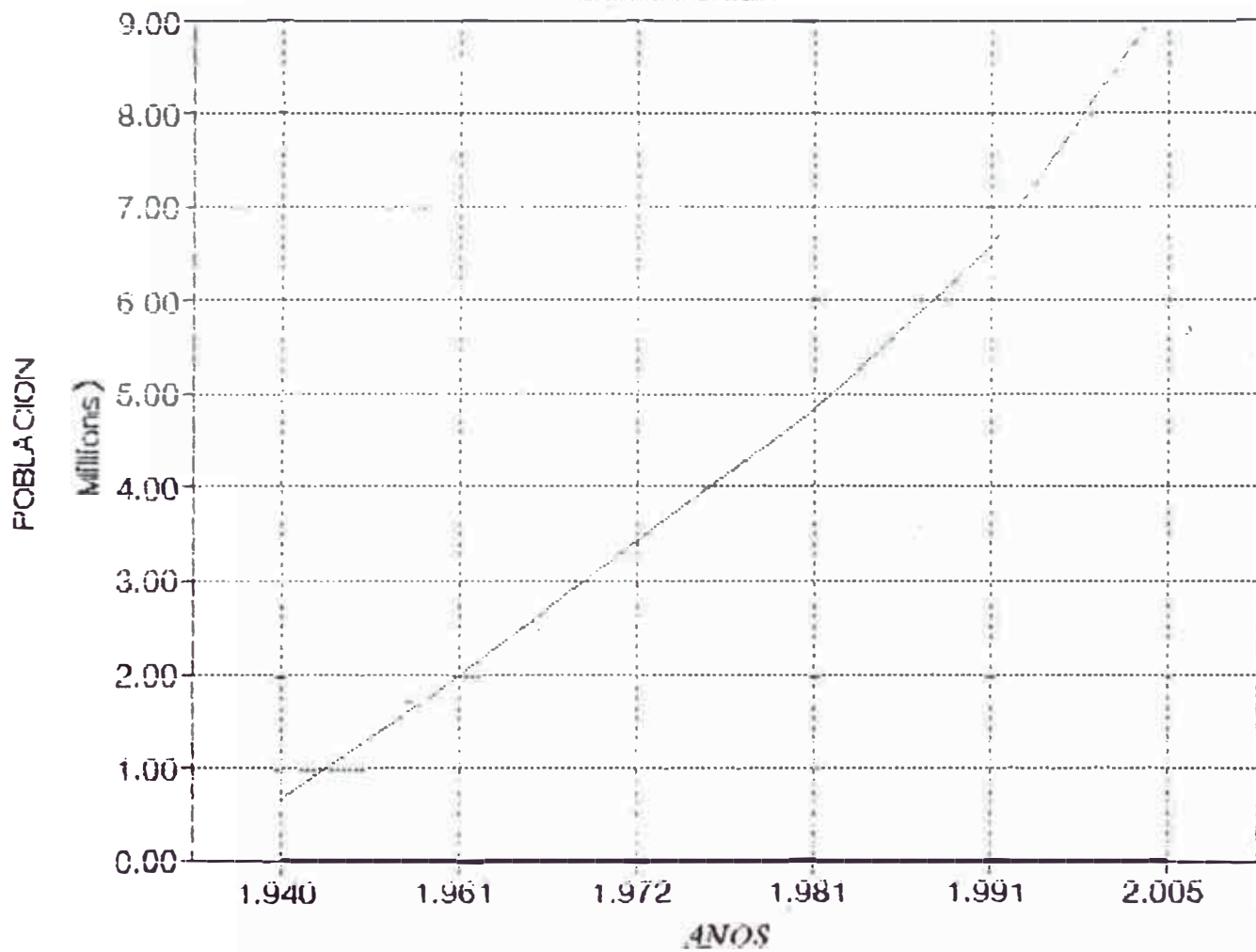
POBL. FUT. LIMA-CALLAO

GRAFICO N- 4.1 G-2



POBLACION HISTORICA DE LIMA Y CALLAO

GRAFICO N 4.3 g-3



4.2.0 DENSIDAD DEMOGRAFICA.

La población final de las zonas D" y "E" parte baja de la Ciudad Satélite de Ventanilla, está definido por el tipo de vivienda a construirse en el lugar, según el Plan de Desarrollo Metropolitano Lima - Callao, y el Concejo del callao están encargados de controlar el crecimiento urbano de dicho Distrito.

En la segunda parte, se muestra el Plano K-3 correspondiente al Distrito de Ventanilla con su respectivas zonificación. Es así el terreno en estudio le corresponde como zonificación residencial, densidad media R-4 , con 7 hab/lote.(según el Reglamento Nacional de Construcción).

4.3.0 AREA DE LAS PARCELAS Y LOTIZACION.

En el cuadro Nº 4.2.1 (1) se muestra la distribución de area y población del terreno según plano de zonificación el sector.Indicándose en dicho cuadro : lotes de vivienda, comercio, industrial, salud, educación, áreas libres,etc.

4.4.0 FACTORES QUE AFECTAN AL CONSUMO DE AGUA

Una comunidad o zona a desarrollar está constituida por sectores residenciales, populares, comer-

CUADRO Nº 4.2.1 (1)

ESPECIFICACIONES				Total general			
U S O S		NIVEL EQUIP.		N-LOTES	AREA LI M2	SUB-TOTAL M2	
VIVIENDA	VIVIENDA UNIFAMILIAR			7.400	160	1'184.000	
	VIVIENDA COMERCIO			460	300	138.000	
	VIVIENDA TALLER			350	340	119.000	
INDUSTRIA				50	851	42.550	
PH	EDUCACION		E	3	750	2.250	
			E-1	3	1300	3.900	
	S A L U D		H-2	1	2700	2.700	
	P.I.P			1	3000	3.000	
	P.M.P (G.C.)			1	3000	3.000	
	AGENCIA MUNICIPAL			1	500	500	
	CORREO			1	500	500	
	BIBLIOTECA			1	2000	2.000	
	GUARDERIA INFANTIL			1	2600	2.600	
	PARROQUIA			1	3946	3.946	
	OTROS USOS.			3	3200	9.600	
				1	5480	5.480	
	PENDIBL.	COMERCIO C-3			66	320	21.120
		OTROS USOS			4	620	2.480
AREA TOTAL UTIL						1'146.626	
RECREACION PUBLICA		ZRP		2	85345	170.690	
		PARQUE				280.000	
AREA DE CIRCULACION (PIST. Y VEREDAS)						711.692	
TOTAL AREA LIBRE						1'162.382	
TOTAL AREA BRUTA				8.350		2'709.008	

ciales, industriales y recreacionales, cuya composición es variable para cada caso, dependiendo de muchos factores inherentes a la propia localidad que se abastece y varía de una ciudad a otra, así como podrá variar de un sector de distribución a otro, en una misma ciudad. entre éstos factores podemos citar las siguientes:

4.4.1 Condiciones climatológicas.

El consumo de agua está afectado directamente por este factor y varía de una región a otra, en zonas calurosas se utilizan más abundancia de agua que en zonas frías, en climas extremadamente frías se deja escurrir el agua por las cañerías para evitar el congelamiento de las mismas.

4.4.2 Características económicas sociales de la población

Las características económicas sociales de una población pueden evidenciarse a través del tipo de vivienda, (asentamientos humanos, casa quinta, residenciales, etc.) siendo el consumo menor en los sectores de bajos niveles económicos.

En la ciudad de Lima Metropolitana y Callao según la Oficina de Elaboración de Proyectos de SEDAPAL, toman los siguientes consumos per cápita:

Esto nos evidencia el consumo per cápita de agua según las características económicas de la población.

CUADRO Nº 4.4.2

DOTACION DE AGUA PARA LIMA METROPOLITANA Y CALLAO

ZONAS	DOTACION PERCAPITA
Zonas populares y A. H.	150 a 250 lit/habxdía
Zonas residenciales	250 a 300 lit/habxdía
Industria liviana	1 lit.xseg/ha bruta

4.4.3 Industria y Comercio.

Las plantas fabriles en muchos casos requieren grandes cantidades de agua. Sin embargo la cantidad efectiva depende de la extensión de las manufacturas y de los tipos de industria y comercio. En tal caso las cifras de consumo deben tomar en cuenta estos factores

Cuando el comercio o industria constituye una situación normal, tales como pequeñas comercios o industrias, hoteles, estaciones de gasolina, playas de estacionamiento. Ello puede ser incluido y estimado dentro de los consumos per cápita adoptados.

En caso de industrias con alto consumo de agua, (canales, papeleras, frigoríficos, etc.) generalmente cuentan con abastecimiento de agua propio (pozos) no afectando al consumo per cápita de la población.

4.4.4. Costo del servicio y medición.

La utilización del agua está relacionado con el

costo, costos altos induce a la gente a ser más conservadora en su utilización,. La instalación de medidores previene el consumo de agua con discreción, restringiendo el consumo innecesario.

4.4.5 Calidad del agua.

Si el agua es de buena calidad, será consumida en mayor proporción, favoreciendo su consumo.

4.4.6 Otros factores.

Generalmente poblaciones pequeñas presentan consumos bajos en relación a ciudades grandes, también deben considerarse el gasto contra incendio.

Concluyendo que un buen diseño debe satisfacer condiciones óptimas de s:

4.5.0 CALIDAD DEL AGUA.

En todo diseño de abastecimiento de agua potable debe tenerse en cuenta la calidad, cantidad, y oportunidad de contar con el elemento líquido,

El Instituto Nacional de Normas Técnicas (INTEC) identifica las siguientes definiciones sobre agua potable:

i) **Agua Potable.**

Es aquella apta para consumo humano que cumple con los requisitos físicos, químicos, organolépticos y microbiológicos establecidas por normas nacionales

y/o internacionales.

ii) **Contaminación**

Es la alteración de las características físicas químicas o biológicas del agua resultante de la incorporación deliberada u accidental en la misma, de productos o residuos que afectan los usos del agua.

iii) **Residuos.**

Son los sobrantes líquidos, sólidos, gaseosos y distintas formas de energía, proveniente de las funciones naturales o artificiales.

iv) **Inóculos.**

Es la cantidad de muestra que se agrega al medio de cultivo para un análisis microbiológico.

v) **Muestra.**

Es la porción representativa de agua que se remite al laboratorio para sus análisis.

vi) **Color.**

Es la impresión visual producida por los rayos de luz reflejados por las materias que se encuentran en solución en el agua.

vii) **Color aparente.**

Es la impresión visual producida por los rayos de luz reflejados por las materias en solución y suspensión en el agua.

viii) **Color verdadero.**

Es la impresión visual producida por los rayos de luz reflejados por los compuestos disueltos en el agua.

ix) **Sabor.**

Es la sensación gustativa que producen las materias contenidas en el agua.

x) **Turbidez.**

Es la propiedad óptica que tiene una sustancia transparente o translúcida a diseminar en todas las direcciones la luz que pasa a través de ella.

xi) **Residuos Totales..**

Es el material que permanece después de evaporar el agua y secado posterior a una temperatura entre 103º y 105º C.

xii) **APS.**

Sigla de Sulfato de Alquilo-benceno, denominación química genérica del grupo funcional básico de los detergentes no biodegradables.

xiii) **Grupo Coliformes..**

Grupo de bacterias que habitan en el tracto intestinal del hombre y animales de sangre caliente. Pueden encontrarse en plantas, suelos y ambientes acuáticos, son aerobios y anaerobios facultativos, formas bacilares, no forman esporas, gram-negativo y fermentan la lactosa con formación de ácido y gases.

xiv) **Coliformes fecales.**

Sub-grupo de coliformes que habitan en el intestino del hombre y animales de sangre caliente que fermentan la lactosa con formación de ácido y gas a las 24.5 horas a 44.5º C.

xv) **Indice coliforme.**

Es la cantidad estimada de microorganismo de grupo coliforma presente en 100cm³ de agua, sus resultados se expresan en términos del número más probables (NMP) para el caso de la colimetría por dilución y por el número de microorganismos en el caso de la membrana filtrante.

xvi) **Virus.**

Organismo sub-microscópicos, parásitos intracelulares obligados que presentan en su estructura un solo ácido nucleico (AND OARN) para su reproducción e incluye una variedad de patógenos para el hombre.

El agua para consumo humano no debe contener gérmenes de enfermedades ni presentar ninguna propiedad que pueda dañar la salud, el cuadro Nº 4.5.1 indica las enfermedades que pueden contraerse por ingerir aguas contaminadas.

El cuadro Nº 4.5.2 de la ley general de agua (D.S. 261-69-A.P.) y el cuadro Nº 4.5.3 compara las concentraciones de elementos en agua de consumo doméstico (nuevo D.S.007-93-SA).

También hacemos una comparación de los límites permisibles del agua potable en cuanto a elementos o sustancias químicas que se encuentran en ellas, según normas Peruanas e Internacionales. Ver cuadro Nº 4.5.4.

4.6.0 USOS DEL CONSUMO DE AGUA.

En el abastecimiento de una localidad, deben

ser consideradas varias formas de consumo de agua, las que podemos mencionar son las siguientes:

4.6.1 Uso doméstico del agua.

El uso de agua puede variar dependiendo de los hábitos de consumo de población, así tenemos:

a) **Consumo humano.** - Se utiliza en el lavado de frutas y verduras, preparación de los alimentos de adultos, niño y para beber, etc.

b) **Medidas de higiene.** - Entre ellas tenemos:

Medidas domésticas: lavados de utensilios, lavados de ropas, limpieza de la casa.

a) **Higiene personal.** - Se utiliza para el lavado de las manos, higiene bucal, aseo del cuerpo, disposición sanitaria de excretas.

c) **Consumo vegetal.** - Se usa para riego de: cultivos o huertas, jardines, zonas públicas (calles, veredas, patios). En este último puede hacerse uso de aguas usadas previo tratamiento preliminar si el agua es escasa.

d) **Consumo animal.** - Para animales domésticos, aves de corral, etc. el agua para estos consumos debe ser limpia, así se evitarán enfermedades y posible riesgo de morir.

Otros usos de consumo domésticos tenemos: lavado de automóviles, aire acondicionado, limpieza en general.

4.6.2 Uso comercial.

Se utiliza el agua en:

CUADRO N° 4.5.4
 NORMAS PERMISIBLES DEL AGUA PARA CONSUMO HUMANO

ELEMENTO	LIMITE PERMISIBLES	
	Norm. Per- ruanas	Normas Inter- nacionales
Turbiedad (UT)	5.00	5.00
Color (UC)	10.00	10.00
Sólidos Totales (ppm)	1.000.00	500.00
Cloruros (Cl) (ppm)	250.00	200.00
Sulfatos (SO4) (ppm)	250.00	250.00
Silice (SiO2) (ppm)	25.00	25.00
Nitratos (NO3) (ppm)	40.00	45.00
Dureza Total (CaCO3) (ppm)	250.00	100.00
Alcalin.Total (CaCO3) (ppm)	120.00	120.00
Fenoles (ppm)	0.001	0.001
Detergentes Aniónicos (ppm)	0.20	0.20
Cianuros (CN) (ppm)	0.01	0.01
Fluor (F) (ppm)	1.50	1.00
Boro (B) (ppm)	2.00	2.00
Hierro (Fe) (pmm)	0.30	0.01
Plomo (Pb) (ppm)	0.10	0.10
Cobre (Cu) (ppm)	1.00	0.50
Arsénico (As) (ppm)	0.05	0.05
Bario (Ba) (ppm)	0.10	0.10
Cadmio (Cd) (ppm)	0.01	0.01
Manganeso (Mn) (ppm)	0.10	0.05
Zinc (Zn) (ppm)	5.00	5.00
Selenio (Se) (ppm)	0.01	0.01
PH.	7.0-8.5	5.0-8.5

CUADRO N° 450 (2)

Concentraciones máximas permisibles (mg/l) de polveres específicos
(o niveles de otras características de la calidad del agua)
requeridas por la Ley General de Aguas del Perú, comparadas con otras normas publicadas

Autoridad	Ley General de Aguas del Perú			Normas de la O.M.S. para agua potable	Servicio de Salud Pública de E.E.U.U.	Comisión de Recursos de agua de Ontario
	1	2	3			
Clase	Ausente	10	20	50	75	75
Color	"	Ausente	"	-	-	-
Sólidos flotantes	"	"	"	-	Ausente	Ausente
Grasas y aceites	0.001	Como 1	0.002	0.002	0.001	-
Fenoles	0.10	Como 1	Como 1	0.10	0.05	0.05
Plomo	1.50	"	2.00	-	-	-
Fluoruro	0.20	"	Como 1	0.05	0.05	0.05
Arsénico	0.05	"	"	0.01	0.01	0.01
Selenio	0.05	"	"	0.05	0.05	0.05
Cromo Hexavalente	0.01	"	"	0.05	0.20	0.20
Cianuro	0.10	"	-	-	1.00	1.00
Bario	0.01	"	-	0.01	0.01	0.01
Cadmio	0.05	"	Como 1	-	0.05	0.05
Plata	0.30	"	1.0	1.00	0.30	0.30
Hierro	0.10	"	0.50	0.50	0.05	0.05
Manganeso	1.00	"	1.50	1.50	1.00	1.00
Cobre	5.00	"	15.00	15.00	5.00	5.00
Zinc	50	5,000	20,000	0	10,000	5,000
NMP b, Coli/100 ml.	1	3	25	-	-	-
BOD	7	0	5	-	4	4
Oxígeno disuelto min.	5-9	5-9	5-9	6.5-9.2	6.0-8.5	6.0-8.5
pH	-	-	400	400	250	250
Sulfato	-	-	150	150	-	-
Magnesio	-	-	100	45	45	45
Nitrato (como NO ₃)	-	-	-	-	-	-

Clases: 1. Agua cruda para uso potable luego de tratamiento por desinfección solarmente.
2. Agua cruda para uso potable (luego de tratamiento por sedimentación, filtrado, y desinfección) y para criaderos de peces.
3. Agua cruda para uso potable (luego de tratamiento por pre-desinfección, coagulación, sedimentación, filtrado y desinfección final)
* Especificación para suministros provenientes de aguas subterráneas.

- Tienda.
- Bares.
- Bodegas.
- Hoteles.
- Restaurantes.
- Estaciones de servicios.

4.6.3 Uso industrial

Depende del tipo de industria, pueden darse en los siguientes usos:

- Agua como materia prima.
 - Agua consumida en el procesamiento industrial
 - Agua utilizada para congelación.
 - Agua necesaria para las instalaciones sanitarias comedores, etc.
 - consumo de agua para industrias en general
- Industrias papeleras, azucareras, mataderos, construcción civil, etc.

4.6.4 Uso público.

Entre ellos tenemos:

- Limpiezas en vías públicas.
- Riegos de jardines y parque públicos.
- Fuentes y bebederos.
- Limpieza de la red de alcantarillado sanitarios
- Edificios públicos.
- Piscinas públicas y recreos.
- Combate contra incendios.

4.6.5 Pérdidas y desperdicios.

- Pérdidas en conductos.
- Pérdidas en la depuración.
- Pérdidas en la red de distribución.
- Pérdidas domiciliarias.
y desperdicios.(4,5)

4.7.0 DOTACION.

Para determinar la dotación usaremos valores establecidos por especialistas, comparando con normas establecidas de otros países y de los consumos reales obtenidos en otras urbanizaciones de Lima Metropolitana semejante al nuestro, deben contemplarse los consumos contra incendios, pérdidas en las redes matrices y conexiones domiciliarias, entre otros.

La cuota de agua básica por habitante y por día se estima en 100lit/habxdía, la que incluye las necesidades fisiológicas, usos culinarios y requerimientos para lavados de ropa, baño, inodoros, etc. Esta cuota de 100 lit. equivale a seis baldes de aproximadamente 16 litros; la cuota de agua por familia y por día debe ser aproximadamente de 600 litros o tres cilindros, estas cantidades son recomendadas por normas de salud. La cuota de agua por día debe distribuirse así:
suponiendo que una familia cuenta con seis personas:
se obtiene el siguiente cuadro de usos de agua.

CUADRO Nº 4.7.0 (1)

USOS DEL AGUA

USOS DE AGUA	CONSUMO 1/hab- x día	CONSUMO 1/viv- .x día
Para cocinar	05 litros	30 litros
Lavado de utensilios	05 litros	30 litros
Lavd. verduras y Frut.	05 litros	30 litros
Higiene personal	05 litros	30 litros
Lavado de ropas	45 litros	270 litros
Limpieza de excretas.	20 litros	120 litros
Limpieza de hogar.	15 litros	70 litros
TOTAL	100 litros	600 litros

CUADRO Nº 4.7.0 (2)

CONSUMO DE AGUA PARA LOS ESTADOS UNIDOS SEGÚN
AZEVEDO NETTO EN TÉRMINOS DE LT/HAB/DÍA

CONSUMO	MINIMO	MEDIO	MAXIMO
Doméstico	57	132	189
Comercial e industrial	36	114	379
Público	19	38	57
Pérdidas	38	94	132
T O T A L	152	378	757

CUADRO Nº 4.7.0 (3)

- SEGÚN KONRAD SAGE, EL CONSUMO DE AGUA POR VIVIENDA ES:

-Para beber, guisar y lavar de	20 a 30 lt/habxdía.
-Para descargas en el inodoro	08 a 12 lt/habxdía.
-Para ducharse	40 a 80 lt/habxdía.
-Para lavar el coche	<u>40 a 80 lt/habxdía.</u>
T O T A L	108 A 202 lt/habxdía

-El Instituto Nacional de Obras Sanitarias de Venezuela sugiere las siguientes dotaciones en (lt/hab/día).

CUADRO Nº 4.7.0(4)

DOTACION DE AGUA EN FUNCION DE LA POBLACION

POBLACION	SERV. CON MED.	SERV. SIN MED.
Hasta 20,00 hab.	200	400
de 20,000 a 50,000	250	500
mayor de 50,000	300	600

Fuente : Ing. Unda Opazo

El Reglamento Nacional de Construcciones del Perú, clasifica las dotaciones de la siguiente manera(ver cuadro 4.7.0 (5).

- Según investigaciones realizadas en Chile por el Ing. Gustavo Rivas Mijares, se obtuvieron los siguientes resultados²

² Revista AIDIS Vol- XI.II - Nº 3 y 4 Julio/Dic. 1988.

CUADRO Nº 4.7.0 (5)
DOTACION DE AGUA PARA EL PERU

POBLACIONES	ZONAS FRIAS	TEMPLADO-CALIDO
De 1,000 a 10,000 hab.	120 lpd	150 lpd.
de 10,000 a 50,000	150 lpd	200 lpd
más de 50,000 hab.	200 lpd	250 lpd.

i) Consumo de agua en medio rural.

personas conectadas domiciliariamente 250
lpd.

- Pilones públicos 15 lpd.

ii) Dotaciones en núcleos urbanos.

- En función de la población total 200 lpd.

En función del porcentaje probable de saturación: de conexiones domiciliarias al 70 % 300 lpd.

-El reglamento Elaboración de Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado para Lima Metropolitan

(SEDAPAL) Estima las siguientes dotaciones de agua para Lima y Callao ellas son:

Hecho el analisis respectivo según característica de la zona, teniendo en cuenta que servirá un desarrollo de tipo popular, es decir sin grandes jardines interiores y tomando datos referenciales obtenidos en las Zonales; Norte ,Centro y Sur de Sedapal; además de conversaciones verbales realiza

CUADRO Nº 4.7.0 (6)

DOTACION DE AGUA PARA USO DOMESTICO E INDUSTRIAL

HABILITACION	DOTACION
Residencial	250 a 300 lpd
Zonas Popular	200 a 250 lpd
Asentamientos Humanos.	150 a 200 lpd.
Industria Liviana	1 lt/seg/ha.bruta
Industria pesada	2 lt/seg/ha.bruta

das con los Ingenieros del área de proyectos, jefes de Operación y mantenimiento del mismo, optamos por tomar una dotación de **200 lpd** para zonas populares y **150 lpd**, para Asentamientos Humanos, parámetro que servirá para el diseño en abastecimiento de agua potable y alcantarillado.

4.8.0 VARIACIONES DE CONSUMO.

En un sistema público de abastecimiento de agua, la cantidad de agua consumida varía continuamente en función del tiempo, condiciones climáticas, costumbre de la población, etc.

Hay meses que el consumo es mayor, generalmente en la estación de verano. Por otro lado, dentro de un mismo mes, existe días en que la demanda de agua asume valores mayores sobre los demás.

Durante el día el caudal dado por una red pública varía continuamente. En las horas diurnas el caudal supera el valor medio, alcanzando valores máximos alrededor del medio día, durante la noche el consumo decae por debajo de la media, presentando valores mínimos en las primeras horas de la madrugada, definiremos cada una de ellas

4.8.1 Variaciones diarias .

La finalidad de un sistema de abastecimiento de agua es la de suministrar agua a una comunidad en forma continua y con presión suficiente, a fin de satisfacer razones sanitarias, sociales, económicas y de confort. Propiciando así su desarrollo.

Para lograr tales objetivos es necesario que cada una de las partes que constituyen las redes, esté satisfactoriamente diseñada y funcionalmente adaptadas al conjunto. Esto implica el conocimiento cabal del funcionamiento del sistema de acuerdo a las variaciones del consumo de agua que ocurrirá para diferentes momentos durante el período de diseño.

El problema constituye entonces, en poder satisfacer las necesidades reales de cada zona a desarrollar. El gráfico N° 4.8-G-1, 4.8-G-2, mostramos los consumos de agua del Distrito de Puente Piedra y

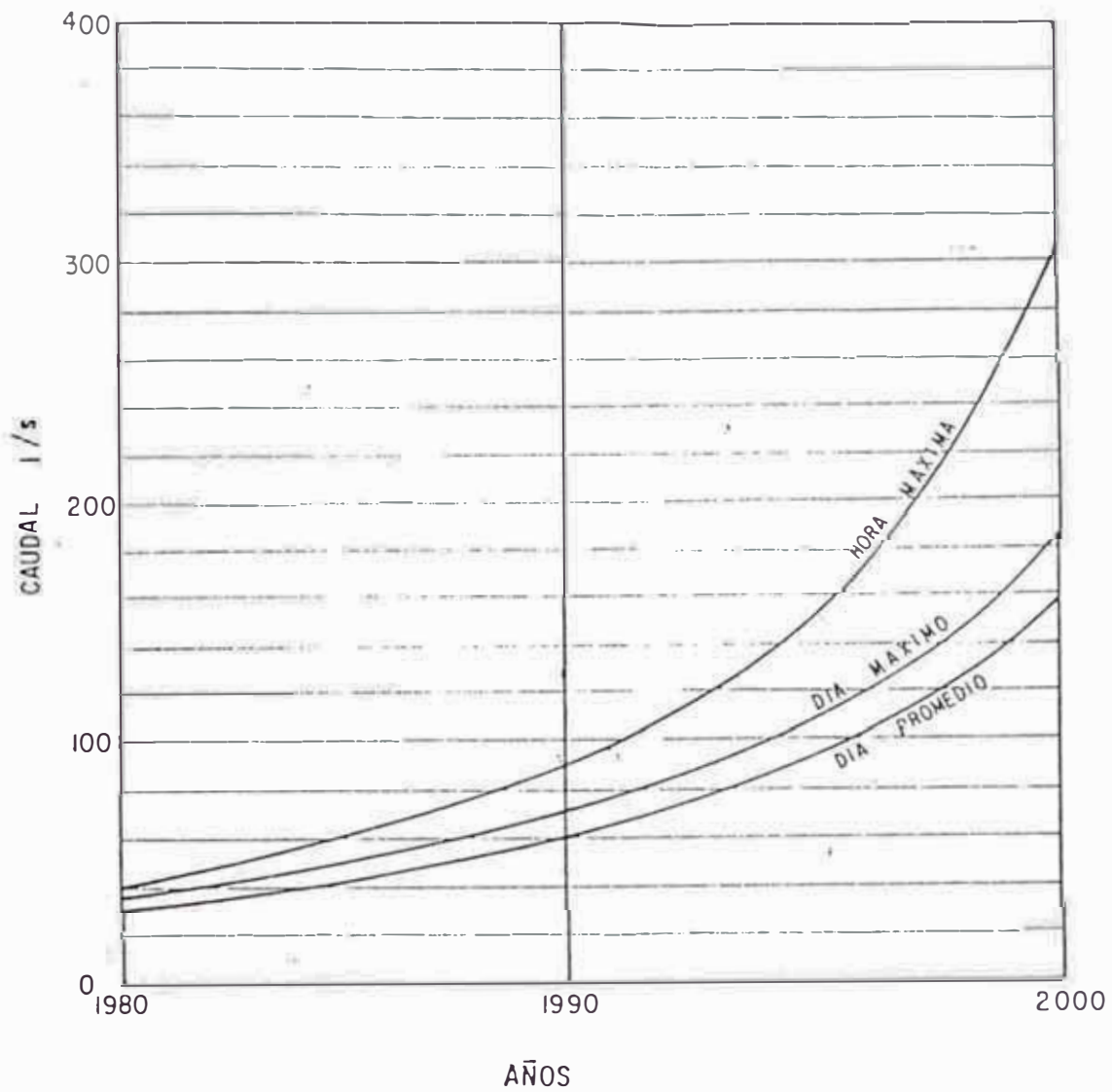
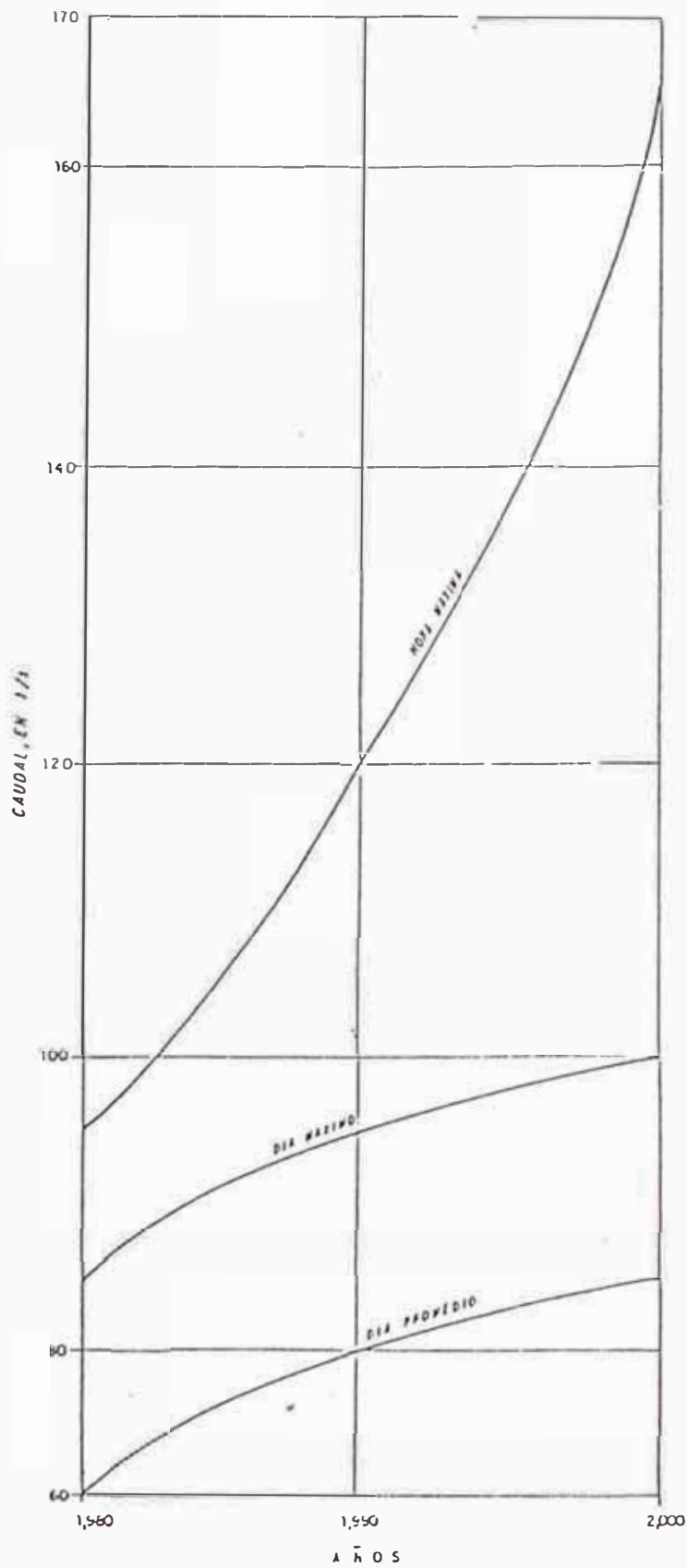


GRAFICO Nº 4.8 G-1

DISTRITO DE PUENTE PIEDRA CON AREAS ADYACENTES

CAUDALES DE DISEÑO PROYECTADO



BALNEARIO PUCUSANA
CAUDALES DE DISEÑO PROYECTADOS

Pucusana que nos servirá de referencia³.

La variación diaria es definido también como consumo promedio o consumo promedio anual, es el consumo de los promedios diarios durante un año de registro.

Este consumo está influido por las estaciones del año y costumbres de la población.

i) Determinación del consumo promedio diario anual.

Para determinar el caudal promedio diario anual, partiremos de los datos poblacionales y dotación de agua, descritos ya en los acápite 4.1.3., 4.7.0. y cuadro N.º.4.1.6.

El consumo promedio anual determinaremos con la siguiente ecuación:

$$Q_m = \text{Pobl.} \times \text{Dotac.} \quad \text{*****} \quad (4.1)$$

Donde :

Q_m = Caudal promedio diario anual (lit./día)

Pobl. = Población de saturación (hab.)

Dot = Dotación de agua (lpd).

Resumiendo el cuadro siguiente:

³Estudios realizados para SEDAFAL por Engineering-Science.

CUADRO N°4.8.1 (1)

CAUDAL PROMEDIO (Q_{PROM}) DEL ESQUEMA INTEGRAL.

HABILITACION	DOTACION	CAUDAL PROM
COOFEMMAR lps	200 lpd.	18.88
Lic. de las Fzas. Armadas	200 lpd.	81.72 lps
Urb. ZUNINO	200 lpd.	19.31 lps
A.H. Angamos III Etapa.	150 lps.	11.55 lps
T O T A L		131.45 lps

resultando:

$$Q_{prom.} = 131.45 \text{ lit/seg.}$$

..... (4,2).

ii) **Determinación del consumo máximo anual de la demanda diaria(K_1).**

Es el consumo máximo diario registrado en un año.

es el día más crítico de consumo durante el año, el dimensionamiento de la tubería de aducción deben diseñarse para este caudal. Este valor relacionado con el

consumo promedio ha permitido establecer constantes

de diseño, apoyado en diversa investigaciones.

En el cuadro Nº4.8.2 se muestra los valores de K_1 que toman los diferentes países.

Para la Ciudad de Lima Metropolitana y el Callao, SEDAFAL toma como parámetro de diseño $K_1 = 1.3$.

K_1 = Coeficiente de variación diaria

Entonces :

$$Q_{\text{máx. diario}} = 1.3 \times Q_{\text{prom.}}$$

.....(4,3)

CUADRO Nº 4.8.2 (1)

VALORES DEL COEFICIENTE K_1

PAIS	K_1
Alemania	1.6 - 2.0
Brasil	1.2 - 1.5
España	1.5
Estados Unidos	1.5 - 2.0
Francia	1.5
Inglaterra	1.2 - 1.4
Italia	1.5 - 1.6
Venezuela	1.2 - 1.5

Fuente : Abastecimiento de agua potable

Autor Simón Rocha.

Para el caso del proyecto el valor del caudal máximo diario será : (ver cuadro 4.8.3 (1)).

Las obras de: toma de aguas, bombeo de agua , conducto de depuración, almacenamientos, etc. deben ser proyectadas teniendo en cuenta el valor de K1.

4.8.2 Variaciones horarias.(K₂)

También llamada **máximo anual** de la demanda horaria, K₂, es el valor tomada hora a hora de consumo máximo del día, si tomamos los registros de un año, encontraremos la hora de máximo consumo anual,

CUADRO Nº 4.8.3 (1)

CAUDALES MÁXIMOS DIARIOS PARA EL ESQUEMA INTEGRAL

HABILITACION	DOTACION	Q _{máx.} diario
COPEMMAR	200 lpd.	24.54 lps
Lic. de las Fzas. Armadas	200 lpd.	106.23 lps
Urb. ZUNING	200 lpd.	25.11 lps
A.H. Angamos III Etapa.	150 lps.	15.01 lps
T O T A L	--	170.89 lps

tomando la siguiente expresión:

$$Q_{\text{máx. horario}} = K_2 \times Q_{\text{prom.}}$$

.....(4,4)

De acuerdo a investigaciones realizadas se ha establecido un valor de K2 comprendido entre 200 y 300 por ciento, reconociéndose que en las grandes ciudades, con mayor diversificación de actividades, mayor economía, etc. Se presentan consumos menos diferenciados en horas nocturnas de las diurnas.

Por el contrario, en localidades pequeñas este valor tiende al límite superior, en razón de esa menor o ninguna actividad industrial, comercial.

El valor verdadero de K2 debe obtenerse mediante la curva del gasto máximo horario, para una determinada ciudad, en caso de no existir estos datos deberán tomarse valores referenciales a las existentes en otras localidades de características similares.

En el desarrollo del presente proyecto se toma el valor de $K2 = 2.6$, que se utilizan para la elaboración de proyectos en la Ciudad de Lima y Callao (SEDAPAL).

En tal efecto el caudal máximo anual de la demanda horaria se calculará con la siguiente fórmula:

$$Q_{\text{máx.horario}} = 2.6 \times Q_{\text{prom.}}$$

.....(4,5)

En el siguiente cuadro se muestran los cálculos del caudal máximo horario, de las habilitaciones en estudio.

CUADRO Nº 4.8.3 (2)

DEMANDA MÁXIMA HORARIA ANUAL PARA EL ESQUEMA INTEGRAL.

HABILITACION	DOTACION	Q _{máx.horario}	
COOPEMMAR	200 lpd.	49.08	
lps			
Lic. de las Fzas. Armadas	200 lpd.	212.46	lps
Urb. ZUNINGO	200 lpd.	50.22	lps
A.H. Angamos III Etapa.	150 lps.	30.02	lps
T O T A L		341.78	lps

4.9.0 VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO.

El almacenamiento de agua en un servicio público está destinado a cumplir varias funciones, la primera es la absorber las variaciones horarias del consumo de la población, lo que constituye la regulación del sistema. La razón de esta disposición es para contar con una fuente de producción uniforme guardando el exceso de producción al consumo en las horas de mayor demanda.

