

TUES
1501
M149r
1998
Ej.1

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
INGENIERIA CIVIL



TEMA DE TRABAJO DE GRADUACION

**REDISEÑO DEL SISTEMA HIDRAULICO DE LA
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL**

PRESENTADO POR

**RAUL ANTONIO MACHADO GUILLEN
CARLOS ROBERTO PORTILLO RIVERA
MAURICIO ERNESTO VALENCIA**

15102002

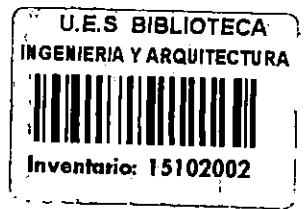
15102002

PARA OPTAR AL TITULO DE
INGENIERO CIVIL



CIUDAD UNIVERSITARIA, FEBRERO DE 1998

Recibido el 3 de marzo / 98



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR

DR. JOSE BENJAMIN LOPEZ GUILLEN.

SECRETARIO GENERAL :

LIC. ENNIO ARTURO LUNA.

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO

ING. JOAQUIN ALBERTO VANEGAS AGUILAR.

SECRETARIO

ING. JOSE RIGOBERTO MURILLO CAMPOS.

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR

ING. LUIS RODOLFO NOSIGLIA DURAN.

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

Trabajo de Graduación previo a la opción al grado de :

INGENIERO CIVIL

Titulo :

**“ REDISEÑO DEL SISTEMA HIDRAULICO DE LA FACULTAD
MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL ”**

Presentado por :

**RAUL ANTONIO MACHADO GUILLEN
CARLOS ROBERTO PORTILLO RIVERA
MAURICIO ERNESTO VALENCIA**

Trabajo de Graduación aprobado por :

Coordinador :

ING. JOAQUIN MARIANO SERRANO CHOTO.

Asesor :

ING. EDWIN SANTIAGO ESCOBAR RIVAS.

San Salvador, Febrero de 1998

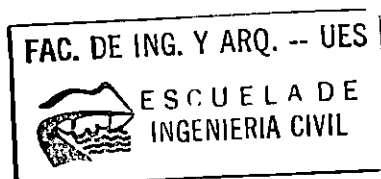
Trabajo de Graduación aprobado por :

Coordinador :


ING. JOAQUÍN MARIANO SERRANO CHOTO.

Asesor :


ING. EDWIN SANTIAGO ESCOBAR RIVAS.



AGRADECIMIENTOS

A LOS INGENIEROS JOAQUIN SERRANO CHOTO Y EDWIN ESCOBAR RIVAS: Por el apoyo brindado a la realización de este trabajo.

A LOS INGENIEROS MIGUEL A. RIVAS MONTERROSA, RICARDO ERNESTO HERRERA Y AL DOCTOR VILLACORTA: Por la colaboración desinteresada que nos prestaron.

AL INGENIERO RAUL RODRIGUEZ RIVERA: Por las atenciones que nos presto para la realización de nuestro trabajo de graduación.

A LOS INGENIEROS JORGE O. RIVERA FLORES, MIGUEL HERNANDEZ Y MANUEL LOPEZ : Por su interés y preocupación demostrada sinceramente en el bien terminar de éste trabajo.

A JHONY Y A DON OSMIN: Por regalarnos parte de su valioso tiempo para poder terminar este trabajo.

AL LIC. JUÁREZ: Por su valiosa colaboración y confianza depositada en nosotros, sin la cual éste documento no hubiera podido completarse.

A JAIME CONDE Y ASCENCIO: Por su enorme colaboración brindada, bajo el principio de la amistad.

A LA FAMILIA CONDE FUENTES: Por hacernos sentir que su casa es la nuestra.

RAUL, CARLOS Y ERNESTO

AGRADECIMIENTOS

A JEHOVÁ DIOS TODOPODEROSO.

Por sus bendiciones y sabiduría, para conducirme en lo correcto y poder alcanzar una meta.

A MIS PADRES:

DIMAS GUILLEN.

ROSA MARIA.

Por todo el amor brindado, su esfuerzo y apoyo incondicional en todo momento de mi vida.

A MIS HERMANOS:

DINA YANETH I (Q.D.D.G.)

DINA YANETH II

JORGE DIMAS

OSCAR RENE

Por ser los mejores hermanos que cualquiera pueda tener y por el apoyo brindado.

A MI NOVIA :

Por su amor y comprensión.

A TODOS MIS DEMAS FAMILIARES.

Por apoyarme en los momentos difíciles.

A MIS AMIGOS.

RAUL

AGRADECIMIENTOS

A DIOS TODOPODEROSO.

En primer lugar, por haberme permitido reconocer a JESUCRISTO, como el ser determinante de todas mis actividades, para llevar la carrera más importante que cualquiera debe completar: ser hijos de Él. Gracias porque has reflejado todo tu amor, misericordia, fortaleza confianza y sabiduría para conseguir éste propósito terrenal, con el cual te pido me ayudes a demostrar mi amor hacia tí, poniendo los conocimientos al servicio de mis semejantes.

A MIS PADRES.

Rafaél Antonio (Portillón) y María Inés (Maye). Por ser un modelo a seguir en sabiduría, esfuerzo, humildad, sacrificio y disciplina que aunado al amor y apoyo incondicional que me han brindado han hecho posible completar ésta etapa de mi vida.

A MIS HERMANOS.

Salvador, Rafaél, José Luis, Rosa María, Juana Inés y Ana Alicia. Más que hermanos mis amigos, en quienes he podido confiar cualquier situación difícil, recibiendo todo su apoyo y con quienes he compartido tantos momentos felices.

A MIS CUÑADOS.

Cecilia, Ana Cecilia, Marisela, Herberth, Manuel y Fredy. Cuya amistad ha tenido tintes muy especiales por la deferencia que han tenido conmigo, dándome confianza y susitando cariño hacia ellos.

A LOS MATRIMONIOS ANTERIORES.

Porque en mi peregrinar por motivos de estudio y en los ratos libres, me dieron acogida en sus hogares gustosamente, facilitándome las cosas y siendo considerados conmigo. Mención especial para el matrimonio de mi hermano Rafaél con Ana Cecilia para quienes no encuentro palabras con que agradecerles todo su apoyo.

A MIS SOBRINOS.

Herberth, Robertío ,Claudia, Manuel, Rodrigo, Julio, José David, Richard, Luis Roberto, Rebeca, Joel y Abraham. Porque cuando estoy con ellos me contagian con su alegría despreocupada, haciendo más feliz mi existencia.

A todos mis familiares y amigos que en un momento determinado se interesaron y preocuparon por mi quehacer.

CARLOS.

AGRADECIMIENTOS

A DIOS TODOPODEROSO: Por no abandonarme, guiarme y darme la fuerza que necesite cuando la desesperación arremetio.

A MI MADRE, PLACIDA ISABEL VALENCIA ANCHETA: Por ser la mejor madre del mundo, por educarme, aconsejarme y no dejarme solo en ningun momento, gracias madre.

A ABUELOS, JUAN CLEMENTE DE JESUS VALENCIA CHULO(Q.D.D.G.) Y MARIA MAGDALENA ANCHETA SOL DE VALENCIA(Q.D.D.G.): Por haber sido mi guia de pequeño y ensañarme que linda es la niñez.

A TIO, ALBERTO JUAN VALENCIA ANCHETA(Q.D.D.G.): Por darme el respaldo de un padre y ensañarme que en la vida hay que trabajar para alcanzar los objetivos, y no sentarse a esperar! que ellos se realizen solos.

A MI MEJOR AMIGA, YANSY LISSETTE VIDES MENDEZ: Por cambiar mi modo de pensar; por comprenderme en los momentos de mayor tensión, por el respaldo desinteresado a este trabajo y por ser la persona, que me hizo definir lo que quiero en la vida y soñar con el futuro. Gracias Yansy.

A MI PRIMO, ERNESTO VALENCIA: Por su apoyo en situaciones difíciles.

A MI AMIGO, OSCAR RENE RIVAS YANES: Por su amistad y consejos, que me ayudaron en mi vida personal y profesional. Es realmente un amigo.

A MIS AMIGOS : HERNAN PORTILLO, SANDOR HERNANDEZ, HUGO CUADRA, ERICK QUINTEROS, DAYSY RODRIGUEZ Y JUAN CARLOS BELTRAN : Por ser realmente mis amigos de ayer, hoy y siempre; me ayudarán cuando más lo necesite.

A MIS AMIGOS Y COMPAÑEROS : FREDY, EDUARDO, OSCAR, MIGUEL, MOISES, TITO, ROBERTO: Por acompañarme durante mi carrera y por el apoyo incondicional recibido.

A LOS INGENIEROS ENRIQUE UMAÑA, JORGE SOSA Y MANUEL LOPEZ : Por ayudarme en mi vida profesional y brindarme su amistad.

A EL ING. JORGE OSWALDO RIVERA FLORES Y JOAQUIN SERRANO CHOTO : Por no solo ser mis jefes sino realmente mis amigos.

A LOS INGENIEROS ADRY FLORES Y RICARDO ERNESTO HERRERA : Por ser los mejores compañeros de trabajo que pude encontrar.

A MARGARITA CAMPOS : Por aconsejarme y ser una amiga realmente.

A TODO EL PERSONAL DOCENTE DE LA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL : Por ayudarme en el desarrollo de mi carrera.

A LA FAMILIA RIVAS YANES : Por haberme recido en su seno como miembro de la misma. Gracias Licenciada Isabel Yanes y Dany Rivas Yanes.

A LA FAMILIA MIRANDA DIAZ : Por el buen trato de me dierón y la ayuda que me brindarán.

A PORTILLO Y MACHADO : Por ser los mejores compañeros de Trabajo de Graduación que pude encontrar.

ERNESTO

INDICE

	PAG.
INTRODUCCION	i
CAPITULO I – ANTEPROYECTO	1
1.1 – OBJETIVOS	2
1.1.1 – General	2
1.1.2 – Especificos	2
1.2 – DELIMITACIONES	2
1.2.1 – Alcances	2
1.2.2 – Limitaciones	3
1.3 – PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
1.4 – JUSTIFICACION	3
1.5 – METODOLOGIA DE INVESTIGACION	5
CAPITULO II – MARCO TEORICO	6
2.0 – INTRODUCCION	7
2.1 – SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE	9
2.1.1 – Dotación	9
2.1.1.1 – Tamaño de la población a servir	10
2.1.1.2 – Variaciones en el consumo	10
2.1.2 – Calidad del Agua	12
2.1.2.1 – Párametros	12
2.1.3 – Elementos del Sistema de Abastecimiento de Agua	14
2.1.3.1 – Fuentes y Captaciones	16

2.1.3.2 – Tratamiento	21
2.1.3.3 – Conducción	23
2.1.3.4 – Almacenamiento	27
2.1.3.5 – Distribución	32
2.2 – ALCANTARILLADO SANITARIO	37
2.2.1 – Sistema de Aguas Negras	37
2.2.2 – Origen de las aguas Residuales Domesticas	38
2.2.3 – Cantidad y composición de las Aguas Negras	38
2.2.4 – Captación de las Aguas Negras	38
2.2.4.1 – Flujo en el drenaje de tuberías	39
2.2.5 – Metodología para el diseño de Alcantarillado Sanitario	39
2.2.5.1 – Formulas para el diseño de alcantarillado sanitario	39
2.2.5.2 – Método gráfico	40
2.2.5.3 – Proceso de diseño de la red de drenajes	43
2.2.6 – Parámetros para el diseño de Alcantarillado Sanitario	43
2.2.6.1 – Infiltración	45
2.2.6.3 – Velocidad en las alcantarillas	45
2.2.7 – Normativa para el diseño de Alcantarillado Sanitario	46
2.2.8 – Tratamiento de las Aguas Negras	48
2.2.8.1 – Tratamiento preliminar	49
2.2.8.2 – Tratamiento primario	51
2.2.8.3 – Tratamiento secundario	51
2.2.8.4 – Tratamiento de los lodos	52
2.2.9 – Evacuación del Efluente	53

2.2.10 – Consideraciones para el Tratamiento de Aguas Negras	53
2.2.10.1 – Características físicas	53
2.2.10.2 – Características químicas	53
2.2.10.3 – Demanda Bioquímica de Oxígeno (D.B.O.)	53
2.2.11 – Normativa para el Tratamiento de Aguas Negras	54
2.3 – ALCANTARILLADO PLUVIAL	59
2.3.1 – Sistema de Aguas Lluvias	59
2.3.2 – Metodología de Diseño	65
2.3.2.1 – Método Racional	65
2.3.3.1 – Tiempo de concentración	65
2.3.3.2 – Intensidad de lluvia	67
2.3.3.3 – Coeficiente de escurrimiento	69
2.3.3.4 – Area de Recogimiento	71
2.3.3.5 – Consideraciones sobre velocidad y pendientes	71
2.3.4 – Proyecto de Red de Drenaje de Aguas Lluvias	71
2.3.5 – Normativa para Aguas Lluvias	73
CAPITULO III - DIAGNOSTICO	76
3.0 - INTRODUCCION	77
3.1 - GENERALIDADES	79
3.1.1- Antecedentes	79
3.1.2- Descripción del Lugar	79
3.1.3- Historial Hidráulico	87
3.1.2.1 - Obras hidráulicas	92