Se considera que el volumen necesario para efectuar esta "regulación" es un porcentaje determinado de la cantidad total consumida durante el día*.

* Agua Potable y Desagüe para Canto Grande Estudio Preliminar de Ingeniería. por el Ing. José Arrisueño Arispe Junio de 1976

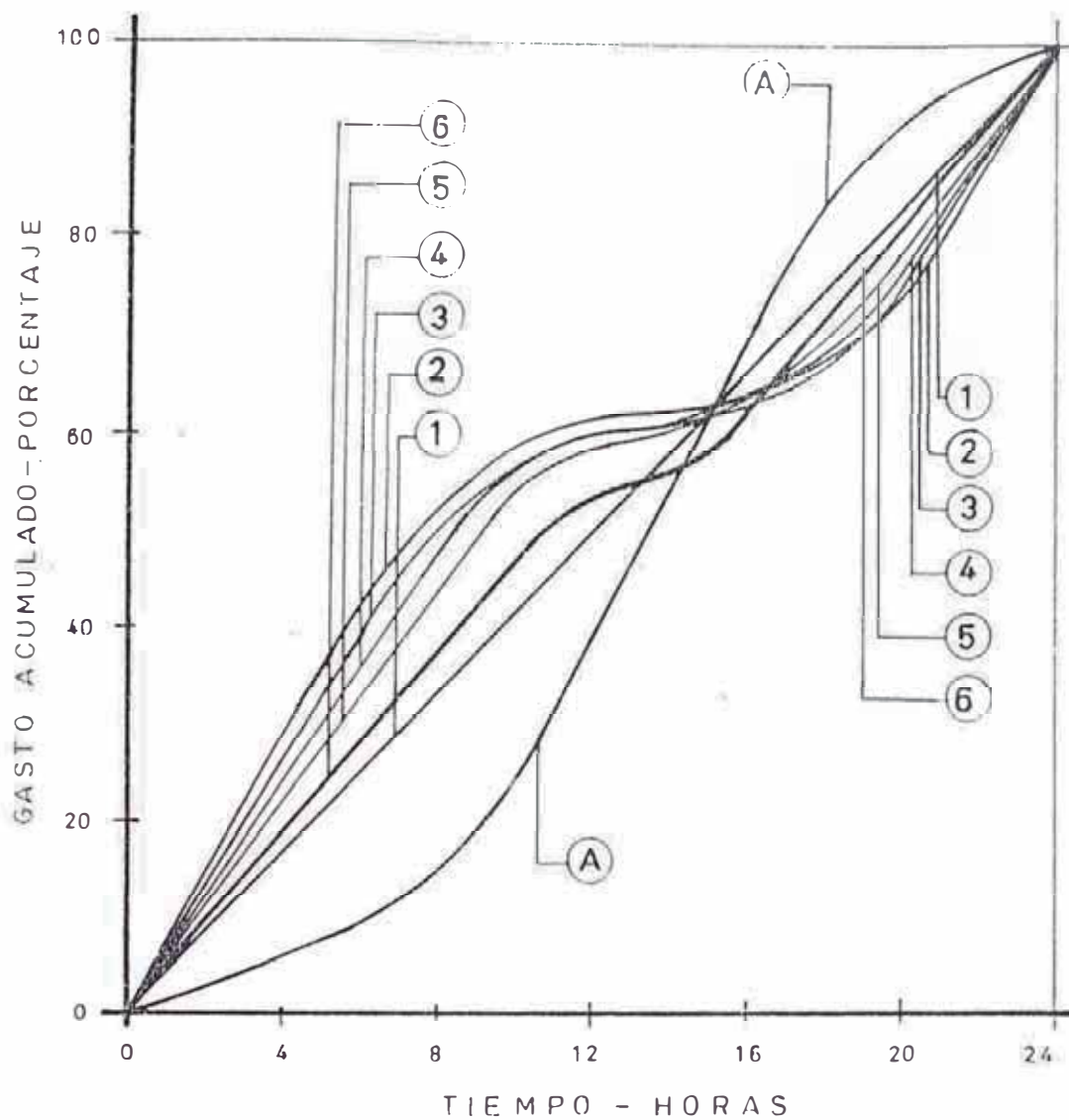
Debe disponerse además de un volumen adicional para emergencias entre los que se cuentan afrontar interrupciones del suministro y para combatir incendios. Este volumen adicional depende de las características de la ciudad que se sirve y del criterio adoptado para la protección contra incendio y del riesgo en la interrupción del suministro de agua.

El volumen de regulación netamente operativo debe deducirse de los datos de operación del sistema. En el caso de Ventanilla hay poca información disponible, pues el sistema existente está a cargo del Concejo de Ventanilla, quienes utilizan al sistema de agua potable como un medio político sin tomar medidas técnicas para mejorar el servicio.

4.9.1 Volumen de regulación.

La capacidad del volumen de regulación deberá fijarse de acuerdo al estudio de diagramas de masa correspondiente a las variaciones horarias de la demanda. Ver gráfico N^o 4.9-G-1.

Cuando no se disponga de esta información se adoptará como capacidad de regulación el 18% del consumo del día máximo cuando el rendimiento de la fuente de abastecimiento sea calculado sobre la base de 24 horas. En caso de que el número de horas de funcionamiento fuese inferior a 24 horas, se multiplicará por el factor $24/N$ donde N es el número de



- Ⓐ Consumo
- ① Abastecimiento Constante
- ② Abastecimiento Variable 100% de la Capacidad máxima aprovechable
- ③ Abastecimiento Variable 80% de la Capacidad máxima aprovechable
- ④ Abastecimiento Variable 60% de la Capacidad máxima aprovechable
- ⑤ Abastecimiento Variable 40% de la Capacidad máxima aprovechable
- ⑥ Abastecimiento Variable 20% de la Capacidad máxima aprovechable

DIAGRAMA MASA
ABASTECIMIENTO VARIABLE

horas de funcionamiento.⁸

4.7.2 Volumen contra incendio.

Con muy variados los criterios que se vienen utilizando en la práctica en el diseño de las redes de agua potable en diversas ciudades y pueblos del país, para proveer protección contra incendio, protección que responde básicamente a la seguridad que requiere la ciudad / que el proyectista debe prever para combatir este siniestro.

Según Babbit and Doland (Water Supply and Engineering, Pág. 291), requiere que un grifo proporcione 600 g.p.m. (38 l.p.s.) para este gasto el grifo debe tener por lo menos dos salidas de 2½" cada una y además una conexión de mayor diámetro donde sea necesario el empleo de motores. Para dos salidas de 2½" se requiere un diámetro de grifo mínimo de ϕ 4" , para tres salidas, 5" y por lo menos 6" para cuatro salidas. En estas condiciones el grifo debe estar conectado en la calle a una tubería de ϕ 6" como mínimo, en parrilla. Este tipo de grifo no está en uso en nuestro país.

Una salida "estándar de incendio" (en el pitón) se acepta comúnmente con un gasto de 16 l.p.s. (250 g.n.m) Fair Geyer, Pág. 341) para un pitón de

⁸ Reglamento Nacional de Construcción, Normas y Requisitos para los Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado destinados a localidades urbanas.

1¼' con una presión de 45 libras/ig² en el pitón.

En el caso que se juzgue conveniente considerar demanda contra incendio se requerirá una capacidad adicional en los reservorios equivalente a 2 horas o más del consumo estimado para incendio determinado a base del número de hidrantes en uso simultáneos y el gasto de éstos.

Según el Reglamento de Elaboración de Proyectos de SEDAPAL hace referencia que para habilitaciones que tengan menores de 50 hectáreas se requerirá para la protección contra incendio una capacidad adicional en los reservorios de 400 m³.

Para habilitaciones que sean menores a 50 hectáreas, se requerirá para la protección contra incendio una capacidad adicional en los reservorios de 400 metros cúbicos.

Para el proyecto estimaremos un volumen contra incendio de 400 m³, por ser el área del terreno de 270.7 Ha.

4.9.3 Volumen de reserva.

Se requerirá un volumen adicional de reserva que sea igual al 7% del consumo del día máximo, cuando el rendimiento de la fuente sea calculado sobre la base de 24 horas de funcionamiento. En caso de que el número de horas de funcionamiento fuere inferior a 24 se multiplicará por el factor $24/N$ siendo N el número de horas de funcionamiento.

a) Almacenamiento total.

Con los valores considerados en los acápites anteriores se calcula el almacenamiento total de agua para el esquema integral de la zona referida.

CUADRO Nº 4.9.3 (1)

VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO

-Volumen de regulación:	
$V_{reg.} = 0.12 \times Q_{max.d.}$(4.6)
-Volumen de reserva:	
$V_{resv.} = 0.07 \times Q_{max.d.}$(4.7)
- Volumen contra incendio.	
$V_{c/i} = 400 \text{ m}^3$(4.8)

Realizando los cálculos respectivos obtenemos el siguiente cuadro:

CUADRO Nº 4.6.3

VOLUMENES DE REGULACIÓN + RESERVA.

HABILITACION	$Q_{max.d.}$	$V_{reg.} + reserv.$
COOPEMMAR	24.54 lp	330.08 M3
Lic. de las Fzas. Armadas	106.23 lp	2,294.57 M3
Urb. ZUNINO	25.11 lp	542.36 M3
A.H. Angamos III Etapa.	15.01 lp	324.19 M3
T O T A L	170.69 lp	3,691.19 M3

El volumen total de almacenamiento será:

$$V_t = 3,691.19 + 400 = 4,091.1$$

$$V_t = 4,090. \text{ M}^3$$

Nota. No se multiplica por el factor 24/N correspondiente a las horas de bombeo de los pozos, por resultar sobredimensionado y anti-económico en el costo de los reservorios.

4.10.0 CAUDALES DE CONTRIBUCIÓN AL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

Las aguas residuales provienen fundamentalmente del agua utilizada, debe estimarse la cantidad de agua de abastecimiento que entrará en la alcantarilla. Una considerable parte del agua utilizada por los establecimientos comerciales, industrias, equipos de riego de calles así como usuarios que no tienen conexión de desagüe no llegará a éstas.

Lo mismo ocurre con aguas procedente de fugas de conducciones y tuberías de servicios.

Por lo general, sin considerar la infiltración del agua subterránea, de un 60 a 80 por ciento del consumo de agua per cápita se transforma en agua residual.

Para el presente estudio se considerará que el 90% del caudal de agua potable consumido ingresa al sistema de alcantarillado. Dicho porcentaje se aplicará al caudal correspondiente al máximo diario anual de la demanda horaria de agua.

Luego el caudal de contribución para el present-

te estudio será:

$$Q_d = 0.90 \times Q_{\text{max. horario}}$$
$$Q_d = 0.90 \times 319.66 = 287.69$$
$$Q_d = 287.69 \text{ lps.}$$

4.11.0 PROYECCION DE IMPACTOS AMBIENTALES EN LA CONDICION SIN PROYECTO

La proyección de acciones de crecimiento poblacional: construcciones de viviendas, vías de acceso, utilización de recursos hídricos, generación de residuos sólidos y líquidos cloacales, necesidades de servicios e infraestructura, etc. permiten vincular la situación causa-efecto para la condición sin proyecto, además de lo identificado en la sección 3.3.

4.11.1 Efectos sobre el hombre

i) Sistema de abastecimiento de agua

El crecimiento poblacional originaría mayor demanda de agua, esto trae como consecuencia que los servicios mediante piletas públicas y camiones cisternas se verían limitadas en cumplir con el servicio de abastecimiento de agua, además del encarecimiento.

ii) Manipulación del agua

Al existir mayor demanda de agua y los servicios limitados, la necesidad de transportar el agua desde el lugar de toma hasta el domicilio se incrementa y, esto se realiza utilizando recipientes

inadecuadas creando de esta manera el riesgo de su contaminación.

iii) Sistema de disposición de excretas

Al no contarse con un adecuado servicio de eliminación de aguas negras las excretas son arrojadas al campo, en los basurales; los que poseen latrinas solucionan temporalmente el problema.

4.11.2 Efectos sobre el agua

Al aumentar la demanda de agua y el servicio local de abastecimiento limitado, la fuente de agua no va a ser afectada, las piletas públicas no se incrementarían, aumentando así el servicio de abastecimiento mediante camiones cisterna.

4.11.3 Efectos sobre el suelo

El área destinada para la habilitación urbana ocupa terrenos eriazos, no afectando a la actividad agrícola; la acumulación de desperdicios origina basurales por lo que es necesario contar con equipos de recolección de residuos.

4.11.4 Efectos a nivel de flora y fauna

Estos recursos son escasos en el lugar, pero son afectados directamente por el cambio de uso de el terreno.

4.11.5 Efectos sobre el borde costero

El borde costero resulta afectado por que se incrementa el volumen de descargas de aguas servidas.

hacia el mar. contaminándolo y creando condiciones antiestéticas en la zona. En nuestro caso, Ventanilla cuenta con una planta de tratamiento de aguas servidas. En nuestro caso se cuenta con una planta de tratamiento mediante lagunas de oxidación.

C A P I T U L O V

ESTUDIO DE FUENTES DE ABASTECIMIENTO

5.1.0 DESCRIPCION.

El recurso agua para consumo humano puede ser proveniente del escurrimiento superficial o del subsuelo en diferentes maneras como suministro para diferentes actividades desarrollada por el hombre, tales como: para su propio consumo en su metabolismo e higiene, en ciudades como uso doméstico y comercial, para la industria . Y en la agricultura para irrigaciones, etc.

Para el abastecimiento de agua al esquema integral en estudio zonas " D " y " E " parte baja de la Ciudad Satélite de Ventanilla, se eligió la fuente previo análisis de Alternativa para su captación.

El presente trabajo es un estudio de Ingeniería para dar la mejor solución en dotar de los servicios de agua y desagües a la población asentada en las habilitaciones referida.

El proyecto, como se ha indicado en párrafos

anteriores corresponde en diseñar el Esquema integral de balance hidráulico a las cuatro habilitaciones de las minas, desarrollar el proyecto preliminar en una de ellas. En nuestro caso elegimos la Cooperativa de Servicios Municipales de los Empleados Civiles de la Municipalidad de SUREMA S.A. (COOPERMARI).

5.2.0 ALTERNATIVAS.

Para determinar la fuente del totina realizamos el estudio técnico-económico y según los resultados se eligió la más apropiada.

5.2.1 ANÁLISIS TÉCNICO.

Las posibles fuentes de abastecimiento de agua son:

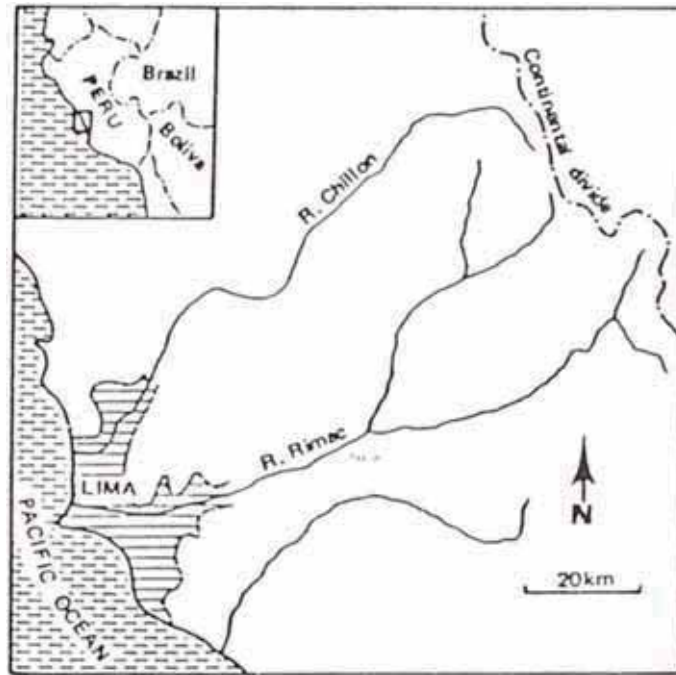
- Agua superficial, captación de río.
- Agua subterránea, captación de pozos profundos.
- Aguas de mar.

- a) Agua superficial (Río Rimac y Chillón).- Un abastecimiento de agua superficial para el terreno en estudio, comprendería diversas unidades para su funcionamiento, tales como: obras de captación, toma de agua, conducción de agua cruda, conducción de agua tratada, planta de tratamiento, almacenamiento, etc.

Para este tipo de servicio existe un Plan Maestro de Abastecimiento de Agua Potable para Lima Metropolitana ⁴ realizado por la firma Binnie & Partners quienes estuvieron encargados del estudio para

⁴ Estudio realizado por la Firma Binnie & Partners de Londres

David Lerner Fig 5.2.1 (2)
Top



aumentar la producción de agua a la gran Lima, mediante el proyecto del Transvase de Mantaro.

Este estudio integra a su vez a los distritos de Fuente Piedra y Ventanilla para aumentar la dotación de agua de las mismas, este plan maestro referencia sobre la instalación de una red troncal de 700mm. que llevará el agua desde la Atarjea hasta los distritos de Fuente Piedra y Ventanilla, ver fig. N° 5.2.1 (1), la línea de conducción tendría aproximadamente 45 Km. de longitud.

En el caso de tomar como fuente superficial el río Chillón no sería factible pues en épocas de estiaje el caudal es cero, prácticamente se encuentra seco el río.

- b) Aguas subterránea.- La ciudad de Lima yace sobre los acuíferos aluviales combinados² de los ríos Chillón y Rimac (fig. N° 5.2.1 (2)), contando el valle Chillón con importante acuífero subterráneo, después del Rimac.

Las urbanizaciones contiguas donde se ubica el proyecto, cuenta con suministro de agua provenientes de pozos profundos perforados al margen derecho del río Chillón en los Distritos de Fuente Piedra, Carabayllo. Además existe un estudio integral de abastecimiento de agua potable realizado por el

²Binnie & Partners Ingenieros Consultores Inf.

Gobierno Japonés³ (descrito en páginas anteriores) para el Distrito de Ventanilla, en los estudios hidrogeológicos realizados en ella confirman que es factible el abastecimiento de agua a la ciudad Ventanilla, mediante la perforación de pozos fundos al margen derecho del río Chillón.

- c) Agua de mar.- La zona descrita se encuentra a escasos kilómetros del mar, podría en último de los casos utilizar el agua de mar previo tratamiento.

5.2.2 Análisis económico.

Agua superficial.- Por la distancia la Atarjea a Ventanilla, el alto costo de ejecutar las obras del proyecto Transvase del Mantaro y el tiempo que demoraría varios años en construirla, resulta antieconómico a corto plazo el abastecimiento de agua mediante esta fuente.

Igualmente la captación de aguas superficiales del río Chillón, sería insuficiente debido a que en épocas de estiaje permanece seca el río Chillón.

- b) Agua subterránea.- El abastecimiento de agua median

³Estudio de Abastecimiento de Agua Potable para la Ciudad de Ventanilla Agencia de Cooperación Internacional Japonesa (JICA) año 1981.

te la perforación de pozos profundo al margen derecho del río Chillón, resulta en este caso económicamente aceptable como lo demuestran las zonas aledañas que cuentan con el servicio de agua potable.

- c) **Conclusión.** - La obtención de agua mediante la perforación de pozos profundo, en el Distrito de Puente Piedra conducido hacia el Distrito de Ventanilla mediante líneas de impulsión resulta la más ventajosa a corto plazo. En el presente proyecto consideraremos esta última alternativa para la fuente de abastecimiento de agua.

5.3.0 FUENTES DE AGUA SUBTERRÁNEA EXISTENTES.

El abastecimiento de agua es mediante el uso de agua subterránea, provenientes de los pozos perforados en Puente Piedra. En la actualidad se encuentra funcionando 07 pozos profundos, siete de los pozos fueron perforados por el Gobierno Japonés y los dos restante pertenece al sistema antiguo de Ventanilla, cabe recalcar que el Estudio de Abastecimiento de agua potable para el distrito de Ventanilla realizado por el Gobierno de Japón, proyectaron la perforación de diez (10) pozos de los cuales siete (07) están perforados y tres (03) faltan perforarse, las características de los pozos que están funcionando se adjuntan en los cuadros numerados del 5.3.0 (1) al 5.3.0 (7).

Según estudios de agua subterránea realizado ⁴ al margen derecho de río Chillón Distrito de Fuente Piedra, recomienda una explotación promedio de 34 l.p.s. por cada pozo; actualmente están funcionando nueve (09) pozos, por lo que el caudal de explotación actual (Qprom. será:

$$Q_{prom} = 34 \times 9 \times 18 / 24 = 229.5 \text{ l.p.s.}$$

$$Q_{prom} = 229.5 \text{ l.p.s.}$$

.....(5.1)

En cuanto se perfore los tres pozos restantes se tendrá un caudal promedio de bombeo:

$$Q_{prom} = 34 \times 12 \times 18 / 24 = 306 \text{ l.p.s.}$$

.....(5.2)

Debemos anotar que el caudal promedio se toma en base a las horas de bombeo de cada pozos, generalmente es de 18 horas diarias.

5.3.1 Requerimientos de agua para Ventanilla.

Tomando los datos censales descrito en el cuadro N24.1.3 la demanda de agua requerida para Ventanilla es

*Binnies & Partners

POZOS EXISTENTES PARA LA CIUDAD DE VENTANILLA

POZO N-1

Profundidad Pozo	72.50 mts.
Diametro Pozo	14 Pulg.
Nivel Terreno	208.10 mts.
Nivel Estático	12.10 mts.
Nivel Dinámico	29.50 mts.
Caudal	36 l/seg.
Altura Dinámica Total	42.00 mts.
Columna de descarga	37.50 mts.
	13x2.75 mts.
	1x1.75 mts.

125mm = 5'

Bomba Motor Sumergible

Marca Nippon Pleuger Tipo G-165/11-JU-300

RPM 3450

HZ 60

Tension 220 V

Bomba Centrifuga 3 Impulsores

Fecha de operacion Diciembre de 1,982

**Fuente SEDAPAL Abastecimiento de Agua
Potable a Ventanilla**

POZOS EXISTENTES PARA LA CIUDAD DE VENTANILLA

POZO N- 2

Profundidad Pozo	72.50 mts.
Diámetro Pozo	14 Pulg.
Nivel Terreno	208.10 mts.
Nivel Estático	12.10 mts.
Nivel Dinámico	29.50 mts.
Caudal	36 l/seg.
Altura Dinámica Total	42.00 mts.
Columna de descarga	37.50 mts.

1 25mm = 5"

Bomba Motor Sumergible

Marca Nippon Pleuger Tipo G-165/11-JU-300

RPM 3450

HZ 60

Tension 220 V

Bomba Centrifuga 3 Impulsores

Fecha de operación Diciembre de 1,982

Fuente SEDAPAL Abastecimiento de Agua
Potable a Ventanilla

POZOS EXISTENTES PARA LA CIUDAD DE VENTANILLA

POZO N-3

Profundidad Pozo	73.80 mts.
Diametro Pozo	14 Pula.
Nivel Terreno	216.50 mts.
Nivel Estatico	18.50 mts.
Nivel Dinamico	33.50 mts.
Caudal	34 l/seg.
Altura Dinamica Total	45.00 mts.
Columna de descarga	44.00 mts.

16x2.75mts.

125mm = 5"

Bomba Motor Sumergible

Marca Nippon Pleuger Tipo G-165/11-JU-300

RPM 3450

HZ 60

Tension 220 V

Bomba Centrifuga 3 Impulsores

Fecha de operacion Diciembre de 1,982

Fuente SEDAPAL Abastecimiento de Agua
Potable a Ventanilla

POZOS EXISTENTES PARA LA CIUDAD DE VENTANILLA

POZO N-4

Profundidad Pozo	87.50 mts.
Diametro Pozo	14 Pulg.
Nivel Teneno	188.20 mts.
Nivel Estatico	3.20 mts.
Nivel Dinamico	17.20 mts.
Caudal	39 l/seg.
Altura Dinamica Total	50.00 mts.
Columna de descarga	29.50 mts.

10x2.75 mts.

1x1.00 mts.

125mm = 5"

Bomba Motor Sumergible

Marca Nippon Pleuger Tipo G-165/11-JL-300

RPM 3450

HZ 60

Tension 220 V

Bomba Centrifuga 3 Impulsores

Fecha de operacion Diciembre de 1,982

Fuente SEDAPAL Abastecimiento de Agua
Potable a Ventanilla

POZOS EXISTENTES PARA LA CIUDAD DE VENTANILLA

POZO N- 5

Profundidad Pozo	100.50mts.
Diámetro Pozo	14 Pulg.
Nivel Terreno	202.50mts.
Nivel Estático	9.50 mts.
Nivel Dinámico	24.50 mts.
Caudal	47 l/seg.
Altura Dinámica Total	40.00 mts.
Columna de descarga	34.75 mts.
	12x2.75mts.
	1x1.75 mts.

125mm = 5"

Bomba Motor Sumergible

Marcas Nippon Pleuger Tipo G-165/11-JU-350

RPM 3450

HZ 60

Tensión 220 V

Bomba Centrifuga 3 impulsores

Fecha de operación Diciembre de 1,982

Fuente SEDAPAL Abastecimiento de Agua
Potable a Ventanilla

POZOS EXISTENTES PARA LA CIUDAD DE VENTANILLA

POZO N-7

Profundidad Pozo	72.50 mts.
Diametro Pozo	14 Pulg.
Nivel Terreno	208.10 mts.
Nivel Estático	12.10 mts.
Nivel Dinámico	29.50 mts.
Caudal	36 l/seg.
Altura Dinámica Total	42.00 mts.
Columna de descarga	37.50 mts.
	13x2.75 mts.
	1x1.75 mts.

125mm = 5"

Bomba Motor Sumergible

Marca Nippon Pleuger Tipo G-165/11-JU-300

RPM 3450

HZ 60

Tension 220 V

Bomba Centrífuga 3 Impulsores

Fecha de operación Diciembre de 1,982

Fuente SEDAPAL Abastecimiento de Agua
Potable a Ventanilla

POZOS EXISTENTES PARA LA CIUDAD DE VENTANILLA

POZO N-10

Profundidad Pozo	85.50 mts.
Diametro Pozo	14 Pulg.
Nivel Terreno	233.10 mts.
Nivel Estatico	33.10 mts.
Nivel Dinamico	48.00 mts.
Caudal	39 l/seg.
Altura Dinamica Total	60.00 mts.
Columna de descarga	58.50 mts.
	21x2.75 mts.
	1x0.75 mts.
	125mm = 5"

Bomba Motor Sumergible	
Marca Nippon Pleuger	Tipo G-165/11-JU-370
RPM	3450
HZ	60
Tension	220 V
Bomba Centrifuga	4 Impulsores
Fecha de operacion	Diciembre de 1,982

Fuente SEDAPAL Abastecimiento de Agua
Potable a Ventanilla

CUADRO N-5.3.1 (1)

DEMANDA DE AGUA REQUERIDA PARA VANTANILLA

Años	1980	1988	1991	1995	2000	2010
POBLACION	40,000	45,521	50,626	58,029	67,340	83,633
Qmed.	115.74	131.72	146.49	167.91	194.85	256.46
Qmax.d	150.46	171.23	190.43	218.28	253.30	333.40
Qind. + Com.	73	73.00	73.00	80.00	85.00	90.00
Qmax.d total	223.46	244.23	263.43	298.28	338.30	423.40
Qmax.h total	446.93	488.46	526.87	596.56	676.61	846.80
Qbombeo 18	297.95	325.64	351.24	397.71	451.07	564.53
Vol. Almac.	5,133	5,731	6,284	7,086	8,095	10,402
Qdesag.		439.62	474.18	536.90	608.95	762.12

Fuente: Estudio integral de agua potable para la Ciudad de Ventanilla realizado por los Japoneses (JICA).

Se toma como dotación promedio 250 lpd.

a) Demanda de agua para Distrito de Ventanilla en el año 1991.

El abastecimiento de agua a Ventanilla, para el año 1991, tomamos como población base 50,626 hab. (ver cuadro nº) obteniéndose los resultados siguientes:

CUADRO N° 5.3.1 (2)

DEMANDA DE AGUA REQUERIDA PARA VANTANILLA
AÑO 1,991 SEGUN ESTUDIO REALIZADO POR JICA

Población50,626.
dotación250 Lit/hab/día.
Qprom.146.49 Lit/seg.
Qmáx.d 1.3xQprom.190.43 Lit/seg.
Q ind. + Comerc. 73.00 Lit/seg.
Qmáx.d.total263.43 Lit/seg.
Qmáx.h.526.87 Lit/seg.
Qbomb = 24/18xQmáx.d.351.24 Lit/seg.
Vol.Almac.+Reserv.C/I 6,286 m ³

Nota.- No se considera la Ciudad de Pachacute.

Número de pozos necesarios para satisfacer esta
demanda :

Qbom./34 = 351.24/3410.33
 Número de pozos 11
 Descarga de cada pozo.....34 lit/seg
 horas de bombeo.....18 hr por día.
 Déficit actual.....02 pozos

Dicho déficit se esta supliendo con la sobre-
explotación de los pozos, traendo como consecuencia

la depresión de la napa freática.

b) **Demanda de agua al Distrito de Ventanilla para el año 2010.**

Los requerimientos para el año 2010 son:

Q_{bom.}/34 = 564.53/3416.66

Número de pozos 17

Descarga de cada pozo.....34 lit/seg

Horas de bombeo.....18 hr por día.

Déficit de pozo 08 se recomienda la perforación de 08 pozos en forma escalonada.

5.4.0 CALIDAD DE AGUA SUBTERRANEA.

Antes de su conexión al sistema de abastecimiento, deberá hacerse los análisis estándares de los pozos perforados y juzgar su adaptabilidad del agua para usos domésticos en la tabla N 9 5.4.0 (1) se dan los límites sugeridos de concentración para las sustancias químicas descritas en los estándares de agua potable⁸. En 1946, la American Water Works Association adoptó una resolución recomiendo que los estos valores estándares fueran cumplidos por todas las agencias que manejan sistema de abastecimiento público de agua

⁸ El agua subterránea y los pozos por Johnson Division, OUP Inc. año 1975

TABLA Nº 5.4.0 (1).

SUSTANCIA	CONCENTRACION mg/lit.
Sulfato (Alkil benceno)	0.5
Arsenico (As)	0.01
Cloruro (Cl)	250.00
Cobre (Cu)	1.00
Ext.Clorofm. en carbón	0.20
Cianuro (Cn)	0.01
Hierro (Fe)	0.30
Manganeso (Mg)	0.05

Continuación Tabla 5.4.0(1)

Nitrato (NO ₃)	45.00
Fenoles	0.001
Sulfatos (SO ₄)	350.00
solidos disueltos Tot.	500.00
Zinc (Zn)	5.00

En el Perú estos límites de concentración se toma con mayor tolerancia.

De los análisis físicos-químicos efectuados en laboratorios deben obtenerse los resultados cuantitativos de la concentración de las sustancias contenidas en el agua.

**ESTUDIO DE SUELOS Y CIMENTACION
RESERVORIO "COPEMMAR "**

C O N T E N I D O

-GENERALIDADES

-UBICACION

-ASPECTOS CLIMATOLOGICOS

-ASPECTOS GEOLOGICOS Y GEOMORFOLOGICOS

-ESTRATIGRAFIA

-CAPACIDAD DE CARGA DE ORO

-CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES

ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION
RESERVOIRIO DE LA COOPERATIVA DE SERVICIOS
MULTIPLES DE LOS EMPLEADOS CIVILES DE LA
MARINA DE GUERRA DEL PERU-COOPERMAR.

GENERALIDADES .-

El presente estudio fue ejecutado a solicitud de la cooperativa de servicios múltiples de los Empleados Civiles de la Marina de Guerra del Peru-COOPERMAR, con la finalidad de determinar las características geotécnicas de los suelos de fundación del área donde se construirá un reservorio.

UBICACION.-

El área de estudio se encuentra ubicada en el Distrito de Ventanilla de la Provincia Constitucional del Callao, y el acceso es mediante la carretera que lleva al Distrito de Ventanilla.

CLIMA CLIMATOLOGIA.-

El clima desértico de esta zona se caracteriza por su aridez (47m.m de lluvia por año en promedio) a pesar del hecho, que la humedad atmosférica sea elevada, y se manifiesta en el fenómeno de las garúas (meses de Octubre a Mayo)

ASPECTOS GEOLOGICOS Y GEOFORMOLOGICOS.-

En el área de estudio, se distinguen dos unidades claramente definidas, la primera constituida predominantemente por promontorios de moderada altura y pendientes de suaves a fuertes, formado por rocas andesíticas, cubiertos en sus faldas por mantos de arena, que le dan la apariencia de lomadas, en cuyas partes bajas se aprecian los arenales los cuales constituyen la segunda unidad geomorfológica.



ESTR. _____.-

Con la ejecución de 03 pozos exploratorios (calicatas) se determino la configuración litológica del área en estudio, habiéndose-- determinado las siguientes características:

Superficialmente el área de estudio está cubierta por -- una pequeña capa de aproximadamente dos centímetros de espesor de un -- material limoso, de color marrón claro, producto del interperismo que ha sufrido el afloramiento rocoso. A medida que se profundiza se halla la -- roca roca con un alto grado de interperismo, lo que da lugar a que se -- encuentre fracturada en forma irregular y en diferentes tamaños, esta -- característica se observa hasta la profundidad de 20 centímetros.

A partir de los 20 centímetros de profundidad se observa que la roca se halla menos interperizada y la forma de fractura es más uniforme y en bloques de mayor tamaño (10"), lo que indica que a mayor profundidad sus condiciones para cimentar el reservorio mejoran notablemente.

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE.-

Considerando un Factor De Seguridad por fractura $F.S=10$ y los resultados obtenidos de los ensayos de compresión simple a que -- fueron sometidas las muestras de roca, se determino que la Capacidad -- De Carga Admisible $q_c = 33.65 \text{ kg/cm}^2$, y la cota de cimentación debiera -- estar a 1.30mt. de profundidad.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Se ha desarrollado el Estudio mediante la ejecución de sondajes a cielo abierto (calicatas), obteniéndose en muestreo continuo.
- Las muestras fuerón ensayadas en el laboratorio para obtener los parámetros que permitan determinar la Capacidad de Carga Admisible de los suelos de fundación del Reservorio proyectado.
- De los resultados de laboratorio se observa la presencia de sales y sulfatos en límites mayores a los normales, por lo que se recomienda que en la construcción del Reservorio se utilice Cemento Portland TIPO II.
- Geologicamente el área no presenta problemas de tipo estructural y/o Geodinámico, considerando el área como estable



MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES

- La profundidad de Cimentación recomendada es a 1.30 mt.con una Capacidad de Carga Admisible de 33.65 kg/cm^2
- Cabe mencionar, que de las exploraciones se determino la no presencia de la napa freatica.



[Handwritten signature]
Atentamente
ING. CONZALDO BRAZZINI SILVA
C.I.P. 39541

MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES

ENSAYO DE COMPRESION SIMPLE

Muestras: C-1, C-2, C-3.

Procedencia: Reservoirio-CCOPELMAR-Ventanilla.

Reg. 146-27-06-91

Sala: Maquinas.

Tec. O. Aguirre.

MUESTRA	AREA (cm ²)	CARGA AXIAL (kg.)	RESISTENCIA (kg/cm ²)
C-1	150	52,290	348.6
C-2	150	50,480	336.5
C-3	150	50,670	337.8

Las Muestras de Roca fueron cortadas con Diamantina.



[Handwritten Signature]
ING. J. J. J. J.
DIV. MECANICA DE SOPORTES
DIRECCION DE ESTUDIOS ESPECIALIZADOS

MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES

ENSAYO: Sales solubles y sulfatos.

Muestra: Suelo.

PROCEDENCIA: Reservorio-COOPERAR-Ventanilla-Callao.

Registro: 062-27-06-91

SALA DE QUIMICA

Tec. A. Maguifia.

	‰	p.p.m
SALES SOLUBLES TOTALES	1.3610	18,610
SULFATOS EXPRESADOS COMO CaSO_4	0.2139	2,189

PARA OBRAS DE CONCRETO SE RECOMIENDA USAR CEMENTO PORTLAND TIPO II.