3.1.1 - Proyectos Hidráulicos Futuros	92
3.1.2 - Proyectos Complementarios	94
3.2 - INVENTARIO	96
3.2.1 - Infraestructura Existente	96
3.2.2 - Energía Eléctrica	96
3.2.3 - Historial de Población de la F.M.O.	96
3.2.4 - Inventario Hidro-Sanitario de la F.M.O.	98
3.2.4.1 - Abastecimiento de agua	98
3.2.4.2 - Disposición de aguas Negras	112
3.2.4.3 - Evacuación de aguas lluvias	117
3.3 - DIAGNÓSTICO HIDRO-SANITARIO DE LA F.M.O.	129
3.3.1- Abastecimiento de Agua	129
3.3.2- Disposición de Aguas Negras	131
3.3.3- Evacuación de Aguas Lluvias	133
 CAPITULO IV - DISEÑO Y PRESUPUESTO	 138
4.0 - INTRODUCCION	139
4.1 - REDISEÑO DEL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LA F.M.O.	140
4.1.1 - Población de Diseño	140
4.1.2 - Caudales de Diseño	146
4.1.3 - Trazo de la Red	147
4.1.4 - Alternativas de Diseño	147
4.1.4.1 - Auto abastecimiento mediante pozo perforado	147

4.1.4.2 - Conexión al sistema de abastecimiento de A.N.D.A.	158
4.2 - REDISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO DE LA F.M.O.	161
4.2.1 - Propuesta de Rediseño del Sistema de Aguas Negras	161
4.2.1.1 - Red Conduciendo a un Sistema de Tratamiento	161
4.2.1.2 - Red con Descarga en el Sistema de Alcantarillado Sanitario de A.N.D.A.	178
4.3 - REDISEÑO DEL SISTEMA DE AGUAS LLUVIAS	180
4.3.1 - Metodología de Diseño	180
4.3.1.1 - Trazo de la Red	181
4.3.1.2 - Estimación del Escurrimiento	182
4.3.1.3 - Diseño de la Red Propuesta	191
4.3.2 - Descarga del Escurrimiento	199
4.3.3 - Estructuras en los puntos de descarga	210
4.4 - PRESUPUESTO	215
4.4.1 - Consideraciones Generales	215
4.4.2 - Sistema de Abastecimiento de Agua Potable	216
4.4.2.1 - Consideraciones particulares	216
4.4.3 - Sistema de Alcantarillado Sanitario	220
4.4.3.1 - Consideraciones particulares	220
4.4.4 - Sistema de Aguas Lluvias	223
4.4.4.1 - Consideraciones particulares	223
4.4.5 - Costo Directo Total del " Rediseño del Sistema Hidráulico de la F.M.O."	227

CAPITULO V - CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	228
5.1 -CONCLUSIONES	228
5.2 - RECOMENDACIONES	234
BIBLIOGRAFIA	239
PLANOS	
ANEXOS	

INTRODUCCION

El presente trabajo, está encaminado a realizar el rediseño del sistema hidráulico de la Facultad Multidisciplinaria Oriental (F.M.O.), que comprende el abastecimiento de agua potable, disposición de aguas negras y evacuación de aguas lluvias de este centro de estudios.

Se plantea este rediseño como medida necesaria ante el mal servicio que actualmente proporcionan a la comunidad universitaria en general y tomando en cuenta las perspectivas de su desarrollo físico futuro, derivado del aumento de la demanda de educación universitaria en la zona Oriental del país.

El trabajo ha sido desarrollado en cinco etapas o capítulos, por medio de los cuales el problema se resuelve de forma metódica, así : Anteproyecto, Marco Teórico, Diagnostico, Diseño y Presupuesto y como último tema se presentan las conclusiones y recomendaciones del estudio desarrollado.

El documento se inicia con la presentación de los objetivos , alcances y limitaciones que representan el marco de referencia para orientarlo ; también se incluye el planteamiento del problema donde se derivan las justificaciones que impulsaron a la realización de éste trabajo. Por último éste capítulo da a conocer la metodología de investigación que describe el cuerpo del trabajo en forma general.

El segundo capítulo es una síntesis teórica, de toda aquella información aplicable para el diseño de sistemas hidráulicos, compatibles con los objetivos, alcances y limitaciones planteados en el capítulo uno.

Del tercer capítulo, se puede afirmar que representa la investigación de campo tendiente a conocer todos los aspectos intrínsecos y los que giran en el entorno de la Facultad. Es por ello que se presentan aspectos que abarcan desde generalidades, pasando por un inventario del sistema hidráulico existente y finalizando con un diagnostico hidro-sanitario que identifica las fallas y oriente al diseño para identificar posibles alternativas de solución.

El cuarto capítulo retoma los aspectos teóricos del capítulo dos y los resultados del diagnóstico del capítulo tres, con la finalidad de presentar propuestas de diseño, justificadas desde el punto de vista técnico, siendo la más óptima de ellas complementada con su respectivo presupuesto.

Finalmente se presenta una serie de conclusiones y recomendaciones que se derivan del desarrollo del trabajo ; las primeras son un desglose de los aspectos que a nuestro criterio son los más relevantes sobre la problemática abordada y las segundas son una serie de orientaciones, necesarias para que la propuesta de rediseño planteada funcione bajo los términos realizados.

CAPITULO I
ANTEPROYECTO

1.1-OBJETIVOS

1.1.1-Generales.

Rediseñar El Sistema Hidráulico de la Facultad Multidisciplinaria Oriental de tal manera que brinde un mejor servicio a la comunidad universitaria.

1.1.2-Específicos.

Establecer una base teórica que permita Rediseñar El Sistema Hidráulico de la Facultad Multidisciplinaria Oriental.

Realizar un diagnóstico de la condición actual del Sistema Hidráulico de la Facultad Multidisciplinaria Oriental. Dentro de esto se incluye el levantamiento de los planos hidráulicos de la red actual.

Elaborar alternativas que se identifiquen como potenciales propuestas de Rediseño del Sistema Hidráulico de la Facultad Multidisciplinaria Oriental y seleccionar aquella técnicamente mas factible, a la cual se le incluirá el presupuesto respectivo.

1.2-DELIMITACIONES

1.2.1-Alcances.

El presente trabajo, abarcara el diseño de las instalaciones hidráulicas externas a las edificaciones de la Facultad Multidisciplinaria Oriental (F..M.O) de manera que presten un servicio eficiente a la población universitaria que lo demande para un período de diseño que se adaptara a lo establecido por la ANDA, en lo referente al agua potable y aguas negras. El período de diseño para aguas lluvias será el establecido por los lineamientos del D.U.A.

Se consideraran las ampliaciones de importancia proyectadas dentro de la F.M.O. para el diseño en cuestión.

El proyecto incluirá la presentación de los planos de diseño del sistema hidráulico y su respectivo presupuesto.

1.2.2-Limitaciones.

El diseño hidráulico interno de los edificios existentes y proyectados será obviado, ya que no es relevante para este proyecto en particular; no obstante, serán de gran utilidad los caudales de entrada y salida de las edificaciones, los cuales serán considerados en su oportunidad.

No se consideran ampliaciones que no estén dentro de un plan de desarrollo o proyectadas fuera del período de diseño.

El proyecto no contempla la gestión de financiamiento, ni la construcción de la propuesta de Rediseño Hidráulico elaborada al final del trabajo de graduación.

1.3-PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Desde su fundación hasta nuestros días la Facultad Multidisciplinaria Oriental ha funcionado bajo la constante de presentar debilidades para la implementación de los diferentes planes de desarrollo que se han formulado, originando un crecimiento físico limitado y condicionado por las necesidades inmediatas.

El desorden imperante abarca algunos componentes de los servicios básicos y en particular al Sistema Hidráulico, el cual adolece de una serie de anomalías de orden técnico que no permiten que su funcionamiento sea eficiente y adecuado.

1.4-JUSTIFICACION

La Facultad Multidisciplinaria Oriental (F.M.O) de la Universidad de El Salvador cumple actualmente la función de ofrecer educación superior universitaria en la mayoría de los campos que la zona oriental demanda, convirtiéndose por lo tanto en un centro de estudios de gran importancia para esta región del país.

Una institución con tales características alberga una considerable población docente, estudiantil y administrativa durante su diario accionar. Por lo cual tiene que estar dotada de la infraestructura y servicios necesarios para su buen funcionamiento.

Uno de estos servicios es el proporcionado por el Sistema Hidráulico, que en lo que respecta al abastecimiento de agua se realiza por medio de bombeo desde pozos excavados a mano que no garantizan satisfacer la demanda futura y es distribuido por una reducida red. Agregase la condición de la no potabilización del agua para consumo humano.

El sistema de aguas negras es a base de fosas sépticas y pozos de absorción, presentando las primeras rebalse de líquidos que son descargados a flor de tierra, hasta estancarse en sector comprendido entre el acceso principal y el del Departamento de Agronomía. Lo que genera malos olores y focos de infección que afectan a la población Universitaria como a los habitantes de la zona.

Existen otras descargas como las aguas servidas de los cafetines que son drenadas por canales superficiales o tuberías (construidos sin ningún criterio técnico), hasta estancarse sobre el terreno natural, produciendo zonas de inundación y puntos de crianza de zancudos.

En cuanto al sistema de drenaje de aguas lluvias en las zonas de edificaciones (auditorio y módulos de aulas) donde la circulación vehicular tiene revestimiento de adoquín, el agua se escurre por las cunetas hasta los tragantes que están conectados a una tubería que se encuentra con parte de su área hidráulica útil obstruida. Agregase a ello que en la zona mencionada, las tuberías a las que estaban conectados los tragantes se encontraban azolvadas, provocando inundaciones en el área verde y aun en el mismo auditorio; razón por la cual se han sellado dichos tragantes e improvisado canaletas superficiales que descargan al terreno natural, inundado la zona adyacente al Parqueo Oriente.

Es de hacer notar que el Departamento de Ciencias Agronómicas no cuenta con un diseño para la evacuación de aguas lluvias.

Basándonos en los argumentos antes presentados, planteamos la necesidad de llevar a cabo el proyecto "Rediseño del Sistema Hidráulico de la Facultad Multidisciplinaria Oriental".

1.5-METODOLOGIA DE INVESTIGACION

Para abordar el rediseño del sistema hidráulico de la Facultad Multidisciplinaria Oriental, en principio se realizará una búsqueda de la información pertinente a la problemática abordada, para tener un panorama general de la misma, siguiendo con una investigación bibliográfica de las teorías existentes y de la normativa aplicada en El Salvador para dicho rediseño.

Posteriormente se hará una recopilación de aquellos datos que sean necesarios para realizar un diagnóstico del estado actual de las instalaciones hidráulicas existente en la Facultad Multidisciplinaria Oriental, lo cual incluye: el Plano Topográfico del terreno, plano de hidráulico de la red actual, perfiles del sistema hidráulico existente, la información necesaria para realizar el Rediseño y la ubicación de los sistemas de tuberías existentes y proyectados en las cercanías de la Facultad Multidisciplinaria Oriental. En lo que respecta a las tuberías proyectadas serán consideradas las que estén dentro del periodo de diseño definido por la normativa de la Administración Nacional de Acueductos y Alcantarillados (A.N.D.A.) y del Viceministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano (V.M.V.D.U.) vigente.

Con la adopción de la teoría y normas que fundamenten el proyecto y los resultados del diagnóstico se procederá a investigar aquellas alternativas que potencialmente puedan dar solución al problema. Se analizarán técnicamente para establecer la más factible. La solución que se identifique como propuesta de rediseño del sistema hidráulico será complementada con el respectivo presupuesto.

Para complementar el proyecto se incluirán las conclusiones y recomendaciones elaboradas en base a los resultados obtenidos.

CAPITULO II

MARCO TEORICO

2.0- INTRODUCCION

Para que el diseño de un sistema hidráulico se apege realmente a los objetivos que se pretenden alcanzar, es necesario considerar los elementos del conocimiento científico y técnico aplicables a la problemática planteada, de manera que se tengan los suficientes elementos de juicio para orientar el estudio de manera metódica.

El capítulo presenta un enfoque general de los elementos componentes de los sistemas de agua potable, aguas negras y aguas lluvias; para ello se desarrollan las metodologías y parámetros a tomar en cuenta en el diseño, conjuntamente con lo establecido por la normativa técnica nacional.

Para el caso del sistema de abastecimiento de agua, se dan a conocer aspectos como la cantidad y calidad del agua necesarias para ser apta de consumo humano, desarrollo de los temas referentes a las fuentes y captaciones, conducción, almacenamiento y distribución del líquido. En aguas negras se aborda la conducción, tratamiento y disposición de las mismas. Por último, en aguas lluvias se establecen las consideraciones para la estimación del caudal de escurrimiento, como base para el diseño de obras de captación, conducción y evacuación de dichas aguas.