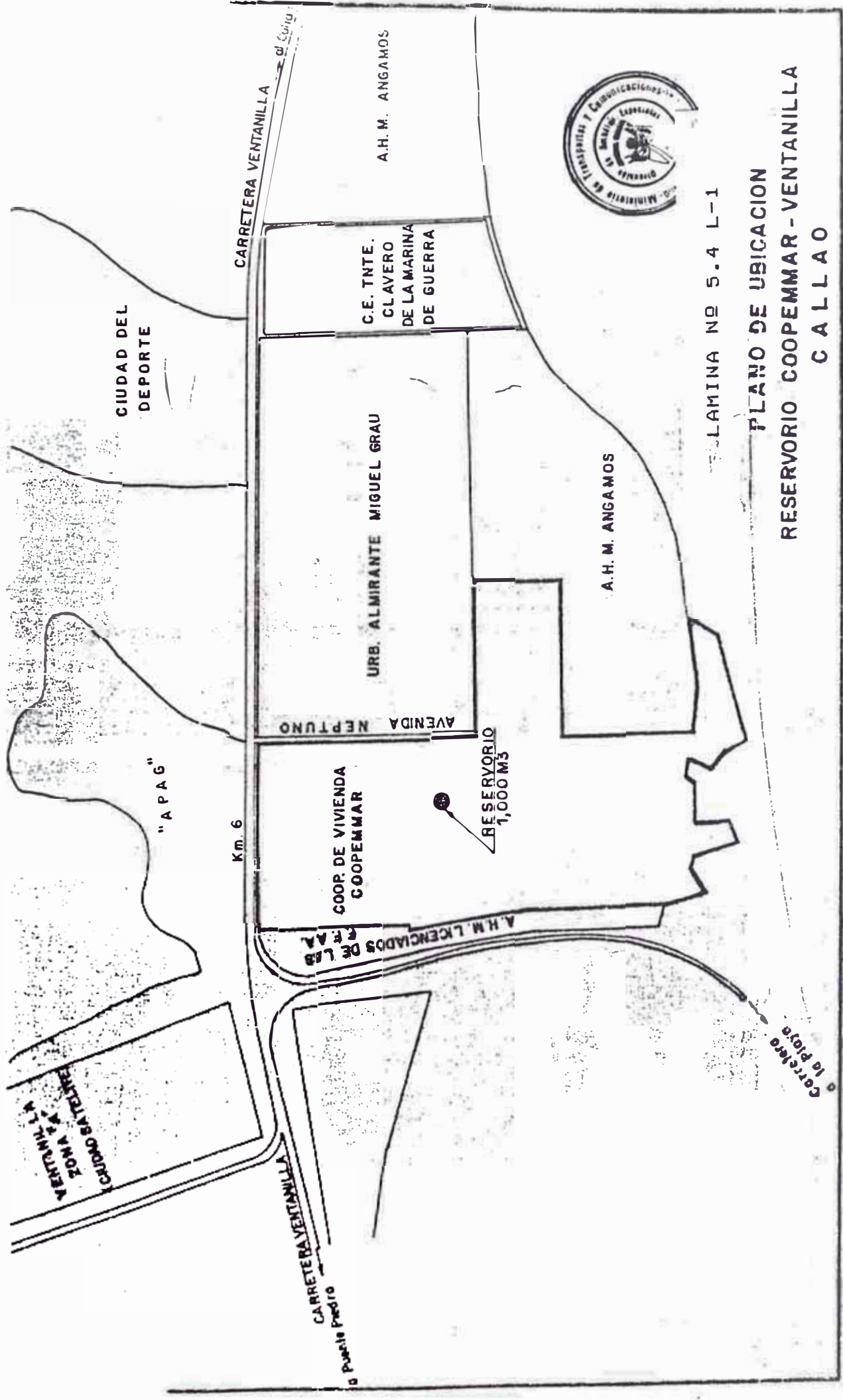


ING. JUAN
MORALES DE SUELO
DIRECCION DE ESTUDIOS ASPIRACIONALES



LAMINA Nº 5.4 L-1

PLANO DE UBICACION RESERVORIO COPEMMAR - VENTANILLA C A L L A O



CIUDAD DEL DEPORTE

"A.P.A.G."

Km. 6

COOR. DE VIVIENDA
COPEMMAR

URB. ALMIRANTE MIGUEL GRAU

C.E. TNTE.
CLAVERO
DE LA MARINA
DE GUERRA

A.H.M. ANGAMOS

A.H.M. ANGAMOS

RESERVORIO
1,000 M3

AVENIDA NEPTUNO

CARRETERA VENTANILLA

VENTANILLA
ZONA A y B
CARRERA BAUTERRE

CARRETERA VENTANILLA
a Puente Piedro

CARRERA
a la Prota

CALLE - 5



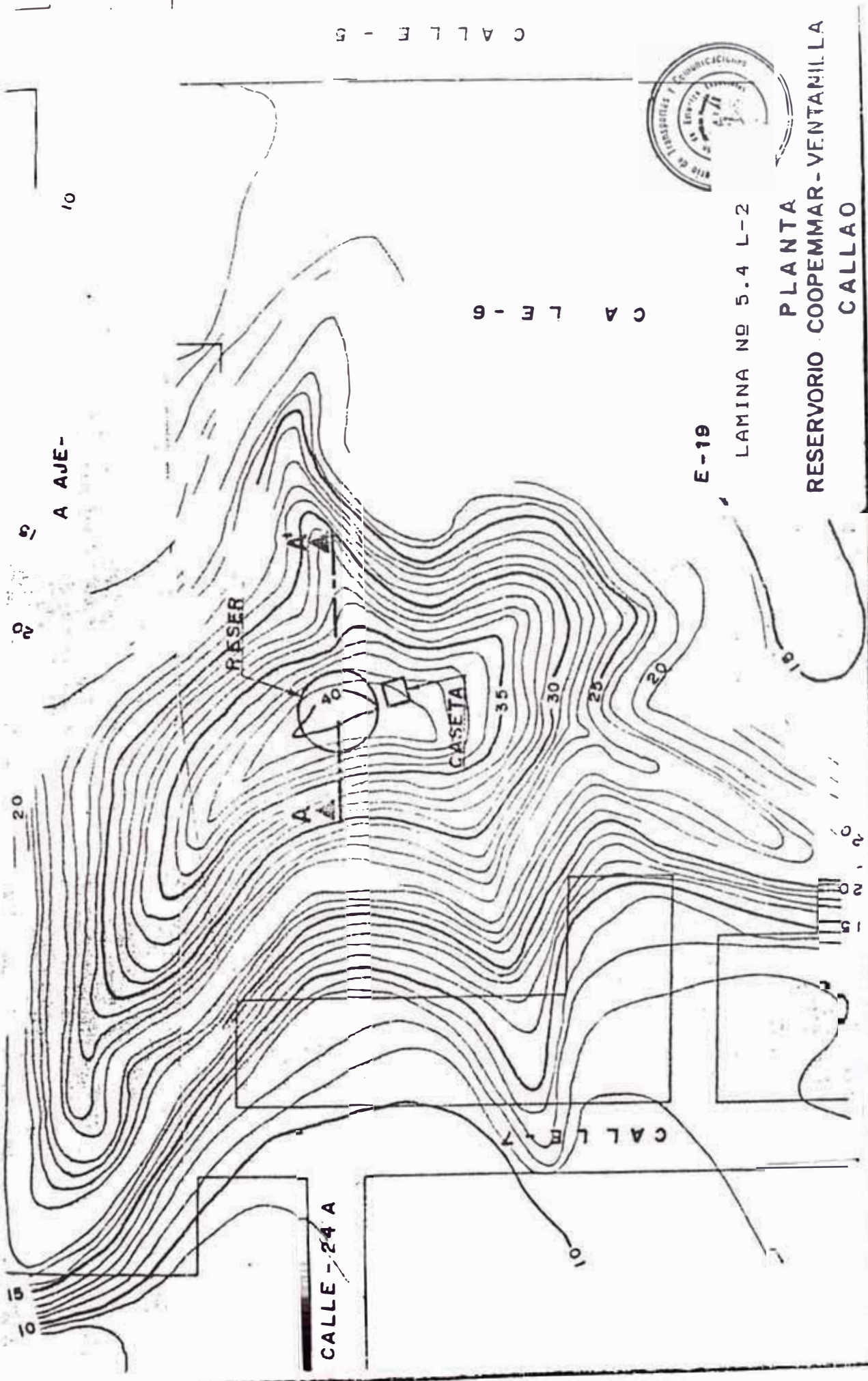
LAMINA Nº 5.4 L-2

PLANTA
RESERVOIR COPEMMAR-VENTANILLA
CALLAO

E-19

CALLE - 6

A AJE-



0 10 20

20

10 15

CALLE - 24 A

CALLE - 7

RESER

CASETA

A

40

35

30

25

20

20

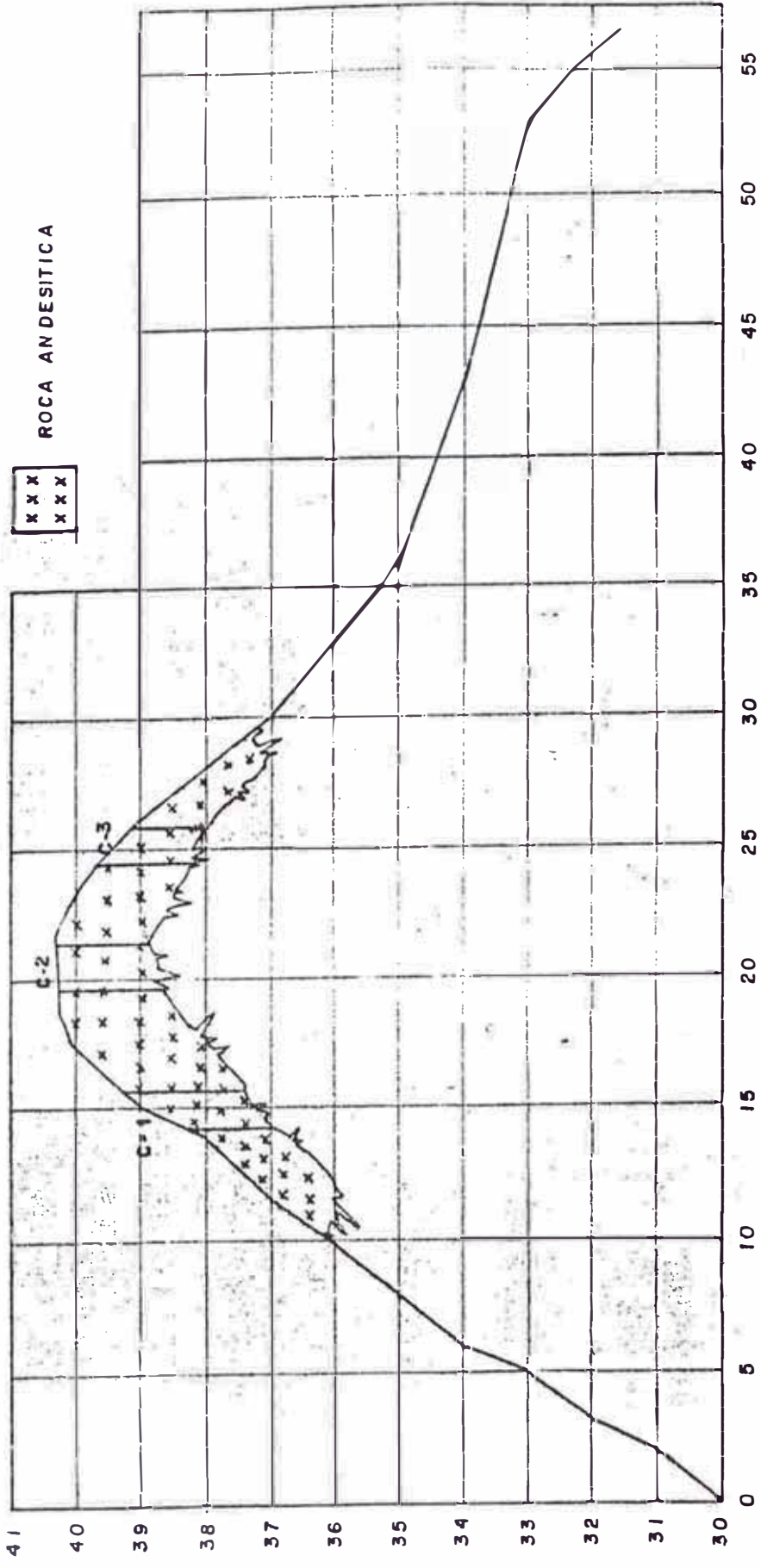
15

20

15

10

1/100



LEYENDA

x x x
x x x

ROCA ANDESITICA

CORTE A - A'

GRAFICO Nº 5.4.0 (1)

PERFIL ESTRATIGRAFICO
RESERVORIO COPEMMAR - VENTANILLA

CALLAO



C A P I T U L O VI

LINEA DE ADUCCION POR GRAVEDAD E IMPULSION

a.1.1. GENERALIDADES DESCRIPCION

Como se describió en los capítulos III / V abastecimiento de agua es mediante el uso de aguas subterráneas que con una línea de impulsión de ϕ 24" se conduce el agua hacia el distrito de Ventanilla; quién a su vez son distribuidos en los 09 reservorios existentes entre ellos se encuentra el reservorio R-1.

Para el caso del presente estudio (Esquema Integral de la zonas "D" y "E" parte baja de la Ciudad Satélite de Ventanilla) se tomará el líquido elemento del reservorio R-1 apoyado cuyas características son:

Cota de fondo112,50 m.s.n.m

volumen1000 m³

El mismo que se encuentra ubicado en un cerro a inmediaciones de la urbanización los Próceres ver plano NG A-01/S. Desde el mencionado reservorio R-1,

servorios proyectados de 1100, ... respectivamente

Descripción de la red de abastecimiento por gravedad.

La red de aducción que abastece al ... se describe de la siguiente manera:

- Tubería de ϕ 14" ... partir del reservorio R-1 existente con 1.000 m³ de capacidad ... de fondo 112.50 m.s.n.m., se conducirá por gravedad un caudal de 227.95 lps. (caudal máximo diario correspondiente a 18 hrs. de bombeo mediante una línea de ϕ conformada por tuberías de dos ... (en ... oración): A-7, y A-10 de acuerdo a la línea de gradiente hidráulico, ver plano A-01/B. Esta línea bajará por la Avenida los Próceres, continuando por la avenida principal Ventanilla-Callao, hasta llegar a la intersección con la carretera que se dirige hacia ... playa de Ventanilla. A partir de este punto, la línea se bifurca en dos ramales de ϕ 12" y ... respectivamente.

- Tubería de ϕ 12".- Partirá de ... bifurcación ... crita, continuando por la carretera hacia la playa de Ventanilla un cierto tramo ... finalmente derivándose hacia el reservorio R2-A proyectado

- Tubería de ϕ 8".- Se deriva de la tubería de ϕ 14", continuando por la carretera Ventanilla Callao, luego se desvía hacia el reservorio de 1100 m³ (R1-A) proyectado que dará servicio a la Cooperativa de servicios Múltiples de los Empleados Civiles de la Marina de Guerra del Perú "COOPEMMAR".

- Tubería de ϕ 4".- esta línea será de impulsión, conducirá el agua mediante rebombeo, del reservorio R2-A hacia un tercer reservorio R3-A situado en la parte alta y dará servicio a la segunda zona de presión del esquema planteado.

Los datos de diseños se indican en el cuadro nº 6.1.1(1).

6.1.1 Tipo de tuberías.

Las tuberías a instalarse deberán reunir las condiciones necesarias según el tipo de terreno, resistencia a la compresión, dilatación, presión de la red, etc.

Para el diseño planteado se utilizará las siguientes clases de tuberías:

- Tramo de ϕ 14" se instalará 600 ml. de tubería clase A-7.5 (7.5 -kg/cm²) y 1430 ml. de tubería clase A-10
- Tramo de ϕ 12" se instalará 1,340 ml de tubería clase A-10.
- Tramo de ϕ 08", se instalará 1,066 ml de tubería clase A-10.
- Tramo de ϕ 4", se instalará 150 ml de tubería clase A-10

6.2.0 DISEÑO DE LAS TUBERIAS DE ADUCCION

Partiendo de la base que todo diseño debe estar sustentado sobre criterios técnicos y económicos, una línea de conducción por gravedad debe apro-

ecchar al punto la velocidad disponible para transportar el caudal deseado.

En tal sentido para el diseño de una línea de aducción por gravedad debe tenerse en cuenta, los siguientes criterios:

- i .- Carga disponible o diferencia de elevación.
- ii .- Capacidad para transportar el caudal máximo.
- iii.- La clase de tubería capaz de soportar las presiones hidrostáticas.
- iv.- Clase de tubería en función del material
- v.- Diámetros de tuberías.

Para la determinación de los diámetros se tomó en cuenta las diferentes posibles soluciones estudiando diversas alternativas bajo el punto de vista técnico y económico siendo la más favorable la que se plantea en el proyecto.

Partiendo de los parámetros obtenidos en los planos nº A-01/8 A-04/8; se hicieron los respectivos cálculos, obteniéndose los resultados que se muestran en el cuadro Nº 6.1.1(1)

Las pérdidas de carga se calculó con la fórmula de Hazen & Williams, tomando un coeficiente de rugosidad $C = 140$ para tuberías de Asbesto Cemento nuevas.

$$H_f = 1.728 * (Q/C)^{1.85} * L / (D)^{4.87} \dots (6,3)$$

Donde :

Hf: Pérdida de carga en mt.

Q : Caudal en lit/seg.

Coeficiente de Hazenaw C_{H} en m^{-1}
 Longitud tubería en mts.
 Diámetro de tubería en pulgadas.

CUADRO 8.1.1

PARAMETROS DE DISEÑO

- 1 -

ϕ 14"

$L = 2,030$ mts.

$Q = 227.85$ l.p.s.

$H_p = 22.33$ mt.

Cota de partida 112.50 m.s.n.m.

Cota de llegada.....90.17 m.s.n.m

Velocidad2.31 m/seg

ϕ 12"

$L = 1,340$ mts.

$Q = 169.21$ l.p.s.

$H_p = 21.44$ mt.

Cota de partida 90.17 m.s.n.m.

Cota de llegada.....68.73 m.s.n.m

Velocidad2.30 m/seg

ϕ 08"

$L = 1,066$ mts.

$Q = 58.64$ l.p.s.

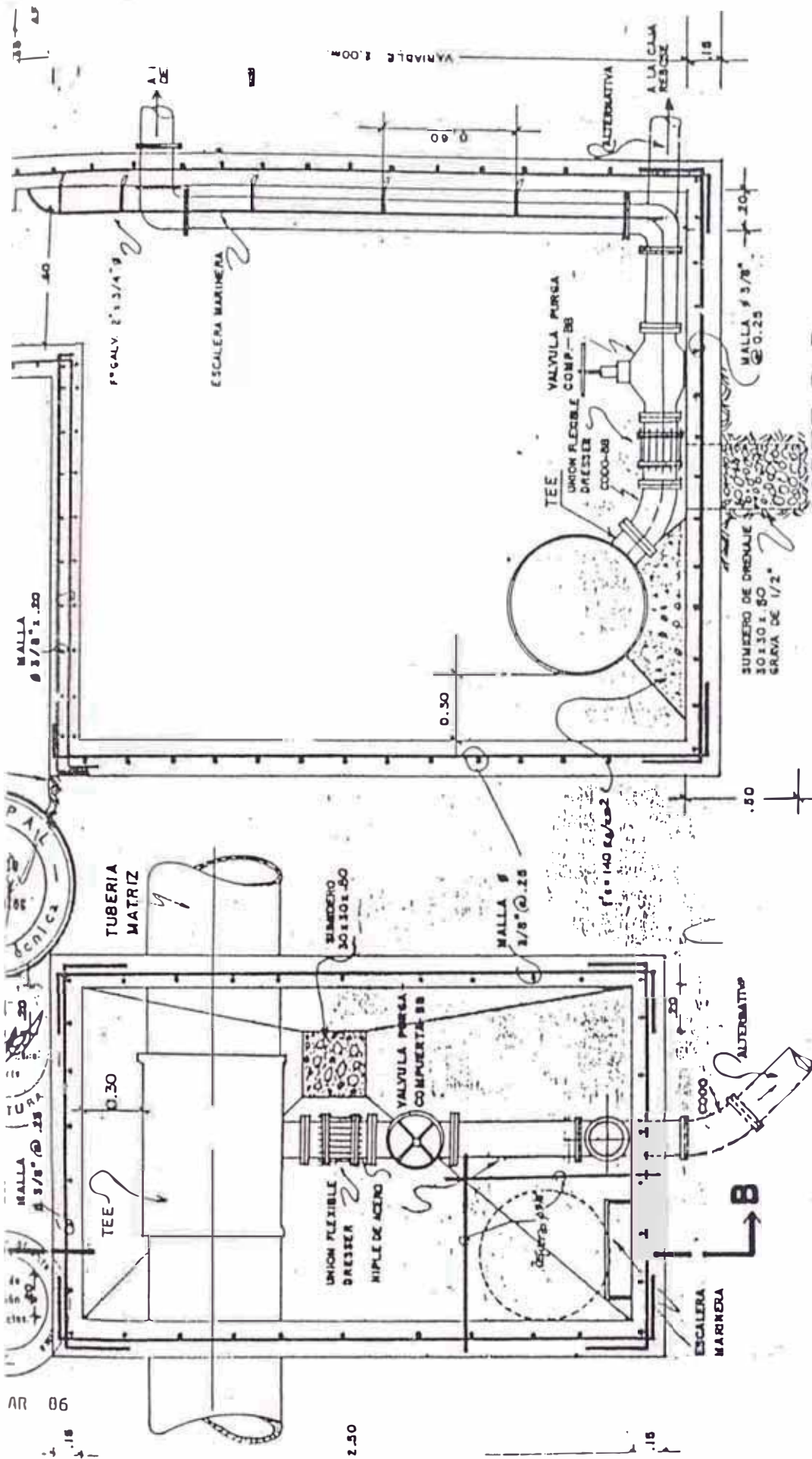
$H_p = 14.9$ t.

CUADRO 5.1.1 (1) (continuación)

Cota de partida	90.17 m.s.n.m.
Cota de llegada.....	75.25 m.s.n.m
Velocidad	1.70 m/seg
ϕ 04"	
L =	150 mts.
Q =	14.17 l.p.s.
H _r =	4.35 mt.
Cota de partida	43.50 m.s.n.m.
Cota de llegada.....	25.00 m.s.n.m
Velocidad	1.75 m/seg

Los accesorios que deben instalarse en la línea de aducción son:

- vi.- Válvula de purga o limpieza; la línea de conducción proyectada según la topografía del terreno tiende a la acumulación de sedimentos en la parte mas baja, por lo cual resulta conveniente colocar una válvula de limpieza de ϕ 8" en la parte mas crítica de la red. Ver lómina N2 6.2-L-1.
- vii.- Válvula de purga de aire, no es necesario por que no existen puntos altos que requieran la instalación de este accesorio.
- viii.- Válvulas reductora de presión, debe ser reem



CORTE B-B

PLANTA

CAMARA DE VALVULA DE PURGA

(ESCALA: 1:25)

CONCRETO f'c 210 Kg/cm²
 ACERO f'y 4200 Kg/
 RECUBRIMIENTO 0.05 minimo

colocado en esta casa por válvulas de control. Las mismas que se instalaron en la caseta de válvulas de los reservorios, también servirá para regular el flujo de agua que descenderá en los reservorios.

14.- Presión de salidas a los reservorios, debe ser regulado estas presiones, recomendando un rango de variación entre 02 a 5 mts de presión, de ser posible debe instalarse una válvula de altura. Atención: para amortiguar el golpe de ariete, es importante su instalación para evitar roturas en las tuberías.

6.3.0 ESTACION DE BOMBEO.

6.3.1 Estación de bombeo de agua potable

En el presente proyecto dará mayor importancia a la conducción de agua por gravedad, por que así lo exige el proyecto, en lo referente a línea de impulsión que se menciona se deja como una proyección futura, ya que el área a servir es pequeña y no esta habitada.

6.3.2 Estación de bombeo de desagües.

Los factores principales que nos conduce a proyectar una estación de bombeo de desagües son:

1.- La altitud del área a servir es demasiado baja para drenarla por gravedad hacia las alcantarillas prima-

La omisión del bombeo daría como consecuencia la descarga de aguas servidas hacia el mar, contaminando la playa de Ventanillo y poniendo en riesgo a los bañistas en adquirir algunas enfermedades infecto-contagiosas.

Se sabe que la instalación de cámaras de bombeo encarece aun más la obra de alcantarillado. En algunos casos, como a veces, es inevitable otra salida para la evacuación de aguas servidas.

5.3.3 Diseño cámaras bombeo de desagües

Una estación de bombeo será diseñado, según las características del agua residual variaciones de caudal.

Generalmente una estación de bombeo está constituido de dos cámaras: una húmeda y la otra seca. En la cámara seca se encuentra instalado los equipos de bombeos accesorios, como también la caseta de guardiana. En cambio la cámara húmeda es diseñada para recepcionar el desagües y ser impulsado mediante el equipo de bombeo hacia lugares donde es factible su descarga. Ver planos: D-07/11, D-08/11, D-9/11, D-10/11, D-11/11.

- 1.- **Diseño de la cámara húmeda.**— El volumen de la poza húmeda se dimensiona en función de caudal (Q)

recepcionado y el tiempo de retención.

Según recomendaciones el tiempo estimado de retención deberá estar en el rango de 10' a 20', por lo que 15 minutos es un tiempo aconsejable¹.

La preocupación sobre la posibilidad de condiciones sépticas que pueden causar olores debidos a los prolongados tiempos de retención en la cámara húmeda, sugiere 30 minutos como tiempo máximo de retención². Esto se presenta en climas cálidos.

La cámara de bombeo que se diseña será para dar servicio exclusivamente a la Cooperativa de Servicios Múltiples de los Empleados Civiles de la Marina de Guerra del Perú "COPEMMAR". Los cálculos para el diseño se realiza como sigue:

$$Q_{\text{prom. desg}} = 17.00 \text{ lps. } (0.9 * Q_{\text{prom.}})$$

$$Q_{\text{mín. desg.}} \approx 8.50 \text{ lps. } (50\% \text{ de } Q_{\text{prom. desg}})$$

$$Q_{\text{máx. desg.}} \approx 45.00 \text{ lps. } (260\% \text{ de } Q_{\text{prom. desg.}})$$

tiempo de retención : 10 minutos.

razón de agotamiento del tanque:

$$45 - 17 = 28 \text{ lps.}$$

$$\text{Volumen requerido} = 28 \times 60 \times 10 / 1000 \approx 14.00 \text{ m}^3$$

Asumiendo un tirante de 1.20 mt .

$$\text{Area superficial será} = 14 / 1.2 = 11.67 \text{ mt.}$$

diámetro de la cámara de bombeo:

¹ Tratamiento y depuración de las aguas residuales, por: Metcalf - Eddy segunda edición año 1981.

² Clifford, D. Demanda Total de Oxígeno, año 1967.

$$A/2 = 11.67 \text{ m}^2 \quad (A \text{ es el área de la cámara})$$

$$\pi D^2/8 = 11.67 \quad \rightarrow \quad D = 5.45$$

$$D \approx 5.5 \text{ a } 5.0 \text{ m.}$$

Operación de las bombas:

$$(17/45) \times 12 \approx 9 \text{ horas por día.}^{\approx}$$

ii.- Tipos de bomba .- Existe una variedad de bombas que pueden instalarse. la mas recomendable para este caso son las bombas centrifugas de eje vertical que a su vez pueden ser de velocidad constante o variable, se instalará 03 bombas centrifugas de ejes verticales.

iii.- Controles automáticos:.- El nivel de agua en el pozo, puede ser controlado por:

- Flotadores.

- Neumaticamente mediante un sistema de tubo de burbujas.

- Eléctricamente por sonda de electrodos.

En nuestro caso se utilizará este último.

El recorrido entre el nivel máximo y el mínimo debe ser de un metro, el nivel máximo de succión deberá encontrarse a 0.25 cm. del nivel máximo del agua. En el proyecto se diseña un sistema de control mediante tres bombas dos de los cuales estarán en funcionamiento y el tercero de reserva.

En caso se cuenten con bombas de velocidades variables, se tendrá dos niveles fijos, aumentando

[≈] Plantas Evaluadoras de Aguas Servidas Santiago de Chile, Universidad de Chile año 1966.

la velocidad de las bombas gradualmente cuando aumenta en nivel de las aguas servidas. En el nivel inferior la bomba funciona a velocidad mínima y en el nivel superior a máxima velocidad.

iv.- Equipo eléctrico.- las bombas funcionará con corriente trifásica 220 voltios, por las condiciones actuales de apagones continuos es aconsejable que se instale un grupo electrogeno para que entre en funcionamiento en caso sea necesario.

v.- Ventilador .- Es esencial la ventilación con aire fresco. deberá tener una capacidad suficiente de asegurar una eficaz circulación de aire.

Las características de los equipos descritos se detallan en el capítulo 09.

i.- Construcción de una estación de bombeo.- La infraestructura de una estación de bombeo será de concreto armado, debe evitarse la filtración de aguas del subsuelo, en las instalaciones de bombeo se dejarán aberturas accesos o escotillas para la instalación, renovación y extracción de equipos.

También se instalarán pernos de argollas, poleas, tripodes para izar equipos.

Deberá llevar una pequeña bomba en la cámara seca para bombear el agua que se infiltre en ella.

6.3.4 Línea de impulsión de desagues.

La tubería de impulsión será lo suficiente y de

diámetro más económico para evacuar las aguas residuales de la cámara de bombeo, las velocidades deben ser adecuadas.

1. Criterio de diseño.- Las tuberías de impulsión tendrán por lo general un diámetro de ϕ 8". Se recomienda utilizar los siguientes valores de C (ver cuadro Nº 6.3.4 (1)), que es aplicable en la fórmula de Hazen & Williams, para calcular pérdidas de carga por rozamientos en tuberías de impulsión, según condiciones del proyecto, en el siguiente cuadro mostramos los valores de C.

CUADRO Nº 6.3.4 (1)

VALORES DE C PARA LINEAS DE IMPULSION DE DESAGUES

TIPOS DE TUBERIAS	VALORES DE C
-Tubería sin revestir de hierro Fdo.	100
-Tub. de hierro fundido revestida de cemento, de hormigón armado, tub. de presión fibrocemento y diversos tipos de tuberías plásticos.	120
-Tuberías de acero con un revestimiento de mortero bituminoso.	110

Las velocidades recomendadas están entre el rango de 0.6 a 3.0 mt/seg. sugiriéndose una velocidad de 1.0 mt/seg. También deben instalarse acceso-

rica para amortiguar el golpe de ariete, estos suelen darse cuando se corta la energía eléctrica del motor.

La línea de impulsión se diseñó tomando en cuenta los siguientes criterios:

$$Q_{\text{prom. desg}} = 17.00 \text{ lps. (} 0.9 * Q_{\text{prom.}} \text{)}$$

$$Q_{\text{mín. desg.}} = 8.50 \text{ lps. (} 50\% \text{ de } Q_{\text{prom. desg}} \text{)}$$

$$Q_{\text{máx. desg.}} \approx 45.00 \text{ lps. (} 260\% \text{ de } Q_{\text{prom. desg}} \text{)}$$

Para la habilitación COOPEMMAR se tomó un caudal de diseño de 35 lps. mas 15 lps que descargarían otras habilitaciones total 50 lps.

$$\rightarrow Q_{\text{diseño}} = 50 \text{ lps.}$$

$$L = 560.00 \text{ mt.}$$

$$\phi = 8''$$

Con estos datos y mediante la fórmula de Hazen & Williams para $C = 120$ las pérdidas de carga y la altura dinámica:

$$H_f = 13.066 \text{ mt}$$

$$\text{Presión de salida} = 2 \text{ mt}$$

$$\text{Altura estática} = 17.944 \text{ mt.}$$

$$\text{Altura dinámica total} = 33.00 \text{ mt}$$

Otros datos de diseño se dan en el capítulo nueve (09), ver planos N^o D-08/11, D-09/11, D-10/11, D-11/11.

C A P I T U L O V I I

R E S E R V O R I O

7.1.0 ALMACENAMIENTO

Los reservorios de almacenamiento juega un papel importante para el diseño de distribución de agua, tanto desde el punto de vista económico, así como por su importancia en el funcionamiento hidráulico del sistema y en el mantenimiento de un servicio eficiente.

Un reservorio de almacenamiento cumple los siguientes propósitos:

- Compensar las variaciones de los consumos que se producen durante el día.
- Mantener las presiones de servicio en la red de distribución.
- Asegurar una reserva de agua para combatir incendios.
- Mantener almacenada cierta cantidad de agua para atender situaciones de emergencia, tales como incendios e interrupciones por daños en la tuberías de aducción.

Estas consideraciones nos llevan a determinar

los aspectos más importante para el diseño de los reservorios de almacenamiento, como son.

Tipos de reservorios.

Ubicación.

Capacidad.

Los tipos de reservorios depende de su configuración y posición con relación a la red, puede ser clasificado en:

- Enterrados, semienterrados o apoyados.
- Elevados.

En cuanto al funcionamiento hidráulico pueden ser:

de cabecera y flotante.

- De cabecera, es cuando la tubería de aducción llega primero al reservorio y de este es distribuido hacia las redes de servicio.
- Flotante cuando el agua es distribuido directamente de la tubería de aducción a la ciudad y el remanente pasará almacenarse en el reservorio. No es recomendable diseñar reservorio flotantes.

El diseño elegido para el presente proyecto será de funcionamiento tipo cabecera.

7.2.0 UBICACION

La ubicación de los reservorios esta condicionado principalmente por la necesidad y conveniencia de mantener presiones en la red dentro de los límites de servicio. Estas presiones en la red están

Limitadas por Normas, dentro de rangos que queden garantizados para las condiciones más desfavorables una mínima y máxima de presión, que en nuestro caso será entre 10 a 50 metros de presión.

Siempre debe ubicarse el reservorio en zonas más altas, y que distribuya en forma equitativa el flujo de caudal hacia la red de distribución, debe en lo posible evitar diseñar reservorios elevados, pues encarecería el costo de la obra.

La ubicación ideal de reservorio sería en el centro de la habilitación, con lo cual logramos una distribución con menores pérdidas de carga ver planos A-02/8, A-07/8, A-08/8.

El reservorio que se proyecta se ubicará en la Cooperativa de los Empleados Civiles de la Marina de Guerra del Perú, aprovechando la topografía de terreno en la parte más alta (en una loma) ver plano A-01/8.

7.3.0 CALCULO HIDRAULICO DEL RESERVORIO.

Los cálculos se realizaron tomando los criterios técnicos y económico, para que tenga un buen funcionamiento.

A continuación describiremos el diseño hidráulico del reservorio proyectado.

El volumen del reservorio proyectado es de 1,100 m³ tiene forma circular, con las siguientes dimensiones: diámetro 16 mt. y 5.70 mt de altura según recomendaciones las alturas totales de agua en

los reservorios de distribución estarán de acuerdo con el volumen y no deberán ser inferior a 2,5 mt. ni superiores a 8,00 mt⁴.

El reservorio se encuentra situado a una cota de 40.00 m.s.n.m.

- i.- Tubería de entrada.- El diámetro está definido por la tubería de aducción ϕ 8". está provisto de una válvula de compuerta ϕ 8" para regular el flujo de entrada. además se prevee un bay-pass para casos de emergencias, la entrada al reservorio será por la parte superior con caída libre. dejando una altura mínima de 20cm. entre el nivel máximo del agua en el reservorio y la tubería de llegada. La tubería debe ser anclada en la pared del reservorio.
- ii.- Tubería de salida.- Es la que va a distribuir el agua hacia la red pública. el diámetro de salida será el correspondiente al diámetro de la matriz de distribución ϕ 10" en este caso. Debe estar provisto de una válvula de compuerta. La ubicación de la salida respecto a la entrada debe reducir al mínimo las posibilidades de cortocircuito.
- iii.- Tubería de limpieza.- Deberá ser de un diámetro tal que facilite el vaciado del reservorio en un tiempo determinado, generalmente en nuestro medio para hacer la limpieza del reservorio se descarga de un día a otro, suponiendo que el tiempo de descarga sea de 10 horas, y aplicando la fórmula siguiente:

⁴ Reglamento de Elaboración de Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado SEDAPAL.

$$t = \frac{A_t}{CA_o \sqrt{2g}} (H_1^{1/2} - H_2^{1/2})$$

.....(7,1)

donde:

t = tiempo que demora descargar el reservorio (seg).

A_t = área de la sección del reservorio(m²).

A_o = sección de la tubería de salida (m²).

H₁ = cota superior de agua (mt).

H₂ = cota inferior de agua (mt) H₂=0.

C = coeficiente de descarga C ≈ 0.80...⁵

Reemplazando datos para:

$$\phi t = 1.5 \text{ mt.}$$

$$H_t = 5.70 \text{ mt}$$

se obtiene el diámetro de la tubería de descarga.

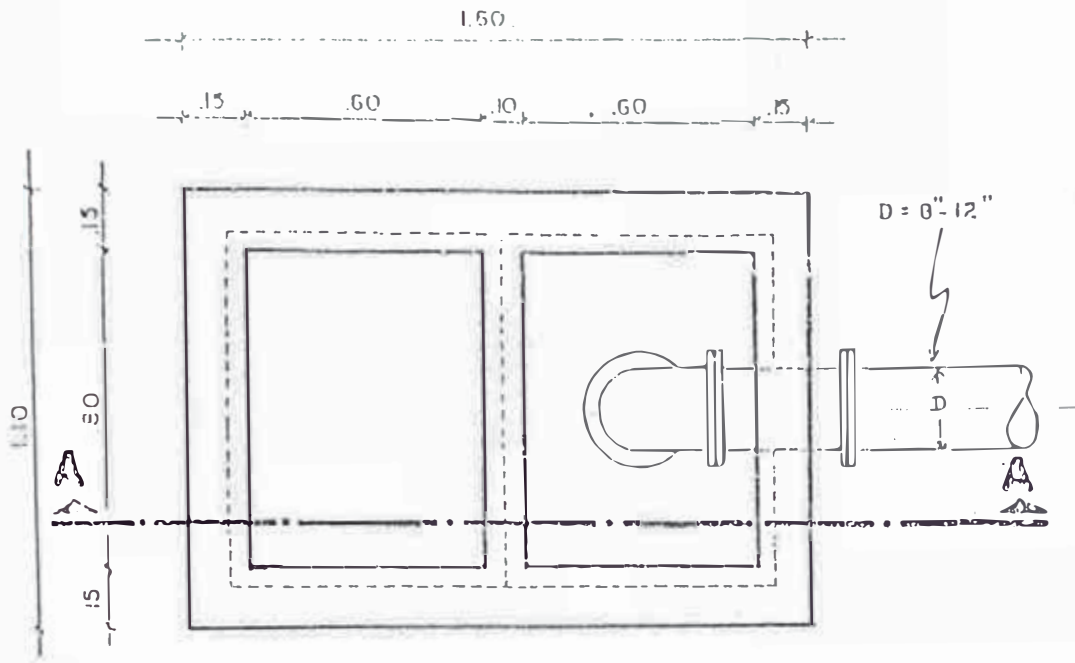
$$d = 10''$$

esta tubería también deberá llevar una válvula de compuerta. La tubería de limpieza deberá descargar en una caja de registro de diseño especial para evitar cualquier riesgo de contaminación. El fondo del reservorio tendrá una pendiente de 1 por 100 hacia la salida. Ver lámina 7.3-L-1.

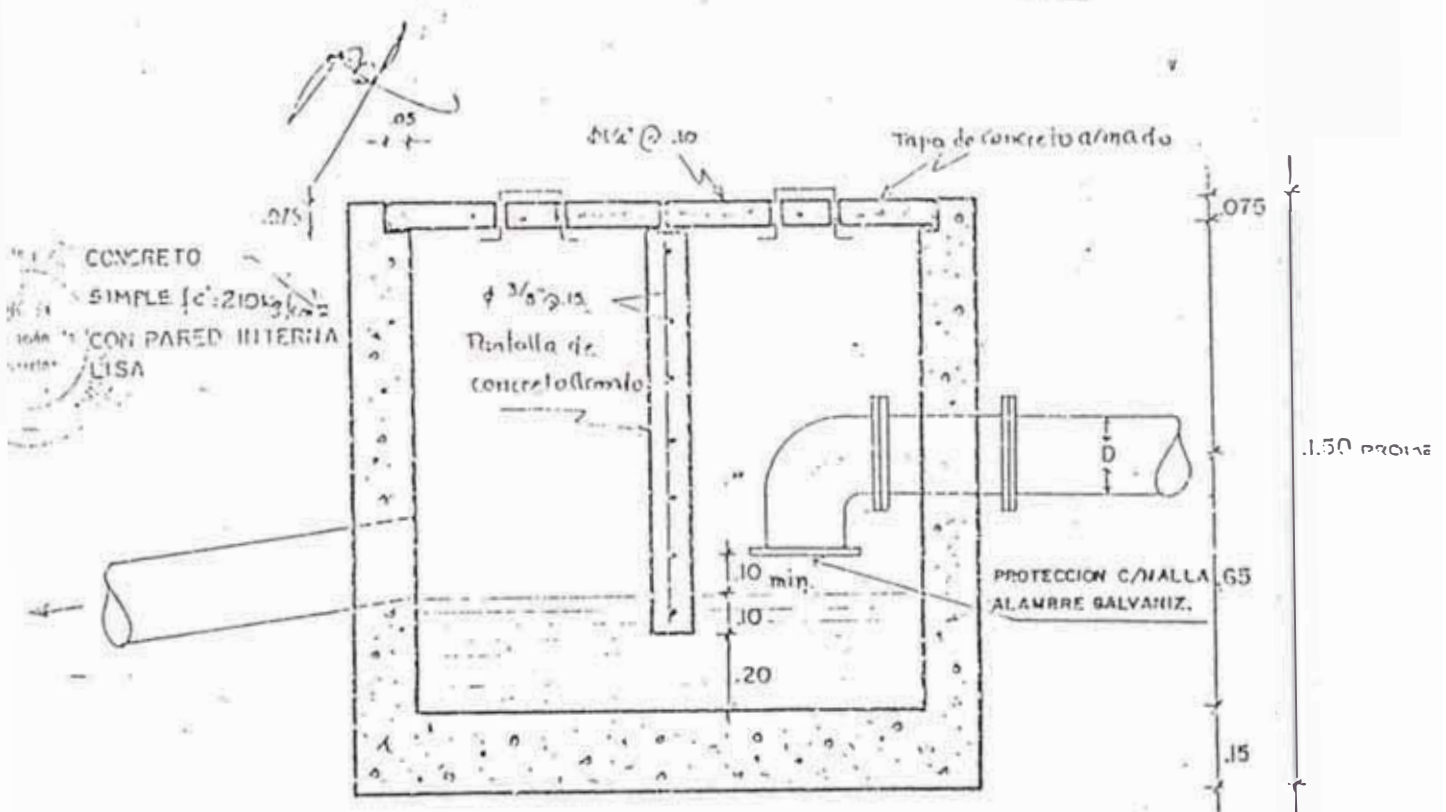
iv.- Tubería de reboce.-La tubería de reboce se conectará con descarga libre a la tubería de limpieza, no llevará válvula de compuerta permitiendo la descarga en cualquier momento. El diámetro de la tubería de limpieza deberá ser tal que permita descargar el gasto de llegada de la tubería de aducción. Este diámetro calculamos mediante la siguiente fórmula

⁵ Mecánica de fluidos de Colección Schaum pág. 152, 2ª edición.

LAMINA NO 7.3 L-1



PLANTA ESC: 1:20



PERFIL ESC: 1:20

CAJA ESPECIAL DE REBOSE-LIMPIA

siguiente⁶:

$$Q = 1.518 \times D^{2.67} \times H^{1.807}$$

.....(7.2)

Donde:

Q = caudal que ingresa al reservorio en lps.

H = altura de tirante de agua. H \geq D

D = diámetro de la tubería de reboco en mt.

reemplazando datos para:

Q = 32.64 lps

D = 10"

El diámetro de la tubería de reboco será de ϕ 10".

- v.- Ventilación.- Los reservorios deben proveerse de un sistema de ventilación, con protección adecuada para impedir la penetración de insectos y de otros animales. Para ello es aconsejable la utilización de tubos en "U" invertida, protegidos a la entrada con rejillas o telas metálicas. La tubería será de ϕ 2"
- vi.- Medidor.- Es aconsejable colocar un medidor registrador a la salida del reservorio que permita determinar los volúmenes de agua entregados diaria. Ello permitirá durante la fase de operación determinar fallas en el servicio, desperdicios y usos no controlados, pudiéndose tomar medidas correctivas para el mejor funcionamiento del sistema.
- vii.- Otros accesorios.- Deben proveerse al reservorio control de niveles flotantes, bocas de inspección, escaleras de acceso
Las válvulas, medidores, controles de nivel, etc. deberán estar incluidos en una caseta anexa al reservorio.ver planos A-06/8, A-07/8.

⁶ Manual de Hidráulica de Azevedo Netto pág. 84 69 edición año 1975.

viii.- **Diseño estructural.**- Los diseños de estructuras deberán estar basados en sólidas investigaciones de la calidad del terreno, y estar autorizados por Ingenieros de la especialidad estructural. Adjuntamos el estudio de suelos para tal efecto y el respectivo plano de estructuras. nº A-08/9.

ix.- **Caminos de acceso.**- Es necesario la construcción de un camino de acceso hacia el reservorio, debiendo entrar en el presupuesto de obra dicha partida.

7.4.0 CALCULO DEL VOLUMEN DE ALMACENAMIENTO.

El volumen del reservorio se diseña en función de varios factores entre ellos tenemos:

- a) Compensación de las variaciones horarias.
- b) Emergencias para incendios.
- c) Provisión de reserva para cubrir daños e interrupciones en la aducción o en las bombas.
- d) Funcionamiento como parte del sistema.

e) Compensación de las variaciones horarias.

Debe permitir que la demanda máxima de consumo sea satisfecha durante las 24 horas del día. Por tanto la capacidad requerida para compensar esas variaciones estará basada en la curva representativa de las demandas durante las 24 horas. De forma tal que se produzca un equilibrio entre los caudales de llegada y salida que garanticen un servicio continuo y eficiente.

En caso existan registro del consumo diario, deberá graficarse la curva de variaciones horarias para un día representativo y la curva de consumos acumulados obtenidos del anterior, de dicha curva podrá obtenerse el volumen de regulación trazando tangentes en los puntos de inflexiones.

En el caso nuestro no contamos con estos registros de datos, por lo que nos basaremos en normas existentes que rige para Lima Metropolitana,

partiendo del cuadro N°6.1.1 (1) el caudal que llega al reservorio R-1A es $Q_{\text{máx.d}} = 43.98 \text{ lps}$

para la compensación de variación horaria se requerirá un volumen de 18% del consumo del máximo diario, si la fuente es calculado en base a 24 horas de funcionamiento, en caso que el número de horas de funcionamiento sea inferior a 24 horas, se multiplicará por el factor $24/N$, siendo N el número de horas de funcionamiento de la fuente.

El criterio tomado para calcular este volumen es del 18% de la demanda máxima diaria.

$$\rightarrow \text{Volumen/día} = 43.98 \times 86400 / 1000 = 3800 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{reg}} = V_d \times 0.18 = 3.800 \times 0.18$$

$$V_{\text{reg}} = 684.00 \text{ m}^3$$

.....(7.3)

b) Emergencias para incendios.- Los incendios pueden ocurrir en cualquier instante la reserva contra incendio deberá estar disponible en estos casos.

Las normas generalmente asume un tiempo de duración de incendio de 2 a 4 horas, funcionando a las vez dos grifos con descarga de 16 lps cada uno. SEDAFAL, exige un volumen de almacenamiento de 200 m³ para habilitaciones que sean menores de 50 hectáreas y para habilitaciones que tengan mas de 50 hectáreas se requerirá una capacidad adicional de 400 m³.

El volumen de reserva contra incendio proyectado para el reservorio R-1A será de 150 m³ el restante será almacenado en el reservorio R-2A.

c) Provisión de reserva para cubrir interrupciones por

daños en la tubería de aducción y eventualidad que la línea de aducción o los equipos de bombeo sean dañados, es aconsejable un volumen adicional que dé oportunidad para reestablecer el servicio. En tal caso puede estimarse un periodo de cuatro horas para abastecer a la ciudad con un gasto igual al máximo diario.

Según el reglamento de EEDAF-L existe un volumen adicional de reserva que sea igual al 7% del consumo del día máximo. Calculando con este porcentaje nuestro volumen de reserva será así:

$$V_{\text{reserv}} = V_{\text{día}} \times 0,07 = 3.600 \times 0,07 = 266$$

$$V_{\text{reserv}} = 266 \text{ m}^3$$

ecuación (7,4)

→ El volumen total de almacenamiento será:

$$V_T = V_{\text{reg.}} + V_{\text{reserv.}} + V_{\text{c/i}} = 684 + 266 + 150 = 1100 \text{ m}^3$$

$$V_t = 1,100 \text{ m}^3$$

ecuación (7,5)

7.5.0 DIMENSIONAMIENTO DEL RESERVORIO.

Con los datos obtenidos en el acápite anterior procedemos a dimensionar el reservorio:

Volumen del reservorio = 1,100 m³.

Como se recomienda una altura de 2.5 a 8.0 mt, estimamos una altura de 5.70 mt

→ el área será:

$$A = V/H$$

donde:

$$A = \text{área del reservorio en mt}^2$$

r = radio en m.

h = altura en m.

luego:

$$A = 3,14 \cdot 12,70 = 192,98.$$

$$A = 192,98 \text{ m}^2.$$

con este valor calculamos el diámetro

$$a = \pi D^2/4 = 192,98$$

$$\rightarrow D = 15,67 \text{ mt}$$

$$D \approx 16,00 \text{ mt.}$$

El reservorio tendrá una cota de fondo de 40,00 m.s.n.m.

= nivel mínimo de agua 40,20 m.s.n.m.

= y un nivel máximo de agua a 45,50 m.s.n.m.

7

C A P I T U L O V I I I

RED DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE

8.1.0 INTRODUCCION.

Se define como red de distribución de agua potable a la unidad de sistema que conduce agua desde los reservorios de almacenamiento, hasta los lugares de consumo (casas, industrias, edificios, etc.). Está constituida por un conjunto de tuberías, accesorios y piezas especiales dispuestas convenientemente a fin de garantizar el abastecimiento de agua a un centro poblado.

Una vez realizado el estudio de campo, y definida tentativamente las estructuras que han de constituir el sistema de abastecimiento de agua, se procederá al diseño de las diferentes partes, del sistema.

Teniendo definido ya a esta altura: la fuente de abastecimiento de agua, la ubicación de los reservorios, casetas de bombeo, etc. procediéndose a diseñar la red de distribución.

Debe darse gran importancia en asegurar a la población el suministro eficiente y continuo de agua

en cantidad y presión adecuada durante todo el período de diseño.

Las cantidades de agua estarán definidas por los consumos estimados en base a las dotaciones de agua. Sin embargo en análisis de redes deben contemplarse las condiciones más desfavorables. Para tal caso se aplicará el factor K_2 para las condiciones de consumo máximo horario y la estimación de la demanda contra incendio, dependiendo de la densidad poblacional en la zona de estudio.

Las presiones en la red deben satisfacer ciertas condiciones mínimas y máximas para las diferentes situaciones de análisis que puedan ocurrir. En tal sentido la red debe mantener presiones de servicios que sean capaz de llevar agua al interior de las viviendas, las normas vigente exigen de 10 a 50 metros de presión de agua, dependiendo de la importancia de la ciudad y el tipo de construcción proyectado.

Los conductos que forman la red de distribución pueden clasificarse en:

- a) redes principales;
- b) redes secundarias.

a) **Redes principales.**

Son aquellos conductos de mayores diámetro llamados también redes troncales, estos conductos forman un conjunto de circuitos o mallas, tomando el agua de los reservorios y alimenta a las redes

secundarias. Los esquemas integrales están definidos por redes principales y a su vez éstos se subdividen por zonas de presiones. Se alimentan de los reservorios de almacenamiento.

Redes secundarias.

Son conductos de menor diámetro, llamados también tuberías de riego, son los encargados del abastecimiento directo a las viviendas mediante las conexiones domiciliarias.

El período de diseño proyectado será de 15 años para las redes de agua y veinte años para los reservorios.

Seguidamente indicaremos las habilitaciones que integrarán los diseños respectivos.

- Esquema integral de balance Hidráulica --Se limitará al diseño de redes principales con sus respectivos cálculos hidráulicos, está integrado por las siguientes habilitaciones:

COOPEMMA

Lic. de las Frzas. armadas

Urb. ZUNINO

A.H. Angamos tercera etapa.

- Diseño del Proyecto definitivo.- De las cuatro habilitaciones, se tomó una de ellas y en base a ésta se desarrolló el proyecto definitivo de agua potable y alcantarillado, para tal caso hemos tomamos la Cooperativa de Servicios Múltiples de los Empleados.

5.2.0 DISEÑO DEL ESQUEMA INTEGRAL DE BALANCE HIDRAULICO

Según los estudios de campo obtenidos (planos: topográfico, lotización, ubicación de los reservorios), se procedió a diseñar las redes de troncales de agua potable, las tuberías se dimensionarán con el consumo máximo horario definidos en el capítulo cuatro. El cuadro NE 5.2.0(1) muestra la dotación y la demanda máxima horaria anual para el Esquema Integral

CUADRO NO 5.2.0 (1)

DEMANDA MAXIMA HORARIA ANUAL PARA EL ESQUEMA INTEGRAL.

<u>HABILITACION</u>	<u>DOTACION</u>	<u>Q_{máx. horario}</u>
COPEMMAR	200 lpd.	42.08
lps		
Lic. de las Fzas. Armadas	200 lpd.	212.46 lps
Urb. ZUNINGO	200 lpd.	50.22 lps
A.H. Angamos III Etapa.	150 lps	30.02 lps
T O T A L		341.78 lps

+ el caudal de diseño para el esquema integral es:

$$Q_{\max.h} = 341.78 \text{ lps.}$$

Las habilitaciones comprendidas dentro del presente Esquema de Balance Hidráulico descritas en el cuadro NO 8.1.0 (1), tiene un área total de 270.90 ha.

En cuanto a la fuente de agua, debe mencionarse que se está considerando la integración al sistema de Ventanilla, el mismo que hace uso de las fuentes de aguas subterráneas, extraídas mediante pozos profundos, localizados en los Distritos de Carabayillo y Fuente Piedra.

Para efectuar los cálculos pertinentes partimos del cuadro resumen siguiente:

CUADRO NO 8.1.0 (2)

DOTACION DE AGUA Y CAUDAL DE BOMBEO

Area (Has)	NO de lotes	$Q_{\max.d}$ lps	$Q_{\max.h}$ lps	$Q_{\text{bomb.}}$ lps	NO Pozos Reqda.
270.90	3,350	170.89	341.78	127.85	3

El número de pozos necesarios se establece a partir del caudal de bombeo, en tal sentido, considerando que el rendimiento de cada pozo (según recomendaciones) será de 34 lps, tenemos:

$$\text{Nº de pozos} = \text{Qocmb.}/34 = 227.85/34 = 6.7$$

→ Nº de pozos ≈ 7

Estos pozos se deberán perforarse paulatinamente según los requerimientos de la población, coordinación con la Ciudad de Ventanilla.

8.2.1 Zonas de presiones.

El Esquema Integral estará definido por dos zonas de presiones como son:

a) Primera zona de presión.

Esta zona de presión según corresponde a las cotas del plano topográfico, varían desde 1.50 msnm. hasta 25.00 m.s.n.m. Son alimentados de dos reservorios con las siguientes características. Ver cuadro Nº 8.2.2. (1).

CUADRO Nº 8.2.1 (1).

RESERVORIOS QUE ALIMENTAN A LA 1ª ZONA DE PRESIÓN

Reservorio	Volumen	Cota de fondo msnm.
R-1A	1,100 m ³	40.00
R-2A	2,700 m ³	43.50

De este reservorio se distribuyen el agua a las siguientes habilitaciones que conforman la primera zona de presión. Ver cuadro Nº 8.2.1 (2)

CUADRO Nº 8.2.1 (2)

CARACTERÍSTICAS DE LAS HABILITACIONES QUE CONFORMAN LA PRIMERA ZONA DE PRESIÓN

HABILITACION	INDICES	POBLAC.	Corta	Caas.J	Caas.h	Boas.	VOL.ALMC.
COPEMAR	1.165	8.155	19.89	24.54	49.08	32.72	536.08
LIC. FRÍAS ACERDAS	1.043	39.301	51.72	106.27	212.46	141.64	2.254.57
ZUMING	1.192	2.348	19.31	23.11	46.22	31.46	515.36
A.H. ANGAMOS 3º ETAP.	230	1.736	1.04	1.39	2.78	1.87	29.31
TOTAL	4.620	52.360	102.00	155.31	310.54	216.69	3.335.31

b) Segunda zona de presión.

Está integrada por el A.H. Angamos tercera etapa, corresponde a las cotas topográficas de 25.00 msnm. a 40.00 msnm. Será alimentada del reservorio R-3A que reúne la siguiente características;

<u>Reservorio</u>	<u>Volumen</u>	<u>Cota de fondo msnm.</u>
R-3A	70 m ³	50.00 msnm.

De dicho reservorio se distribuye el agua a la segunda zona de presión que dará servicio al A.H. Angamos tercera etapa. Ver cuadro Nº 8.2.1 (3)

CUADRO N° 8.2.1 (3)

CARACTERÍSTICAS DE LAS HABILITACIONES QUE CONFORMAN LA SEGUNDA ZONA DE PRESIÓN

HABILITACION	NOLSTEE	POBLAD.	Qprom	Qmax.h	Qmax.h	Qbanc.	VOL.ILMC.
A.H. ANGAMOS 32ETP.	700	4,900	8.51	11.06	22.12	14.75	249.00
TOTAL	700	4,900	8.51	11.06	22.12	14.75	249.00

Esta segunda zona de presión queda indicada para una proyección futura no se desarrolla en el presente estudio

8.2.2 Dimensionamiento de redes matrices.

Los criterios considerados para el dimensionamiento de las redes troncales o matrices, son las que resultan de la aplicación de método de Hardy Cross. Asumiéndose un coeficiente de rugosidad $C_f = 140$ y utilizando la fórmula de Hazen & Williams. Los resultados se muestran en los cuadros N° 8.2.2 (2)

Las fórmulas que se aplicaron en los cálculos son :

a) Fórmula de Hazen & Williams.

Aplicado para flujos turbulentos ($Re > 4,000$), es la fórmula más aplicada para los cálculos en redes de distribución, definidas por la siguiente expresión:

$$V = 0.355C \cdot D^{0.54} \cdot S^{0.54}$$

..... (8,1)

siendo:

V = velocidad, m/seg

D = Diámetro m.

C = Coeficiente de rugosidad.

Sf = pérdida de carga unitaria.

Se recomienda la fórmula de Hazen & William para tuberías con diámetros superiores a 50 mm. (2") . Esta fórmula puede ser aplicada tanto a las tuberías que trabajen a presión, como a los conductos libres. Actualmente es la expresión de empleo más común.¹

Los valores de C más comúnmente utilizados son:

CUADRO Nº 8.2.2 (1)

VALORES MAS COMUNES DE "C"

TUBERIA	VALOR DE "C"
Tub. de Asbesto	140
Tub. de concreto liso	130
Tub. de plástico	140
Fierro fundido	100
Tub. de Acero	120
Tub. de concreto	110

De la expresión Nº 8.1, podemos deducir las

¹Manual de Hidráulica de Azevedo Netto.

siguientes fórmulas:

$$\begin{aligned} H_f &= 1.729 \times 10^{-5} (Q/C)^{1.852} L/D^{4.87} \quad (8,2) \\ Q &= 4.262 \times 10^{-4} C^{0.549} (H_f/L)^{0.187} \quad (8,3) \\ V &= 1.497 \times 10^{-2} C^{0.549} (H_f/L)^{0.187} \quad (8,4) \end{aligned}$$

donde:

- Q = caudal lps.
- V = velocidad m/seg.
- D = diametro pulg.
- L = longitud del tramo Km.
- H_f = pérdida de carga m.

b) Estimación de caudales.

Teniendo en cuenta que cada uno de los tramos de nuestra red, representa una tubería troncal del sistema de distribución, éstas a su vez se hallarán conectadas a un conjunto de tuberías de servicio local, estimaremos dicho caudal de servicio del modo siguiente:

- i) Para cada tramo de la red se especificará un área de influencia, a la cual se abastecerá.
- ii) De acuerdo a las condiciones de la zona asignada, promediaremos un valor de densidad de población.
- iii) Se calcula el valor de la población de saturación como el producto de los dos anteriores.

vi) El caudal de la población a servir se asignará el valor de la dotación establecida en el capítulo cuarto. El caudal promedio será calculado como el producto de los valores anteriores.

$$\text{población de saturación} \times \text{dotación} = \text{caudal promedio}$$

vii) De acuerdo al reglamento, la red de distribución se diseñará para el mayor de los siguientes valores:

- Caudal máximo anual diario + incendio
- Caudal máximo de la demanda anual horaria

viii) Para fines del tanteo, admitiremos el caudal del servicio igual al máximo anual horario, el cual fue determinado en el capítulo IV:

$$Q_{\text{prom}} \times 2.6 = \text{caudal máximo horario}$$

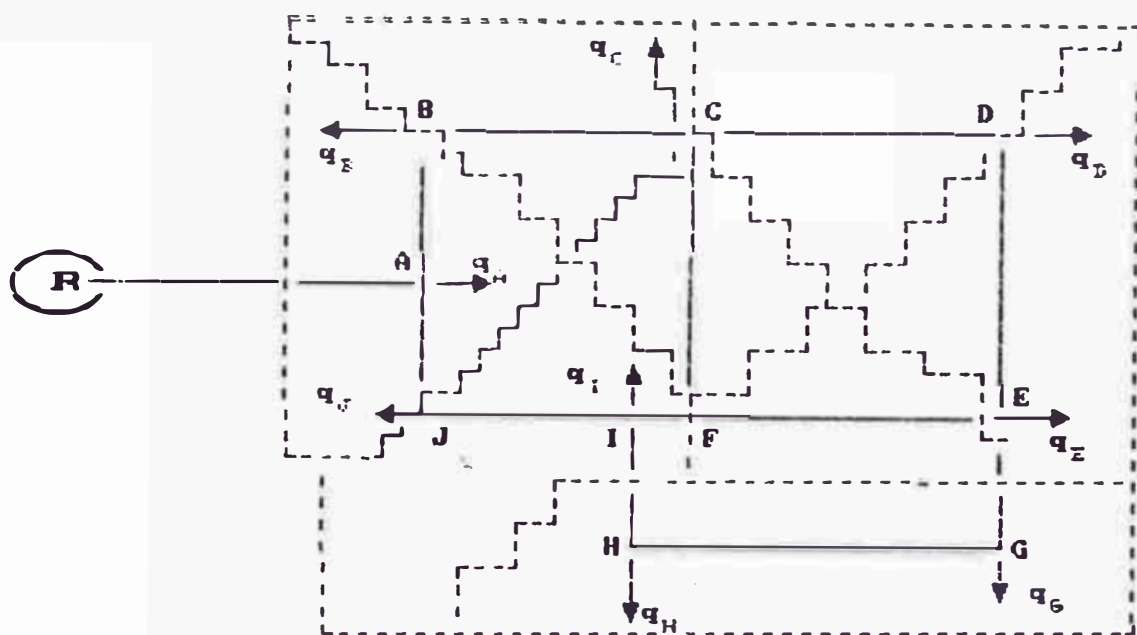
c) Area de influencia.

Con el propósito de ubicar centro de la troncal, la posición del caudal de servicio indicado anteriormente, se especifican los siguiente criterios:

- i) Método de la bisectriz.- El area de influencia para cada una de las troncales de la red se determinará trazando la bisectriz de cada uno de los ángulos determinados en el nudo de ésta. Como se muestra en la figura NQ 8.2-F1. Estando las redes de distribución de agua dibujada a escala, el área de in-

fluencia se determinará, con el auxilio de un planímetro. Calculado el caudal de servicio para todos los tramos, este se considerará ubicado en uno de sus extremos. Si en un nudo convergen más de dos tramos, se considerará la suma de los aportes de cada uno. Ver plano NGA-02/3 y A-03/5

FIGURA Nº 1.1.1-F-1



AREA DE INFLUENCIA METODO DE LA BISECTRIZ

d) Estimación de diámetro.

Especificados los caudales a circular por cada tramo, admitiremos para el primer tanteo algunos valores referenciales de los diámetros, en función de las velocidades reglamentarias, (puede utilizarse ábacos, nomogramas existentes).

... sugerencias... asumidos, deberán a
procederse realizar los cálculos respectivos, una
vez finalizado deberán chequearse los diámetros,
tanto las presiones que se producen en cada una de
los nudos, así como las velocidades de flujo.

e) Cálculo por el método de Hardy Cross .

El método de Hardy Cross es un proceso de tanteos directos: los ajustes hechos sobre los valores previamente admitidos o adoptados son calculados y por lo tanto, controlados. En estas condiciones, la convergencia de los errores es rápida, obteniéndose casi siempre una precisión satisfactoria en los resultados, después de aproximadamente tres tanteos.

Para su aplicación al estudio de las grandes redes, siempre que hubiera conveniencia, las ciudades podrán ser divididas en sectores.²

El método de cálculo desarrollado por el profesor Hardy Cross, consiste en suponer unos caudales en todas las ramas de la red y a continuación hacer un balance de las pérdidas de carga calculadas. Como ejemplo un lazo o circuito único, mostrado en la figura N° 3.2-F-2, para que los caudales en cada rama del lazo, sea los correctos, se habrá de verificar:

² Redes de Abastecimiento de Agua Autor Pablo Apaza
Bachera segunda Edición Marzo de 1990.

$$H_f \text{ ABC} = H_f \text{ ABC} \quad \text{o} \quad H_{f\text{ABC}} - H_{f\text{ABC}} = 0$$

....(8,5)

Para aplicar esta expresi3n, la p3rdida de carga en funci3n del caudal ha de ponerse en la forma $H_L = kQ^n$ partiendo de este concepto³ se proceder3 a desarrollar las ecuaciones (que no es materia de esta tesis).

El resultado final es la siguiente expresi3n:

$$\Delta = \frac{-\Sigma(H_f)}{1.852(H_i/Q)}$$

.....(8,6)

Siendo:

$\Sigma(H_f)$ = sumatoria de las p3rdidas de carga en un circuito

$\Sigma(H_f/Q)$ = sumatoria de las p3rdidas de cargas dividido entre el caudal de cada tramo.

Al utilizarse la f3rmula (8,6), debe ponerse cuidado en el signo del numerador.

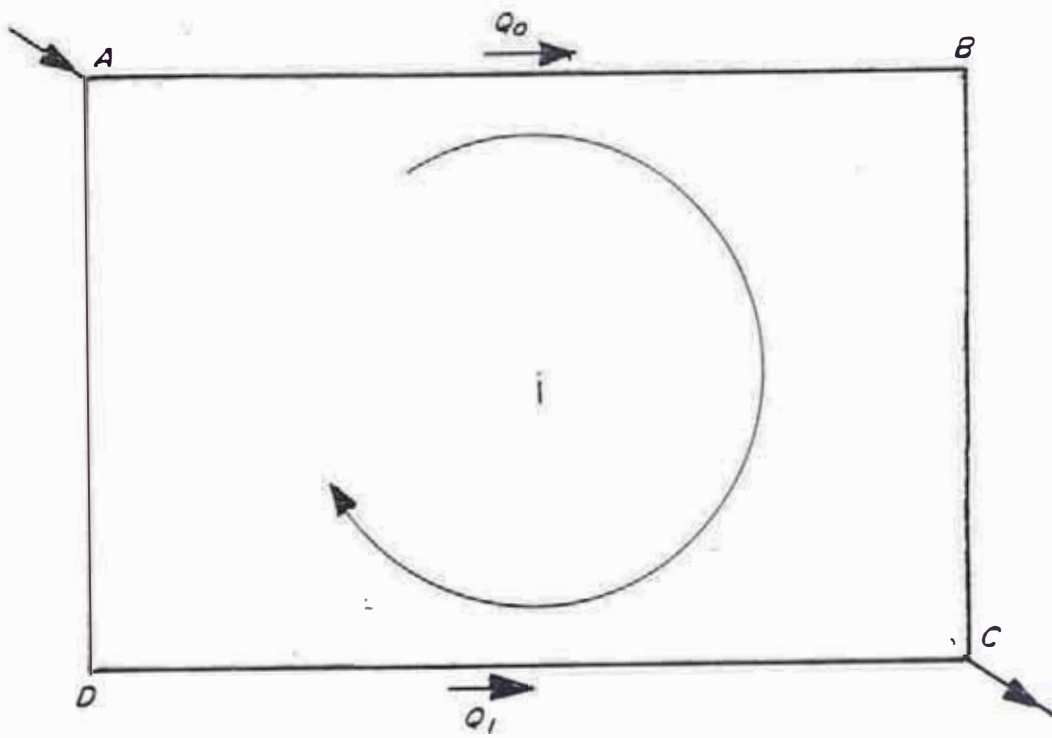
Los c3lculos se llev3 a cabo mediante el m3todo de programaci3n "Hoja de C3lculo Lotus 1-2-3), tomando como datos de entrada :

- L = longitud del tramo.
- Qo= caudal supuesto.
- D = di3metro supuesto.

En el cuadro N3 8.2.2 (2) se muestran los resultados del m3todo de programaci3n aplicado.

³ Ver el libro de Mec3nica de Fluidos e Hidr3ulica de Colecciones Schaum P3g. 125 segunda edici3n.

Figura N° 8.2 F-2



ANALISIS DE CIRCUITO

CUADRO N- 8.2.2 (2)

CONFORMACION DEL ESQUEMA DE BALANCE HIDRAULICO DE LAS ZONAS "D" y "E", PARTE BAJA DE LA CIUDAD SATELITE DE VENTANILLA

CALCULO HIDRAULICO DE REDES
(Metodo de Hardy Cross)

NUMERO DE TRAMO	LONG. L (mts)	CAUDAL Qc (l/seg)	DIA (")	VELOC. v/seg	COTA TERRENO mt.	HL mt.	HL/Qc	CORREC. h	CAUDAL CORREG. (l/seg)	COTA PIEZOM. mt.	PRESION SALIDA RED
CIRCUITO I											
1-2	100.00	38.63	8	1.20	16.500	0.6423	0.0166	0.00013	38.63	37.358	21.058
2-3	428.00	16.217	6	0.89	16.500	2.2256	0.1373	0.00007	16.217	35.332	22.332
3-4	310.00	5.993	6	0.31	4.000	0.2250	0.0402	0.00013	5.993	35.107	31.107
4-5	60.00	-5.928	6	0.22	3.500	-0.0485	0.0082	0.00013	-5.927	35.155	31.355
5-6	105.00	90.259	12	1.24	3.500	0.4483	0.0059	-0.00108	90.258	34.707	31.207
6-7	200.00	18.951	8	0.58	4.500	0.3416	0.0160	-0.00022	18.951	34.365	24.865
7-8	350.00	-15.854	8	0.49	10.500	-0.4792	0.0302	0.00013	-15.854	34.844	24.044
8-9	240.00	-19.044	8	0.59	15.000	-0.4139	0.0217	0.00013	-19.044	35.258	20.258
9-10	310.00	-32.654	8	0.99	21.500	-1.4009	0.0437	0.00013	-32.654	36.659	15.159
10-1	255.00	-37.504	8	1.16	18.500	-1.5408	0.0411	0.00013	-37.504	38.200	19.700
						-0.0001	0.3520	0.00013			
CIRCUITO II											
2-11	395.00	16.187	6	0.89	24.500	2.0471	0.1265	0.00005	16.187	35.511	11.011
11-12	430.00	7.097	6	0.39	25.000	0.4848	0.0663	0.00005	7.097	35.026	10.026
12-3	395.00	-1.993	4	0.25	13.000	-0.3062	0.1535	0.00005	-1.993	35.332	22.332
3-2	428.00	-16.217	6	0.89	6.500	-2.2258	0.1373	-0.00007	-16.217	37.558	21.058
						-0.0000	0.4858	0.00005			
CIRCUITO III											
6-13	300.00	62.351	10	1.23	3.200	1.5660	0.0251	-0.0009	62.350	33.141	29.941
13-14	145.00	40.057	8	1.24	3.100	0.9897	0.0247	-0.0005	40.057	32.151	29.051
14-15	225.00	33.110	8	1.02	3.000	1.0796	0.0326	-0.0005	33.109	31.072	28.072
15-16	120.00	7.754	6	0.43	3.500	0.1605	0.0206	0.0003	7.754	30.911	27.411
16-17	350.00	-2.235	4	0.28	3.500	-0.3353	0.1500	0.0003	-2.235	31.247	27.647
17-18	245.00	-13.126	6	0.72	5.600	-0.8616	0.0656	0.0003	-13.126	32.108	26.508
18-19	200	-22.076	8	0.68	4.800	-0.4534	0.0205	0.0003	-22.076	32.562	27.762
19-7	470.00	-29.346	8	0.90	9.500	-1.8039	0.0615	0.0003	-29.346	34.366	24.866
7-6	200.00	-18.952	8	0.58	3.500	-0.3418	0.0180	0.0002	-18.951	34.707	31.207
						-0.0003	0.4187	0.0003			

NUMERO DE TRAMO	LONG. L (mts)	CAUDAL Qo (l/seg)	DIAM (")	VELOC. w/seg	COTA TERRENO at.	HL mt.	HL Qo	CORREC. f	CAUDAL CORREG. (l/seg)	COTA PIEZOM. mt.	PRESION SALIDA RED
CIRCUITO IV											
5-20	400.00	-96.320	12	1.32	3.000	-4.8446	0.0503	0.0012	-96.319	40.000	37.000
20-21	270.00	119.140	12	1.63	4.000	1.9216	0.0161	0.0012	119.141	38.078	34.078
21-22	385.00	115.500	12	1.58	2.400	2.5872	0.0224	0.0012	115.501	35.491	33.091
22-23	250.00	55.548	8	1.71	1.800	3.1242	0.0562	0.0009	55.549	32.367	30.567
23-13	735.00	-6.843	6	0.38	1.200	-0.7747	0.1132	0.0004	-6.843	33.142	29.942
13-5	300.00	-52.351	10	1.23	3.500	-1.5660	0.0231	0.0009	-52.350	34.708	31.208
5-5	105.00	-90.351	12	1.24	3.800	-0.4483	0.0050	0.0011	-90.350	35.156	31.356
						-0.0006	0.2884	0.0012			
CIRCUITO V											
13-23	735.00	6.843	6	0.38	1.300	0.7747	0.1132	-0.0004	6.843	32.366	30.566
23-14	700.00	15.422	6	0.35	1.350	3.3173	0.2151	0.0006	15.423	29.049	27.099
24-15	545.00	-13.517	6	0.74	3.000	-2.0236	0.1457	0.0008	-13.516	31.073	28.073
15-14	225.00	-33.109	8	1.02	3.100	-1.0796	0.0326	0.0005	-33.109	32.152	29.052
14-13	145.00	-40.037	8	1.24	3.200	-0.9897	0.0247	0.0005	-40.037	33.142	29.942
						-0.0008	0.5353	0.0008			
CIRCUITO VI											
23-25	550.00	21.519	8	0.66	1.400	1.1892	0.0553	-0.0001	21.519	31.177	29.777
25-26	700.00	6.501	4	0.80	1.500	4.8336	0.7435	0.0002	6.501	26.344	24.844
26-24	570.00	-5.309	4	0.65	1.950	-2.7061	0.5097	0.0002	-5.309	29.050	27.100
24-23	700.00	-15.422	6	0.85	1.800	-3.3173	0.2151	-0.0006	-15.423	32.367	30.567
						-0.0006	1.5236	0.0002			
CIRCUITO VII											
22-27	445.00	46.322	10	0.91	2.300	1.3405	0.0289	0.0003	46.322	34.151	31.851
27-28	280.00	19.007	6	1.04	1.500	1.9533	0.1028	0.0003	19.007	32.197	30.697
28-25	560.00	3.162	4	0.39	1.400	1.0192	0.3223	0.0003	3.162	31.178	29.778
25-23	550.00	-21.519	8	0.66	1.800	-1.1892	0.0553	0.0001	-21.519	32.367	30.567
23-22	250.00	-55.548	8	1.71	2.400	-3.1242	0.0562	-0.0009	-55.549	35.492	33.092
						-0.0004	0.5655	0.0003			
CIRCUITO VIII											
27-29	805.00	12.775	6	0.70	5.000	2.6925	0.2108	0.0001	12.775	31.458	28.458
29-30	315.00	3.685	4	0.45	1.500	0.7609	0.2065	0.0001	3.685	30.697	29.197
30-28	525.00	-4.035	4	0.50	1.500	-1.5003	0.3718	0.0001	-4.035	32.198	30.698
28-27	280.00	-19.007	6	1.04	2.300	-1.9533	0.1028	-0.0003	-19.007	34.151	31.851
						-0.0001	0.8919	0.0001			

8.2.3 Línea de Alimentación

Del reservorio R-10, sale un caudal de 165,46 lps que mediante una tubería de ϕ 12" alimentará a las redes matrices, dimensionadas para conducir el caudal máximo horario de ésta será distribuido todo el área que conforma la primera zona de producción.

Igualmente del reservorio R-12A sale un caudal de 231.46 lps, mediante una tubería de ϕ 12", alimentando a las redes matrices e interconectándose con las redes que parten del reservorio R-12A formando de esta manera la primera zona de producción.

En las bocanillas de los reservorios se instalarán válvulas de compuerta para controlar el flujo de salida o cerrar en caso de reparaciones de las tuberías de distribución.

8.2.4 Tuberías, diámetros, número de circuitos

Para asegurar un buen servicio y con la tendencia a uniformizar la red secundaria del esquema, la red de distribución deberá proyectarse en principio de la siguiente manera:

Tubería de ϕ 12" formando malla de 100.00 m. de lado aproximadamente

Tubería de ϕ 8" formando malla de 400.00 m. de lado aproximadamente

Tubería de ϕ 6", formando malla de 1,200.00 m. de lado aproximadamente.