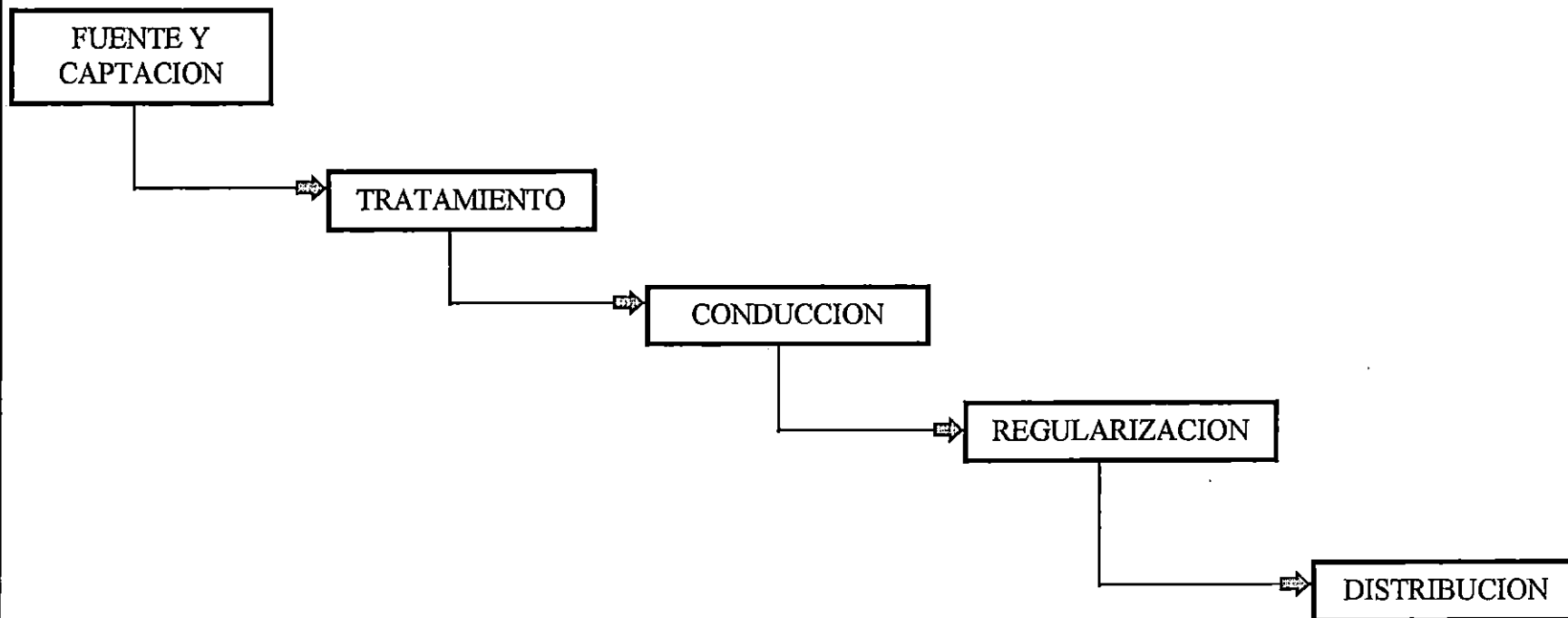
2.0- INTRODUCCION

Para que el diseño de un sistema hidráulico se apegue realmente a los objetivos que se pretenden alcanzar, es necesario considerar los elementos del conocimiento científico y técnico aplicables a la problemática planteada, de manera que se tengan los suficientes elementos de juicio para orientar el estudio de manera metódica.

El capítulo presenta un enfoque general de los elementos componentes de los sistemas de agua potable, aguas negras y aguas lluvias; para ello se desarrollan las metodologías y parámetros a tomar en cuenta en el diseño, conjuntamente con lo establecido por la normativa técnica nacional.

Para el caso del sistema de abastecimiento de agua, se dan a conocer aspectos como la cantidad y calidad del agua necesarias para ser apta de consumo humano, desarrollo de los temas referentes a las fuentes y captaciones, conducción, almacenamiento y distribución del líquido. En aguas negras se aborda la conducción, tratamiento y disposición de las mismas. Por último, en aguas lluvias se establecen las consideraciones para la estimación del caudal de escurrimiento, como base para el diseño de obras de captación, conducción y evacuación de dichas aguas.

**ESQUEMA 2.1- SECUENCIA DEL SISTEMA DE
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE**



2.1. -SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE.

Por ser el agua básica para la vida del hombre, éste durante toda su historia ha buscado la manera de abastecerse de ella.

El agua es usada en nuestra época para consumos culinarios; lavado y baños; limpieza de ventanas, paredes y pisos, riego de prados y jardines; riego y lavado de calles; en piscinas y estanques; exhibiciones en fuentes y cascadas; generar energía hidráulica y de vapor; procesos industriales; combatir incendios; eliminar los desechos caseros perjudiciales y peligrosos, lo mismo que para evacuar residuos industriales¹.

El sistema de abastecimiento de agua es la obra civil que tiene como objetivo suministrar a la población agua en cantidad suficiente, calidad adecuada, presión necesaria y en forma continua.

2.1.1-Dotación.

Es la cantidad de agua que consume una persona en un día y se obtiene de dividir el consumo medio diario de agua obtenido de un registro anual, entre el número de habitantes de la zona o ciudad de interés; como esto es un dato de campo cada país lo tiene normado o establecido para el consumo doméstico, industrial y comercial en función de la recopilación de información de muchos años.

La normativa nacional plantea en su numeral I-5, que la dotación doméstica es de 125 - 350 lts/p/d, la cual debe considerar pérdidas por fugas y desperdicios del 20%.

Dotaciones específicas:

Escuelas:

Externas	40 lts /alumno/día
Internados	200 lts /alumno/día
Personas no residentes	50 lts /alumno/día

¹ Fair, Gordon Maskew, "Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales", volumen 1, 6ª edición, 1990.

Hospitales	600 lts /cama/día
Clínicas Médicas	500 lts /consultorio/día
Clínicas Dentales	1000 lts /consultorio/día
Oficinas	6 lts /mts ² /día
Jardines	1.5 lts /mts ² /día

2.1.1.1 -Tamaño de la Población a Servir.

Este corresponde al número de habitantes que existirá en el área de abastecimiento después de un tiempo conocido como "período de diseño", el cual debe ser como mínimo de 20 años según el numeral I-1 de la norma de A.N.D.A.

Los equipos de bombeo se diseñan según norma para 10 años de servicio, esto basado en su vida útil y el mantenimiento que necesitan.

Conociendo el período de diseño se puede saber para cuántos años se debe hacer la proyección de crecimiento poblacional, dicha estimación puede ser efectuada por varios métodos, siendo los sugeridos por A.N.D.A: El método aritmético, el geométrico o de porcentaje uniforme de crecimiento, proporción de crecimiento curvilíneo y logístico.

Teniendo estos métodos como fuente de información la siguiente:

- a) Censos de personas y viviendas, efectuados por los Departamentos de Estadísticas y censos estatales o privados.
- b) Encuestas sanitarias, realizados por el Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social.
- c) Registros escolares.
- d) Estadísticas de consumo, A.N.D.A.

2.1.1.2-Variaciones en el Consumo

El consumo pronosticado establece la demanda de agua a satisfacer y varía dependiendo de la época del año, días de la semana y horas del día.

La variación anual se debe en parte a que en la estación seca se produce mayor necesidad de agua que en la época lluviosa. Los cambios de consumo durante la semana son debidos a que

la actividad humana esta apegada a horarios, así los días sábados y domingos aumenta el consumo doméstico por el hecho de que muchas personas descansan y están en su casa, pero al mismo tiempo se disminuye el consumo en escuelas, universidades, instituciones publicas y lugares de trabajo. Estudiando esto se define el consumo máximo diario. El consumo máximo horario es el resultado del análisis, de la variación del consumo durante el transcurso del día; por el hecho que las personas requieren mas o menos agua, en función de la actividad que estén desempeñando a determinada hora del día.

La norma establece las variaciones antes mencionada de la siguiente manera:

a) Caudal Medio Diario. (Q_{md})

Es el consumo medio que se espera requiera la población de diseño en un día.

$$Q_{md} = \frac{(\text{Número habitantes}) (\text{dotación})}{86400} \Rightarrow \text{lt/s/seg}$$

b) Caudal Máximo Diario. (Q_{maxd})

Es el máximo consumo que se espera realice la población en un día y se calcula como un factor de ampliación (K_1) del Q_{md} , dicho factor está establecido por la norma.

$$Q_{maxd} = K_1 Q_{md} \Rightarrow \text{lt/s/seg}$$

$$K_1 = 1.2 - 1.5$$

c) Caudal Máximo Horario. (Q_{maxh})

Es el máximo gasto que será requerido en una determinada hora del día, y se calcula como un valor ampliado del Q_{md} .

$$Q_{maxh} = K_2 Q_{md} \Rightarrow \text{lt/s/seg}$$

$$K_2 = 1.8 - 2.4$$

d) Caudal Mínimo Horario. (Q_{minh})

Es la menor cantidad de agua que será requerida en una hora del día, es calculado como un factor de reducción del Q_{md} , dicho factor (K_3) establecido por la norma

$$Q_{minh} = K_3 Q_{md} \Rightarrow \text{Its/seg}$$

$$K_3 = 0.1 - 0.4$$

2.1.2- Calidad del Agua

El agua a suministrar tiene que ser "sanitariamente segura y agradable a los sentidos". Para garantizar esto A.N.D.A establece que se revisen valores guías establecidos por O.P.S-O.M.S, A.W.W.A o C.A.P.R.E. de los parámetros físicos, químicos y bacteriológicos. Si la revisión de estos indica anomalía en la calidad del agua será necesario diseñar y construir obras de potabilización.

2.1.2.1-Parámetros

Los valores guías sugeridos por O.M.S-O.P.S para los parámetros físicos, químicos y bacteriológicos, así como la especificación en lo que respecta a desinfección estipulado por A.N.D.A, se presenta a continuación:

a) Físicos.

Color: es una pigmentación debida a la presencia de partículas o gotas finamente divididas en dispersión o solución. Si el consumidor detecta una coloración en el agua, la considera mala para su uso y, por tanto, no la consume o busca otras fuentes, que aunque parezcan seguras no lo sean. El parámetro de color permitido es 15 unidades de color, aunque la mayoría de personas detectan de 25 unidades arriba.

Sabor y olor: comúnmente se les conoce como sabor y son una concentración de minerales y sales; pueden hacer que el agua no sea agradable al paladar humano, por lo que tendrá consecuencias como las mencionadas para el color.

Las concentraciones de magnesio, calcio, sodio, cobre, hierro, zinc, bicarbonato de sodio y cloruro de calcio, deben ser similares a las que se encuentran en la saliva para que el agua parezca insípida.

Temperatura: debido a que la baja temperatura afecta en forma negativa el tratamiento del agua y que la alta temperatura aumenta el desarrollo de microorganismos y los problemas de olor, sabor y corrosión, se recomienda servir el agua a temperatura ambiente de la zona de interés.

Turbiedad: es la condición de un líquido debida al material visible, finamente dividido y en suspensión, que puede o no ser de tamaño suficiente para distinguirlo en partículas aisladas a simple vista, pero que impide el paso de la luz a través del líquido. Es una medida de la materia suspendida (usualmente coloidal) en los líquidos. Esta puede dar protección a los microorganismos, durante la desinfección, para evitarlo es recomendable que el valor de turbiedad sea menor de 1 UTN (Unidad De Turbiedad Nefelométrica), pero se admite hasta 5 UTN.

Sólidos Totales Disueltos: son la materia disuelta en el agua y afectan el sabor del agua cuando su concentración está arriba de 1200 mg/lit, por eso se recomienda un valor de guía de 1000 mg/lit, aunque el ideal es abajo de 600 mg/lit debido que con esta concentración se considera el sabor del agua como bueno.

b) Químicos.

pH: es una expresión de la concentración de los iones de hidrogeno y permite determinar si el agua es ácida o alcalina con lo cual podemos evitar corrosión o incrustaciones en las tuberías y accesorios. Un valor superior a 8 disminuye la eficiencia de la desinfección con cloro y un valor menor de 7 produce corrosión, por lo que se recomienda un valor entre 6.5 a 8.5.

Dureza: es una característica del agua, debida principalmente a su contenido de carbonatos y sulfatos. Generalmente se determina a partir del contenido de calcio y magnesio en el agua y se expresa como carbonato de calcio equivalente. Con valores arriba de los 200 mg/l de CaCO₃ (carbonato de calcio), puede provocar incrustaciones en las tuberías y con valores abajo de los 100 mg/l el agua será más corrosiva para las mismas, 500 mg/l es el valor guía recomendado para evitar lo anterior.

Oxígeno disuelto: se recomienda tener una concentración cerca de la saturación (punto en el cual ya no se puede disolver oxígeno en el agua), la cual varía en función de la temperatura a la que se encuentre el agua.

**TABLA 2.1- CONCENTRACIONES DE SATURACION DEL OXIGENO DISUELTO EN AGUA,
PARA VARIAS TEMPERATURAS.**

TEMPERATURA (°C)	CONCENTRACION DE SATURACION (mg/l)
0	14.2
5	12.4
10	10.9
20	8.8
40	6.6
60	4.8
80	2.9
100	0

Fuente: "Apuntes sobre las aguas negras", Ministerio de Salud Pública y Asistencia social, San Salvador, El Salvador, 1991.

Cuando el valor de concentración es menor del 75% de la saturación, tenemos situaciones de contaminación; por el hecho que los contaminantes que llegan consumen oxígeno, ya sea para descomponer las sustancias orgánicas, mediante la acción de bacterias, o para oxidar las sustancias inorgánicas. Un porcentaje de saturación mayor del 90% indica que tenemos un agua en excelentes condiciones. ²

Cloruro: su control obedece a que afecta el sabor, y produce corrosión en los metales del sistema, se recomienda un valor guía de 250 mg/l para el sodio, potasio o calcio.

c) Parámetros Bacteriológicos

El agua debe estar libre de microorganismos dañinos al ser humano, y el parámetro a chequear es la presencia de coliformes fecales (*Escherichia Coli*), puesto que de dar positivo esto indicaría contaminación por heces de animales de sangre caliente o humanos.

2.1.3- Elementos del Sistema de Abastecimiento de Agua

² Fair, Gordon Maskew, "Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales", volumen 1, 6ª edición, 1990.

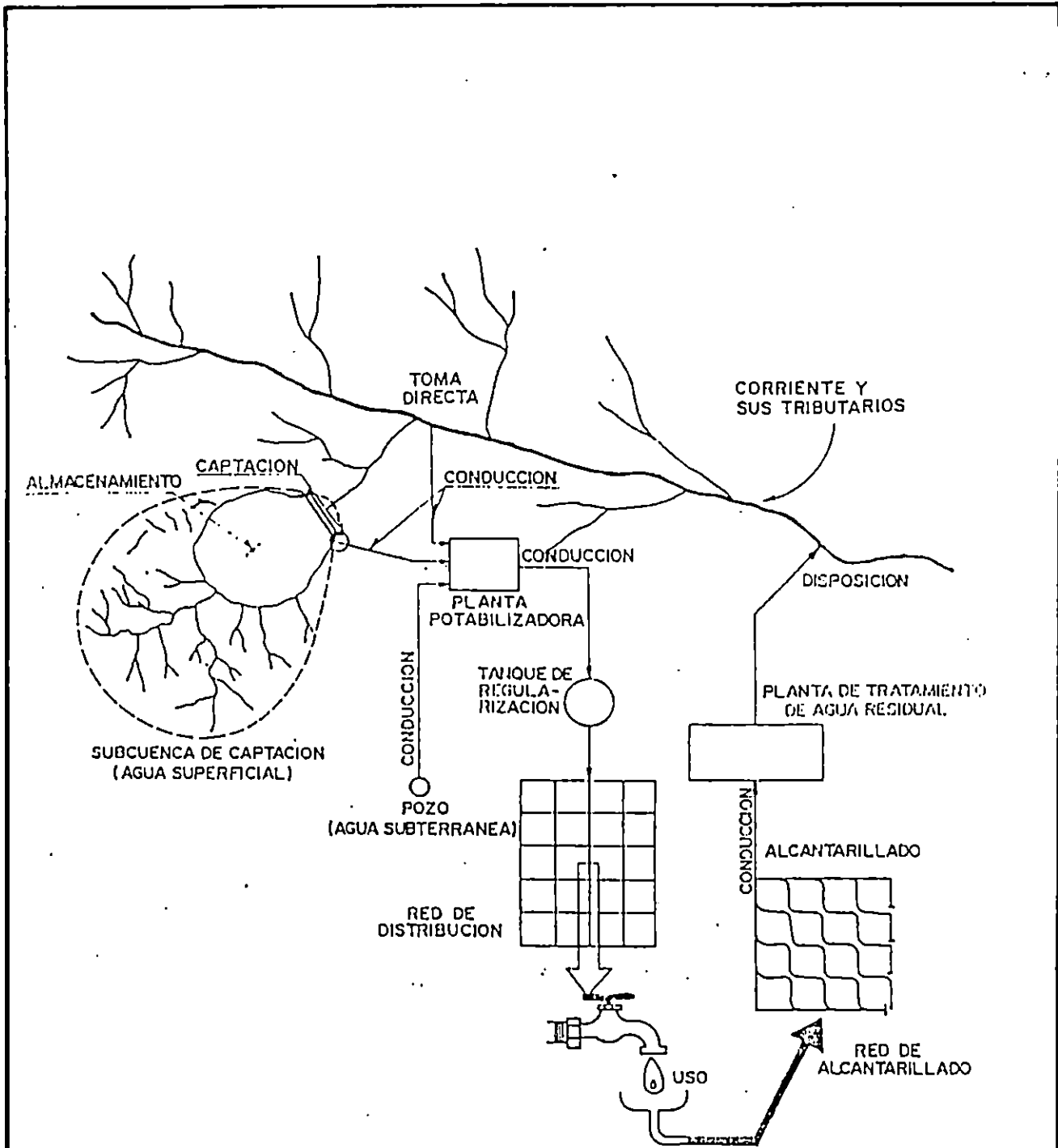


FIG.2.1. CONFIGURACION GENERAL DE UN SISTEMA HIDRAULICO URBANO

2.1.3.1- Fuentes y Captaciones

La fuente del abastecimiento puede ser: agua lluvia, agua superficial y agua subterránea; en función de la que se trate, así será la obra de captación a desarrollar.

a) Agua Lluvia.

Las obras de captación acordes a ellas son depósitos que se llenan durante la época de lluvia por medio del escurrimiento de un área de captación que pueden ser tejados o minicuevas.

El agua almacenada es usada en la época seca o en los momentos requeridos pero este uso es limitado por la calidad del agua llovida.

Sólo que no exista otra fuente para consumo humano se opta por esta fuente y se tendrían que diseñar los sistemas de captación y tratamiento pertinentes para estas aguas.

b) Aguas Superficiales.

Aquí nos referimos a los ríos, lagos o lagunas naturales o artificiales con suficiente volumen de agua que permiten sustraer de ellos para el abastecimiento, sin provocar más problemas de los que solventan.

Las captaciones de corriente continua deben consistir en tomas colocadas en fuentes que pueden proporcionar agua durante todo el año teniendo el cuidado de proteger la toma de la contaminación, para lo cual se coloca alejada de la orilla y aguas arriba de descargas de aguas negras si las hubiere. Se complementa esta captación con un sistema de tratamiento acorde a las características del agua en cuestión.

Cuando el cuerpo de agua no permite captación continua, sino que por épocas, obliga a diseñar, además de la toma obras de almacenamiento para captar en épocas donde el caudal disponible es bajo, estas son por ejemplo diques y estanques. El almacenamiento trae consigo una disminución en la calidad del agua por el hecho que puede aumentar el olor, sabor por la descomposición de la materia orgánica, así como la turbidez por el arrastre de suelos finos al momento de almacenarse.

Debe tomarse en cuenta si la obra de almacenamiento tiene o tendrá uso recreativo, por el hecho que esto afectaría las características naturales de la calidad del agua y, por tanto, el sistema de tratamiento también.

Metodología de diseño.

1- Comparar si el caudal de aforo es mayor o igual que el caudal máximo diario, que es lo mínimo que debe brindar la fuente según A.N.D.A.

2- Establecer si se hará toma directa ó será necesario obra de captación complementaria como estanques o presas.

Debe, además, designarse el punto de ubicación de la toma, a partir de las condicionantes descritas con anterioridad, las cuales coinciden con lo que norma A.N.D.A.

3- Si es captación directa solo se establecerán las alturas de bombeo y con ello se seleccionará el equipo que hará este trabajo.

La norma establece que la boca toma debe estar protegida con rejillas, cribas, jaulas, cortinas o compuertas con la intención de impedir el paso de objetos que puedan dañar el equipo de bombeo en el momento de succionar el agua; la estación de bombeo deberá contar con espacio y equipo para facilitar la instalación y mantenimiento. Así también prevé que se diseñe adecuadamente la cámara de bombas para evitar vibraciones y problemas de mantenimiento.

4- Para el diseño de estanques y presas tendrá que seguirse la metodología específica de cada uno de ellos.

5- Se diseñara la planta de potabilización en función de la calidad del agua que se esta captando.

c) Aguas Subterráneas.

Son de mejor calidad que las superficiales exceptuando los casos en que se encuentren contaminadas por infiltraciones o sus características químicas son inadecuadas y requieren tratamiento especial.

El agua se encuentra en este caso en un estrato de suelo saturado conocido como acuífero y puede ser artesiano homogéneo, artesiano heterogéneo, freático homogéneo, y freático heterogéneo.

Los artesianos son aquellos que están confinados (con presión negativa) por suelos impermeables que no les permiten ascender y los freáticos o libres son aquellos que no tienen actuando sobre ellos presión negativa.

El que un acuífero sea homogéneo o heterogéneo significa que su saturación es constante en todo su espesor para el primer caso y variable para el segundo.

La captación de estas aguas se puede efectuar por medio de pozos, manantiales o galerías de infiltración.

c.1)- Pozos.³

Para abastecimiento medios y mayores en nuestro país son los más utilizados, estos consisten en un agujero vertical que penetra en un acuífero generando un cono de abatimiento que hace que el agua se infiltre en una forma radial hacia él, o sea, de todas las direcciones y no sólo en la dirección del flujo natural del agua.

Los pozos pueden ser excavados, clavados, perforados o barrenados. Los excavados y clavados son para suelos finos, arenas y gravas con profundidades no mayores de 30 mt. Para roca se requiere generalmente pozos perforados o barrenados y las profundidades pueden ser del orden de cientos de metros.

La eficiencia de un pozo está más determinada por su penetración en el acuífero que por su diámetro.

Diseño de Pozos.

El objetivo es obtener del pozo el mayor rendimiento disponible en el acuífero y la mayor eficiencia.

³ Jhonson División, Hop Inc., "Agua Subterráneas y Pozos", 1ª edición, 1975.

1- Calcular el caudal máximo diario, que es el establecido por A.N.D.A como caudal de diseño y compararlo con el aforo del pozo. El pozo debe, además, ser capaz de suministrar el caudal de diseño durante 20 horas de bombeo. Si el aforo es mayor que el caudal exigido para el tiempo requerido se continuara con el diseño, de lo contrario se revisaran opciones como más de un pozo o cambio de sitio.

2- La profundidad del pozo está en función del nivel freático y del espesor del acuífero porque se acostumbra perforar hasta el fondo de éste. El objetivo de lo anterior es lograr un mayor intervalo de captación y abatimiento disponible.

3-La longitud de captación es el largo de la rejilla y está determinada por el tipo de acuífero con el que vamos a trabajar.

4- Escoger una rejilla con la abertura definida por el tamaño de las arenas presentes en el acuífero; de un material que resista las características químicas del agua a captar y un diámetro capaz de que el área de captación dada por las aberturas sea la necesaria para lograr una velocidad de entrada de 3 cms/seg.

5- Elegir la bomba con eje vertical u horizontal a utilizar, esto en función de la altura a la que hay que elevar el agua, más las perdidas por fricción en la tubería y capaz de mover el caudal máximo diario durante 20 horas al día.

La norma establece que se deben colocar dos equipos de bombeo, con igual capacidad previendo el fallo de uno. Si la situación requiere la existencia de mas de dos equipos, estos deben ser capaces de atender la demanda máxima diaria aunque falle uno de ellos.

6- Se establece el diámetro del pozo, el cual debe ser de preferencia dos números mayor que el diámetro de los tazones de la bomba, como lo dice la norma de A.N.D.A.

El diseño se complementa con las especificaciones para el adernado y sello sanitario.

c.2)- Manantiales.

Son afloramientos de agua debidos a cortes en el flujo de agua subterránea, escapes de aguas artesanas debido a fisuras en las capas impermeables que la mantienen confinado y cuando debido a una obstrucción en el paso del flujo obliga a que el agua ascienda y emerja.

En nuestro país estos tipos de fuentes no son muy utilizados para el abastecimiento medio y mayor de agua potable, se utilizan para captaciones menores, ya sea con cajas colectoras y tuberías que sirven en cantareras o tomas domiciliarias o por medio de toma directa con depósitos personales.

El diseño y normativa para estas captaciones están plasmados en la norma técnica de A.N.D.A, la cual define que se deben usar los modelos típicos establecidos por esta institución.

c.3)- Galerías de infiltración.

Son tubos perforados colocados en ángulo recto con el flujo de agua. Se utilizan para captar agua de tierras altas o corrientes paralelas a los ríos, en este último caso se sellan en la dirección del río para evitar contaminación.

El agua recogida en los tubos es transportada a obras de almacenamiento para su posterior distribución o desinfección.

Existe una combinación entre pozo y galería, esto se conoce como Pozo Ralley, que no es más que galerías colocadas en un plano inclinado, para conducir el agua en forma radial hacia un pozo de poca profundidad.

Esto último es lo que establece la norma de A.N.D.A para este tipo de fuentes, brindando para lo mismo modelos de diseños típicos.

En las aguas subterráneas la contaminación encuentra su puerta más ancha en las obras de captación, razón por la cual en los manantiales se debe de cubrir la obra de captación, en los pozos construir un sello sanitario en la entrada del mismo, que tendrá como mínimo 1.50 mts. de profundidad en todo el perímetro del pozo; con las galerías de infiltración se mencionó anteriormente una forma de evitar la contaminación por aguas polucionadas de ríos.

d) Tanque de Succión.

Se utilizan cuando se quiere regular las horas de bombeo en función del tiempo de recuperación de la fuente.

Se diseñan con el caudal máximo diario (Q_{maxd}) y deben tener capacidad suficiente para almacenar agua durante el tiempo que no se bombea.

2.1.3.2-Tratamiento.

Si el agua captada no cumple con los parámetros de calidad es necesario tratarla. Cuando el tratamiento de las aguas a servir tiene como objetivo que éstas sean de consumo humano dicho tratamiento se conoce como potabilización.

Los procesos que se siguen para lograr el objetivo antes descrito son los siguientes (ver fig.2.2):

- 1-aereación, cribado o desarenado (sedimentación de sólidos gruesos).
- 2-mezclado.
- 3-coagulación.
- 4-floculación.
- 5-sedimentación.
- 6-filtración.
- 7- desinfección.

El primer proceso es preliminar. Si es agua subterránea permite mediante la aireación inyectarle oxígeno y evacuar gases perjudiciales y si el agua proviene de fuentes superficiales tendrá que eliminarse los sólidos de mediano y gran tamaño como lo son las arenas y pedazos de madera como ejemplos respectivamente; en éste caso las cribas y los desarenadores solventarán el problema.

El mezclado es la distribución de un coagulante (comúnmente Sulfato de Aluminio) en una forma uniforme y rápida, que permite la unión de las partículas coloidales.

La floculación es la unión de los sólidos formados de partículas coloidales y se realiza en un tanque de floculación que les da el tiempo suficiente para unirse en lo que se conoce como floculo. Estos floculos se trasladan a un tanque donde por su peso se precipitan y generan el proceso de sedimentación.