Tuberías de mayores diámetros se diseñarán sustentando criterios técnicos y en coordinación con el organismo que administra el sistema de abastecimiento de agua potable.

Se diseñó un total de 08 circuitos o mallas, según describiremos y calculando cada uno por el método de Hardy Cross se obtuvieron los siguientes:

resultados:

i) **Números de circuitos.** - Según las características del terreno se proyectó un total de 08 circuitos como sigue:

- **Circuito I.** está conformado por 10 tramos de tuberías cuyos diámetros varían de $\phi 6"$ a $\phi 12"$ (ver plano N2 A-03/3), Las cotas de terreno para este circuito varían de 3.50 a 21.50 msnm. Y las presiones de salida en la red varía de 15.159 mt. a 31.355 mt.

- **Circuito II.** está conformado por 4 tramos de tuberías cuyos diámetros varían de $\phi 4"$ a $\phi 6"$.

Las cotas de terreno para este circuito varían de 13.00 a 20.00 msnm. Las presiones de salida en la red están dentro del rango de 10.026 mt. a 22.332 mt.

- **Circuito III.** está conformado por 9 tramos de tuberías cuyos diámetros varían de $\phi 4"$ a $\phi 10"$.

Las cotas de terreno para este circuito varían de 3.00 a 9.50 msnm. Y las presiones de salida en la red están dentro del rango de 24.366 mt. a 31.207 mt.

- **Circuito IV.** está conformado por 7 tramos de tuberías cuyos diámetros varían de $\phi 12"$ a $\phi 6"$.

Las cotas de terreno para este circuito varían de 1.80 a 4.00 msnm. Y las presiones de salida en la red están dentro del rango de 29.842 mt. a 37.00 mt.

- **Circuito V.** está conformado por 5 tramos de tuberías cuyos diámetros varían de $\phi 6"$ a $\phi 8"$.

Las cotas de terreno para este circuito varían de 1.80 a 3.20 msnm. Y las presiones de salida en la red están dentro del rango de 27.099 mt. a 30.56 mt.

- **Circuito VI.** está conformado por 4 tramos de tuberías cuyos diámetros varían de $\phi 4"$ a $\phi 8"$.

Las cotas de terreno para este circuito varían de 1.40 a 1.75 msnm. Y las presiones de salida en la red están dentro del rango de 24.844 mt. a 30.56 mt.

- Circuito VII, está conformado por 5 tramos de tuberías cuyos diámetros varían de $\phi 4''$ a $\phi 10''$.

Las cotas de terreno para este circuito varían de 1.40 a 2.40 msnm. Y las presiones de salida en la red están dentro del rango de 24.844 mt. a 30.56 mt.

- Circuito VIII, está conformado por 4 tramos de tuberías cuyos diámetros varían de $\phi 4''$ a $\phi 6''$.

Las cotas de terreno para este circuito varían de 1.30 a 5.00 msnm. Y las presiones de salida en la red están dentro del rango de 26.455 mt. a 31.85 mt.

ii) Número de tramos.- En cada circuito se detallan el número de tramos que lo integran, resultando un total de 37 tramos.

iii) Longitud.- La longitud de cada tramo varía en relación al diseño de la lotización y a la configuración de las calles.

iv) Caudales.- La magnitud de los caudales se obtuvo mediante el cálculo de aproximaciones sucesivas aplicando el método de antes mencionado.

v) Diámetros.- Su dimensionamiento es función de las pérdidas de carga y velocidades. En los resultados se observan diámetros desde $\phi 4''$ hasta $\phi 12''$.

vi) Velocidad.- Para el diseño se asume el concepto de que la velocidad no sea mayor a 3.00 m/seg., ni menor a 0.60 m/seg. En el presente caso se está adoptando las condiciones mínimas para paulatinamente aproximarse al diámetro óptimo.

vii) Cotas de terreno.- Corresponden a las cotas del plano topográfico de curvas de nivel. Las cotas varían desde 1.50 msnm., hasta 25.00 msnm. para la primera zona de presión y de 25.00 msnm. hasta los 40.00 msnm., para la segunda zona de presión.

viii) Cotas piezométricas.- Vienen a ser la suma de

presión de agua (en metros), en un punto dado, más la cota de terreno del mismo punto. Estas varían desde 40.00 msnm. a 26.34 msnm.

ix) Presión de salida.- Varía en relación a la topografía del terreno y a la pérdida de cargas en las tuberías. Para el presente diseño se considera un rango de variación de presiones que va desde los 10.00 mts. hasta los 37.00 mts. de columna de agua.

Esta variación se encuentra dentro del rango permitido por el reglamento.

8.3.0 TUBERIAS DE SERVICIOS O REDES SECUNDARIAS.

Están constituidos por todas las tuberías, accesorios, válvulas, y demás aditamentos instaladas en las calles, pasajes, avenidas, etc. que darán servicios a las viviendas, mediante conexiones domiciliarias, como también los grifos contra incendio.

Se hace incapié que para el diseño de las redes secundarias, se tomó sólo una habilitación del esquema integral planteado, en este caso la Cooperativa de Servicios Múltiples de los Empleados Civiles de la Marina de Guerra del Perú. Ver plano NO A-05/E.

8.3.1 Diseño de las redes secundarias.

Para el diseño de las redes secundarias deben tomarse en consideración, la necesidad requerida por cada sector tratando de no sobredimensionar, siempre asegurando la presión necesaria en las redes. A continuación resumimos algunos criterios tomados para el diseño:

Generalmente los diámetros de las redes secundarias varían de ϕ 3", ϕ 4" y ϕ 6", en algunos casos hasta de ϕ 2". Las tuberías se proyectan en lo posible tratando de cerrar circuito, de no ser

posible, la tubería acción será en ranal o chicote.

a) Disposición de las tuberías.

Deben proyectarse para todas las calles a las que den frente a una o más parcelas y procurando siempre de cerrar circuito.

Se proyectan para colocarse en el lado de las calles que tengan mayor número de conexiones. Dejando el centro de las calles para los colectores.

Las normas recomiendan que en calles de 20.00 m. de ancho ó menos se proyectará una línea de agua potable a un lado de la calzada, de ser posible en la zona de jardín del lado de mayor altura, según el plano de curvas de nivel; una línea de alcantarillado en el otro lado de la calle.

En calles y avenidas de más de 20.00 mts. de ancho se proyectará a cada lado de la calzada, una línea de agua potable y una de alcantarillado, salvo el caso de reducido número de conexiones prediales justifique la instalación de una sola línea. En el presente proyecto no se tiene calles mayores de 20.00 mts. por lo tanto se instalarán una sola línea a lo largo de las calles.

Podría instalarse tubería de agua en las veredas siempre en cuando el ancho lo permita y, no hay posibilidad de interferencias con otros servicios públicos, pero la distancia entre la línea de propiedad y el plano vertical tangente al tubo deberá ser como mínimo 1.50 mts.

Las tuberías de agua potable y colectores se ubicarán respecto a otros servicios públicos en forma tal que la menor distancia entre ellas medida entre los planos verticales tangentes respectivos sea:

- A tubería de agua potable.....0.50 m.
- A canalización de riego.....0.50 m.
- A cables eléctricos, telefónicos, etc.....1.00 m.
- A colectores de desagües.....1.80 m.

En caso de posibles interferencia con otros servicios públicos, se deberá consultar con la empresa afectada a fin de buscar una solución adecuada.

En los puntos de cruces de colectores de desagües con tuberías de agua potable el diseño deberá preferiblemente contemplar el pase de éstas por encima de aquellos, a una distancia mínima de 0.30 mts. medida entre los planos horizontales tangentes respectivos. En el diseño se deberá indicar que el punto de cruce deberá coincidir con el centro de un tubo de agua con el objeto de evitar que la unión quede próxima al colector.

Si por razón de niveles no es posible proyectar la tubería de agua potable en forma que cruce sobre un colector de desagües descrita anteriormente y es imprescindible proyectarla cruzandola por la parte inferior, será preciso diseñar un recubrimiento con concreto en el colector sobre una longitud de 1.50 mts. centrada en relación al punto de cruce.

b) Instalación de tubería de agua potable.

Antes de proceder a su instalación, deberán verificarse su buen estado, conjuntamente con sus uniones, anillos y/o empaquetaduras, los cuales deberán estar convenientemente lubricados.

Durante el proceso de la instalación, todas las líneas deberán permanecer limpias en su interior.

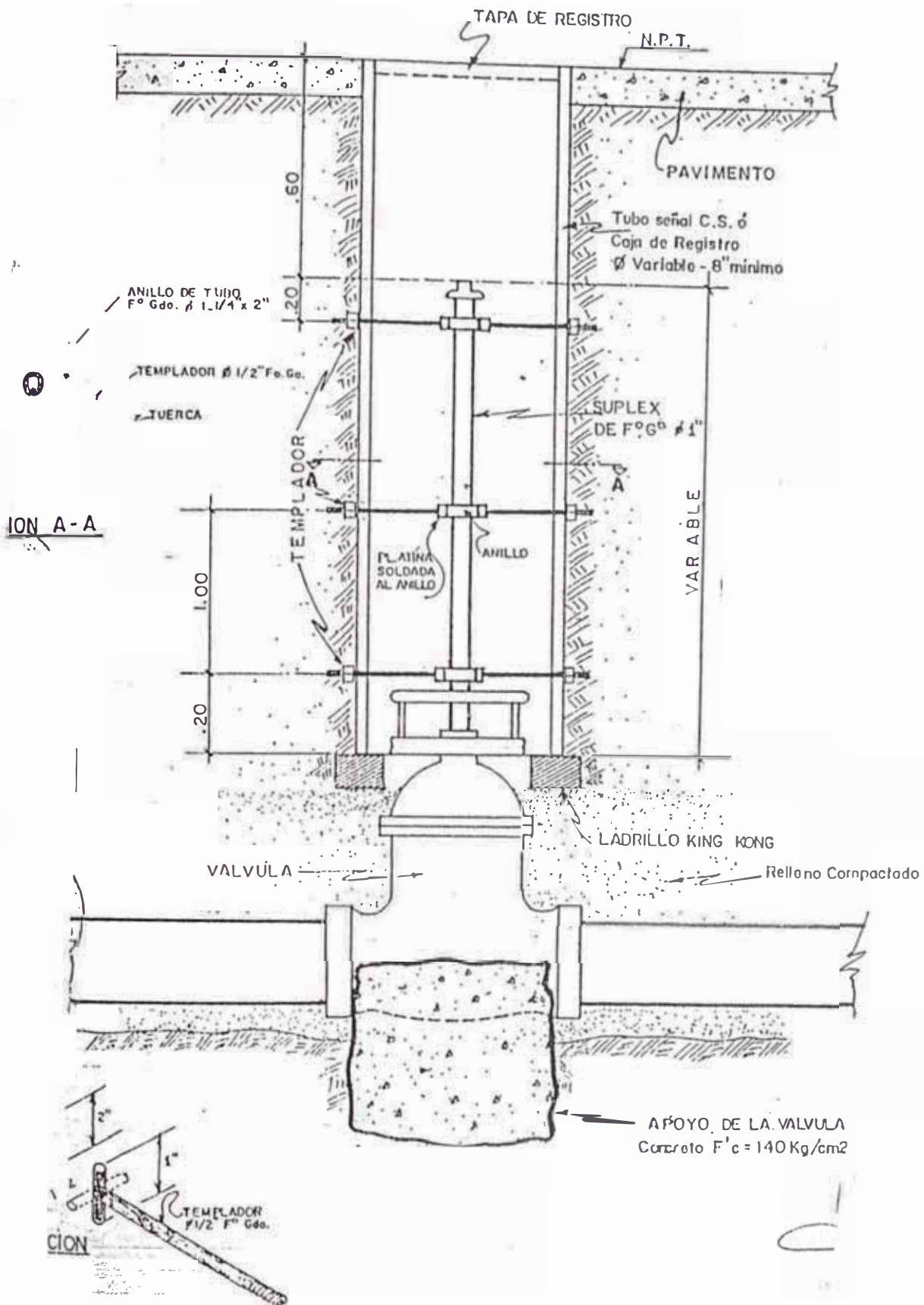
Los extremos opuestos de las líneas serán sellados temporalmente con tapones, hasta cuando se reinicie la jornada de trabajo, con el fin de evitar el ingreso de elementos extraños a ella.

i) Profundidad de las válvulas y línea de agua .-

Para la operación y funcionamiento de la línea de agua, sus registros de válvulas se hará con tubería de concreto y/o cajas de ladrillos con tapa de hierro fundido u otro material normalizado cuando éstas sean accionadas directamente con cruzeles y con cámaras de concreto armado de diseño especial, cuando sean accionadas mediante reductor y/o by-pass o cuando se instalen válvulas de mariposa, de compuerta mayores de ϕ 12", de aire o purga. Ver lámina N^o 8-L-1

La parte superior de las válvulas accionadas directamente con cruzeles, estarán a una profundidad mínima de 0.60 mts. y máxima a 1.20 mts. con respecto al nivel del terreno o pavimento. En el caso que las válvulas se instalen a mayor profundidad, deberá adicionarse un suplex en su vástago, hasta llegar a la velocidad mínima establecida de 0.60 mts. por debajo del nivel del pavimento.

El recubrimiento mínimo del relleno sobre la clave del tubo, en relación con el nivel del pavimento será de 1.00 mts. Sólo en pasajes peatonales y calles angostas hasta de 3 mts. de ancho, en donde no existe circulación de tránsito vehicular, se permitirá un recubrimiento mínimo de 0.60 mts. sobre la clave del tubo.



CAJA DE REGISTRO DE VALVULAS CON PROFUNDIDADES MAYORES
DE 1.20mts.

LAMINA Nº 8.3 L-1

ii) **Ubicación de las válvulas de compuerta.** - La red de distribución estará provista de válvulas de interrupción y distribuidos tal que permitan aislar sectores de redes no mayores de 400 metros de longitud.

Se proyectarán válvulas de interrupción en todos los empalmes a tuberías de ϕ 8" o mayores. Los diámetros de las válvulas correspondiente a cada diámetro de tubería se indica en el cuadro siguiente:

CUADRO Nº 8.3.1 (1)

DIAMETRO DE LA VALVULA DE ACUERDO AL
DIAMETRO DE LA TUBERIA

ϕ DE TUBERIA	ϕ VALVULA
3	3
4	4
6	6
8	8
10	10
12	12
14	12
16	12
18	16
20	26
24	20
30	34

Los manómetros de válvulas estarán ubicados en las banquetas entre el pavimento y 15' vertical y en el alineamiento del límite de propiedad de los lotes.

En el caso de que las válvulas fuera ubicada en una berma o en terreno sin pavimento, su tapa de registrará empotrada en una losa de concreto $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$ de $0.40 \times 0.40 \times 0.10$.

iii) **Ubicación de grifos contra incendio.** - Los grifos contra incendio o hidrantes deberán ser tipo poste y se distribuirán en forma tal que la distancia entre dos de ellos no sea mayor de 200 metros. En zonas comerciales esta distancia será menor, de acuerdo al tipo de comercio, etc.

Los grifos contra incendio se ubicarán también en las esquinas, a 0.20 mts. interior del filo de la vereda debiendo estar su boca de descarga a 0.40 mts. sobre el nivel de la misma y en dirección al pavimento. No se permitirá ubicarlos dentro del pavimento, ni tampoco a la altura de ingreso de viviendas.

Cada grifo se instalará con su correspondiente válvula de interrupción. El anclaje y apoyo del grifo y válvula respectivamente, se ejecutarán por separados no debiendo efectuarse en un solo bloque.

Los grifos contra incendio se proyectarán en derivación de las tuberías de mayor diámetro. El diámetro de la tubería a empalmarse, será por lo menos de $\phi 4'$.

En todos los puntos muertos de la red de distribución se proyectarán grifos contra incendio que servirán para purgar las tuberías.

v) **Anclajes y apoyo.** - Dado que la magnitud de las presiones en la red de distribución es relativamente baja. Los anclajes no revisten la importancia que se tienen para la línea de aducción, pueden normalizarse adoptando valores que se encuentran en algunos manuales de hidráulica.

8.3.2 Presiones admisibles.

Las redes de distribución tienen limitación en cuanto a presiones de servicio, estableciéndose un valor de presión mínima de acuerdo a la importancia y desarrollo de la Ciudad, y una presión máxima la cual estará limitada por razones de utilización en las viviendas sin provocar incomodidades por excesiva presión y daños en las instalaciones domiciliarias.

Las presiones máximas y mínimas en la red de distribución se determinará según el tipo de habilitación, área a la que pertenece y otras consideraciones propias del lugar, según el reglamento de SEDAPAL, establece que las presiones en la red no será menor de 15 metros ni mayor de 50 metros. En caso de viviendas populares donde el tipo de construcción es generalmente de uno o dos pisos, puede admitirse una presión mínima de 10 metros. Tal es el caso de nuestro proyecto.

8.4.0 CONEXIONES DOMICILIARIAS DE AGUA POTABLE.

Se define así toda conexión de agua comprendido entre la red pública (red secundaria) hasta el lado de salida de la caja del medidor. Su instalación se hará perpendicularmente a la matriz de agua.

Sólo se instalarán conexiones domiciliarias para agua potable hasta ϕ 1 1/2".

No se permitirán instalar conexiones domiciliarias en líneas de impulsión, conducción, salvo casos excepcionales previo autorización de la Empresa que administra el servicio.

Las conexiones domiciliarias de agua serán del tipo simple (ver lámina NC B-L-2) y estarán compuestos de los siguientes elementos:

1) Elemento de toma:

- 1 abrazadera de derivación con su empaquetado
- 1 llave de toma (corporation).
- 1 transición de la llave de toma a tubería de conducción.
- 1 cachimba o curva de 90° o 45°

ii) Tubería de conducción.

iii) Tubería de ferro de protección.

iv) Elementos de control.

- 2 llaves de paso.
- 2 tipos standard.
- 1 medidor simple de reemplazo.
- 2 uniones presión rosca.

v) Caja medidor con su marco y tapa.

vi) Elemento de unión de la instalación interior.

Es recomendable realizar las conexiones domiciliarias al momento de instalar las redes secundarias, evitando duplicidad de gastos en cuanto a excavación de zanjas y pruebas hidráulicas.

1) Elemento de toma. -- La perforación en la red matriz para la conexión domiciliaria deberá hacerse mediante un taladro tipo muelle o similar y para tuberías recién instaladas con cualquier tipo convencional; no permitiéndose en ambos casos perforar con herramientas de percusión.

ii) Tubería de conducción. -- La tubería de conducción que empalma desde la cachimba del elemento de toma hasta la caja del medidor, ingresará a ésta con una inclinación de 45°. Ver lámina Nº B-L-3.

iii) Tubería de forro de protección.- El forro será contubería de ϕ 4" de concreto simple, PVC, FGF, etc. Se colocará sólo en los siguientes puntos:

- En el cruce de pavimentos para permitir la extracción y reparación de la tubería de conducción.

- En el ingreso de la tubería de conducción a la caja del medidor. Este forro será inclinado con corte cola de milano, con lo que se permitirá un movimiento de "juego mínimo" para posibilitar la libre colocación o extracción del medidor de consumo.

- No debe colocarse forro en el trazo que cruzan las bermas, de jardines y/o veredas. Ver lámina N^o 8-L-4

vi) Elemento de control.- existen varios modelos de medidores que se utilizan en la medición de agua, como son medidores de: desplazamiento, medidores de velocidad, medidores compuestos, medidores de corriente, etc.*

Generalmente el medidor es proporcionado por la Empresa que administra el agua. Ver lámina N^o 8-L-4.

vii) Caja del medidor.- Es una caja de concreto $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$ prefabricado de dimensiones indicado en la lámina N^o 8-L-4, la misma que va apoyada sobre un solado de fondo de concreto también de la misma resistencia y espesor mínimo 0.05 mts.

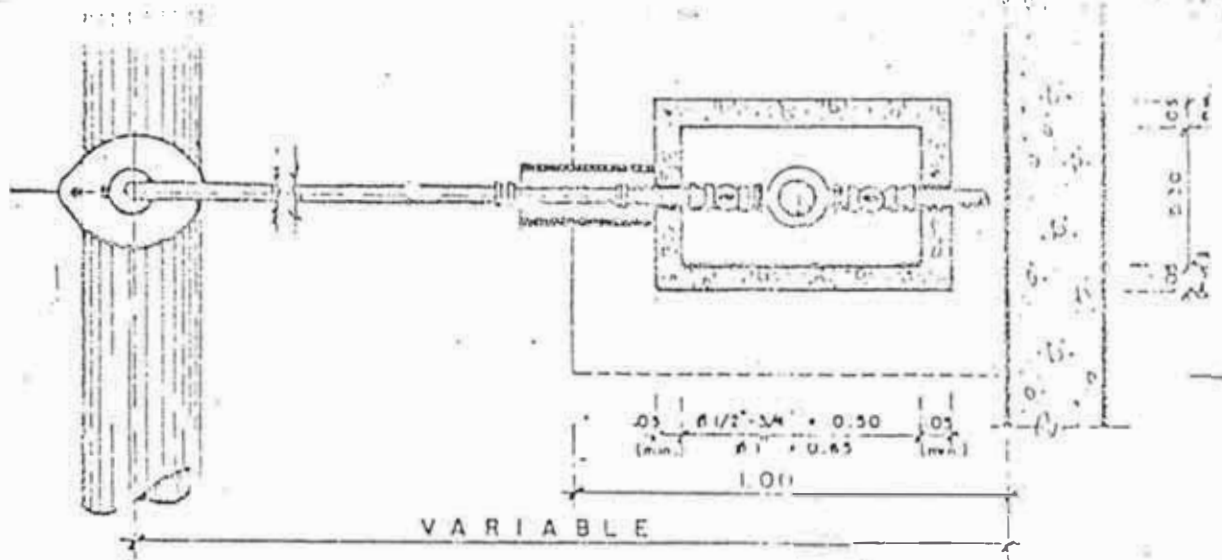
La tapa de la caja se colocará al nivel de la rasante de la vereda, deberá ser normalizada. Se debe tener en cuenta que la caja se ubicará en la vereda, cuidando que comprometa sólo a un paño de ésta. En caso de no existir vereda la caja será ubicada en una loza de concreto $f'c=140\text{kg/cm}^2$ de $1.00 \times 1.00 \times 0.10$ mts. sobre una base debidamente compactada.

* Manual de Medidores de agua ANWA M^o primera edición

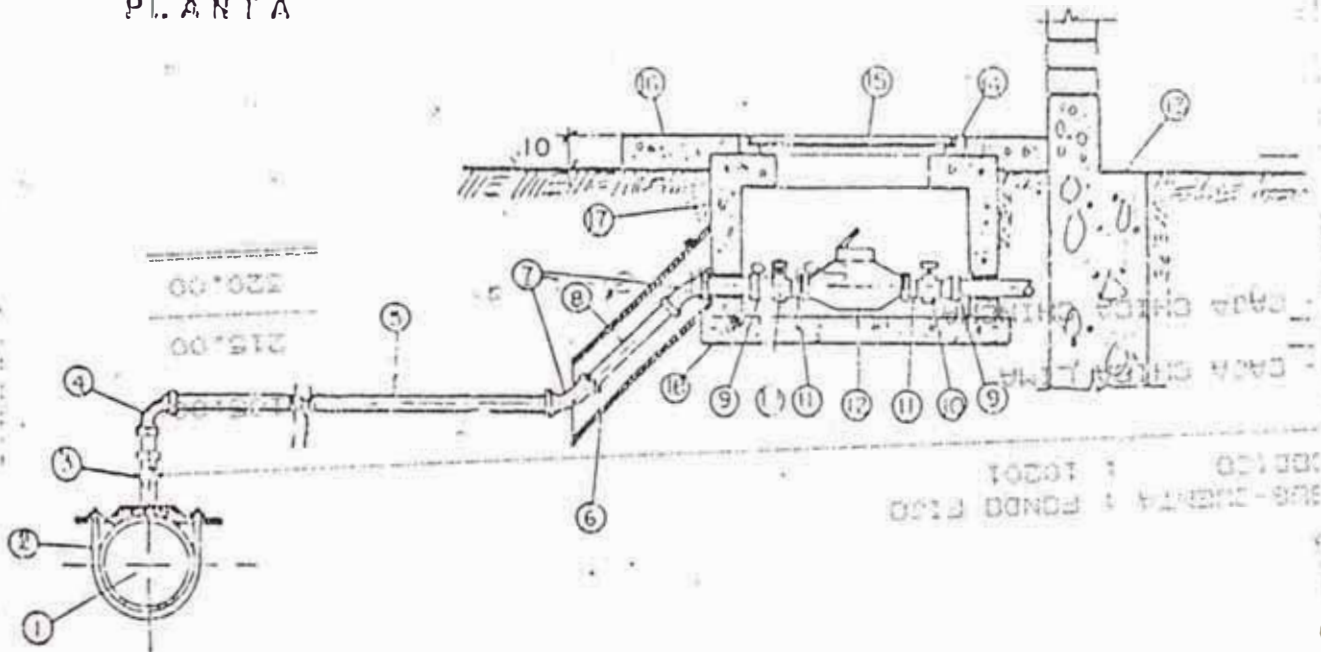
LANCIA ARGOS S.A.

TA : CASA Y BANCOS
30: 10

IGO	DESCRIPCION	S/.
0201	FONDO FIJO	320.00
0401	BCC. CONTINENTAL CTA. CTE.	(27,697.49)
0402	BCC. CONTINENTAL CONTIAHORRO EMPERIAL	555.44
0404	BCC. CONTINENTAL AHORROS FINSAPESA M.N.	539.29
0405	BCC. CONTINENTAL FINSAPESA DOLARES (\$ 28,650.64 T.C. 0.95)	27408.1
0411	BCC. SUR DEL PERU CTA. CTE.	1.99
0421	BCC. INTERNACIONAL CTA. CTE.	4.02
0422	BCC. INTERNACIONAL LIBRETA DE AHORROS	0.01
0423	BCC. INTERNACIONAL TARJETA DORADA	49.99
<i>Saldo al 31-12-91</i>		<u>1,181.35</u>



PLANTA

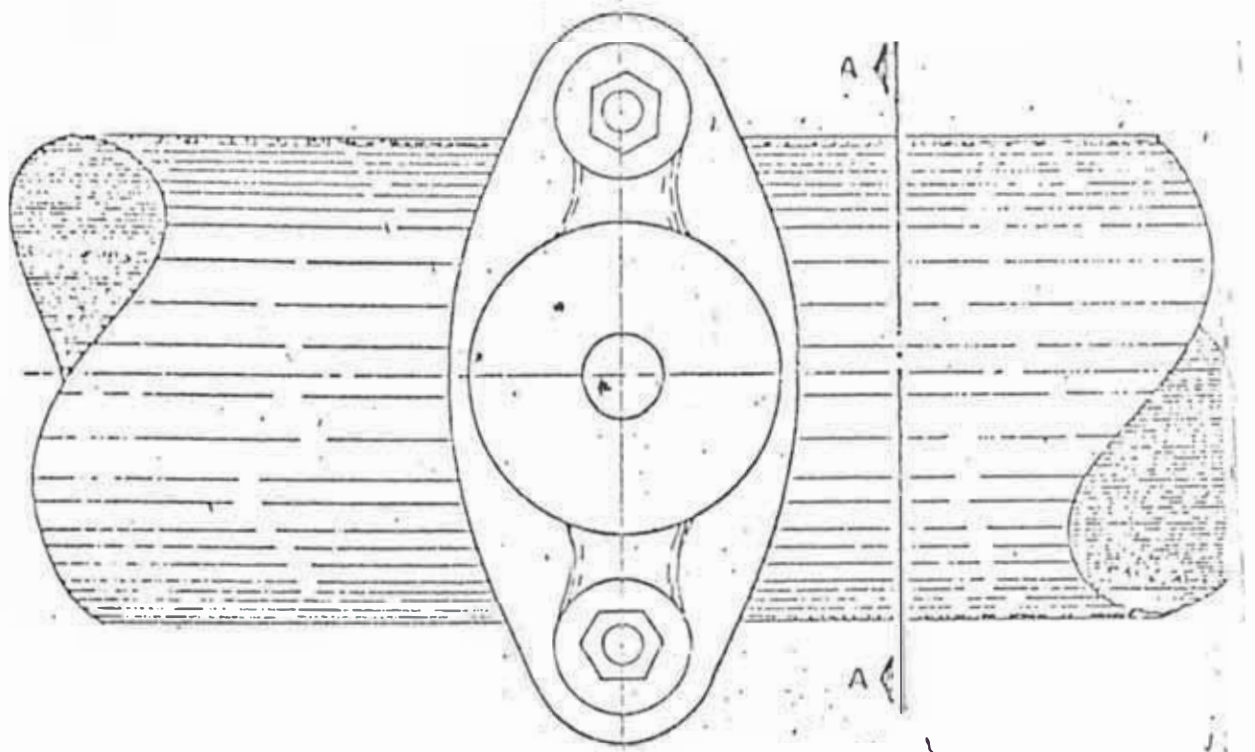


PERFIL

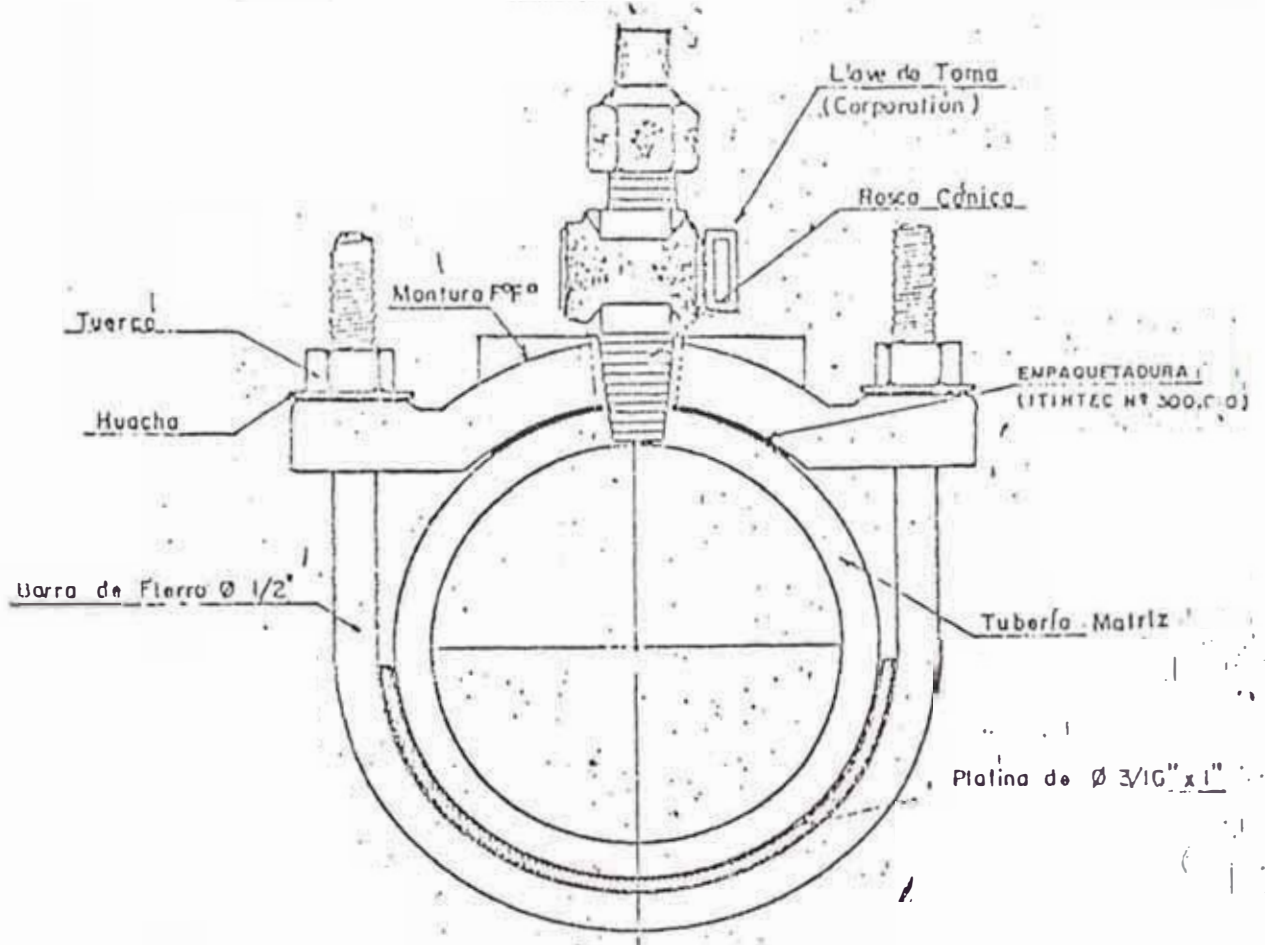
LEYENDA

- | | |
|---|---|
| <p>1- MATRIZ DIAMETRO VARIABLE
 2- ABRAZADERA DIAMETRO VARIABLE-PERFORADA
 3- LLAVE DE TOMA (Cooperación) TUERCA Y NIPLE CON PESTAÑA DE 0.05 m.
 4- CACHIMBA O CURVA 90° DE DOBLE UNION-PRESION
 5- TUBERIA DE CONDUCCION
 6- FORRO TUB. 100 mm. (4" Ø)
 7- CODO DE 45°
 8- NIPLE LONGITUD MINIMA = 0.30 m.
 9- UNION PRESION-ROSCA</p> | <p>10- LLAVE DE PASO
 11- NIPLE STANDARD CON TUERCA
 12- MEDIDOR O NIPLE
 13- CIMENTO DEL LIMITE DE PROPIEDAD
 14- M.A.C.O.
 15- TAPA
 16- LOSA DE CONCRETO $F'c = 140 \text{ Kg/cm}^2$
 17- CAJ. DE MEDIDOR
 18- SOL. DO DE CONCRETO $F'c = 140 \text{ Kg/cm}^2$</p> |
|---|---|

ADRAZADERA METALICA PARA CONEXION DOMICILIARIA DE AGUA POTABLE
 (PROTEGIDA CON PINTURA ANTICORROSIVA DE USO NAVAL O MEDIANTE BAÑO PLASTIFICADO)

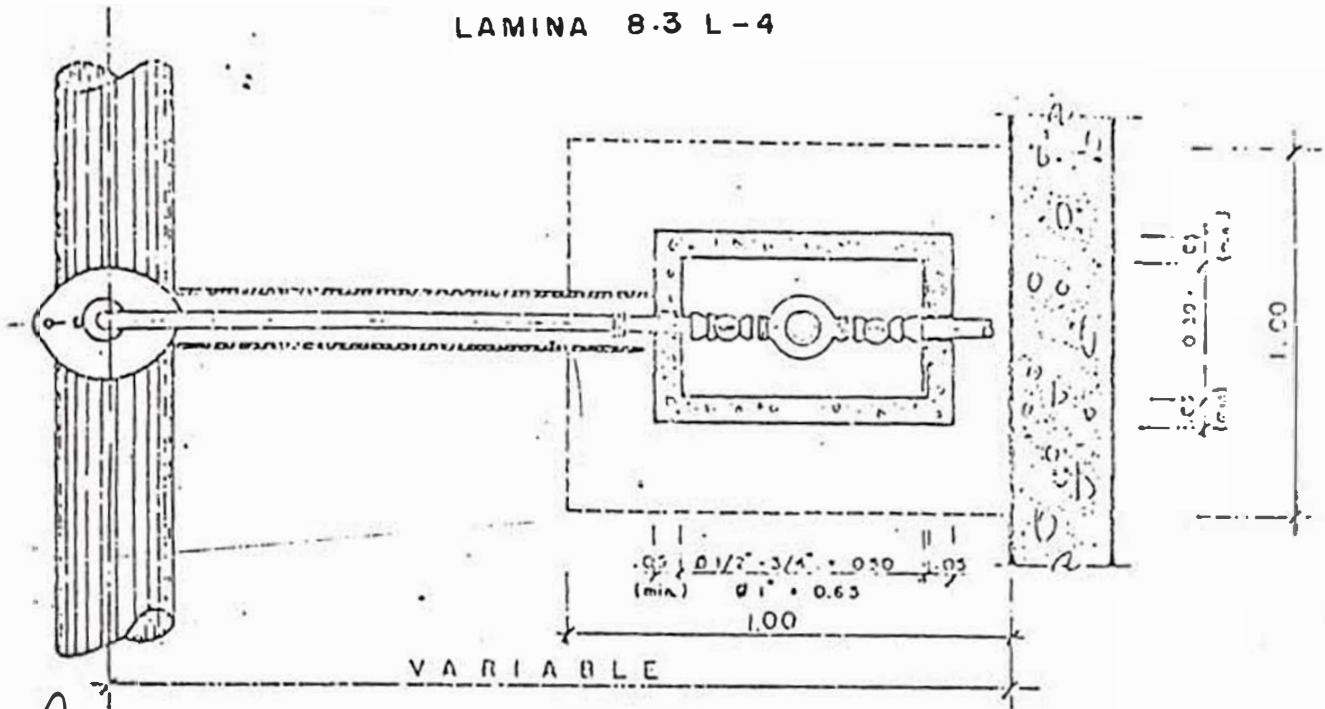


PLANTA

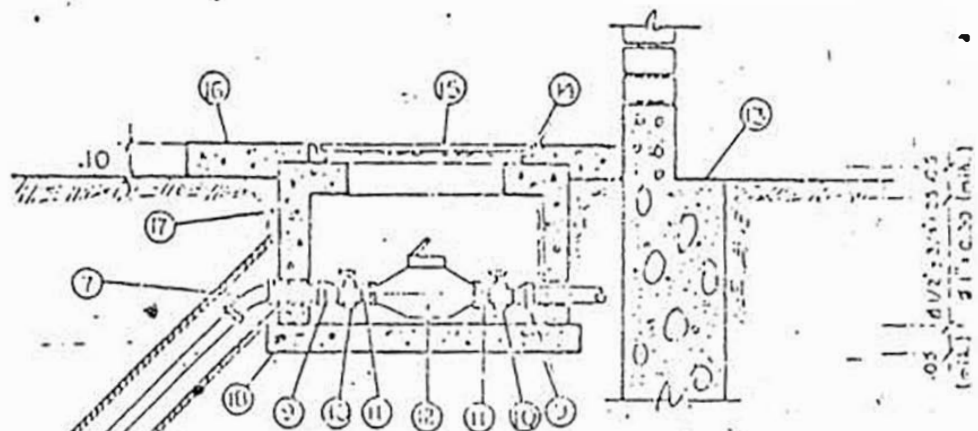


PLANTA DE LA LAMINA DE AGUA POTABLE TIPO SIMPLE
DIAMETRO DE 1/2" A 1" - CONEXION CORTA

LAMINA 8.3 L-4



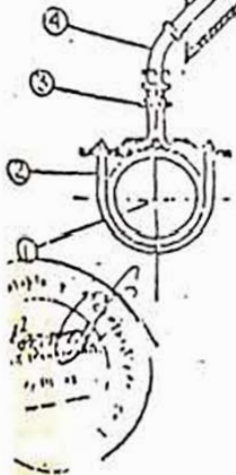
PLANTA



PERFIL

LEYENDA

- 1 - MATRIZ DIAMETRO VARIABLE
- 2 - ABRAZADERA DIAMETRO VARIABLE - PERFORADA
- 3 - LLAVE DE TOMA (CORPORACION) TUERCA Y NIPLE CON TUBERIA DE 0.05 m.
- 4 - CACHIMBA O CURVA 45° DE DOBLE UNION - PRESION
- 5 - TUBERIA DE CONDUCCION
- 6 - FORNO TUB. 100 mm. (4" Ø)
- 7 - CODO DE 45°
- 8 - NIPLE LONGITUD MINIMA = 0.30 m.
- 9 - UNION PRESION - ROSCA
- 10 - LLAVE DE PASO
- 11 - NIPLE STANDARD. CON TUERCA
- 12 - MEDIDOR O NIPLE
- 13 - CEMENTO DEL LIMITE DE PROPIEDAD
- 14 - MARCO
- 15 - TAPA
- 16 - LOSA DE CONC. TO F'c = 140 Kg/cm²
- 17 - CAJA DE MEDIDA
- 18 - SOLADO DE CON. TO F'c = 140 Kg/cm²



B.5.0 PRUEBAS HIDRAULICAS Y DESINFECCION EN REDES DE AGUA POTABLE.