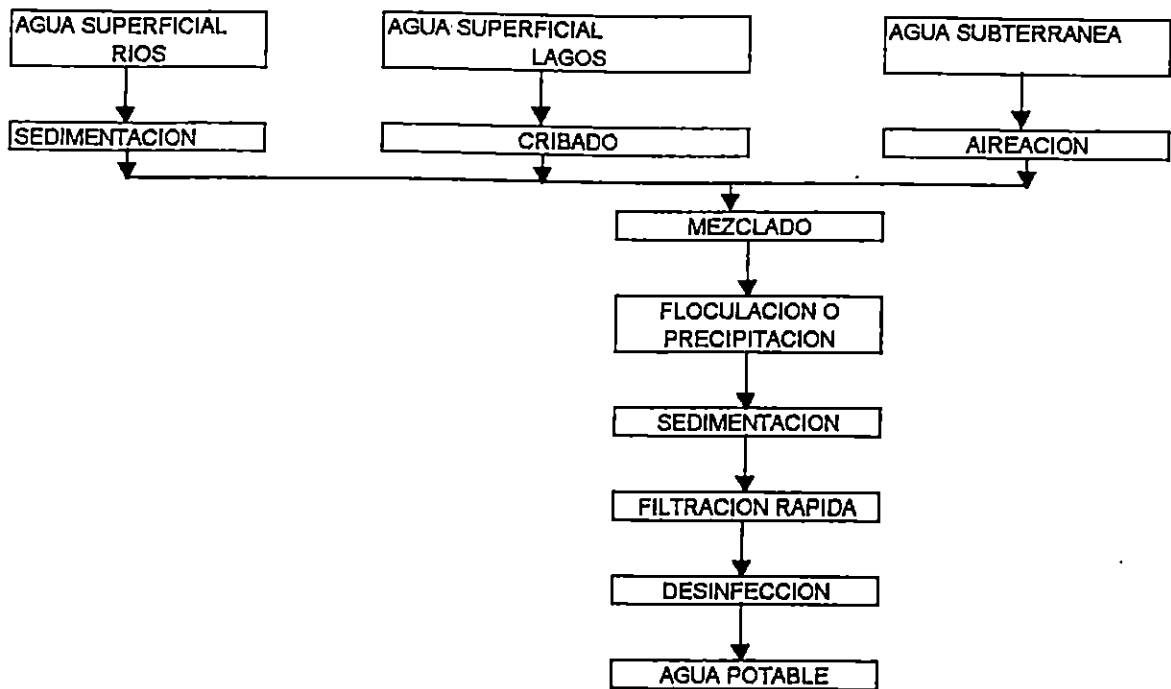


FIGURA 2.2 DIAGRAMA DE FLUJO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO CONVENCIONAL PARA AGUA POTABLE

Después de la sedimentación se traslada el flujo de agua a los filtros rápidos de arena, con la finalidad de que los sólidos que no se precipitaron, así como las bacterias, que durante los procesos anteriores no han sido reducidas en forma significativa, queden atrapados en estos filtros.

Para concluir el tratamiento, se debe garantizar la calidad bacteriológica del agua razón por la cual se desinfecta por varios métodos, siendo el establecido por A.N.D.A "El Cloro Residual", que busca obtener una concentración de 0.5 a 1.5 mg/litro de cloro libre (es el cloro que queda en el agua después de la primera desinfección, garantizando un efecto residual) después de un tiempo de contacto de 30 minutos.

La norma permite aplicar el cloro mediante Hipoclorito de Calcio con un 70% del mencionado desinfectante o por medio de Gas Cloro.

2.1.3.3- Conducción.

Las obras para la conducción de aguas se llaman acueductos. Su diseño y construcción es muy antiguo, testigos de estos son los acueductos romanos, que consistían en canales que transportaban el agua por gravedad desde las fuentes en lugares altos hasta las ciudades.

En la actualidad los acueductos pueden trabajar por gravedad o a presión. Cuando se trata de un sistema por gravedad pueden ser tuberías cerradas o canales abiertos con la característica que el nivel del flujo coincide con la piezométrica.

Las líneas de conducción a presión permiten acondicionar la tubería a la topografía del terreno, así como superar depresiones o niveles inferiores del punto de origen con respecto al punto de destino.

La tubería que une la fuente con el tanque de almacenamiento recibe un nombre distinto, si conduce por gravedad o por presión. Se le llama de aducción cuando es por gravedad y está solo sometida a presión estática; si es por bombeo se genera presión dinámica en la línea y se le llama de impelencia.

Otro punto importante en cuanto al sistema de conducción es el material del cual estará hecha la tubería. En nuestro medio las más usadas son el P.V.C., hierro galvanizado, hierro fundido y acero.

Diseño de la Línea de Conducción

1-Calcular el caudal de diseño.

a) Sin tanque de almacenamiento es el caudal máximo horario.

b) Con tanque de almacenamiento será el caudal máximo diario multiplicado por 24 sobre el número de horas de bombeo.

$$Q = \frac{24}{n} Q_{maxd}$$

2- Ejecutar la propuesta de trazo planimétrico y altimétrico, en función de la topografía del terreno.

3- Proponer un material para la tubería y revisar su presión de trabajo contra la presión a la que está sometida. Si es sistema por gravedad simplemente será la presión establecida, pero si es por bombeo la presión más alta generada por el equipo de bombeo, por tanto en la salida de éste.

La norma establece en el numeral I-10, que las líneas piezométricas deberán estar por lo menos 7.00 mts sobre la corona del tubo y la presión estática máxima debe ser 1.5 veces menor que la presión de trabajo del tubo.

La presión de trabajo es un valor establecido por el fabricante y corresponde a la máxima presión a que debe someterse la tubería.

4- Determinación de diámetro y longitud.

a) Por gravedad.

Para el diseño del diámetro de tuberías a presión se hará en base al diámetro interno real y el coeficiente de pérdidas de Hazen-Williams.

Se hará una excepción si el $\phi < 2'$, en dado caso se usará la fórmula de Flamant, para las pérdidas.

Se hará un tanteo de los diámetros a utilizar, calculando las pérdidas en 1000 mts de longitud para el "C" de Hazen-Williams correspondiente a la tubería propuesta.

Escoger dos diámetros en base al análisis de las pérdidas dadas para 1000 mts de tubería. Se escogen dos por el hecho de que al disminuir el diámetro bajamos los costos y no conviene

muchas variaciones porque esto genera una disminución de la eficiencia hidráulica, por las pérdidas que surgirán.

Se calcula la longitud de tubería que le corresponde a cada diámetro.

$$H_f = \frac{1747.632 L Q^{1.85}}{C^{1.85} D^{4.87}}$$

Donde :

H_f = Pérdidas por fricción según la fórmula de Hazen-Williams

D = Diámetro en pulgadas

C = Coeficiente de fricción de Hazen-Williams

Q = caudal en lts/seg.

L = longitud de la tubería en mts.

$$S = \frac{H_f}{L}$$

S = Pérdidas por unidad de longitud.

b) Por Bombeo.

El "Diámetro Económico", es el procedimiento exigido por A.N.D.A para determinar el diámetro de la línea de impelencia.

Para Bombeo de 24 horas.

$$D = k \sqrt{Q_B} \quad k = 0.9 - 1.5$$

Para Bombeo Parcial.

$$D = 1.3 X^{0.25} \sqrt{Q_B}$$

$$X = \frac{\text{Nº de horas de bombeo}}{24}$$

Donde :

D = Diámetro económico en mts.

Q_B = Caudal de Bombeo en mts³/seg.

En este caso el diámetro es el mismo para todo el tramo de conducción.

5- Revisión de velocidades.

La velocidad media será mayor de 0.6 m/s y menor de 2.5 m/s.

$$0.6 < \text{Velocidad media} < 2.5$$

6- Revisión de la resistencia al "Golpe de Ariete".

A.N.D.A exige se revise que la tubería resista las variaciones por encima o debajo de la presión normal de operación ocasionada por rápidas fluctuaciones en el caudal, fenómeno conocido como **Golpe de Ariete**, el cual se representa como una carga de presión. Se puede obviar esta revisión a criterio del diseñador cuando se incluya en el diseño una válvula de alivio de presiones que prevenga el efecto del golpe de ariete.

$$h_i = \frac{145v}{\sqrt{1 + \frac{E_a D}{E_t e}}}$$

Donde :

h_i = sobrepresión por golpe de ariete en mts.

v = velocidad del agua en la tubería en mts/seg.

E_a = modulo de elasticidad del agua

D = diámetro interior de la tubería en cms.

e = espesor de la tubería en cms.

E_t = modulo de elasticidad del material de la tubería en kg/cm²

Se revisará el resultado de sumar la presión máxima normal en la tubería mas el 20% de la sobrepresión por el golpe de ariete, debido a que el 80% de esta ultima es tomado por las válvulas de seguridad. El valor antes descrito se compara con la presión que permite la norma.

2.1.3.4- Almacenamiento

Se lleva a cabo mediante tanques y tiene como objeto regular el servicio, por ejemplo el agua que no se use durante la demanda mínima pueda ser usada en el momento de demanda máxima. Esta regularización está dada para periodos de tiempo de 24 horas y contemplan, además, almacenamiento de volumen para incendios o interrupciones. Estos tanques pueden ser en nuestro medio superficiales o elevados.

a) Tanques Superficiales.

Pueden ser rectangulares o circulares, así como también se construyen de mampostería, concreto y acero; contruidos sobre el terreno o en excavaciones no profundas, su ubicación es en una posición que permita abastecer a la red por gravedad y en función del sistema pueden encontrarse entre la red y la fuente o flotando en la línea, siendo esto último lo que se conoce como tanque de cola, que sirve para almacenar el agua servida a la red y no utilizada en determinado momento.

b) Tanques Elevados.

Son casi siempre metálicos, aunque pueden ser también de concreto, su forma es variada y consisten en un depósito de almacenamiento colocado sobre una torre. Permiten dar solución a la falta de elevación natural en las cercanías de la red y su ubicación es flotando en la red, teniendo la posición central dentro del sistema de distribución, el mejor resultado hidráulico, por el hecho que se distribuyen en una forma más equitativa las presiones en la red, evitando grandes cargas cerca del tanque y muy bajas en el punto más alejado, lo que sucedería si el tanque se coloca en un extremo del sistema de distribución.

Metodología para el diseño de tanques

1- Establecer si el caudal de entrada será constante o variable; es constante cuando sea abastecido por gravedad o se bombea durante 24 horas.

2- Cálculo del volumen que será almacenado.

Se diseña con el volumen que supla las variaciones horarias, que es el máximo déficit acumulado entre abastecimiento y consumo durante el día más el volumen por incendios o el requerido por interrupciones (reparaciones o cortes de energía); tomando la mayor de estas sumas.

Si se tiene inventariado la producción y consumo se pueden dar los siguientes casos:

2.1. Sistema por gravedad.

Se grafica en un mismo plano la producción de la fuente y el consumo de la población, tomando el eje de las abscisas para el tiempo en horas, específicamente para un intervalo de 0 - 24, y en el eje de las ordenadas los volúmenes de demanda y abastecimiento en porcentaje del consumo máximo diario(ver fig. 2.3a).

Se busca en la gráfica el punto en donde más separen verticalmente las dos curvas, o sea, cuando el abastecimiento supera a la demanda y el otro cuando la demanda supera al abastecimiento, estas cotas son sumadas en valor absoluto y representan el volumen total a almacenar.

2.2.Sistema de bombeo.

2.2.1. Cuando la bomba trabaja durante un solo ciclo del día, el cual puede tener la duración que el diseñador recomiende.

El procedimiento es idéntico al anterior, lo único que los volúmenes a sumar son el correspondiente a la diferencia entre las curvas en el momento que se comienza a bombear y la diferencia entre los mismos cuando se finaliza el ciclo de bombeo(ver fig.2.3b).

2.2.2.Cuando se ejecutan varios ciclos de bombeo.

En este caso usamos las gráficas mencionadas anteriormente, con la variación que se toman en pares los puntos de encendido y apagado de la bomba(ver fig.2.3c), para calcular la