La finalidad de las pruebas hidráulicas y desinfección, es verificar que todas las partes de la línea de agua potable con sus respectivas conexiones domiciliarias, hayan quedado correctamente instaladas, probadas contra fugas y desinfectadas, listas para prestar servicio.

Las pruebas de la red de agua se realizarán en dos etapas:

a) Prueba hidráulica a zanja abierta:

- Para redes locales por circuitos.
- para conexiones domiciliarias por circuitos.
- para líneas de impulsión, conducción y aducción, por tramos de la misma clase de tubería.

La presión de prueba a zanja abierta, será de 1.5 de la presión nominal de la tubería de redes y líneas de impulsión, conducción y aducción; ; de 1.0 mts. de ésta presión nominal, para conexiones domiciliarias, medido en el punto más bajo del circuito o tramo que se está probando.

b) Prueba hidráulica a zanja con relleno compactado y desinfección:

para redes con sus conexiones domiciliarias, que comprenden a todos los circuitos en conjunto o a un grupo de circuitos.

- para líneas de impulsión, conducción y aducción, que abarquen todos los tramos en conjunto.

Deberá elegirse el tipo de bomba a utilizarse, el

manómetro será de rangos apropiados y calibrado antes de iniciar la prueba.

i) **Pérdida de agua admisible.**— La probable pérdida de agua admisible en el circuito o tramo a probar, de ninguna manera deberá exceder a la cantidad especificada en la siguiente fórmula:

$$F = \frac{N \times D \times P}{410 \times 25} \dots\dots\dots(8,6)$$

de donde:

F = pérdida total máxima en litros por hora.

N = número total de uniones.

D = diámetro de la tubería en mm.

P = presión de pruebas en metros de agua.

En la tabla Nº 8-T-5, 8-T-6, se establece las pérdidas máximas admisibles en litros en una hora, de acuerdo al diámetro de tubería en 100 uniones.

c) **Prueba de desinfección.**— Todas las redes de agua antes de ser puestas en servicio, serán completamente desinfectadas, de acuerdo a los requerimientos que puedan señalar los Ministerios de Vivienda y Salud Pública.

El dosaje de cloro aplicado para la desinfección será de 50 ppm.

El tiempo mínimo de contacto del cloro con la tubería será de 24 horas, procediéndose a efectuar la prueba de cloro residual debiendo obtener por lo menos 5 ppm. de cloro.

Para la prueba se podrá utilizar:

Cloro líquido.

Compuesto de cloro disuelto con agua.

PRUEBAS HIDRAULICAS Y DESINFECCION

TABLA N° 8-T-1

PERDIDA MAXIMA DE AGUA EN LITROS EN UNA HORA Y PARA CIENTO UNIONES

DIAMETRO DE TUBERIA		PRESION DE PRUEBA DE FUGAS			
		7.5 kg/cm ² . (105 lbs/pulg ²)	10 kg/cm ² (150 lbs/pulg ²)	15.5 Kg/cm ² (225 lbs/pulg ²)	21 Kg/cm ² (300 lbs/pulg ²)
mm.	pulg				
75	3"	6.30	7.90	9.10	11.60
100	4"	8.39	10.05	12.10	14.20
150	6"	12.59	15.05	18.20	21.50
200	8"	16.78	20.05	24.25	28.40
250	10"	20.98	25.05	30.30	35.50
300	12"	25.17	30.05	36.35	46.60
350	14"	29.37	35.10	42.40	50.00
400	16"	33.56	40.10	48.50	57.00
450	18"	37.80	43.65	54.45	63.45
500	20"	42.00	48.50	60.50	70.50
600	24"	50.40	58.20	72.60	84.60

Pruebas Hidráulicas y de Nivelación - Desagues

permitiéndose bajo ningún motivo, resanes o colocación de dados de concreto; efectuándose la prueba hidráulica hasta obtener resultados satisfactorios y sea recepcionado por la Empresa.

TABLA N° 8-T-2

PERDIDA ADMISIBLE DE AGUA EN LAS PRUEBAS DE FILTRACION E INFILTRACION

D		F
Diámetro del Tubo mm.	Pulg.	Filtración o Infiltración Admisible en cm ³ /min/ml
200	8	25
250	10	32
300	12	38
350	14	44
400	16	50
450	18	57
500	20	67
600	24	76

Para la adición de estos productos, se usará una porción de 5% en agua, determinándose las cantidades

a utilizar mediante la siguiente fórmula:

$$g = \frac{C \times L}{\% \text{ Clo.} \times 10} \dots\dots\dots (8,7)$$

sendo:

g = gramos de hipoclorito

C = ppm de mgs. por litro de agua.

L = Litros de agua

C A P I T U L O IX

SISTEMA DE ALCANTARILLADO

9.1.0 INTRODUCCION

La permanencia de las personas dentro de las ciudades, edificios, industrias y comercios, ha de producir una enorme cantidad de desecho de aguas servidas y materias orgánicas susceptibles de rápida descomposición en alto grado. Si estos productos no se eliminan rápidamente pueden causar enfermedades, ya que las bacterias patógenas, se desarrollarán en las aguas servidas contaminando el agua potable y los alimentos, etc. La recolección y eliminación de los desperdicios líquidos incluyendo las aguas negras domésticas o sanitarias, desperdicios públicos, así como la originada por el escurrimiento pluvial; son necesarios para mantener las condiciones higiénicas mínimas de vida. Según el área de drenaje dichas aguas negras son recolectadas y transportadas por conductos subterráneos para ser entregado en un punto aguas abajo a un cuerpo receptor. Definiéndose como cuerpo receptor, un río, un lago, el mar, etc. No sin antes hacer una evaluación de dicha descarga y no causar contaminación en el cuerpo receptor.

Para tal efecto deberá prevorse el estudio de una planta de tratamiento de aguas servidas.

7.2.0 ALCANTARILLADO

Puede definirse como el conjunto de conductos que captan las aguas residuales proveniente de un sistema de abastecimiento; complementados por estructuras y dispositivos conectados entre sí hasta su disposición final.

Los medios empleados para la recolección de aguas pluviales y residuales pueden ser clasificados en:

- i) Alcantarillas unitarias, para aguas residuales que únicamente conduce aguas negras domésticas y desperdicios industriales.
- ii) Alcantarillas mixtas, para conducir aguas negras domésticas industriales y aguas pluviales, deben diseñarse para su gasto máximo.
- iii) Alcantarillas pluviales, para recoger únicamente el escurrimiento de tormenta.

Para nuestro caso, la precipitación pluvial en el terreno de estudio es escasa, con un valor de 10 mm. como promedio anual, por lo que se justifica la utilización del primer caso.

Según la función que desempeña las redes de alcantarillado pueden clasificarse en:

a) **Alcantarilla domiciliaria.-**

Es el que recolecta las aguas provenientes de los aparatos sanitarios, sumideros u otros puntos de colección de la edificación hasta la caja de inspección que se encuentra entre el límite del predio y la calle.

b) **Red lateral.-**

Es el que recibe las descargas domiciliarias desde el límite de propiedad hasta la red pública o secundaria.

c) **Red secundaria .-**

Es aquel que recibe las aportaciones de los laterales y descarga en las redes principales.

d) **Red principal o primaria.-**

Son aquellas que recoge las descargas de las redes secundarias provenientes de las poblaciones.

e) **Emisor.-**

Es el que conduce el desague a la planta de tratamiento o su disposición final, sin recibir contribuciones en marcha o en su trascurso.

9.2.1 Tipos de efluentes

Entre las variedades de efluentes mencionaremos las siguientes definiciones, comunmente usadas en el sistema de alcantarillado:

a) **Agua de desperdicio.-**

Es utilizado para referirse a las aguas negras domesticas o sanitarias, a los desperdicios industriales asi como al proveniente del escurrimiento pluvial de tormenta.

b) **Aguas residuales.-**

Son afluentes provenientes del sistema de alcantarillado e incluyen a las aguas residuales domesticas los desechos de la industria.

c) **Aguas negras.-**

Constituyen parte de las aguas residuales que contienen materias fecales.

d) **Aguas servidas.-**

Efluentes que son originados por las operaciones de limpieza y lavado.

e) **Aguas residuales de las Industrias o desagües**

Industriales.- Son los afluentes de las operaciones industriales (canales, granjas, metal, mecánica, etc.).

f) **Aguas pluviales.-**

Son los provenientes de los tejados, balcones, patios, caminos; no contienen, a excepción de barro y arena ningún otro elemento o compuesto químico.

g) **Aguas residuales de la Agroindustria.-**

Son efluentes que provienen de la Industria pecuarias y procesamiento de cosechas de cultivo.

h) Aguas residuales domésticas.-

La mayor parte de las aguas residuales están constituidas por aguas negras domésticas las que son evacuadas por aparatos sanitarios que a su vez pueden dividirse en tres grupos de acuerdo con el uso que se destina. ellas son:

- i) Evacuadores.- Inodoros, mingitorios, vertederos.
- ii) Limpieza de objetos.- fregaderos de cocina lava-platos, lavaderos.
- iii) Higiene corporal.- Lavatorios, baños, duchas. Así como de otras instalaciones de plomería, solo una pequeña parte prevendrá de los pequeños comercios, industrias y restaurantes. El afluente consiste casi enteramente en agua con una pequeña cantidad de sólidos en solución o en suspensión.

9.2.2 Características del efluente

Las aguas residuales pueden clasificarse según sus características en: físicas, químicas y biológicas. Las características de las aguas

Características de las aguas residuales domésticas en Mexico.-

Parámetro	Concentración mg/lt	Carga gr/h/d.
DBO	299	54
DQO	719	129
Grasas y aceites	44	7,9
N amoniacal	28	5,04
N orgánico	23	4,14
PO ₄ total	25	4,5
SST	309	56
SDT	830	149

Fuente Subsecretaría de Planificación Recursos Hidráulicos
1975.

Valores en Estado Unidos.-

Parámetro	Concentración mg/lt	Carga gr/h/d
SST	300	90
SDT	500	150
DBOC	180	54
DBON	220	66
N Org.	20	6
N Amon.	28	9
PO ₄ total	20	6

Fuente : Thomann 1972.-

Valores de Contaminantes en Melipilla.-

Indicador	Concentración mg/l	Carga gr/h/d *
Solidos totales	1.059	635
SST	91	55
SDT	968	581
DBO _{5,20}	109,3	66
N total	28,0	17
Grasas	30,8	19

* Calculado como una dotación de 600 l/h/d donde se incluye la altísima infiltración, característica de Melipilla

Fuente : A.Sanchez y C. Vargas.

CUADRO NO 9.2.2 (1)

CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES
EN ALGUNOS PAISES

residuales domésticas (aguas negras), es diferente al proveniente de las industrias o de actividades agroindustriales. El cuadro Nº 9.2.2 (1) indica las características de las aguas residuales domésticas de varios países.

a) Características físicas.-

Es importante determinar la temperatura, los sólidos totales, color, etc. Parámetros que servirán como indicadores de contaminación.

i) **Temperatura.** Según la localización geográfica, la temperatura normalmente varían de 10 a 21 grados centígrados, siendo de 15 °C un valor representativo. En el trópico puede variar entre 15 a 26 °C. La temperatura influye en las aceleraciones químicas y velocidades de reacción, así el aumento de temperatura, acelera la descomposición de la materia orgánica, disminuye la solubilidad del oxígeno y de otros gases (ver cuadro Nº 9.2.2 (2).

ii) **Sólidos totales.-** Proceden del sistema de abastecimiento e incluyen los sólidos domésticos provenientes de los aparatos sanitarios.

Es la cantidad total de materia sólida en suspensión o en solución existente.

Sólidos suspendidos.- Son aquellos sólidos que están en suspensión, pueden ser removidos por sedimentación y filtración.

Average Composition of Domestic Sewage, mg/l

State of solids (1)	Mineral (2)	Organic (3)	Total (4)	% of 20°C BOD (5)
1. Suspended	85	215	295	140
a. Settleable	50	130	180	60
b. Non-settleable	35	85	115	—
2. Dissolved	265	265	530	30
3. Total	350	480	825	180

Average Per Capita Solids and BOD in Domestic Sewage,
grams per capita per day (1 gram per capita = 2.2 lb per 1,000 population)

State of solids (1)	Mineral (2)	Organic (3)	Total (4)	% of 20°C BOD (5)
1. Suspended	25	15	40	32
a. Settleable	15	20	34	19
b. Non-settleable	10	26	36	23
2. Dissolved	50	80	130	12
3. Total	105	145	250	44

Fuente Fair - Geyer - Okun

Composición típica de agua residual doméstica.

(Todos los valores excepto los sólidos sedimentables se expresan en mg/l)

Constituyente	Concentración			Carga g/h/d*
	Fuente	Medio	Débil	
Sólidos, en total	1200	700	350	210
Disueltos, en total	850	500	250	150
Fijos	525	300	145	90
Volátiles	325	200	105	60
Suspendidos, en total	350	200	100	60
Fijos	75	50	30	15
Volátiles	275	150	70	45
Sólidos sedimentables (ml/l)	20	10	5	
Demanda bioquímica de oxígeno, 5 días 20 °C (DBO ₅ · 20°)	300	200	100	60
Carbono orgánico total (COT)	300	200	100	60
Demanda química de oxígeno (DQO)	1000	500	250	150
Nitrógeno (total como N)	85	40	20	12
Orgánico	35	15	8	4,5
Amoníaco libre	50	25	12	7,5
Nitritos	0	0	0	0
Nitratos	0	0	0	0
Fósforo (total como P)	20	10	6	3
Orgánico	5	3	2	0,9
Inorgánico	15	7	4	2,1
Cloruros	100	50	30	15
Alcalinidad (como CaCO ₃)	200	100	50	30
Grasa	150	100	50	30

*Calculados en base al valor de 300 l/h/d de gasto promedio de
A. Servidas de la misma fuente.
Fuente : Metcalf - Eddy

Color.- Al principio el agua residual es gris, al ser descompuesto por las bacterias aerobias, el oxígeno se va reduciendo a cero, el color cambia a negro. En esta condición el agua residual es séptica, dando lugar al desarrollo de bacterias son perjudiciales a las tuberías de concreto por la producción de ácidos.

v **Olor.**- Proviene de la descomposición de la materia orgánica (gases). Al principio el agua residual tiene un olor desagradable pero tolerable, el olor más característico en condiciones sépticas es de sulfuro de hidrógeno producidos por los microorganismos anaerobios que reducen los sulfatos a sulfuros.

9.2.3 Características químicas.

Las aguas residuales reciben sales inorgánicas y toda clase de materias que se descargan por los desagües, además de detergentes, biocidas y desinfectantes.

Entre las características químicas más importantes tenemos:

a) Materia orgánica

1 **Proteínas.**- todos los alimentos crudos de origen vegetal y animal contiene proteínas. Son de estructura química compleja e inestable; la química de la formación de proteínas supone la combinación

o formación de cadenas de un gran número de aminoácidos; estas contienen carbono, así como oxígeno e hidrógeno.

- ii) **Carbohidratos.**-Incluyen azúcares, almidones, celulosa y fibra de madera, contienen carbono, hidrógeno y oxígeno, son provenientes de residuos domésticos y comerciales.
- iii) **Grasas animales.**- Proviene de los residuos industriales, comerciales y domésticos; entre ellas tenemos aceites y grasas, son compuestos (ésteres) de alcohol o glicerol(glicerina) y ácidos grasos.
- iv) **Agentes tensoactivos.**- Estos provienen de los residuos industriales y domésticos, están presentes en los detergentes sintéticos (Sulfonatos alquilo-benceno)
- v) **Fenoles.**- Estas sustancias orgánicas son producidas por operaciones industriales y se encuentran vestigios causando efectos perjudiciales en el sabor del agua.
- vi) **Pesticidas.**-Son sustancias orgánicas, de uso ampliamente difundidos en la agricultura, para el control de insectos, malezas y algas; estos se encuentran a nivel de trazas; tales como pesticidas, herbicidas y otros productos químicos; pueden ocasionar la muerte de peces, contaminando la carne del pescado que disminuye así su valor como fuente de alimentación

el desmejoramiento del suministro de agua.

b) Materia inorgánica

Los compuestos inorgánicos añadidos a las aguas durante sus múltiples usos son los siguientes:

i) **pH.**- La concentración del ión hidrógeno, es un importantísimo indicador de las aguas naturales como de las residuales; un exceso de H^+ es indicado por un pH bajo 7 y la solución se dice que es ácida; valores de pH sobre 7 indica un exceso de OH^- o una condición alcalina, si el pH es igual 7 indica que la solución es neutra y no contiene exceso de H^+ ó OH^- .

ii) **Cloruros.**- Provenienen de las descargas de aguas residuales domésticas que contienen cloruros de sodio. Las excreciones humanas, contienen unos seis gramos de cloruros por persona / día, provenientes de los alimentos ingeridos. Dando idea de la concentración de cloruros en el líquido cloacal.

iii) **Alcalinidad.**- La alcalinidad en el agua residual se debe generalmente a la presencia de: hidróxidos, carbonatos y bicarbonatos de elementos tales como calcio, magnesio, sodio, potasio o amoníaco.

El agua residual es generalmente alcalina.

iv) **Nitrógeno.**- El elemento nitrógeno es importante,

para el crecimiento de protistas y plantas, utilizándose como fertilizante en la agricultura es uno de los principales elementos nutritivo, mediante el arrastre por irrigación causa contaminación del agua.

v) **Fósforo.** El fósforo constituye otro nutriente importante encontrado en las aguas residuales, es esencial para el crecimiento de las algas y otros organismos biológicos.

vi) **Azufre.-** El ion sulfatos es uno de los mayores aniones que se presenta naturalmente en la mayoría de los suministros de agua y también en el agua residual. Los sulfatos son indirectamente responsables de dos serios problemas en los desagües, como son olores (huevo podrido) y corrosión de alcantarilla debida a la oxidación del H_2S . Concentraciones elevadas de sulfatos de unos 300 mg/lit para los cultivos sensibles y 500 mg/lit para los más resistentes, pueden producir efectos perjudiciales.

vii) **Compuestos tóxicos.-** El cobre, plomo, plata, cromo, arsénico y boro son tóxicos en distintos grados los microorganismos. El boro y el Molibdeno constituyen dos elementos trazo de especial importancia. El Boro produce efectos tóxicos en algunos cultivos siendo la concentración máxima permisible 0.75 mg/l. En el cuadro NO... se muestra la

sensibilidad de los cultivos de Boro.

viii) Metales pesados.- Elementos **rastros, tales** como el níquel (Ni), manganeso (Mn), plomo (Pb), **chromo** (Cr), **cadmio** (Cd), zinc (Zn) cobre (Cu), hierro (Fe), mercurio **son elementos** químicos constituyentes muchas aguas. Los límites recomendados **para rastros de metales pesados** en **aguas recuperados** utilizados en irrigación se muestra en el cuadro NQ.....

9.2.4 Gases

Los gases en las aguas residuales **proceden de** la descomposición biológica de la materia orgánica de la transferencia desde la atmósfera. Entre ellos tenemos:

- i **Oxígeno disuelto:-** En desechos líquidos, el OD es el factor que determina si los cambios biológicos son realizados por organismos aerobios o anaerobios. **Existe** muy poco oxígeno disuelto en el producto cloacal fresco y ninguno en aguas residuales sépticas.

- ii **Sulfuro de hidrógeno.-** La Presencia de este gas incoloro, inflamable en el líquido cloacal indica la descomposición anaeróbica. Produce malos olores y corrosión de las alcantarillas dependiendo de su concentración.

102 • Metano. El metano es un hidrocarburo combustible, incoloro e inodoro, proceden de la descomposicion anaerobica de la materia organica.

9.2.5 Características biológicas

En aguas residuales se encuentran microorganismos que se clasifican en protistas, plantas animales. Los protistas incluyen las bacterias hongos protozoos / algas, como plantas se tiene por clasificación: las semillas, helechos, musgos, etc. En cuanto a animales se clasifican en: vertebrados. Los virus se clasifican según el su infectado.

El tracto intestinal de hombre contiene innumerables bacterias conocidas como organismos Coliformes. Una persona evacua por día de 100,000 a 400,000 millones de organismos coliformes. El cuadro Nº 9.2.5 (1) muestra indicadores bacterianos en colectores de aguas servidas no tratadas en varios sitios de Lima. El cuadros Nº9.2.5 (2).

indica la concentración de parásitos distribución de protozoos respectivamente, en aguas servidas no tratadas del colector San Juan, Lima.

a) Medición de materia Orgánica

Los siguientes parámetros son utilizados para la medición de la materia orgánica.

1. **DTO: Demanda Total de Oxígeno.-** Puede ser utilizado

CUADRO 7.1 Conteos de indicadores bacterianos en colectores de aguas servidas no tratadas en varios sitios de Lima

SITIOS	FECHA	Coliformes totales Npp/100 ml	Coliformes fecales Npp/100 ml	Strept. fecales Npp/100 ml
Colector Circunvalación*	29.10.84	2.4×10^7	2.4×10^7	4.3×10^6
	30.10.84	4.6×10^7	4.6×10^7	4.6×10^6
	30.10.84	1.5×10^7	1.5×10^7	2.4×10^7
	16.11.84	2.4×10^7	2.3×10^6	2.3×10^6
	20.11.84	2.4×10^7	2.4×10^7	2.4×10^6
	20.11.84	4.6×10^6	4.6×10^6	2.4×10^6
	21.11.84	1.1×10^7	1.1×10^7	1.6×10^6
	promedio log	1.7×10^7	1.2×10^7	3.7×10^6
Colector Villa María*	6.11.84	2.4×10^7	9.3×10^6	2.1×10^6
	6.11.84	4.6×10^7	4.6×10^7	1.1×10^8
	22.11.84	7.4×10^6	7.4×10^6	1.1×10^6
	22.11.84	2.4×10^6	2.4×10^6	1.1×10^6
	promedio log	6.7×10^6	9.3×10^6	4.0×10^6
Colector Surco*	12.11.84	9.3×10^7	1.5×10^6	7.5×10^6
	13.11.84	4.6×10^7	9.3×10^6	4.6×10^6
	13.11.84	1.5×10^7	2.3×10^6	9.3×10^6
	14.11.84	4.6×10^7	2.4×10^6	2.4×10^6
	15.11.84	2.4×10^7	2.4×10^6	4.6×10^6
	26.11.84	2.4×10^6	2.4×10^6	4.3×10^5
	27.11.84	4.6×10^6	4.6×10^6	2.3×10^5
	27.11.84	2.4×10^6	2.4×10^6	2.4×10^6
	promedio log	1.4×10^7	2.9×10^6	2.3×10^6
Colector San Juan**	1983	-	5.0×10^7	-

* Realizado por Laboratorio de Atarjea con Pers. C. de calidad.

** Realizado por CEPIS. La concentración de Salmonella fue de 2.4×10^3 por 100 ml.

CUADRO 7.2 Concentraciones de parásitos - protozoos y helmintos (número/100 ml) en aguas servidas no tratadas del colector San Juan

Parásitos	Fecha del muestreo					Promedio log
	1983*	7.9.83**	25.4.84**	8.5.84**	27.6.84**	
Protozoos totales % del total de parásitos	1.5x10 ³ 75	7.2x10 ² 96	9.3x10 ² 97	1.2x10 ² 86	3.0x10 ³ 94	8.2x10 ² 92
Helmintos totales % del total de parásitos	5.0x10 ² 15	0.3x10 ² 4	0.3x10 ² 3	0.2x10 ² 14	2.2x10 ² 6	0.7x10 ² 8
Parásitos totales	2.0x10 ³	7.5x10 ²	9.6x10 ²	1.4x10 ²	3.2x10 ²	8.9x10 ²

* Vinces, 1983
** De Mayo, 1984

CUADRO 7.3 Distribución de protozoos y helmintos (en %) en aguas servidas no tratadas del colector San Juan.

Parásitos	Fecha del muestreo					Promedio log
	1983*	7.9.83**	25.4.84**	8.5.84**	27.6.84**	
Entamoeba coli %		38	66	83	73	65
Giardia lamblia %	85	30	14	0	14	28
Endolimax nana %		22	14	1	0.5	9
Iodamoeba butschlii %		10	6	16	0.8	8
Protozoos totales	100	100	100	100	100	100
Hymenolepis nana %			25	0	14	13
Ascaris lumbricoides* %	47		25	50	27	37
Larvas de nematodos %			25	50	54	43
Strongyloides stercorarius %	23			no analizados		
Trichuris trichiura %	19		25	0	5	12
Helmintos totales %	100	100	100	100	100	100

* Vinces, 1983
** De Mayo, 1984

CUADRO 9.2.5 (2)

medir contenido orgánico aguas residuales. (se determina observando el contenido de Oxígeno presente en el gas que transporta Nitrogeno.

ii) DQO: Demanda Química de Oxígeno.- Se emplea medir la cantidad de materia orgánica en las aguas naturales como de las residuales; así también se utiliza para medir la materia orgánica aguas residuales industriales municipales que contengan compuestos tóxicos para la vida biológica. se miden mediante

iii) DBO: Demanda Bioquímica de Oxígeno.- es una de las pruebas más importantes que permite determinar el comportamiento de las aguas residuales, que cuando están en presencia de oxígeno disponible el medio, toman este para provocar la descomposición aeróbica bacterial, hasta que ésta demanda oxígeno se satisfaga. La cantidad de oxígeno así absorbida durante el proceso es conocida como demanda bioquímica de oxígeno.

iv) DNO: Demanda Nitrogenosa de Oxígeno.- Se define como el oxígeno necesario para oxidar completamente el Nitrogeno presente en los desechos. Y es medido por ensayo biológico.

COT: Carbón Orgánico Total.- Mide el Carbón Orgánico en los desechos, especialmente aplicable en pequeñas

concentraciones de materia orgánica.

9.3.0 RED DE COLECTORES

Aquí se denominará: colectores, o tuberías de desagües a todo conducto que transporta agua a superficie libre de sección abierta o cerrada.

La capacidad de los colectores deben diseñarse considerando las necesidades futuras de la población. en el Capítulo IV, se determinó que ésta población es la de saturación. Las tuberías se han distribuido según la topografía del terreno, las cuales drenarán hacia los colectores a proyectarse.

a) Escurrimiento en las alcantarillas

Generalmente los alcantarillados se diseñan como canales **circulares** abiertos, excepto cuando trabaja como sifones invertidos o tuberías forzadas, en estas condiciones trabajan a presión. Los factores principales que influyen en el flujo de aguas servidas son:

- i **Pendiente.**- Las pendientes mínimas necesarias deben satisfacer para una velocidad mínima de 0.60 m/seg. a tubo lleno según el diámetro de las tuberías.
- ii **Secciones de conductos de alcantarillados.**- Generalmente las alcantarillas son de sección circular, existiendo también otros tipos de alcanta-

rilla como son las de tipo ovaloide, semielípticas, de herraduras, arcos de tres centros, etc.

111) **Naturaleza de las paredes del conducto.**

Esta **dado por** la aspereza o rugosidad de la **superficie interior de las tuberías.**

12) **Naturaleza del líquido.-** Depende del peso

específico, viscosidad y demás características. tubo lleno,

13) **Condiciones de flujo.-** si el escurrimiento es a tubo

lleno, parcialmente lleno, con un caudal permanente **o variado según la naturaleza** de la pendiente; sección de tubería

14) **Las velocidades.-** no debe exceder de 3.0m/seg ni ser

menores de 0.6m/seg para tuberías de concreto.

9.4.0 DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO

9.4.1 Fórmulas empleadas para los cálculos de redes de alcantarillado.

Se conoce una serie de fórmulas para los cálculos de tuberías de alcantarillado. Algunas de base racional **otras** mayormente empíricas son aplicadas **flujos** uniforme permanente, considerando las pérdidas de cargas por rozamiento.

Entre las fórmulas que **utilizarán** en el presente estudio son las siguientes:

Fórmula de Chezy.— Uno de los primeros ensayos con el fin de relacionar la velocidad con la pérdida de carga debida a la fricción, fue hecha por el Ing. Matemático Antoine Leonard de Chezy que fue desarrollada en 1775 y aplicada originalmente para canales abiertos expresados así:

$$V = C/RS \dots\dots\dots(9,1)$$

Donde:

- V = velocidad media del agua en m/seg.
- C = factor de rugosidad.
- R = radio hidráulico en mts.
- S = pendiente.

Fórmula de Ganguillet & Kutter.— Mas tarde los Ingenieros Suizos Ganguillet & Kutter, intentaron estimar el valor de " C ", en la formula de Chezy y publicaron en 1869 la fórmula generalmente conocido como la fórmula de Kutter:

$$V = \frac{41.65 + \frac{0.00281}{S} + \frac{1.811}{n}}{1 + \frac{n}{\sqrt{R}}(41.65 + \frac{0.00281}{S})} \sqrt{RS} \dots\dots\dots(9,2)$$

que fue usada por muchos años, pero resultaba demasiado compleja y tiene hoy en día solo un valor

histórico, siendo un ejemplo típico de fórmula empírica.

Fórmula de Manning. - Robert Manning, encontró por medio de diferentes ensayos el valor de C quien publicó por primera vez su fórmula en 1890; estas observaciones condujeron a la fórmula actual de Chezy:

$$V = C \sqrt{RS} \tag{9.1}$$

Siendo $C = 1/n * R^{1/4}$.

Reemplazando valores se obtiene la siguiente fórmula conocida comúnmente como la fórmula de Manning.

$$V = \frac{R^{2/3} * S^{1/2}}{n} \tag{9.3}$$

Así para el sistema Inglés se tiene:

$$V = \frac{1.486 * R^{2/3} * S^{1/2}}{n} \tag{9.4}$$

Donde:

V = velocidad media en fps.

S = el radio hidráulico en ft.

es la pendiente de la línea de energía

n - es el coeficiente de rugosidad específicamente conocido como n de Manning.

9.4.2 Fórmulas y ecuaciones más comunes que se utilizarán en los cálculos hidráulicos para tuberías de alcantarillados.

a) Fórmulas Geométricas.

Ecuaciones para el cálculo de secciones circulares:

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{8} (\theta - \text{sen } \theta) d_o^2 \dots\dots\dots (9,5) \\ P &= \frac{1}{2} \theta d_o \dots\dots\dots (9,6) \\ R &= \frac{1}{4} \left(\theta - \frac{\text{sen } \theta}{\theta} \right) d_o \dots\dots\dots (9,7) \\ Y_n &= \frac{1}{2} (1 - \cos \frac{\theta}{2}) d_o \dots\dots\dots (9,8) \end{aligned}$$

Donde:

A = área de la sección mojada (m^2)

P = perímetro mojado (m)

R = radio Hidráulico A/P (m)

θ - ángulo mostrado en la fig. () en rad.

Y_n = tirante normal (m)

do= Diámetro de tubería (m).

b) Derivaciones de la fórmula de Manning

El caudal se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$Q = V \cdot A$$

.....(9,9)

Reemplazando velocidad de la Ec. (9,4) en la ecuación (9,9) se deriva la siguiente fórmula para el cálculo del caudal.

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

.....(9,10)

Reemplazando los valores de A y R de las ecuaciones (9,5) y (9,7) en la ecuación (9,10) y (9,9) se obtiene la velocidad de escurrimiento en función de; do, θ y n según la siguiente Ec.:

$$V = \frac{0.3968 \cdot (\theta - \text{sen } \theta)^{2/3} \cdot d_o^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n \theta^{2/3}}$$

.....(9,11)

y para n = 0.013 tubería de concreto se tiene:

$$V = \frac{30.527 \cdot (\theta - \text{sen } \theta)^{2/3} \cdot d_o^{2/3} \cdot S^{1/2}}{\theta^{2/3}}$$

.....(9,12)

las unidades están dadas en el sistema métrico.

De esta forma se deduce la fórmula para el caudal que simplificando para $n = 0.013$ se tiene:

$$Q = \frac{3.8161 \theta - \frac{\sin \theta}{5/3 d_0^8 / 351.2}}{\theta^{2/3}}$$

.....(9.13)

Donde:

Q = Caudal en $m^3/seg.$

V = velocidad en $m^3/seg.$

θ = Angulo en radianes.

S = Pendiente de la tub. en m/m.

d_0 = Diametro en mts.

c) Métodos de resolución.

Las ecuaciones descritas pueden ser resueltas mediante :

- Tablas, abacos, curvas.
- métodos matemáticos.
- y mediante el método de programación haciendo el uso de computadoras.

d) Fórmulas prácticas para el cálculo de caudal en tuberías de concreto:

Entre las fórmulas más comunes a utilizarse tenemos:

i) **Tuberías que trabajan a sección llena.**

Para manejo manual y práctico, deduciendo la ec.

9.13) a tubo lleno se tiene la siguiente fórmula:

$$Q = 7.582 \cdot 10^{-6} d_o^3 S^{1/2}$$

.....(9,14)

Donde:

Q_o = caudal a tubo lleno (lit/seg).

d_o = diámetro de tubería (m/srg.)

S = Pendiente (m/km)

Para facilitar aun mas el manejo de esta fórmula

podemos reemplazar los diámetros comerciales obteniéndose las siguientes formulas en función de las pendientes:

CUADRO Nº 9.4.2 (1)

FORMULA SIMPLIFICADA PARA EL CALCULO DE CAUDAL A TUBO LLENO EN FUNCION DE LA PENDIENTE.

ϕ (mm.)	$Q_o = 7.582 \cdot 10^{-6} d_o^3 S^{1/2}$
200	$Q_o = 10.372 \cdot S^{1/2}$
250	$Q_o = 18.806 \cdot S^{1/2}$
300	$Q_o = 30.580 \cdot S^{1/2}$
350	$Q_o = 46.128 \cdot S^{1/2}$
400	$Q_o = 65.858 \cdot S^{1/2}$
450	$Q_o = 90.161 \cdot S^{1/2}$
500	$Q_o = 119.409 \cdot S^{1/2}$

De la misma forma hacemos los cálculos para hallar la velocidad (V_0) a tubo lleno.

CUADRO N- 9.4.2 (2)

FORMULA SIMPLIFICADA PARA EL CALCULO DE VELOCIDAD A TUBO LLENO EN FUNCION DE LA PENDIENTE.

ϕ (mm.)	$V_0 = 9.653 \cdot 10^{-3} d_0^{2/3} S^{1/2}$
200	$V_0 = 0.330 \cdot S^{1/2}$
250	$V_0 = 0.383 \cdot S^{1/2}$
300	$V_0 = 0.433 \cdot S^{1/2}$
350	$V_0 = 0.479 \cdot S^{1/2}$
400	$V_0 = 0.524 \cdot S^{1/2}$
450	$V_0 = 0.567 \cdot S^{1/2}$
500	$V_0 = 0.608 \cdot S^{1/2}$

ii) Tuberías que trabajan a 3/4 de tirante.-Reemplazando los parámetros idéntico al establecido para sección llena con la diferencia que ahora es a 3/4 de sección se tiene:

C a u d a l.

$$Q = 6.914 \cdot 10^{-3} d_0^{2/3} S^{1/2}$$

.....(9,17)

Construyendo el cuadro siguiente:

CUADRO N° 9.4.2 (3)

FORMULA SIMPLIFICADA PARA EL CALCULO DE CAUDAL A 3/4do EN
 FUNCION DE LA PENDIENTE.

ϕ (mm.)	$Q = 6.914 \cdot 10^{-6} d_o^{2.75} S^{1/2}$
200	$Q = 9.458 * S^{1/2}$
250	$Q = 17.148 * S^{1/2}$
300	$Q = 27.885 * S^{1/2}$
350	$Q = 42.062 * S^{1/2}$
400	$Q = 60.054 * S^{1/2}$
450	$Q = 82.215 * S^{1/2}$
500	$Q = 108.883 * S^{1/2}$

V e l o c i d a d

De igual modo:

$$V = 1.094 \cdot 10^{-2} d_o^{2/3} S^{1/2} \dots\dots\dots (9,18)$$

CUADRO N° 9.4.2 (4)

FORMULA SIMPLIFICADA PARA EL CALCULO DE VELOCIDAD A 3/4do EN
 FUNCION DE LA PENDIENTE.