FIG. 2.3a

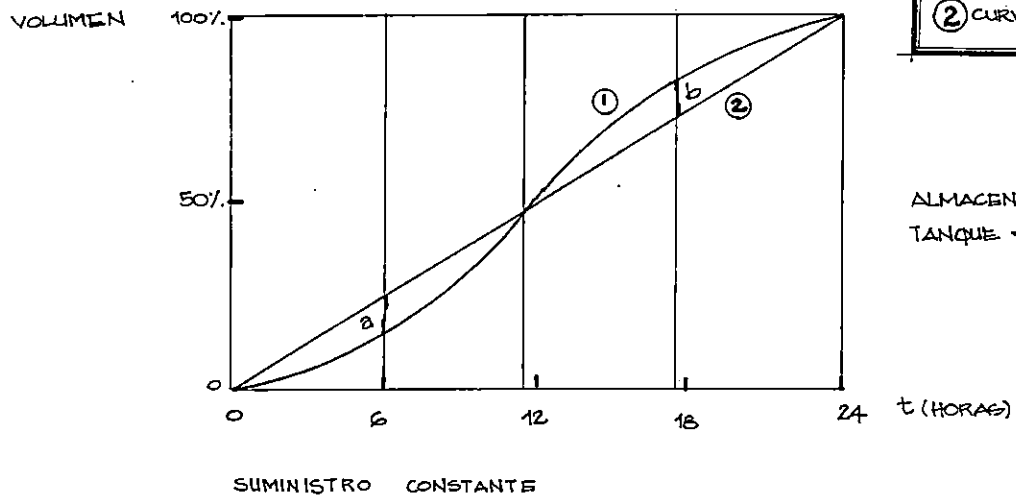


FIG. 2.3b

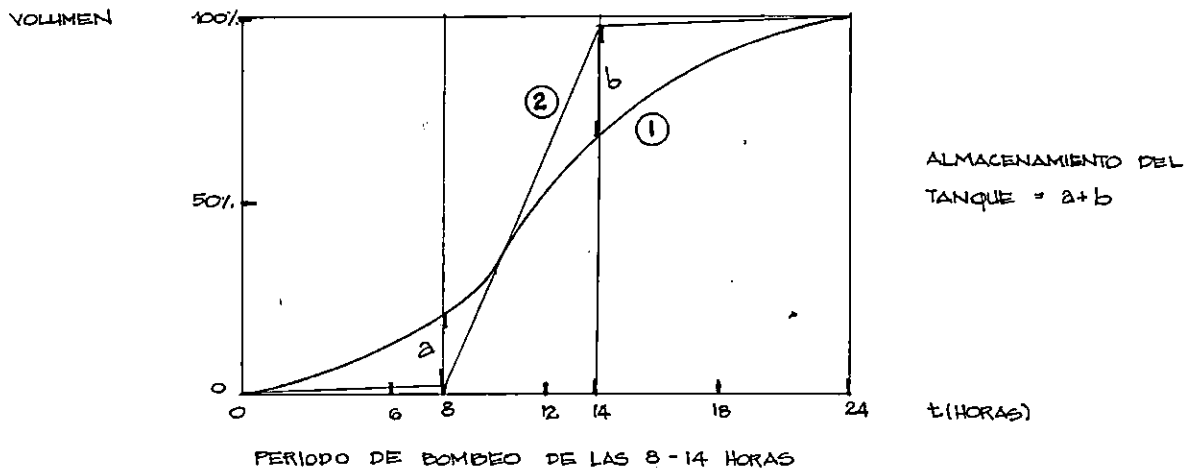
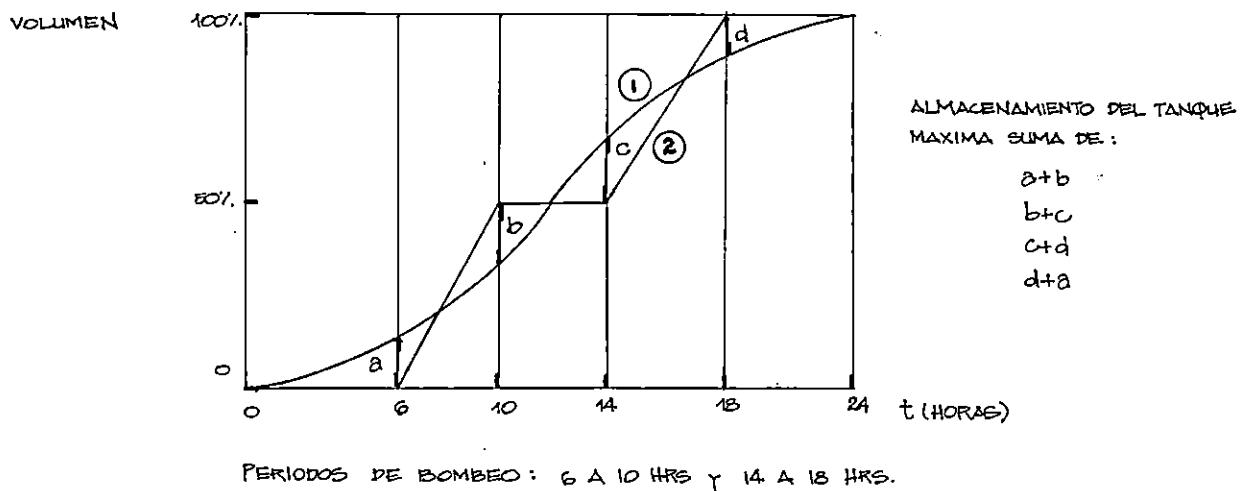


FIG. 2.3c



diferencia de cota entre consumo y suministro en cada uno de estos puntos; se suman estas diferencias para luego comparárlas y tomar la mayor de ellas para diseño.

Este procedimiento se puede ejecutar mediante la tabulación de los datos, consumo y abastecimiento por horas. Cuando se ha hecho esto se acumulan las diferencias sumándolas algebraicamente, tomando como positivo cuando se ha suministrado más de lo que se consume y negativo lo inverso, el mayor valor negativo dará el volumen que se debe almacenar.

2.3 No se tiene información de consumos durante el día.

En estos casos se considera que el consumo se comporta con respecto al tiempo como una curva senoidal, esta suposición es aceptada por la normativa de A.N.D.A, obteniéndose valores conservadores de consumo con ella.

La norma permite diseñar el volumen mínimo a almacenar en función de las horas de bombeo de la siguiente manera:

24 h/día de aducción 20% del consumo medio diario

20 h/día de aducción 30% del consumo medio diario

18 h/día de aducción 42% del consumo medio diario

16 h/día de aducción 48% del consumo medio diario

2.4. Volúmenes adicionales.

Estos serán considerados por incendios e interrupciones, quedando su valor determinado de la siguiente manera:

Volumen por incendio.

Es el que se debe tener disponible para contrarrestar incendios de consideración.

$$\text{Volumen por incendios} = \left(\frac{n}{24} Q_{md} \times 86.4 \right) \text{ m}^3$$

n = número de horas establecido por la norma para abastecer uno o más hidrantes; de acuerdo con las características, tamaños y valor comercial de la zona.

Volumen por interrupciones

Será igual al volumen resultante de recibir el caudal aducido durante dos horas como mínimo.

Aunque la norma no lo exige, algunos diseñadores recomiendan considerar en la selección un tercer volumen, generado por lo que se conoce como demanda coincidente (es el consumo que resulta de sumar el caudal máximo diario más la demanda por incendio).

3- Diseño Estructural.

Incluye el diseño de la losa del fondo, paredes y losa superior; incluyéndose si fuera necesario obras de cimentación o refuerzo estructural (columnas internas).

4- Detalles del tanque de distribución.

4.1. Las tuberías de entrada y salida deben estar colocadas diametralmente opuestas.

4.2. La entrada debe ser de preferencia en la parte superior para poder revisar cuando sea necesario si se le está suministrando agua al tanque; evitar las variaciones de presión que se generarían en la bomba por el cambio del nivel del agua en el tanque y por último para poder medir el caudal que le está siendo suministrado al tanque.

4.3. No se deberá dejar la tubería de salida al nivel de la losa de piso, por el hecho de que puede obstruirse por la sedimentación; es recomendable ubicarla entre 10-15 cms sobre el piso del tanque.

4.4. La tubería de rebose debe estar provista con una malla para impedir que objetos o animales se introduzcan en el tanque. La malla debe ser de preferencia de acero inoxidable, por resistencia a la corrosión e impacto.

4.5. Debe contar el tanque con tubería de ventilación para evacuar los gases que se forman o son transportados por la tubería.

4.6. La entrada de acceso al tanque debe tener como mínimo 60 cms por 60 cms y deben estar provistos de una tapadera metálica.

4.7. La escalera de acceso al tanque debe ser metálica y de carácter permanente.

4.8. Son necesarios los controles de nivel, para revisarlos cuando sea necesario.

2.1.3.5- Distribución

Algunos autores consideran dentro de estas obras el tanque de almacenamiento y las líneas de conducción de agua, pero en éste caso, se han abordado independientemente, razón por la cual corresponde a obras de distribución solamente la red, que puede ser:

- a) Ramificada
- b) Malla
- c) Combinado
- a) Sistema Ramificado.

Recibe el nombre por el hecho que la red se diseña y construye en forma de árbol, con un eje central que en este caso corresponde a la línea principal y ramificaciones que parten de él para pasar frente a los predios que serán abastecidos.

Es aplicable en pasajes cerrados o situaciones en las cuales las zonas que serán abastecidas tienen un desarrollo axial, o sea, en una sola dirección.

Tiene como desventaja el crecimiento bacteriológico y sedimentaciones en los puntos finales de las ramificaciones; si se efectúan reparaciones en la red, el sector posterior al punto de cierre quedará sin servicio y cuando se dan ampliaciones se pueden llegar a obtener presiones demasiado bajas en los extremos de las ramas.

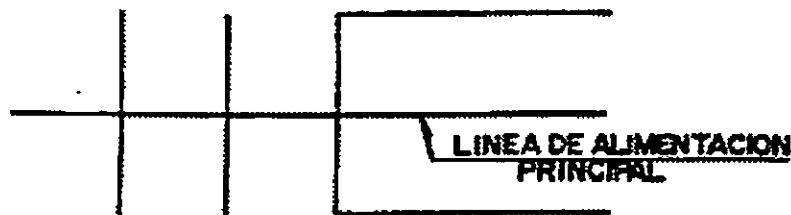


FIG.2.4 RED RAMIFICADA

b) Sistema de Malla.

No tiene las desventajas del sistema ramificado, por el hecho que el fluido circula por todos los puntos e ingresa a estos desde varias direcciones y no de una sola como el primero.

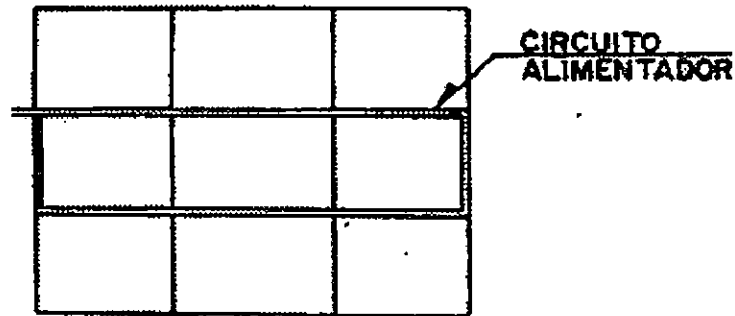


FIG.2.5 RED DE MALLA

c) Sistema Combinado.

Es una combinación de los primeros y consiste en una malla que en ciertos nudos posee salidas de caudal que alimentan sistemas ramificados, esto permite simplificar el cálculo, reducir la malla y solventar las desventajas del sistema ramificado.

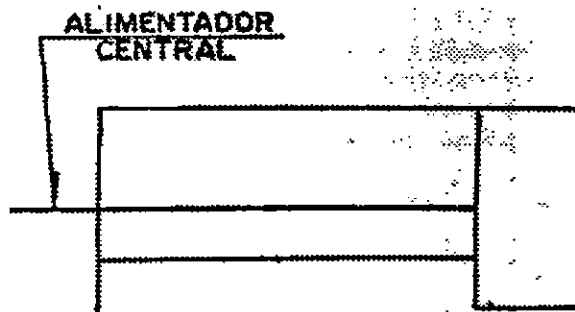


FIG.2.6 RED COMBINADA

La red tiende a seguir las vías de acceso existentes o proyectadas, lo mismo que está restringida por la topografía del terreno.

a) Tuberías.

Los tubos que forman el sistema de distribución se clasifican como sigue:

Primarios: Son las de distribución principal o sea las de mayor diámetro, por tanto mayor capacidad y resistencia a la presión.

Secundarias: Parten de las líneas primarias y son las encargadas de conducir el fluido frente a los predios de interés.

Toma domiciliar: Es el tubo que tiene la obligación de conducir el agua de la línea secundaria hacia el interior del predio.

b) Obras Complementarias.

La de mayor importancia en la red es el hidrante, por el hecho que su ubicación determina la colocación de válvulas para controlar el flujo que entra o sale de él, así como aislarlo en determinado momento.

La norma establece para estos hidrantes lo siguiente:

Hidrantes con una dotación de 12 lt durante 2 horas, una presión dinámica residual mínima de 10 metros de columna de agua y un radio de acción de 150 mt, medidos sobre el eje de la calle.

Los hidrantes se ubicarán de preferencia en bocacalles, con una separación máxima de 300 mt y tubería de alimentación con diámetro mínimo de 4".

Metodología de Diseño

1- Calcular el caudal de diseño.

Será el máximo horario, sin proyección de hidrantes y si los hubiere se considera el caudal medio diario más lo que necesitan los hidrantes y se compara con el máximo horario, tomando el mayor.

2- Establecer si se usará una red abierta, de malla o combinada; así como el material a utilizar.

3- Establecer en función de la red de vías existentes o proyectado el trazo planimétrico y altimétrico tentativo.

Cuando no se logra apegarse a las vías antes mencionadas, deberá considerarse lo que se conoce como servidumbre y cuyo derecho tendrá que ser gestionado para poder considerar la propuesta de trazo, dentro del proyecto.

La norma dice que las tuberías de agua potable deberán colocarse en planimetría al Norte en las calles y al Oriente en las avenidas, a 1.5 mts. del cordón(dentro del rodaje).

En Altimetría las tuberías deben estar a una profundidad que permita un relleno sobre la corona del tubo de 1 metro como mínimo y 1.8 mts. como máximo: esto ultimo puede ser alterado cuando las características del proyecto lo exijan, pero dicha condición deberá ser aprobada por A.N.D.A.

Como condición complementaria se tiene que debe existir una separación mínima de 20cms. entre la tubería de agua potable y el alcantarillado sanitario.

4- Si es red:

a) Abierta se calculará el caudal por metro, la longitud efectiva y los consumos correspondientes de cada tramo de tubería.

b)Cerrada, se calcularán los consumos de los tramos (longitud de tubería entre nudos o vértices) y se descargarán en el nudo final del tramo en cuestión.

5- Se ejecutan las asignaciones de caudal para cada tramo y si es abierta se toma una velocidad menor o igual que 1.5 mts / seg para calcular el diámetro. -

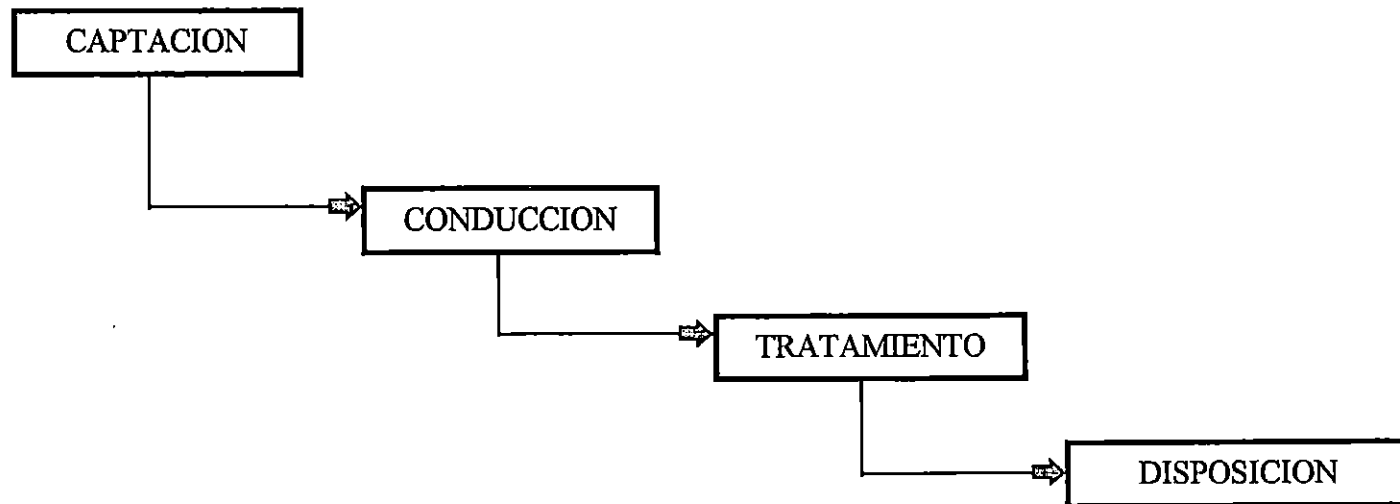
El diámetro mínimo será de 2" y sólo podrán ser de hierro fundido dúctil o P.V.C.

Si es malla se asumen los diámetros, teniendo en cuenta el parámetro mencionado anteriormente y se lleva a cabo el balance de caudales por el método de "Hardy-Cross", luego se revisa que las velocidades estén siempre dentro del mismo rango mencionado para la red ramificada, por el hecho que A.N.D.A no hace distinción del tipo de sistema, cuando establece el rango de velocidad para la red.

6- Se hace una revisión de las presiones en cada punto, con mayor énfasis en las más alejadas o en posición más alta, para comparar que se encuentren arriba de 10 y abajo de 50 metros de columna de agua.

7- Si las velocidades o presiones no cumplen deberá hacerse una nueva prueba y esto se repetirá hasta que todos los puntos cumplan con la presión y los tramos con la velocidad.

ESQUEMA 2.2- SECUENCIA DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO



2.2- ALCANTARILLADO SANITARIO

2.2.1-Sistema de Aguas Negras

A medida que las localidades crecen, la evacuación de aguas residuales se ha desarrollado, buscando realizarla en forma confiable y segura. Para ello se requiere la aplicación de conocimientos y técnicas ingenieriles, que den como resultado lo que se conoce como sistema de drenaje de aguas negras; este por lo general comprende obras de captación, conducción, tratamiento y descarga.

Se debe prever todas las situaciones que se pueden presentar en la evacuación de las aguas residuales domésticas; el tratamiento de las mismas, debe ser adecuado a las condiciones presentes del sitio, la clase de residuos a tratar, etc. Por lo que se debe considerar el método o una combinación de métodos.

Existen dos clases de drenaje: el combinado o unitario, el cual conduce las aguas negras y las aguas pluviales y que en la actualidad está en desuso; el separado o separativo, la conducción de las aguas negras se realiza independientemente de las aguas lluvias y viceversa.

Componentes del sistema de aguas negras

El sistema en si esta constituido por:

a) Cajas de registro: Estructuras que sirven de conexión entre la tubería que evacua las aguas negras del interior de las edificaciones y los colectores secundarios o laterales de la red.

b) Colectores: Conductos subterráneos que sirven para la evacuación de las aguas negras, hacia los sitios de tratamiento de las mismas o hacia los cuerpos receptores.

c) Pozos de Registro: Son Estructuras que se ubican en puntos convenientes, como cambios en planimetría o altimetría, cambios de diámetros, etc. Se emplean como medio de acceso para inspección y limpieza.

d) Sistemas de Tratamiento: Son los dispositivos encargados de tratar las aguas negras crudas, para que no causen daños o alteraciones apreciables en los cuerpos receptores.

2.2.2-Origen de Las Aguas Residuales Domésticas.

Las aguas residuales domésticas emergen como un líquido turbio, de color gris o amarillento, olor séptico, con partículas suspendidas de residuos, heces residuales, vegetales, papel y materiales sintéticos.

Las aguas residuales domésticas o aguas negras se originan por los líquidos de desagüe de viviendas, edificios públicos, fábricas y en pequeños establecimientos comerciales.

2.2.3-Cantidad Y Composición de Las Aguas Negras

Las aguas residuales domésticas dependen de forma directa del agua suministrada; la cantidad de esta se puede estimar como un 80% del consumo de agua, el cual depende de las costumbres, densidad de población, facilidad de uso, estaciones del año, adquisición del agua y condiciones de vida, dichos factores crean fluctuaciones horarias, diarias y anuales del volumen de las aguas negras.

Existe una cantidad de agua que se agrega en las alcantarillas sanitarias, estas son las causadas por infiltraciones cuyo volumen varía gradualmente debido a la longitud de la tubería, clase de tubería, tipo de construcción y de las características del suelo donde se coloca.

Estas aguas contienen un alto índice poblacional de microorganismos patógenos y otros desechos nocivos y repulsivos. Muchas de los microorganismos se presentan en forma de virus y bacterias. Existe una clase de bacterias que no son patógenas que descomponen la materia orgánica mediante procesos de hidrólisis, reducción y oxidación.

2.2.4-Captación de Las Aguas Negras

La captación de las aguas negras difiere de la distribución de las aguas en tres aspectos:

- a) Los conductos no fluyen bajo presión
- b) El flujo es casi siempre inestable y frecuentemente no uniforme
- c) Las aguas fluyentes transportan cargas considerables de materiales flotantes, suspendidas y solubles.

Debido a esto, los drenajes de aguas residuales domésticas, deberían diseñarse:

1) Para conducir su carga en flujo a canal abierto, ya sea que se encuentre parcial o totalmente lleno.

2) Para satisfacer condiciones de flujo no estables y no uniformes

3) Para transportar materias suspendidas en el agua, por una parte y por la otra sin causar erosión en las superficies en las tuberías; o sea, con velocidades auto limpiantes.

2.2.4.1- Flujo en el drenaje de tuberías.

En general, los drenajes de aguas negras y aguas lluvias se proyectan para trabajar como canales abiertos, aunque algunas veces trabajen a flujo lleno por diversas situaciones. Para el caso de las tuberías para aguas negras, cuando no se proyecta un sistema a presión la sobrecarga puede ocurrir por infiltraciones excesivas durante las tormentas o debido a contribuciones de flujo mayores a los gastos con que se ha diseñado.

En los casos normales de los proyectos de alcantarillado sanitario, la corriente puede suponerse permanente, considerando que en los tramos rectos el flujo es uniforme, aunque es de esperar que existan variaciones de velocidad debido a obstrucciones y cambios de sección transversal en las tuberías.

2.2.5-Metodología para El Diseño de Alcantarillado Sanitario

2.2.5.1-Fomulas para el diseño de alcantarillado sanitario.

Las fórmulas utilizadas en el cálculo de flujo uniforme representan el cambio que se produce al transformarse la energía potencial de la altura de caída disponible en energía cinética a una velocidad tal que venza las fuerzas de rozamiento.

Entre las expresiones que se tienen en forma práctica para cálculo de flujo, la ecuación de Manning para flujo uniforme y permanente es la que se utiliza con más frecuencia por su facilidad de aplicación:

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

Donde :

V = velocidad en m/seg.

n = Coeficiente de rugosidad (depende del material de la tubería y de las condiciones de la misma).

R = Radio hidráulico (mt.)

S = Pendiente (mt./mt.)

2.2.5.2- Método gráfico.

Para simplificar los cálculos que solucionan el problema de evacuación de aguas residuales a través de colectores primarios, secundarios y ramales se han desarrollado gráficas como nomogramas construidos en base a la fórmula de Manning para diversos caudales y diámetros de tuberías, considerando un coeficiente de rugosidad n igual a 0.015(fig.-2.7).

Estos se aplican conociendo datos de entrada de la alcantarilla a diseñar. Comúnmente dichos datos son:

a) Un diámetro adecuado que se asume. si es el inicio del alineamiento conviene utilizar el diámetro mínimo permitido por las normas de A.N.D.Á. y luego ajustar según resulte el diseño.

b) La pendiente de la tubería que se trata de adaptar paralela a la vía donde se sitúa. Con dichos datos, del gráfico se obtienen los valores de caudal y velocidad con que trabajaría la tubería fluyendo llena.

Como lo anterior generalmente no satisface las condiciones reales de flujo, para cualquier relación de altura de flujo a diámetro de tubería, la curva del "Banano" (Fig.2.8) ofrece curvas para las relaciones de área, velocidad y descarga para aquella altura contra los valores correspondientes para tubo lleno. Es recomendable que en el diseño hidráulico, se asegure que las tuberías trabajen con un porcentaje de su capacidad no mayor del 80%.