ϕ (mm.)	$V = 1.094 \cdot 10^{-2} d_o^{2/3} S^{1/2}$
200	$V = 0.374 * S^{1/2}$
250	$V = 0.434 * S^{1/2}$
300	$V = 0.490 * S^{1/2}$
350	$V = 0.543 * S^{1/2}$
400	$V = 0.594 * S^{1/2}$
450	$V = 0.642 * S^{1/2}$
500	$V = 0.689 * S^{1/2}$

ii) Tuberías que trabajan a caudal máximo.

Reemplazando los parámetros idéntico al establecido para sección llena con la diferencia que ahora trabajará la tubería a caudal máximo.

$$y = 0.93100.$$

C a u d a l .

$$Q = 8.158 \cdot 10^{-6} \cdot d_o^3 \cdot S^{1/2}$$

.....(9,19)

Construyendo el cuadro siguiente:

CUADRO N° 9.4.2 (5)

FORMULA SIMPLIFICADA PARA EL CALCULO DE CAUDAL MAXIMO EN
FUNCION DE LA PENDIENTE.

ϕ (mm.)	$Q = 8.158 \cdot 10^{-6} \cdot d_o^3 \cdot S^{1/2}$
200	$Q = 16.110 \cdot S^{1/2}$
250	$Q = 20.234 \cdot S^{1/2}$
300	$Q = 32.903 \cdot S^{1/2}$
350	$Q = 49.632 \cdot S^{1/2}$
400	$Q = 70.862 \cdot S^{1/2}$
450	$Q = 97.010 \cdot S^{1/2}$
500	$Q = 128.481 \cdot S^{1/2}$

e l o c i o n

De igual modo:

$$V = 1.065 \cdot 10^{-2} d_o^{2/3} s^{1/2}$$

.....(9.20)

CUADRO Nº 9.4.2 (8)

FORMULA SIMPLIFICADA PARA EL CALCULO DE VELOCIDAD A Q_{max} . EN
FUNCION DE LA PENDIENTE.

ϕ (mm.)	$V = 1.065 \cdot 10^{-2} d_o^{2/3} s^{1/2}$
200	$V = 0.364 \cdot s^{1/2}$
250	$V = 0.423 \cdot s^{1/2}$
300	$V = 0.477 \cdot s^{1/2}$
350	$V = 0.529 \cdot s^{1/2}$
400	$V = 0.579 \cdot s^{1/2}$
450	$V = 0.626 \cdot s^{1/2}$
500	$V = 0.671 \cdot s^{1/2}$

iv) **Tuberías que trabajan a velocidad máxima.**

Reemplazando los parámetros idéntico al establecido para sección llena con la diferencia que ahora trabajará la tubería a velocidad máxima tenemos:

$$v = 0.81 d_o$$

C a u d a l.

$$Q = 7.500 \cdot 10^{-6} d_0^{2.48} S^{1.48} \quad (9,21)$$

Construyendo el cuadro siguiente:

CUADRO NO 9.4.2 (7)

FORMULA SIMPLIFICADA PARA EL CALCULO DE CAUDAL A Vmax EN
 FUNCION DE LA PENDIENTE.

ϕ (mm.)	$Q = 7.500 \cdot 10^{-6} d_0^{2.48} S^{1.48}$
200	$Q = 10.220 \cdot S^{1.48}$
250	$Q = 18.603 \cdot S^{1.48}$
300	$Q = 30.250 \cdot S^{1.48}$
350	$Q = 45.630 \cdot S^{1.48}$
400	$Q = 65.147 \cdot S^{1.48}$
450	$Q = 89.187 \cdot S^{1.48}$
500	$Q = 118.119 \cdot S^{1.48}$

V e l o c i d a d

De igual modo:

$$V = 1.010 \cdot 10^{-2} d_0^{0.48} S^{0.48} \quad (9,22)$$

CUADRO N°5.4.3.18

FORMULA SIMPLIFICADA PARA EL CALCULO DE VELOCIDAD A V_{max} . EN FUNCION DE LA PENDIENTE.

ϕ mm. l	$V = 1.010 \times 10^{-2} d \phi^{0.75} S^{1/2}$
200	$V = 0.376 \times S^{1/2}$
250	$V = 0.437 \times S^{1/2}$
300	$V = 0.493 \times S^{1/2}$
350	$V = 0.547 \times S^{1/2}$
400	$V = 0.597 \times S^{1/2}$
450	$V = 0.646 \times S^{1/2}$
500	$V = 0.693 \times S^{1/2}$

d) Resolución mediante método de programación.

Mediante este método trataremos de explicar los procedimientos a seguir para desarrollar la ecuación:

1).- La ecuación requerida para el cálculo mediante este procedimiento es: la ec (9,13)

$$Q = \frac{3.816(\theta - \text{sen}\theta)^{1.4866/3}{d^{4.7331/2}}}{\theta^{2/3}}$$

.....(9,13)

Donde:

Q = Caudal en $m^3/seg.$

V = velocidad en $m^3/seg.$

θ = Angulo en radianes.

s = Pendiente de la tub. en m/m.

d_o = Diámetro en mts.

Cambiando unidades a:

d (mm.), s (%) y Q (lps) se tiene:

$$Q = 1.207 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{V^3 \cdot (1 - \text{sen } \theta)^{5/3} \cdot d_o^8 \cdot 351.1 \dots}{82.3}$$

..... (9,23)

Reordenando terminos y simplificando se tiene la siguiente ecuacion:

$$\theta = \text{Sen } \theta + 3.556 \cdot 114 \cdot \left(\frac{Q^3 \cdot s}{d_o^8 \cdot 351.1} \right)^{1/3} \cdot \theta^{2/3}$$

..... (9,24)

Conociendo los valores de d_o , s y Q ; la ec. anterior toma la siguiente caracteristica:

$$\theta = \text{Sen } \theta + k \cdot \theta^{2/3}$$

..... (9,25)

Conociendo los valores de Q (lps), d_o (mm.) y S (%/..),

se halla el valor de θ (radi) por aproximaciones sucesivas, haciendo :

$$f(\theta) = \theta \quad \text{y}$$

$$g(\theta) = \text{Sen } \theta + k \cdot \theta^{2/3}$$

Ejemplo.

Suponiendo un ejemplo, tramo comprendido entre

Los buzones a se conocen los siguientes datos:

$$Q = 15.30 \text{ lps}$$

$$d_0 = 200 \text{ mm.}$$

$$S = 1/2\%$$

Reemplazando datos en la Ec. (9,25) tenemos:

$$\theta = \text{Sen}\theta + k\theta^2/5$$

haciendo:

$$f(\theta) = \theta \quad \text{y}$$

$$g(\theta) = \text{Sen}\theta + 1.548\theta^2/5$$

dando un valores aproximado a θ que puede estar dentro del rango $[\pi/8, 5\pi/4]$, calculamos la variación $\Delta = f(\theta) - g(\theta)$en radianes para nuestro caso el valor de Δ deberá ser menor o igual a 0.003 ($\Delta \leq 0.003$, que es lo suficiente para nuestro cálculo de tirante.

En el cuadro Nº 9.4.2 (9) se muestra los resultados.

CUADRO Nº 9.4.2 (9).

RESOLUCION DE LA EC. (9,25) POR EL METODO DE APROXIMACIONES SUCCESIVAS.

$f(\theta) = \theta$	$g(\theta)$	$f(\theta) - g(\theta)$	$[f(\theta) + g(\theta)]/2$
$\pi/3$	2.4428	-1.3956	1.7450
1.7450	2.9190	-1.1740	2.3320
2.3320	2.8960	-0.5640	2.6140
2.614	2.7769	-0.1629	2.6955
2.6955	2.7330	-0.0375	2.7143
2.7143	2.7224	-0.0081	2.7183
2.7183	2.7201	0.0017	2.7192

Cálculo del tirante normal.

Conocido el valor del ángulo θ , procedemos a encontrar el tirante normal mediante la Ec. (9,8) dando el siguiente resultado:

$$Y_n = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\cos \theta}{2} \right) d_0$$

$$Y_n = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\cos(2.7183)}{2} \right) d_0$$

$$Y_n = 79 \text{ mm.}$$

Como se observa el cálculo por métodos manuales es bastante laborioso.

Con la ayuda de métodos computarizados se hacen muy fácil estos cálculos hidráulicos, para tal caso se requiere tener conocimientos de algunos lenguajes de computación (Lokus, Qpro, Base de datos, Symphony, etc.).

Para nuestro caso aplicaremos un programa en Qpro que es el más sencillo para los cálculos de tirantes.

El proceso de programación se describe en la siguiente cuadro:

CUADRO N° 2.4.2 (B)

ALGORITMO DEL METODO DE PROGRAMACION

FASO	DESCRIPCION	OBSERVACIONES
1	CALLE AVENIDA O PASAJE	dato de campo que se muestra en los planos
2	NUMERACION DE BUZONES	dato de proyecto
3	LONGITUD DE TRAMO	dato de terreno
4	COTAS DE TERRENO	dato de campo
5	COTAS DE BUZONES	dato de proyecto
6	ALTURA BUZON	diferencia cota tapa y fondo buzon
7	NUMERO DE LOTES	dato de proyecto
8	CAUDAL PARCIAL	$Q_p = N \cdot l_{ot} \cdot x \cdot 7 \cdot 200 / 86400$ (Lps)
9	CAUDAL TOTAL	$Q_t =$ sumatorias de Q_p segun contribuciones
10	PENDIENTE DE TUBERIA	diferencia de cotas de fondo entre dos buzones contiguos
11	DIAMETRO DE TUBERIA	es calculado segun el caudal que escurrirá por ella.
12	TIRANTE NORMAL DE AGUA	$Y_n = 1/2 (d - \cos \theta \cdot d)$ Y_n - Tirante normal en mm.
13	VELOCIDAD NORMAL	$V_n = 8000 \cdot Q_t / (d \cdot \sin \theta \cdot d^2)$ V_n (m/s), Q_t (lps), d (mm.)
14	CAUDAL A TUBO LLENO	$Q_o = 7.582 \cdot 10^{-6} \cdot d_o^{2.48} \cdot S^{1/2}$ Q_o (lps), d_o (mm), S (m/km)
15	VELOCIDAD A TUBO LLENO	$V_o = 9.653 \cdot 10^{-3} \cdot d_o^{2/3} \cdot S^{1/2}$ V_o (m/s)
16	CAUDAL A 3/4 do	$Q_{3/4do} = 6.914 \cdot 10^{-6} \cdot d_o^{2.48} \cdot S^{1/2}$ Q (lps), d (mm), S (m/km)

17	VELOCIDAD A 3/4do	$V_{3/4do} = 1.094 * 10^{-3} d_o^{2.75} / \sqrt{S}$ Vel(m/s)
18	CAUDAL MAXIMO (0.91do)	$Q_{max} = 9.158 * 10^{-9} * d_o^{4.75} / \sqrt{S}$ $Q(1 \text{ pie}^3/\text{s}, \text{d}(\text{mm}), S(\text{m}/\text{km}))$
19	VELOCIDAD PARA Q_{max} .	$V_{p.Q_{max}} = 1.065 * 10^{-3} d_o^{2.75} / \sqrt{S}$ Vel(m/s) $y = 0.931 d_o$
20	ANGULO EN RAD A CALCULAR	$f(\theta) = \theta$
21	ANGULO EN RAD CALCULADO	$g(\theta) = \text{Sen } \theta + k \theta^2$
22	ERROR DE APROXIMACION	$f(\theta) - g(\theta)$
23	NUEVO VALOR DE ANGULO	$\frac{f(\theta) + g(\theta)}{2}$

9.4.3 Sistema de recolección

El sistema de recolección estará constituido por todos los colectores, cámaras de inspección, plantas de tratamiento, estaciones de bombeo y en general, por todas las instalaciones que fueran necesarias para asegurar la conveniente evacuación de las aguas servidas.

9.4.4 Descripción del sistema de la red de alcantarillado.

EL sistema de la red de alcantarillado drenarán las aguas servidas provenientes de las conexiones domiciliarias, en tal efecto se han diseñado redes primarias y secundarias, que serán instalados en las avenidas, calles y pasajes existentes de la Cooperativa de Servicios Múltiples de los Empleados

Comité de Asesoría de Guerra del Perú (COOFENMAR):

Se instalarán tuberías de concreto simple normalizadas union flexible, espiga campana, los diámetros varían entre $\phi 8"$ a $\phi 10"$ según resultados de los cálculos hidráulicos.

Los colectores se proyectarán con el menor número posible de "buzones iniciales" previendo la contribución de las zonas vecinas. Al efecto en el cálculo, se considerará la capacidad adicional de ser necesario, de acuerdo a las áreas de drenaje de colectoras, según sea determinado por el organismo que administra el sistema de alcantarillado.

Las pendientes de las tuberías varían según el diámetro de las tuberías, en el Reglamento de Elaboración de Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado para Lima Metropolitana, se aplica los siguientes parámetros para diseñar tuberías de alcantarillado:

El sistema de alcantarillado deberán ser diseñados para la conducción de los caudales máximos.

- De no conseguirse condiciones de flujo favorables debido al pequeño caudal evacuado, donde sea posible, por lo menos en los 300 metros iniciales de las líneas de alcantarillado, se deberá obtener una pendiente mínima de 10 por mil.

- El diseño de los colectores deberá prever que en ningún caso se produzca sedimentación por poca velocidad de arrastre ni erosión por velocidades excesivas. Al efecto se diseñarán las líneas mante-

teniendo las velocidades de flujo en ≥ 0.50 m/seg.
3.00 m

- Las pendientes mínimas para una velocidad de
0.60 m/seg. son las siguientes:

CUADRO Nº 9.4.4 (1)

FENDIENTES MINIMAS

DIAMETRO	PENDIENTE MINIMA	CAUDAL MINIMO
200 mm.	4.0 0/00	1 lps
250 mm.	2.9 0/00	30 lps
300 mm.	2.2 0/00	42 lps
350 mm.	1.6 0/00	58 lps
400 mm.	1.3 0/00	75 lps
450 mm.	1.2 0/00	96 lps
500 mm.	1.0 0/00	120 lps

Los colectores se proyectarán en tramos rectos entre cámaras de inspección, debiendo en consecuencia, instalarse dichas cámaras en todo los cambios de dirección, de pendiente y de diámetro.

i) Ubicación de las tuberías

Las tuberías serán ubicados según el ancho de las calles teniendo en cuenta el nivel de las casas.

En las calles de 20 mt. de ancho o menor se proyectarán una línea de agua potable y otra de alcantarillado

En las calles avenidas mayores de 20.00 mts. de ancho, se proyectará a cada lado de la calzada, una línea de agua potable y otra de alcantarillado,

salvo el caso en que se requiera la instalación de una sola línea.

Si el ancho de la vereda lo permite y no hay interferencia con otros servicios públicos, la línea de alcantarillado podrán ubicarse en la vereda, pero el plano vertical tan sólo deberá ser como mínimo dos metros.

Las tuberías para agua potable y colectores se ubicarán respecto a otros servicios públicos en forma tal que la menor distancia entre ellas medidas sobre los planos verticales tangentes respectivos sea:

- A tubería de agua potable.....0.80 m.
- A canalización de riego.....0.80 m.
- A cables eléctricos, telef etc.....1.00 m.
- A colectores de desagües1.80 m.

En caso de posibles interferencia con otros servicios públicos, deberán coordinarse con ellas a fin de asegurar una protección adecuada.

En los puntos de cruce de colectores de desagües con tuberías de agua potable, el diseño deberá preferiblemente contemplar el pase de éstas por encima de aquellos, a una distancia mínima de 0.25 mt. medido entre los planos horizontales tangentes respectivos. En el diseño se debe indicar que el punto de cruce deberá coincidir con el centro de un tubo de agua con el objeto de evitar que la unión quede próxima al colector.

Si por razones de niveles no es posible proyectar la tubería de agua en forma que cruce sobre un colector de desagüe en la forma prescrita anteriormente y es imprescindible proyectarla cruzándola por la parte inferior, será preciso diseñar un recubrimiento con concreto en el colector sobre una longitud de 1.50 mt. centrada en relación

al punto de cruce.

a) Colocación de la línea de desagües con uniones flexibles.

Los colectores se proyectaran a una profundidad tal que asegure satisfacer la más desfavorable de las siguientes condiciones :

i).- Nivelación y alineamiento.

La instalación de un tramo (entre dos buzones), se empezará por su parte extrema inferior, teniendo cuidado

que la campana de la tubería, quede con dirección aguas arriba.

El alineamiento se efectuara colocando cordeles en la parte superior al costado de la tubería. Los puntos de niveles serán colocados con instrumentos topográficos (nivel).

ii.- Niplería.

Todo el tramo será instalado con tubos completo a excepción del ingreso y salida del buzón en donde se colocaran nipples de 0.60 mts. como máximo anclados convenientemente al buzón.

iii).- Profundidad de la línea de desagües.

En todo tramo de arranque, el recubrimiento del relleno será de 1.00 mts. como mínimo, medido de clave de tubo a nivel de pavimento. sólo en caso de pasajes peatonales y/o calles angostas hasta de 3.00 mt. de ancho, en donde no exista c. de tránsito vehicular, se permitirá un recubrimiento mínimo de 0.60 mt.

En cualquier otro punto del tramo, el recubrimiento será igual o mayor a 1.00 mt. Tales profundidades serán determinados por las pendientes de diseño del tramo o, por las interferencias de los servicios existentes.

iv).- Empalmes a buzones existentes.

Los empalmes a buzones existentes, tanto de ingreso como de salida de la tubería a instalarse, serán realizados por el constructor previa autorización de la Empresa.

v).- Cambio de diámetro de la línea de desagüe.

En los puntos de cambio de diámetro de la línea, en los ingresos y salidas del buzón se harán coincidir las tuberías; en la clave, cuando el cambio sea de menor a mayor diámetro y en el fondo cuando el cambio sea de mayor a menor diámetro.

b).- Cámara de inspección o buzones.

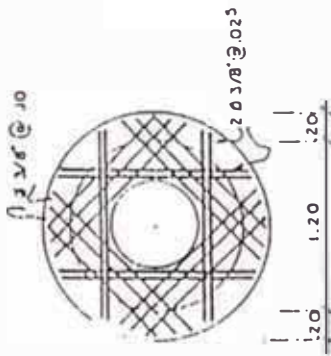
Los buzones podrán ser prefabricados de concreto, o de concreto vaciado en sitio.

De acuerdo al diámetro que se coloca el buzón, éstos se clasifican en tres tipos:

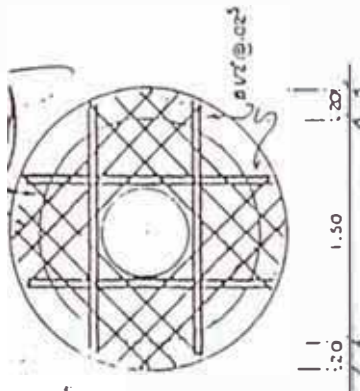
CUADRO Nº 9.4.4 (2)

TIPO DE BUZONES

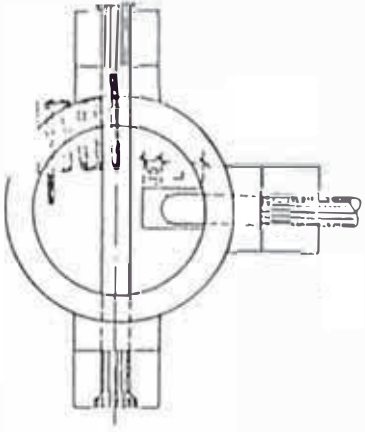
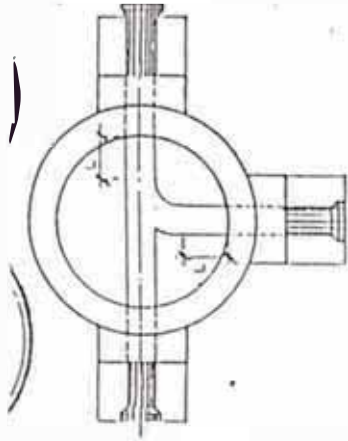
TIPO	PROFUNDIDAD (mts.)	ϕ INTE-RIOR DEL BUZON (mts.)	ϕ de la tubería (mm.)
I	Hasta 3.00 de 3.01 a más	1.20 1.50	Hasta 600 mm(24") Hasta 600 mm(24")
II	Hasta 3.00 de 3.01 a más	1.20 1.50	De 650 a 1200 mm De 650 a 1200 mm
III	Todos	1.50	De 1300mm. a mayor



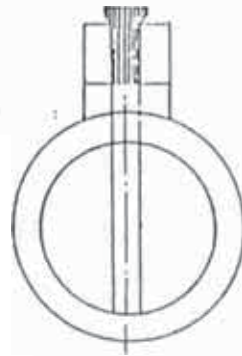
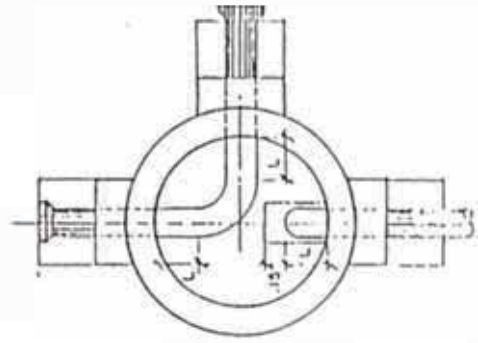
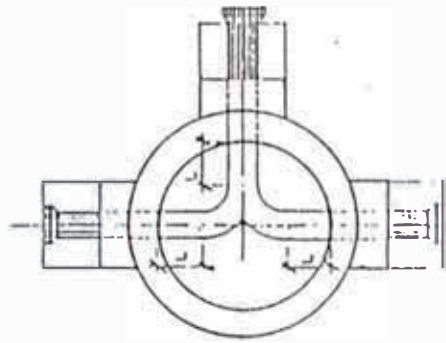
ARMADURA TECHO
BUZON DE D=1.20m
 (Fo Corrugado $F_y=4,200 \text{ Kg/cm}^2$)



ARMADURA TECHO
BUZON DE D=1.50m
 (Fo Corrugado $F_y=4,200 \text{ Kg/cm}^2$)

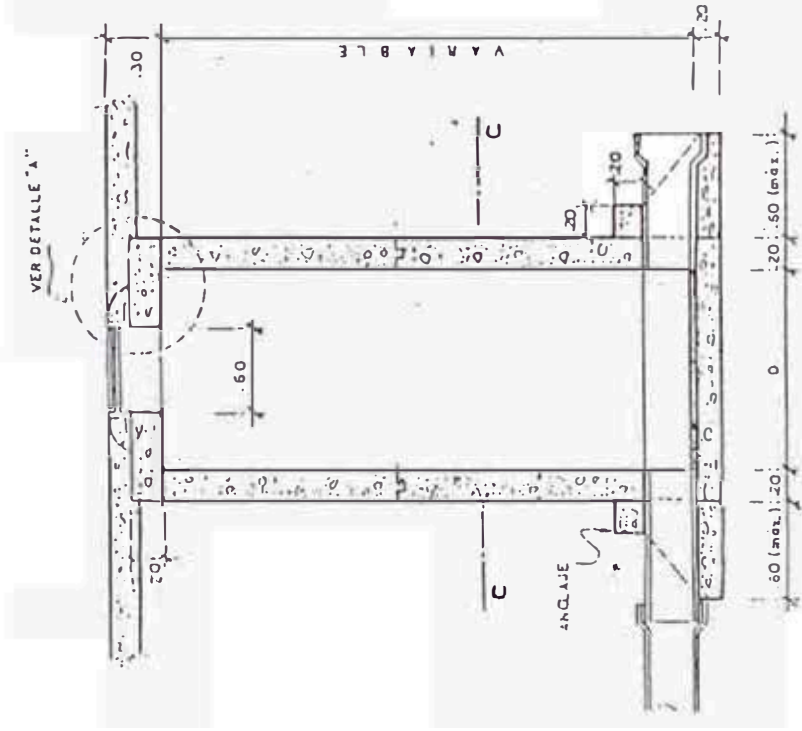


L = 0.30 (BUZON D=1.20)
 L = 0.40 (BUZON D=1.50)

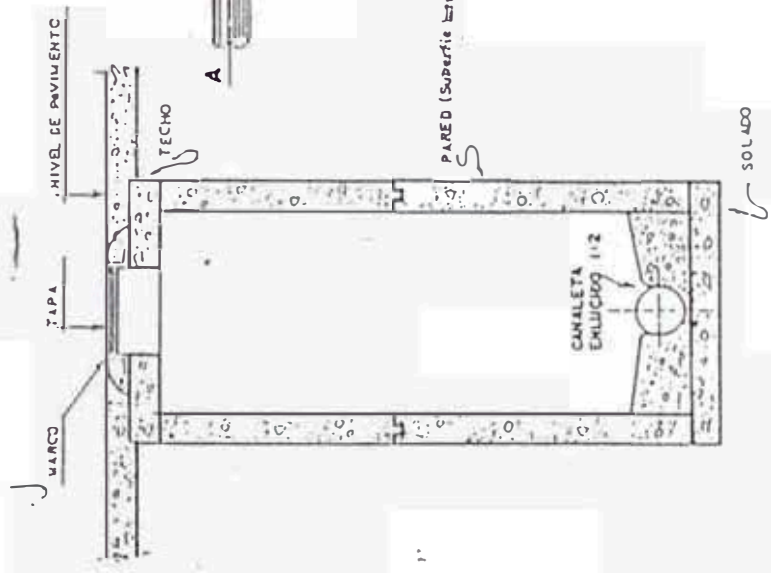


LAMINA Nº 9.4 L-1

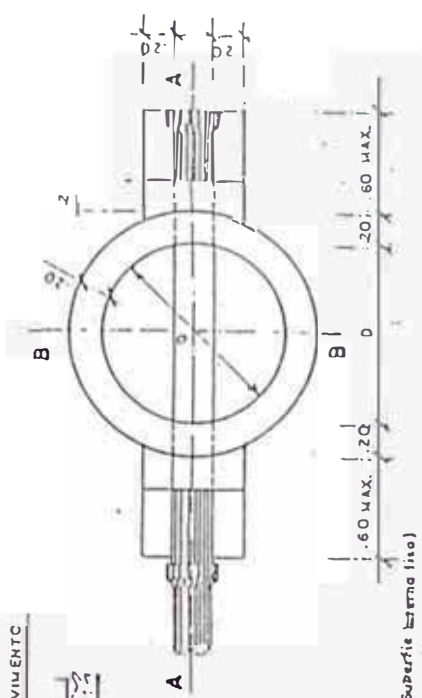
DETALLE DE CANALETAS
Y ARMADURA DE TECHO
PARA BUZONES



CORTE A-A



CORTE B-B

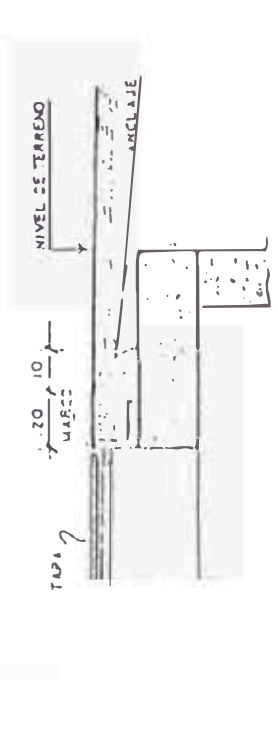


PLANTA
(CORTE C-C)

D=1.20m. (HASTA 3.00m DE PROFUNDIDAD)
 D=1.50m. (MAYOR DE 3.00m. DE PROFUNDIDAD)

CLASES DE CONCRETO	F'c
TECHO	210 Kg/cm ²
PARED, SOLADO, CANALETA	175 Kg/cm ²
ANCLAJE	140 Kg/cm ²

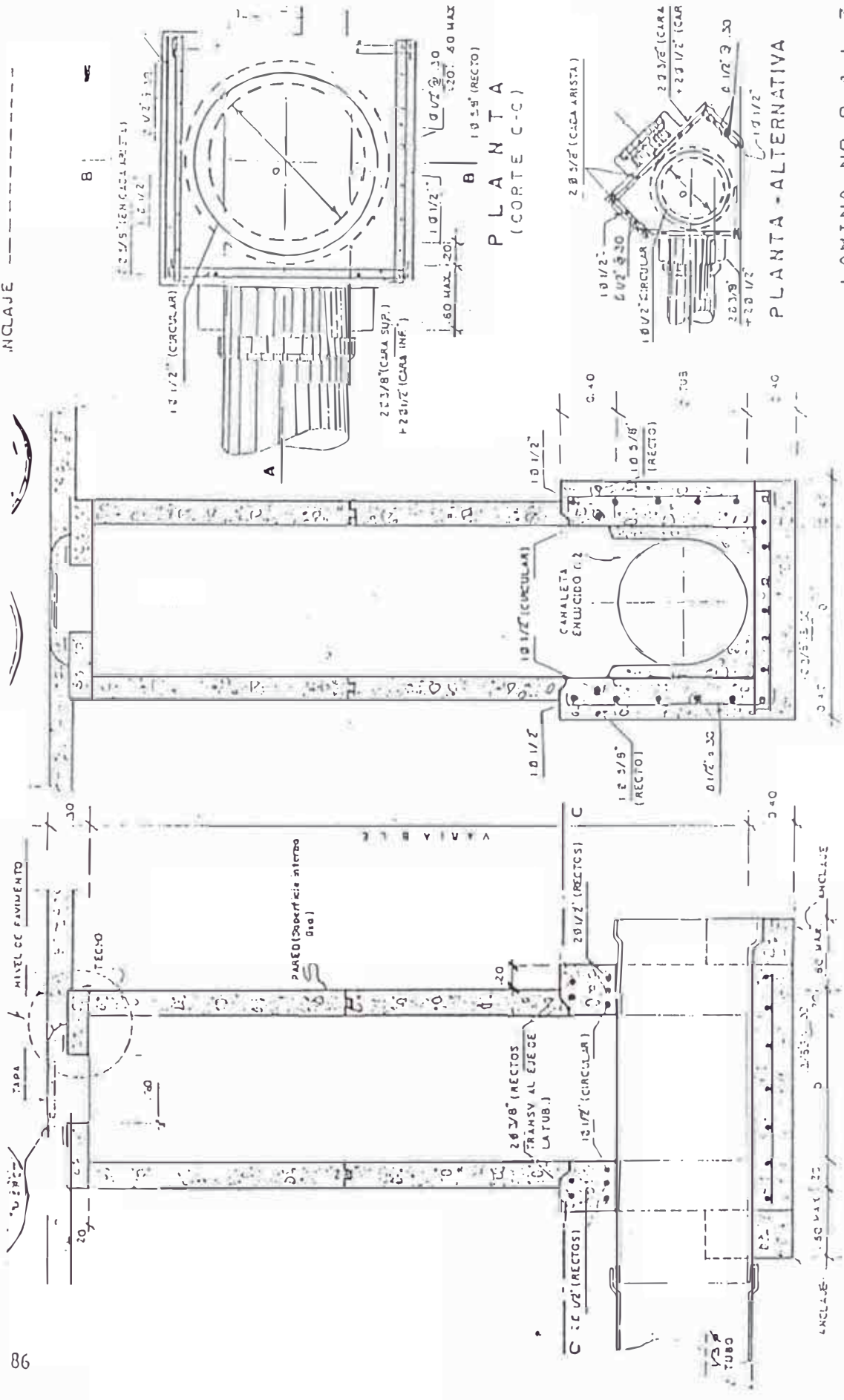
BUZON TIPO T
 (PARA Ø TUB. HASTA 600mm.)
 LAMINA NO 9.4 L-2



DETALLE "A" CUANDO NO EXISTA PAVIMENTO

GR.

----- LASES DE CONCRETO F'c
 ----- ECHO
 ----- PARED, SOLACO, CANALETA
 ----- ANCLAJE



CORTE B-B

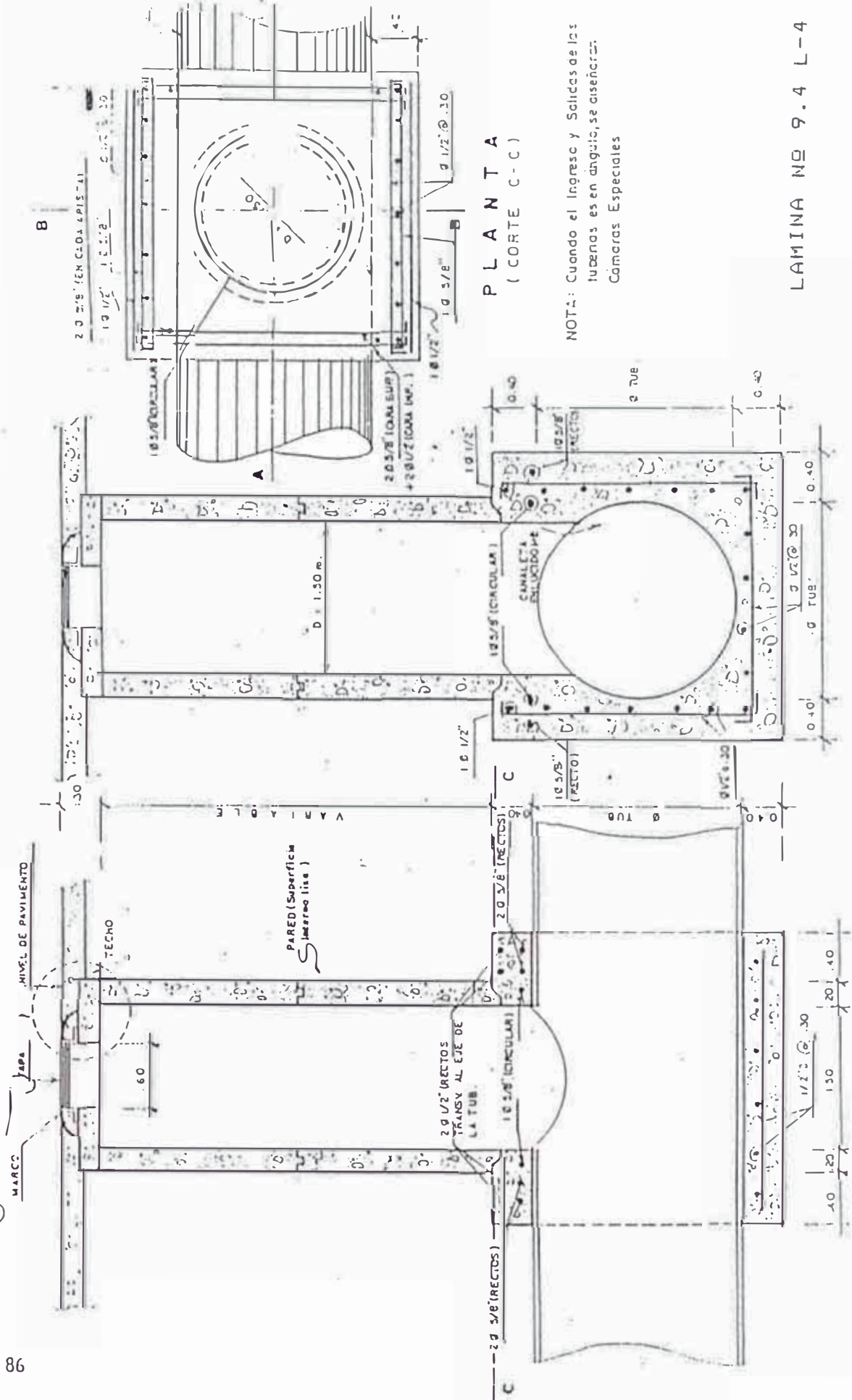
CORTE A-A

LAMINA NO 9.4 L-3

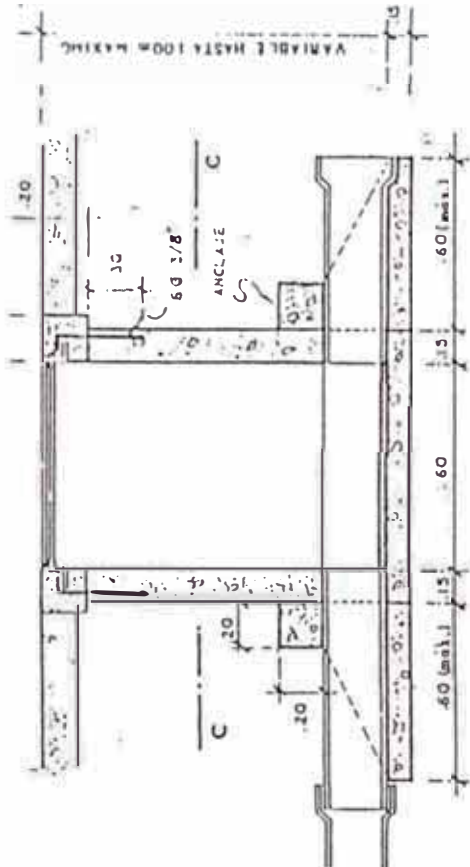
DETALLE BUZON TIPO

(PARA Ø TUB. DE 650mm. A 1200 mm.)

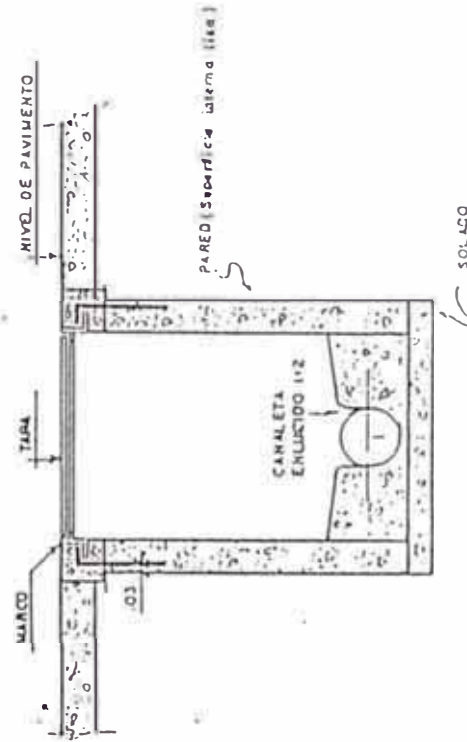
VER DETALLE 3
 EMBUCON TIPO 2



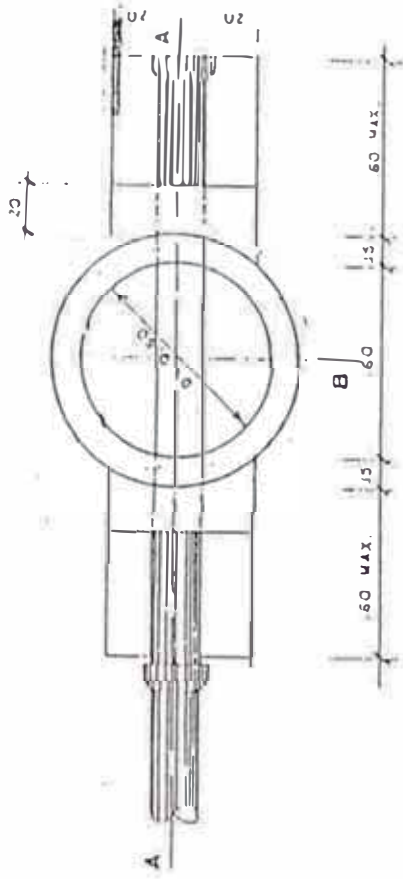
MAR. '86



CORTE A-A



CORTE B-B



PLANTA
(CORTE C-C)

CLASES DE CONCRETO F_c

TECHO	-	210	Kg/cm ²
PARED, SOLADO, CANALETA	-	175	Kg/cm ²
ANCLAJE	-	140	Kg/cm ²

BUZONETE

LAMINA NO 9 4 L-5

Para tuberías de mayor diámetro o situaciones especiales, se desarrollarán diseños apropiados de buzones o cámara de reunión.

Toda tubería de desague que drene caudales significativos, con fuerte velocidad tenga gran caída a un buzón requerirá de un diseño especial.

En los buzones tipo II III, no se permitirá la dirección del flujo de desague en ángulo menor o igual a 90°.

Se proyectarán cámaras de inspección :

- En todo los empalmes con colectores.
- En los cambios de direcciones.

En los cambios de pendientes.

- En los cambios de diámetros.

La separación máxima entre cámaras de inspección será:

CUADRO Nº 9.4.4 (3)
LONGITUD MAXIMA ENTRE BUZONES

DIAMETRO (mm)	LONGITUD (mt.)
Para tuberías de 200-250 mm	80.00
Para tuberías de 300-600 mm	100.00
Para tuberías de diám mayores	150.00

a profundidad mínima de las cámaras de inspección será la que permita un recubrimiento de 1.00 mt. sobre la clave del buco. Ver diseño típico de buzón en la lámina nº 9.4 L-3,4,4.

c).- Buzonetas.

La utilización de los buzonetas, se limitará hasta un metro de profundidad máxima desde el nivel del pavimento hasta la cota de fondo de las canaletas, permitiéndose solo en pasajes peatonales y/o calles anchas hasta de 3.00 mt. de ancho en donde no exista circulación de tránsito vehicular.

Sus características son semejantes al de los buzones.

9.4.5.- Gastos de diseño.

Según los estudios realizados en el capítulo IV la demanda de agua para la zona específica es:

CUADRO Nº 9.4.5 (1)

DOTACION DE AGUA "COOFEMMAR"

HABILITACION	DOTAC. (l/habxd)	Qprom. (lps)	Qmax.d (lps)	Qmax.h (lps)
COOFEMMAR	200	18.88	24.54	49.08

Para el gasto de contribución de desagues se estima en un 70% de la dotación de agua. Cabe recalcar que para el diseño de las redes de trabajo con el caudal máximo horario, de ello resulta que el caudal total de contribución en la hora de máxima

demanda es:

$$Q = 49.08 \times 0.9 = 44.17 \text{ lps.}$$

$$Q = 44.17 \text{ lps.}$$

No se considera caudal de infiltración por ser la zona desértica carente de agua subterránea.

4).- cálculo hidráulico.

En todo sistema que se proyecte para servir a poblaciones mayores de 20 hectáreas deberá presentarse los cálculos de verificación de la red.

En todo caso deberá proyectarse el o los colectores necesarios para descargar en los colectores primarios y secundarios de la red principal, teniendo en cuenta las áreas contribuyentes tanto aguas arriba como abajo de los colectores que deban diseñarse, el método aplicado para calcular los caudales contribuyentes es mediante el número de lotes que tributarán en un tramo de red comprendido entre dos buzones.

Para el cálculo hidráulico del sistema de recolección se empleará la fórmula de Manning, para tuberías de concreto con el coeficiente de rugosidad 0.013.

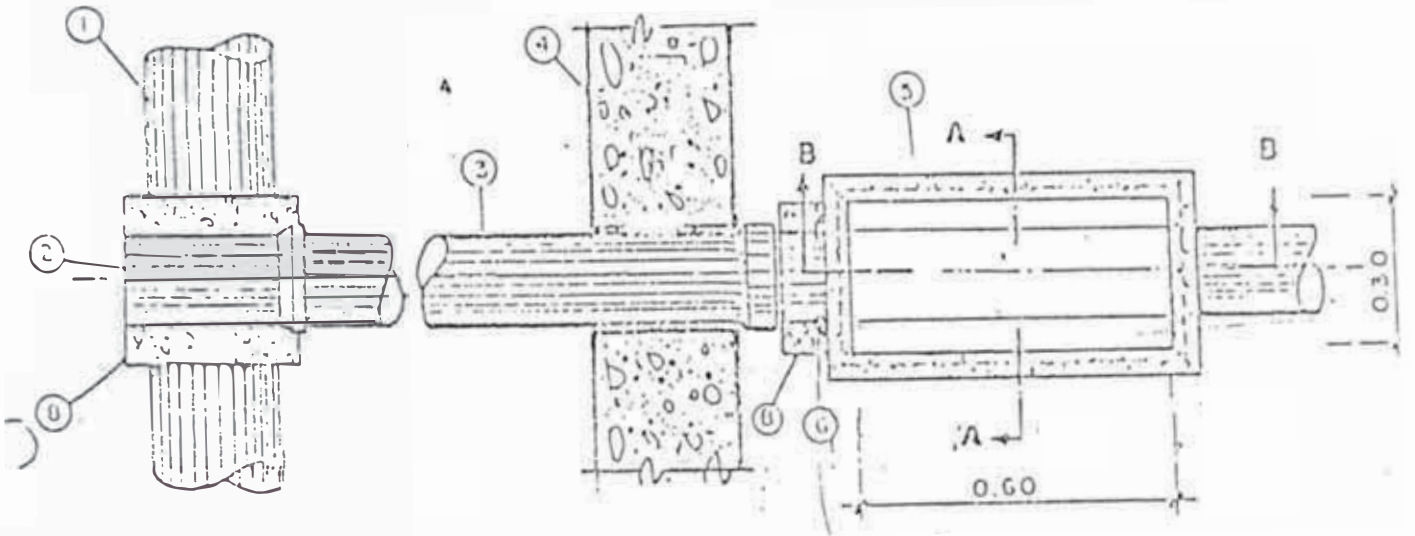
9.4.6.- Conexiones domiciliarias.

Las conexiones domiciliarias de desagües tendrán una pendiente mínima entre la caja de registro y el empalme al colector de servicios de 15 por mil.

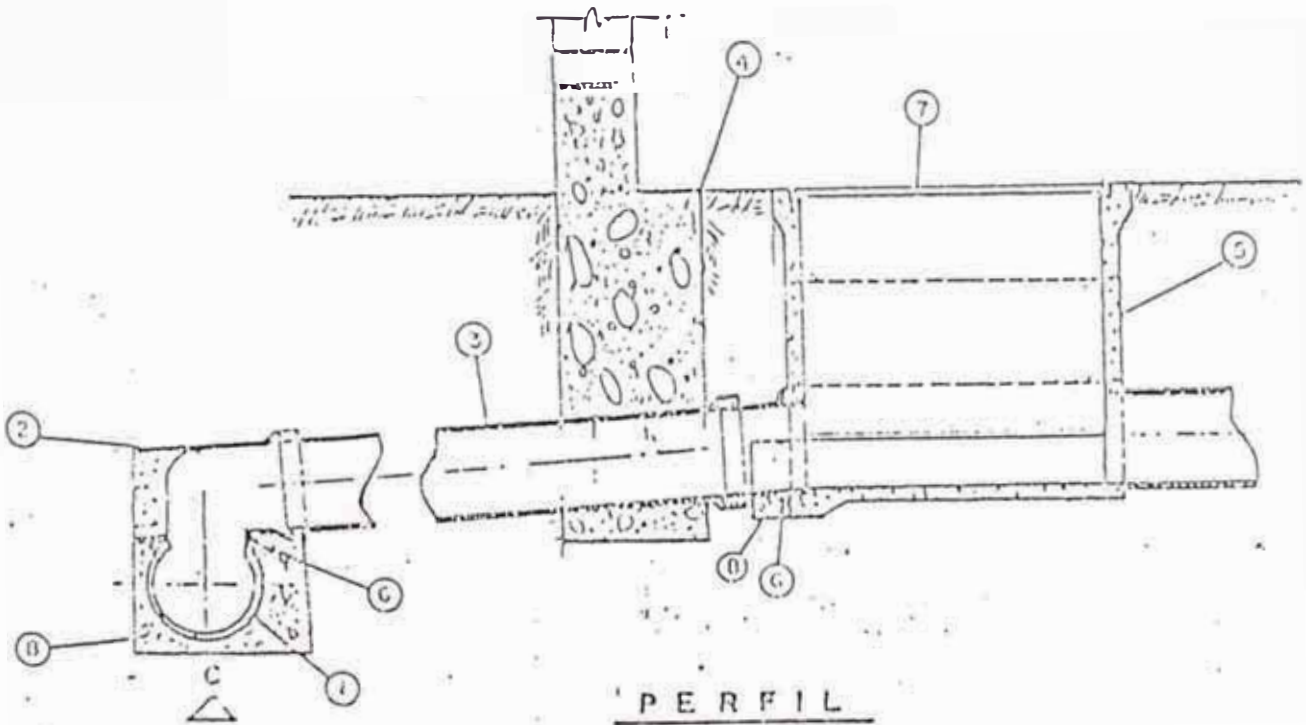
Los componentes de una conexión domiciliar de desagües son:

a) Caja de registro.

CONEXION DOMICILIARIA



PLANTA



PERFIL

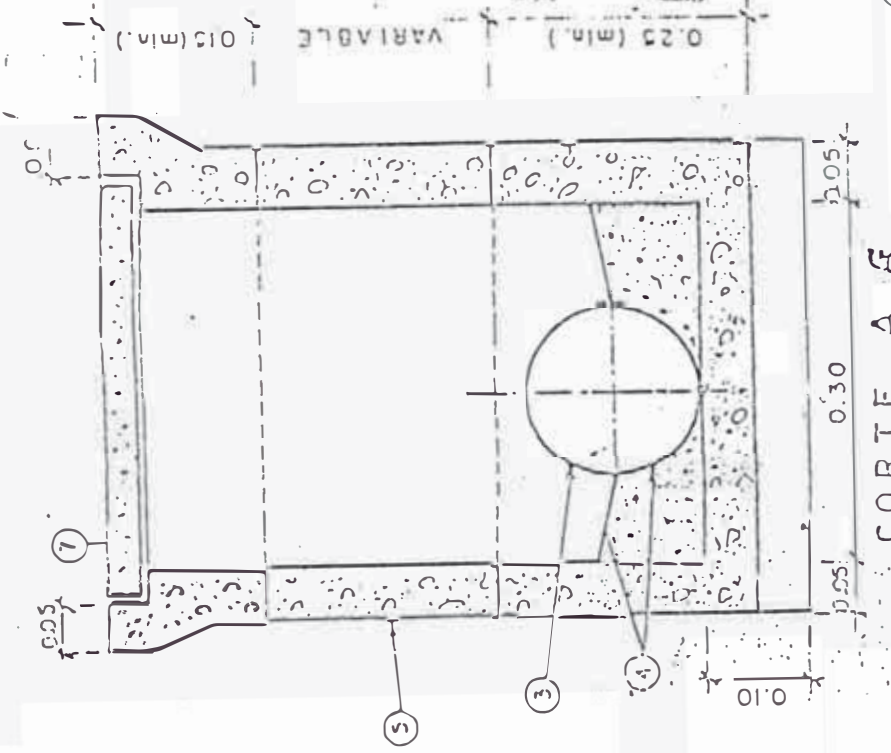
LEYENDA

1-MATRIZ Ø VARIABLE

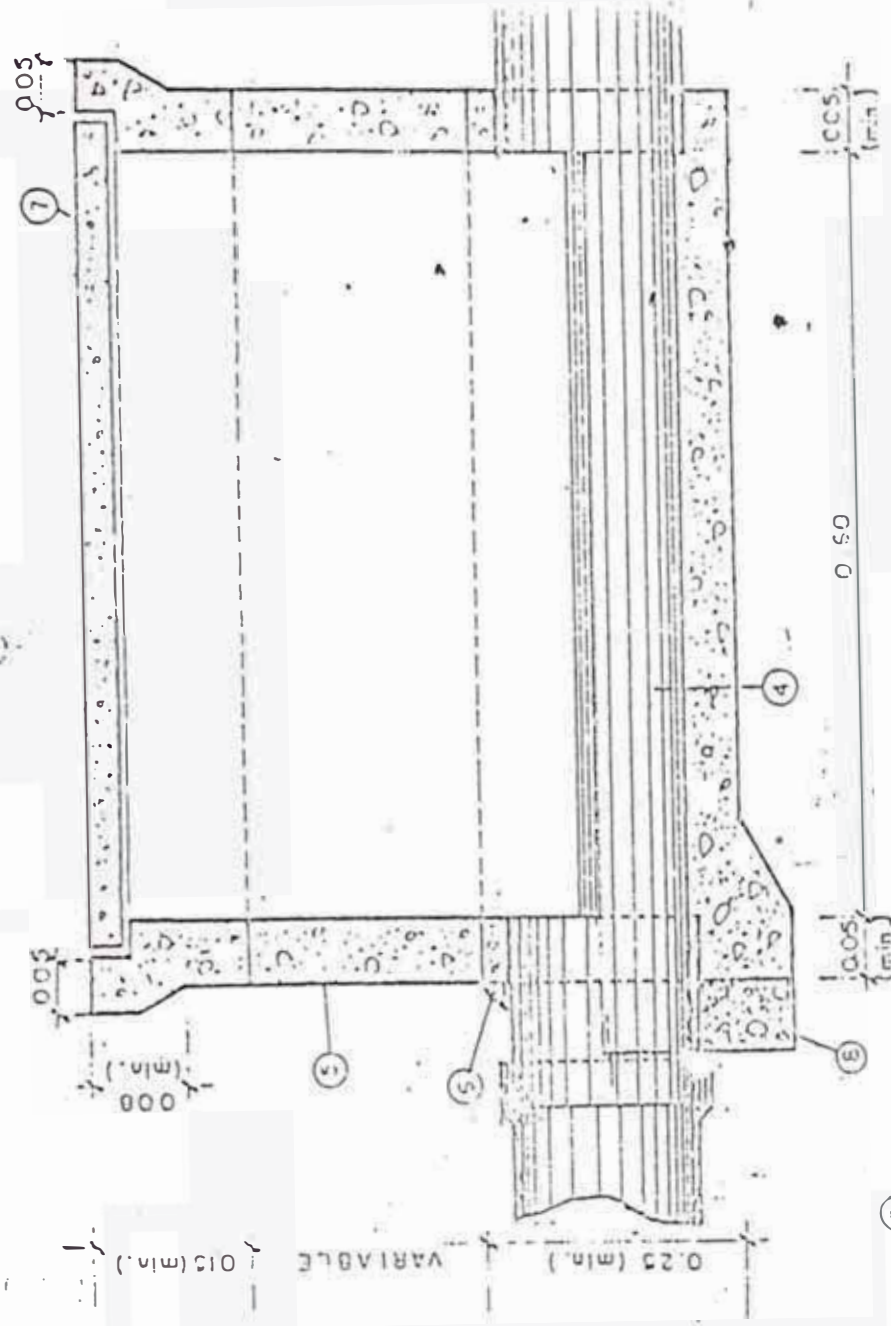
2-TUDO CACHIMBA

5-CAJA REGISTRO

6-RESANE MORTERO



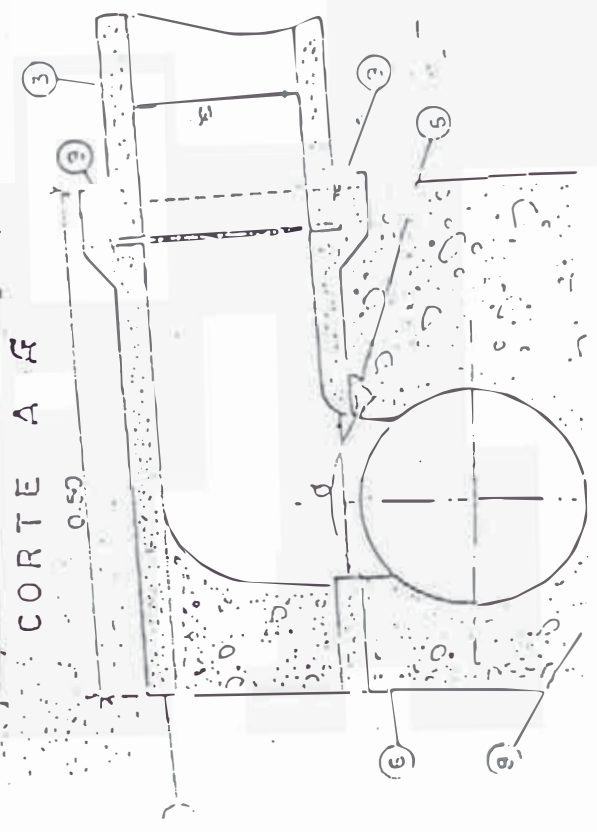
CORTE A A



CORTE B B

LEYENDA

- 1 - MATRIZ ϕ VARIABLE
- 2 - TUBO CACHIMBA
- 3 - TUBERIA DE DESCARGA
- 4 - MEDIA CANA ENLUCIDO
- 5 - CAJA REGISTRO
- 6 - RESANE MORTERO 1:3
- 7 TAPA
- 8 ANCLAJE CONCRETO $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$
- 9 ANILLO FLEXIBLE



b) Tubería de descarga.

c) Elemento de empotramiento.

a) Caja de Registro.

La constituirá una caja de registro de concreto $f'c=140\text{kg/cm}^2$ conformada por módulos pre-fabricados con dimensiones indicadas en la fig n2... acabado interior de la caja de reunion deberá ser de superficie lisa o terrajeada con mortero 1:3.

El módulo base tendrá su fondo en forma de "media caña"

Las caras de la caja de registro deberán ser resistente al intemperie. La caja de registro deberá instalarse dentro del retiro de la propiedad si no lo tuviese en un patio o pasaje de circulación.

b) Tubería de descarga

La tubería de descarga comprende desde la caja de registro hasta el empalme con el colector de servicio.

El acoplamiento de la tubería con la caja de registro se hará con resane de mortero 1:3

c) Elemento de empotramiento.

El empalme de la conexión con el colector de servicio, se hará en la clave del tubo colector, obteniéndose una descarga con caída libre sobre ésta; para ello se perforará previamente el tubo colector, mediante el uso de plantillas metálicas, permitiendo que el tubo cachimba a empalmar quede totalmente apoyado sobre el colector, sin dejar hueco de luz que posteriormente puedan implicar riesgo para el sello hidráulico de la unión.

El acoplamiento será asegurado mediante un resane de mortero 1:3 antes de la prueba hidráulica y por un dado de concreto $f'c=140\text{kg/cm}^2$ después de efectuada ella.

d) Condiciones que deberán reunir las tapas de las cajas de medidores de agua, cajas de registro de desagues:

Resistencia de abrasión (desgaste por fricción).

Facilidad en su operación.

- No propicio al robo.

9.4.7 Pruebas hidráulicas de tubería de desague.

La finalidad de realizar las pruebas hidráulicas es la de verificar todas las partes de la línea de desague, hayan quedado correctamente instalados, listos para prestar servicios.

Las pruebas a realizarse tramo por tramo intercalados entre dos buzones son:

- a) Pruebas de nivelación y alineamiento.
- b) Pruebas hidráulica a zanja abierta.
- c) Pruebas hidráulica con relleno compactado.
- d) Pruebas de escorrentía.

a) Pruebas de nivelación y alineamiento.

Las pruebas se efectúan con instrumentos topográficos. Se consideran satisfactorias

i) Para pendientes superiores a 10 por mil el error máximo permisible no será mayor a la suma algebraica ± 10 mm. medida entre dos o más puntos.

ii) Para pendientes menores 5 por mil el error máximo permisible no será mayor a la suma algebraica ± 10 mm. medida entre dos o más puntos.

b) Pruebas hidráulicas

Esta pruebas se realizará primero a zanja abierta y posteriormente a zanja tapada el procedimiento es el siguiente:

Se procederá el llenado de agua limpia por el buzón aguas arriba a una altura mínima de 0.30 mt. bajo el nivel del terreno y convenientemente taponeado en el buzón aguas abajo. El tramo permanente

con agua durante un periodo como mínimo para poder realizar la prueba.

La prueba tendrá una duración mínima de 10 minutos, y la cantidad de pérdida de agua no sobrepasará lo establecido en la tabla que a continuación indicamos:

TABLA Nº 9.1

PERDIDA ADMISIBLE DE AGUA EN LAS PRUEBAS DE FILTRACION E INFILTRACION

DIAMETRO DE TUBO mm.	Pulg.	FILTRACION O INFILTRACION admisible en mm.
200	8	25
250	10	32
300	12	38
350	14	44
400	16	50
450	18	57
500	20	67
600	24	76

9.4.8 Tabulación de cálculos

Según lo descrito en el acápite 9.4.2 presentaremos los cálculos hidráulicos de las redes de alcantarillado de la habilitación COPEMMAR ver cuadros nos 4.9.7 (1),...4.9.7 (3).

9.5.0 DESCRIPCION DE LA DESCARGA FINAL

La descarga total de aguas servidas de la

habilitación, en estudio se colectará en el punto más bajo mediante una cámara de reunión. De dicha cámara se impulsará el desague mediante una equ de bombec hacia una caja de inspección ubicada en la parte mas alta de una loma cuya cota es de 17.50 m.s.n.m., a partir de esta caja el desague fluirá por gravedad un tramo de 280 ml con tubería de ϕ 10", hasta empalmar con el Emisor Ventanilla (ver plano 0-07-11) la misma que transporta el desague de todo el Distrito de Ventanilla hacia una planta de tratamiento conformada por una batería de 8 lagunas de oxidación. En tal sentido deberán rehabilitarse dichas lagunas para su mejor funcionamiento.

a) Cámara de bombeo

Será de forma circular estará dividida en dos partes :

- Cámara húmeda - donde se depositará los desagues sirviendo como un depósito de regulación, tiene como nivel mínimo -0.344 msnm. y nivel máximo de 0.656 el nivel de descarga del colector se encuentra a 0.756 msnm. de esta cámara es impulsado el desague hacia el emisor Ventanilla.

Cámara seca.- En esta cámara se encuentra instalado todo el equipamiento necesario para el bombeo del desague, como también se encuentra instalado los servicios higiénicos y caseta de guardiana.

Tubería de succión.- Consta de una tubería de ϕ 6" y tiene una longitud aproximada de 6.00 metros.

Tubería de impulsión.- Tiene un diámetro de ϕ

6", una longitud de 78' m, y cota de llegada 17.60 msnm.

Las características requeridas para el equipo de bombeo son:

Altura estática total = 17.944 mts.
perdida de carga = 15.066 mt.
altura dinámica total = 33.00 mts.
caudal de bombeo = 35 lps.

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE LOS EQUIPOS DE BOMBEO

Electrobomba para sumidero de la cámara seca 1 unidad.

BOMBA : Q = 7.00 lps
HDT = 6.00 mt.
n = 0.65

MOTOR : TRIFÁSICA 220V/60Ciclos.
HP = 1.2
N = 1700RPM.
n = 0.75

Electrobomba centrífugas para desagues domésticas, tres unidades que funcionaran acumulativamente, la capacidad de cada una es:

BOMBA : Q = 50 lps
HDT = 33.00mt.
n = 0.65

MOTOR : Trifásico 220V/60 Ciclos.
HP = 36.00
N = 1700 RPM

Ventilador tipo axial 1 unidad : capacidad

20m³/min. ϕ 400mm.máx. Presión 4 mm agua

- 220V/60 ciclo

Grupo electrogéneo trifásico 60c 1800 RPM.

KVA = 93.6

KW = 75.00

Fc = 0.80

NOTA.- El grupo electrogéneo será de tipo estacionario, anclado a una base de concreto de h=20cm. y escara provisto de un cilindro para combustible con capacidad de 50 gl. ver plano n^o D-10/11 cuadro n^o F.4.7 (4).

C A P I T U L O X

EVALUACION AMBIENTAL

10.1.0 PROYECCION DE IMPACTOS AMBIENTALES EN LA CONDICION CON PROYECTO.

La población de saturación determinada para este proyecto es de 55,538 habitantes, para estas condiciones las habilitaciones contarían con el servicio de agua potable y alcantarillado, mediante redes de tuberías y conexiones domiciliarias que llevarían el agua en calidad y cantidad aceptables permitiendo un desarrollo urbano adecuado.

10.1.1 Efectos sobre el hombre

i) Sistema de abastecimiento de agua

La población cuenta con servicios de agua domiciliaria en calidad, cantidad y presión adecuada, mediante reservorios y redes de distribución, asegurando reservas para incendios, reparaciones y otros usos, eliminando de esta manera los servicios de

pileas públicas de cañones cisternas, creando condiciones favorables para la población en bienestar, estética, recreación, generación de empleo aumento del valor económico del predio, mejorando la calidad de vida, etc.

ii) Manipulación del agua

Al contar con conexiones domiciliarias se elimina la posibilidad de usar recipientes para transportar el agua, desechando de esta manera la posibilidad de su contaminación.

iii) Sistema de disposición de excretas

Las excretas serian evacuadas a las redes de alcantarillado mediante arrastre hidráulico, desapareciendo de esta manera las excretas de campo abierto y por consiguiente el riesgo de enfermedades transmisibles por vectores aéreos y rastreros.

10.1.2 Efectos sobre el agua

El abastecimiento de agua para la zona de estudio prevendrá de la explotación del acuífero por pozos profundos mediante bombeo, este bombeo influye

directamente en el manto freático, contribuyendo al secado de salidas naturales, pero en nuestro caso estas aguas subterráneas van a parar a el mar, el caudal de bombeo necesario es de 219.33 l/h/d lo que resulta un volumen de almacenamiento de 3,953.21m³.

10.1.3 Efectos sobre el suelo

La habilitación urbana va a ocupar un área de 250.90 hectáreas de terrenos eriazos, convirtiendo terrenos áridos en suelos de expansión urbana, contribuyendo de esta manera a el desarrollo sustentable de el lugar.

Las zonas anegadizas desaparecerían por acción de las tuberías de desagües que conducirían las aguas usadas hacia el lugar de disposición final.

10.1.4 Efectos sobre la flora y fauna

El Conjunto de habilitaciones urbanas han desplazado la flora y fauna propia de zonas eriazas, en cambio se ha creado climas adecuados para la vida urbana con la cantidad de agua necesaria para dichos fines.

10.1.5 Efectos sobre el borde costero

El borde costero medio marino reciben descargas de aguas servidas tratadas en la planta de tratamiento de desagues existente en la zona.

10.2.0 EVALUACION COMPARATIVA DE ANALISIS DE IMPACTOS

A partir de los antecedentes e indicadores realizados en capítulos anteriores constituirán la base de la comparación entre impactos, es posible sintetizar una matriz comparativa entre la condición sin proyecto con proyecto la que permitirá evaluar las ventajas de implementar el proyecto. (Ver cuadro N° 10.2.0 (1))

CUADRO N° 10.2.0 (1)

MATRIZ DE OBJETIVOS Y VARIACION DE IMPACTOS SOBRE ELLOS
CON IMPLEMENTACION DEL PROYECTO

Objetivo elegido	Tendencia	Cant	Comentario
HOMBRE			
Sistema de abastecimiento de agua potable	(+)Servicio a domicilio	200 l/h/d 30 l/h/d	Mejora notablemente la dotación y distribución de A.P.
Manipulación del agua.	(+)Elimina el transporte de agua en vasijas	30 l/h/d	El peligro de contaminación vasijas desaparece
Disposición de excretas.	(+)Por arrastre hidráulico		Evacuación de excretas a redes colectoras
Urbanización	(+)Bienestar social.		Mejor condición de vida
AGUA			
Manto freático	(+/-)Disminución Nivel freático		Mínima, recarga del Río Chillón
Borde costero	(+/-)Descargas tratadas		Desaques a la planta de tratamiento
SUELO			
Urbanización	(+)Modificación cubierta terrestre	270.9 ha	Ocupa terrenos eriazos.

(+) Impacto positivo, ventajas a favor del proyecto.

(-) Impacto negativo.

CAPITULO XII

EVALUACION ECONOMICA METODO DEL CONTINGENTE

11.1.0 INTRODUCCION.

Existen dos tipos de bienes, los bienes privados y los bienes publicos, los bienes privados son aquellos bienes que son consumidos exclusivamente por agentes económicos individuales. Mientras que existen bienes para los cuales los individuos tienen que consumirlos en forma constante, es decir el consumo potencial es el mismo para todos, estos son los bienes publicos.

Los bienes públicos, los proyectos ambientales y los de descontaminación, se van incrementando a medida que la población va en aumento, evaluar y dimensionar obras como el de alcantarillado, desechos sólidos entre otros se hace cada vez más necesario, sin embargo las técnicas que se usan para su

evaluación no estudian a fondo los beneficios. Este método consiste en realización de encuestas a través de las cuales se busca determinar la disposición a pagar de los beneficiarios de un proyecto dado.

El presente estudio es un resumen del curso realizado en Santa Fé de Bogotá. Evaluación Económica de Proyectos: La Utilización del Método de Evaluación Contingente. en los meses de Noviembre-Diciembre de 1991.

11.2.0 INFORMACION EXISTENTE.

La Universidad de los Andes (UNIANDES) localizada en Bogotá, Colombia se encuentra a la vanguardia en la investigación del método de Evaluación Contingente, contando además con el respaldo de consultores del Banco Interamericano de Desarrollo BID que han aplicado dicho método a la Evaluación de Proyectos en América Latina.

Jorge Ducci. "SANEAMIENTO AMBIENTAL DE MONTEVIDEO. URUGUAY" Metodología de cuantificación de Beneficios. Nov 1988.

Robert C. Mitchell. "Mejorando la validez de un

* "Julio de "evaluación contingente" enfoque. Dic 1991.

11.3.0 EVALUACION DE PROYECTOS.

Hay varios tipos de evaluación; se diferencian según criterios utilizados para analizar proyectos.

Estos son:

- i) **Evaluación Institucional.**- Examina la función administrativa-institucional del proyecto. Analiza la estructura interna del proyecto, el personal que lo va a manejar las relaciones inter-institucionales y extra-institucionales que influyen en el funcionamiento del proyecto y los aspectos jurídicos que lo afectan.
- ii) **Evaluación Técnica.**- Esta es realizada por ingenieros, técnicos y diseñadores del proyecto, define la factibilidad técnica y procura escoger el diseño que cumple plenamente con los objetivos del proyecto. Se escoge el diseño (o unas alternativas de diseño) que debe ser sometido a las demás evaluaciones.
- iii) **Evaluación financiera.**- Analiza el proyecto a la luz de su retorno financiero. Cumple básicamente las siguientes funciones:

Primero, determina la factibilidad de que todos

los costos puedan ser cubiertos oportunamente. Segundo, mide la rentabilidad de la inversión. Además genera la información necesaria para realizar una comparación del proyecto con otras alternativas o con otras oportunidades de inversión.

iv) **Evaluación económica.**- Busca identificar el aporte de un proyecto al bienestar económico nacional. En otras palabras, busca medir la contribución del proyecto al cumplimiento de múltiples objetivos socioeconómicos nacionales.

v) **Evaluación social.**- La evaluación social difiere de la económica, ya que además de medir el impacto de un proyecto sobre el consumo, el ahorro y los bienes meritorios, identifica y valoriza el efecto del proyecto sobre la distribución de ingresos y riquezas. La evaluación social es, entonces, una extensión de la evaluación económica.

11.4.0 MODELO DE EVALUACION CONTINGENTE.

11.4.1 GENERALIDADES.

El Método de Evaluación Contingente es una técnica para medir la valoración económica de bienes o servicios los cuales no se transan en un mercado

bienamente definido en términos de relaciones entre precios y cantidades (o no existe mercado del bien).

De esta forma el método es una forma de acercamiento a la cuantificación de beneficios dentro de un marco específico de la Economía del Bienestar Aplicada.

11.4.1.2 ASPECTOS DE LA ECONOMÍA DEL BIENESTAR.

Uno de los problemas comunes en la economía en toda sociedad, sino el más importante, es buscar la mejor forma de asignar los recursos escasos entre sus mejores usos alternativos.

Dentro de la Economía del Bienestar existe una rama especializada denominada Economía del Bienestar Aplicada o Análisis Beneficio-Costo (Evaluación de Proyectos) que tiene que ver con el anterior problema y que consiste en la cuantificación o medición de los Beneficios y/o Costos de las diferentes alternativas de asignación de recursos.

Una de las formas como se ha investigado si una acción o política A mejora el bienestar de la comunidad como un todo, ha sido través de la aplicación de ciertos criterios por juzgar el bienestar. Es importante aclarar que encontrar un criterio universalmente aceptado y unificado por juzgar el bienestar es de por sí imposible, dadas las caracterís-

ticas mismas del problema: La acción A afecta algunos mejorándolos y a otros perjudicándolos.

11.4.3 FUNCION UTILIDAD.

Normalmente se asume que los individuos tienen preferencias por el consumo de bienes y/o servicios, y se acepta que entre mayores posibilidades de consumo tengan ellos, su nivel de "bienestar" es mayor.

Supongamos que el consumidor tiene un conjunto de consumo de x y y que este conjunto tiene ciertas combinaciones de consumo (x,y,z,\dots) y que el individuo posee unas preferencias por éstas. Cuando escribimos $x \succ y$ y queremos decir que "el consumidor piensa que la combinación x es al menos tan preferible como la combinación y ".

Una **función de utilidad** es un instrumento para asignar un número a todas las cestas de consumo posibles de tal forma que las que se prefieren tengan un número más alto que las que no se prefieren. Es decir, la cesta (x_1, x_2) se prefiere a la (y_1, y_2) si y sólo si la utilidad de la primera es mayor que la utilidad de la segunda; en símbolos (x_1, x_2) se prefiere estrictamente a (y_1, y_2) si y sólo si $u(x_1, x_2) > u(y_1, y_2)$.

11.4.4 LA VARIACION COMPENSADORA (VC) Y LA VARIACION

EQUIVALENTE VME

En el análisis de evaluación de proyectos, se considera la inversión como un mecanismo para aumentar el consumo futuro y por lo tanto para mejorar el "bienestar" de los individuos. El objetivo es encontrar medidas monetarias que expresen en forma coherente cambios en el bienestar del individuo. Dos conceptos que se han utilizado en esta dirección, son la variación compensadora y la variación equivalente, los cuales vamos a comentar brevemente.

Variación compensada: Es el ingreso que se le debe quitar (dar) a un individuo para que una vez realizado un proyecto, vuelva a quedar en el nivel de utilidad inicial.

Variación Equivalente: Es el ingreso que se le debe dar (quitar) a un individuo para que quede en el nivel de utilidad en el que hubiese quedado si se hiciera un proyecto.

11.4.5 EVALUACION CONTINGENTE.

Como se señaló en la introducción, con el modelo de evaluación contingente lo que se busca en la mayoría de los desarrollos es valorar (encontrar la

disponibilidad a pagar) en términos económicos, de los bienes públicos que carecen de un mercado definido (observable). También se planteó que el modelo de evaluación contingente disponía de dos técnicas para encontrar dicha valorización: el enfoque abierto y la técnica de referéndum.

En la práctica lo que se busca es, a través de un proceso de diseño muestral, de cuestionarios y de entrevistas, hallar el valor promedio de la V.C. o de la V.E. de una población específica.

La metodología propuesta consiste en formular preguntas tipo referéndum (sí o no) que conduzcan a obtener respuestas a las preguntas hipotéticas planteadas, y por tanto, inducir la disponibilidad a pagar respectiva. La variación compensada y/o la variación equivalente son buenas medidas del cambio en el bienestar de los individuos, así tenemos:

$$U = U(\text{Proy}, I; G)$$

U = Utilidad

Proy = Existencia o no de un proyecto

I = Ingreso disponible

G = Gustos

Utilidad con proyecto $U(1, I; G)$

Utilidad sin proyecto $U(0, I; G)$

$$U(1, I; G) = U(0, I; G)$$

Variación compensada del Ingreso

$$U(1, I-A; G) = U(0, I; G) \quad \text{donde } A = V.C.$$

Variación Equivalente del Ingreso

$$U(1, I; G) = U(0, I+A'; G) \quad \text{donde } A' = V.E.$$

11.4.6 APLICACION DEL METODO.

Para el caso de los sectores D y E de el Distrito de Ventanilla, de contar con un sistema de abastecimiento de agua potable y alcantarillado tendríamos los siguientes impactos:

Impactos positivos

La población va a lograr el bienestar en condiciones de:

- Disponibilidad de agua en cantidad y calidad.
- Disminución de enfermedades de origen hidrico.
- Disponibilidad de tiempo por mayor tiempo libre.

Impactos negativos

- Inversión para realizar la obra.
- Sacrificio de dejar de trabajar por lograr la construcción de la obra.

Clasificación de Impactos

- Disponib. de agua en cantidad y calidad Imp en consumo.

- Dismin de la morbilidad Imp en consumo.
- Mayor disponibilidad, tiempo con los niños Imp en consumo.
- Mayor disponibilidad tiempo, ama de casa Imp en re curso.
- Sacrificio de dejar de trabajar. Imp en recurso.
- Recursos utilizados para la construcción Imp en recurso.

El proyecto genera beneficios a la población, para valorizar dichos beneficios se aplica una encuesta que nos permita determinar la máxima disponibilidad a pagar por el proyecto.