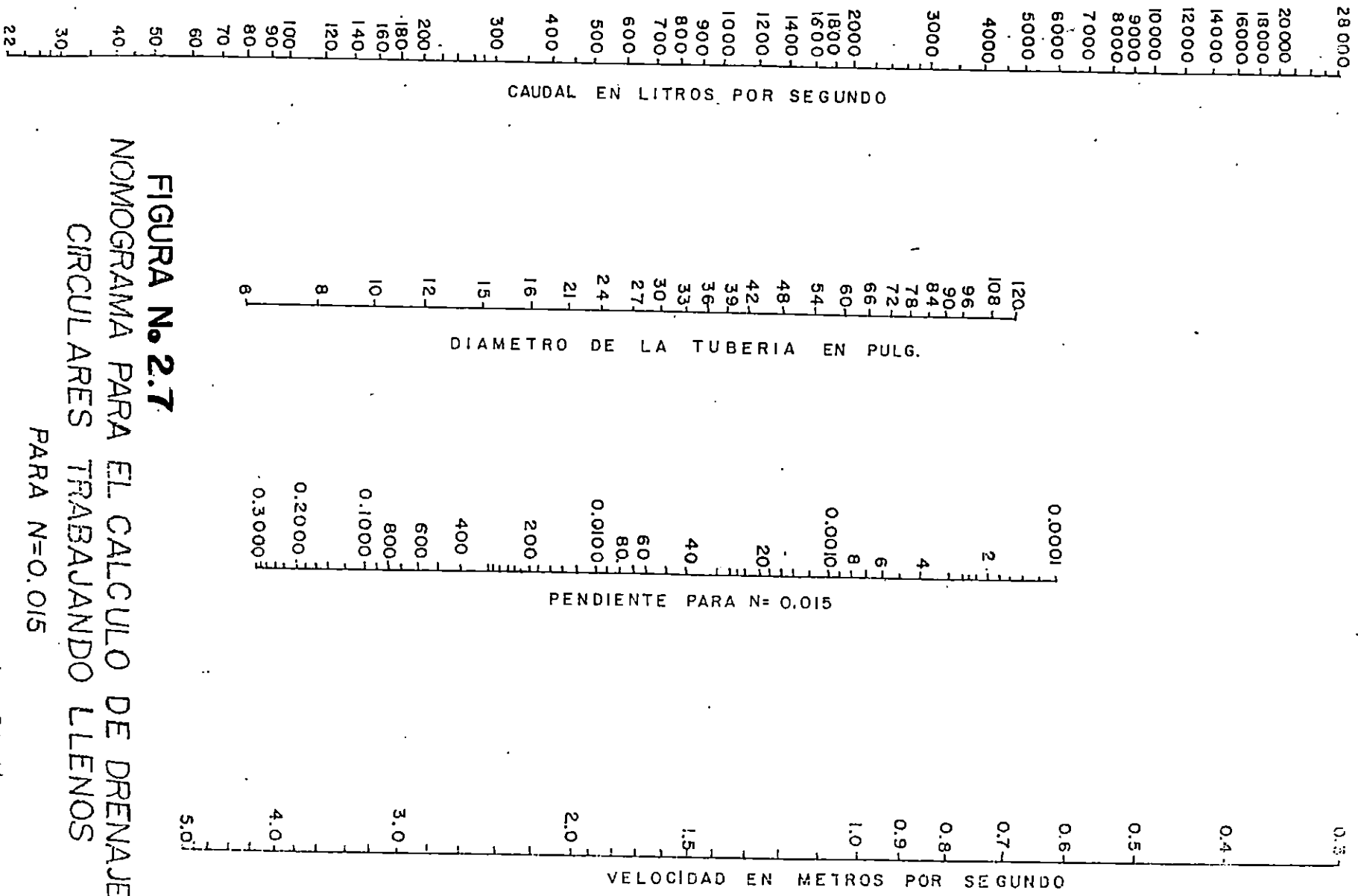


FIGURA No. 2.7
 NOMOGRAMA PARA EL CALCULO DE DRENAJES
 CIRCULARES TRABAJANDO LLENOS
 PARA N=0.015

MANNING $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$

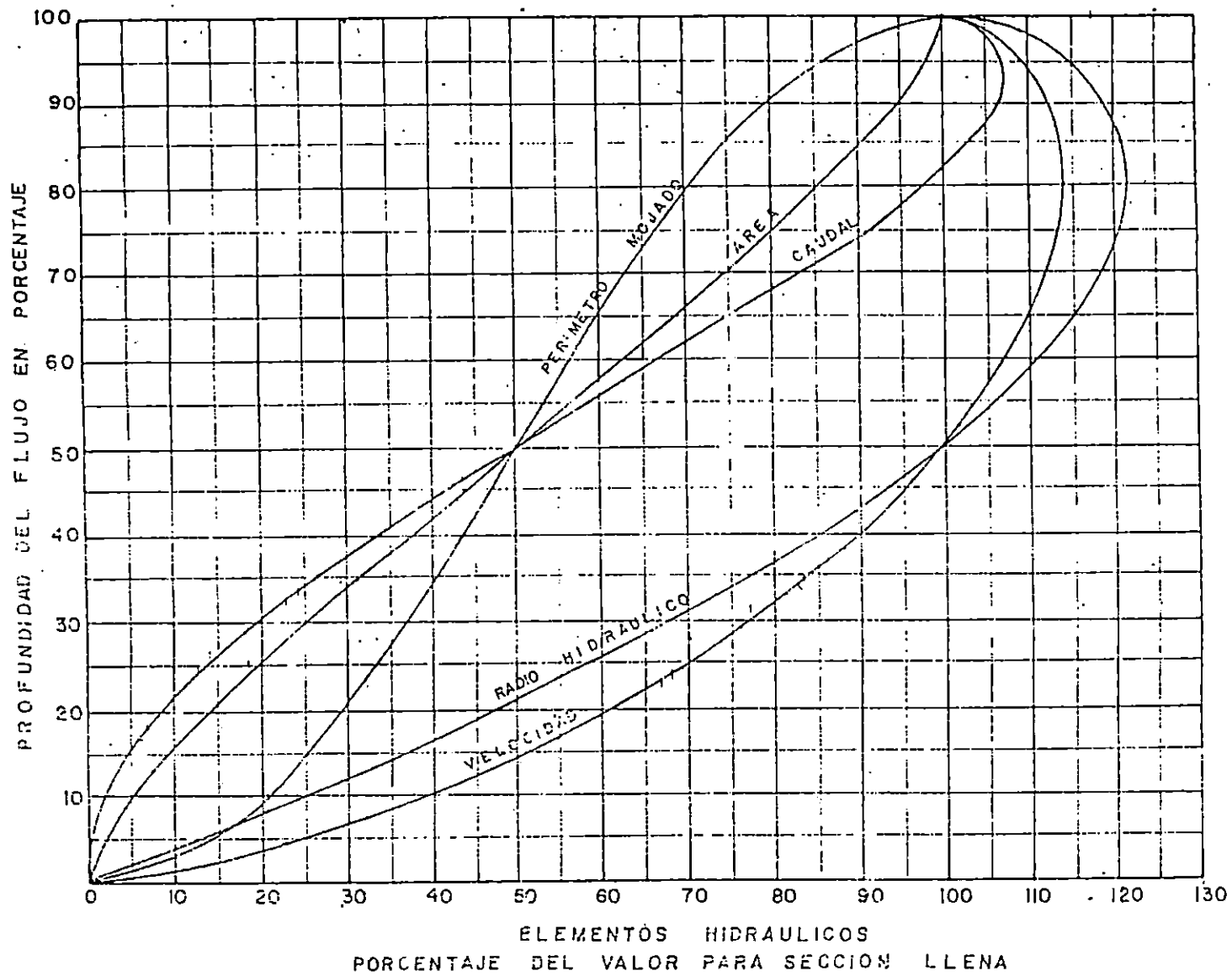


FIGURA No. 2.8 VALORES DE ELEMENTOS HIDRAULICOS DE SECCION CIRCULAR PARA VARIAS PROFUNDIDADES DE FLUJO

2.2.5.3-Proceso de diseño de la red de drenajes.

Las consideraciones que deben tomarse en cuenta en el diseño de drenajes de aguas negras son las siguientes:

1- Se debe obtener un plano topográfico de la zona a servir donde se presentan detalles de superficie como del subsuelo, necesarios para el diseño.

2- Diseño de la red, consiste en establecer para el sistema propuesto, las pendientes, diámetros y velocidades con que han de funcionar las tuberías, así como los componentes y accesorios complementarios.

3- Elaboración de planos, perfiles, especificaciones técnicas y detalles constructivos que servirán para la ejecución de la obra.

a) Planos Topográficos.

El punto de partida para el diseño requiere que se obtenga un mapa de la distribución superficial de las zonas a servir, así como de los posibles lugares de descarga o conexión con la mecha de alcantarillado existente. Igual importancia tiene la ubicación de las vías tanto existentes como proyectadas.

La información que se obtenga debe contener los detalles necesarios acerca de la superficie del terreno, como por ejemplo, perfiles de las calles, revestimiento de las mismas, obras hidráulicas existentes, determinación de las corrientes y sus niveles, mechas de conexión a los edificios, además estos planos deben contener las curvas de nivel a intervalos dependiendo de la topografía del terreno.

La investigación de las obras existentes en el subsuelo permite determinar la ubicación de tuberías, conductos telefónicos, fundaciones de edificios y nivel freático. Dicha información se obtiene de planos y perfiles existentes o investigaciones de campo. La localización de los detalles del subsuelo es importante ya que de esa manera se evita el tener que realizar numerosas reformas a los planos originales del planeamiento.

b) Diseño de la Red.

Con toda la base de información anterior, el siguiente paso consiste en plantear una forma de evacuación lógica de las tuberías siguiendo el trazo y niveles de las vías existentes o proyectadas y procurando emplazar la menor longitud de tubería cuando sea necesario conducir la descarga por zonas no construidas. Para lo anterior es necesario realizar consideraciones de ubicación, de la planta de tratamiento y puntos convenientes de disposición del efluente.

La secuencia del proceso establece que primero debe ubicarse la pendiente de las vías por medio de las flechas que indican la dirección del flujo adoptando para las tuberías pendientes análogas y ubicando los tramos que se consideren necesarios para servir al área considerada. El resultado de la distribución será un colector o colectores principales conectados a colectores secundarios o laterales que conducen las aguas negras desde los puntos más alejados. Se debe proyectar la ubicación de la línea o líneas a seguir por los colectores principales cuando no exista posibilidad de conexión con alcantarillado existente, para lo cual se debe procurar una planeación con pendiente de tubería en la misma dirección que el terreno, hacia la zona donde se prevé dar una determinada clase de tratamiento al afluente colectado.

Después del trazo de las líneas de tuberías se procede a localizar el emplazamiento de pozos de visita de acuerdo a las indicaciones que dicta la normativa de A.N.D.A.

Establecido lo anterior, se miden las longitudes parciales de tubería y se determina, las áreas tributarias para cada tramo según su posición relativa al punto donde se proyecte ubicar las mechas de conexión hacia el interior de las edificaciones, con lo que se procede a calcular el caudal de diseño, basado en consideraciones de dotación de agua potable y una probable infiltración en la tubería por unidad de área.

Después que se ha determinado la disposición del sistema y los datos de los puntos de control estén fijados (asignando la profundidad mínima para pozo de visita y diámetro mínimo de tuberías al inicio de colectores), se procede al cálculo hidráulico desde la línea de elevación mayor, pendiente abajo hasta llegar a la salida. Para ello se emplea la fórmula de Manning o bien los gráficos del nomograma y curva del Banano con los que se obtienen los valores de velocidad y

caudal, hasta que finalmente se hacen los ajustes apegados a la normativa para establecer la pendiente, diámetro, velocidad y caudal real de conducción para cada tramo de tubería.

c) Elaboración de planos, perfiles, especificaciones técnicas y detalles constructivos.

Cuando se ha diseñado la red completamente, se traslada toda la información a nuevos planos y perfiles, en los que se indican los datos necesarios para la construcción. Los detalles constructivos de componentes del sistema se presentan atendiendo los modelos técnicos que sustenta la normativa de A.N.D.A.

2.2.6-Parámetros para El Diseño de Alcantarillado Sanitario

2.2.6.1- Infiltración.

Las infiltraciones de agua en una alcantarilla, son las que penetran por las uniones defectuosas, tubos rotos, etc.; la presencia de agua subterránea en el nivel freático elevado produce infiltraciones y un aumento de cantidad de aguas residuales.

La intensidad y cantidad de infiltración depende de la longitud de la alcantarilla, el área servida, las condiciones topográficas y del suelo.

La normativa de A.N.D.A sugiere una estimación de la contribución de las infiltraciones en el caudal de diseño de 0.2 lts/seg/Ha.

2.2.6.2-Velocidad en las alcantarillas

Las consideraciones de velocidad en alcantarillas tienen una gran importancia. La experiencia ha determinado valores para que el agua residual circule sin presentar problemas de sedimentación. En contraposición a esto se crea el problema de la erosión originada por las altas velocidades.

2.2.6.3- Pendientes

La pendiente tiene una relación directa con el flujo en el tubo, ya que influye en el movimiento de las aguas negras.

En la circulación por canales abiertos, el perfil hidráulico coincide con la superficie del agua, la pendiente es igual a la caída de esta por unidad de longitud. En condiciones ordinarias, se toma

como pendiente de una alcantarilla la de su plantilla, lo que implica que el perfil hidráulico o la superficie del agua, serán paralelas a aquella. .

2.2.7-Normativa para El Diseño de Alcantarillado Sanitario.

La normativa técnica para proyectos de alcantarilla dicta lo siguiente:

1- Alcance del proyecto. Periodo de diseño 20 años o mas.

2 y 3- La magnitud y distribución de población futura y población de diseño, corresponde al mismo cálculo que al realizado para agua potable.

4- Caudal de diseño = $0.8 Q_{maxh} + (0.2 \text{ lts/seg/Ha})(\text{Area total})$

Capacidad de las tuberías = (factor de colector)(el caudal de diseño).

5- Cálculo hidráulico

En base a la fórmula de CHEZY - MANNING

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

$n = 0.015$, para tubería de cemento-arena o concreto

$n = 0.011$, para P.V.C

6- Límites de velocidad (tubo lleno). Establece la velocidad mínima permitida: 0.6 mts/seg, así como las velocidades máximas según el tipo de tubería.

Tubería	Velocidad Máxima
P.V.C	4.0 mts/seg
Hierro	4.0 mts/seg
Concreto	3.0 mts/seg

7- Diámetro mínimo de tubería. Establecido para acometidas domiciliarias: 6"; colectores de pasajes peatonales: 6", si la longitud es menor o igual a 50 metros; colectores terciarios: 8" (cemento o P.V.C).

8- Pendiente mínima las cuales sirven como datos de entrada para el diseño de la red.

Tramos iniciales 1%.

Otros tramos 0.6 %.

9- Clase de sistema y trazo de la red. Se establece obligatoriamente al sistema separado, proporcionándose para el trazo lineamientos generales de diseño, para el aprovechamiento de las condiciones topográficas e hidrogeológicas.

10- Materiales y secciones de tuberías. Se normaliza la utilización del P.V.C, cemento-arena, concreto simple y reforzado o hierro fundido dúctil.

11- Profundidad de los colectores.

Se establece la profundidad mínima de tubería en conexión domiciliar para protección contra las variaciones de carga: 1.2 - 3.0 mts. Consideraciones de protección contra las variaciones de carga, utilizando losetas prefabricadas apoyadas sobre muros de mampostería.

12- Separación de sistemas. Por consideraciones de potencial contaminación del agua potable se establecen las distancias de separación, tanto en planimetría como en altimetría con respecto a los acueductos. En planimetría: las alcantarillas al lado opuesto de los ductos, es decir al sur de las calles y al poniente en las avenidas, a 1.5 metros del cordón. En altimetría: 20 centímetros por debajo de los acueductos.

Se presentan iguales consideraciones, para el caso de separación de los colectores de aguas lluvias. En planimetría: separación mínima de 1.5 mts. En altimetría 15 cms. libres.

13- Características hidráulicas de la red. Establece cuales son los datos de diseño que deben aparecer en los planos (Pendientes, diámetros, caudal, velocidad, niveles de tapadera y fondo de pozos de visita).

14- Pozos de visita.

Establece las condiciones y puntos de ubicación obligatorios: inicio de colectores, puntos de convergencia, cambios de diámetro o sección, de dirección, pendientes o cambio de material de la tubería. En tramos rectos, la separación entre pozos no excederá de 100 mts si el diámetro es menor o igual a 24 ".

15- Cajas de inspección.

Establece en función de la profundidad de la cama hidráulica la opción de construir caja de inspección o pozo de visita.

Profundidad mayor de 1.4 mts = pozo de visita

Profundidad menor de 1.4 mts = caja de inspección

16- Pozos de visita con cajas de sostén.

Establece la condición de construcción de cajas de sostén en pozos de visita, cuando la tubería entrante al pozo se ubique a mas de un metro sobre el nivel del fondo.

17- Aliviaderos de rebose.

Se indican las condiciones para su construcción

18- Obras de arte.

19- Estaciones elevadoras de aguas negras.

Se establecen las condiciones de diseño cuando sea indispensable implementar un sistema de este tipo.

20- Plantas depuradoras de aguas negras.

Se establece su diseño, según indicaciones de A.N.D.A, aunque en esta institución en la actualidad no existe un reglamento al respecto, y las recomendaciones se limitan a sugerir sistemas no mecanizados, de fácil operación y mantenimiento.

21- Estaciones de tratamiento de desechos líquidos industriales según indicaciones de A.N.D.A.

22- Ancho de Zanjas. Será igual al diámetro externo de la campana de la tubería mas 20 cms a cada lado.

23- Conexiones domiciliarias.

Se establecen los límites de profundidad de 3 metros, para poder realizar conexiones domiciliarias a pozos de visita colectores.

24- Vigas canal y túneles.

2.2.8-Tratamiento de Las Aguas Negras

En general es importante prever un tratamiento parcial o completo de los líquidos residuales antes de su evacuación. Para escoger un método de tratamiento o una combinación de estos, se

requiere cuidadosos estudios. Los factores que han de considerarse para adoptar una decisión son en orden de prioridad:

- a) El sistema de desagüe final, si es por dilución, la cantidad y características del agua diluyente y las condiciones del curso del río, lago o bahía.
- b) Características del líquido residual.
- c) La efectividad requerida por el método operativo.
- d) Características del emplazamiento de la instalación y la posibilidad de que surjan litigios por malos olores u otras molestias.
- e) Altura manométrica disponible para instalación y necesidad de elevar el líquido residual.

Existe una variedad de métodos para el tratamiento de las aguas negras, aunque en El Salvador las autoridades recomiendan proyectar instalaciones no mecanizadas por su relativa sencillez de operación. En general los métodos se incluyen dentro de los procesos siguientes(ver fig.2.9):

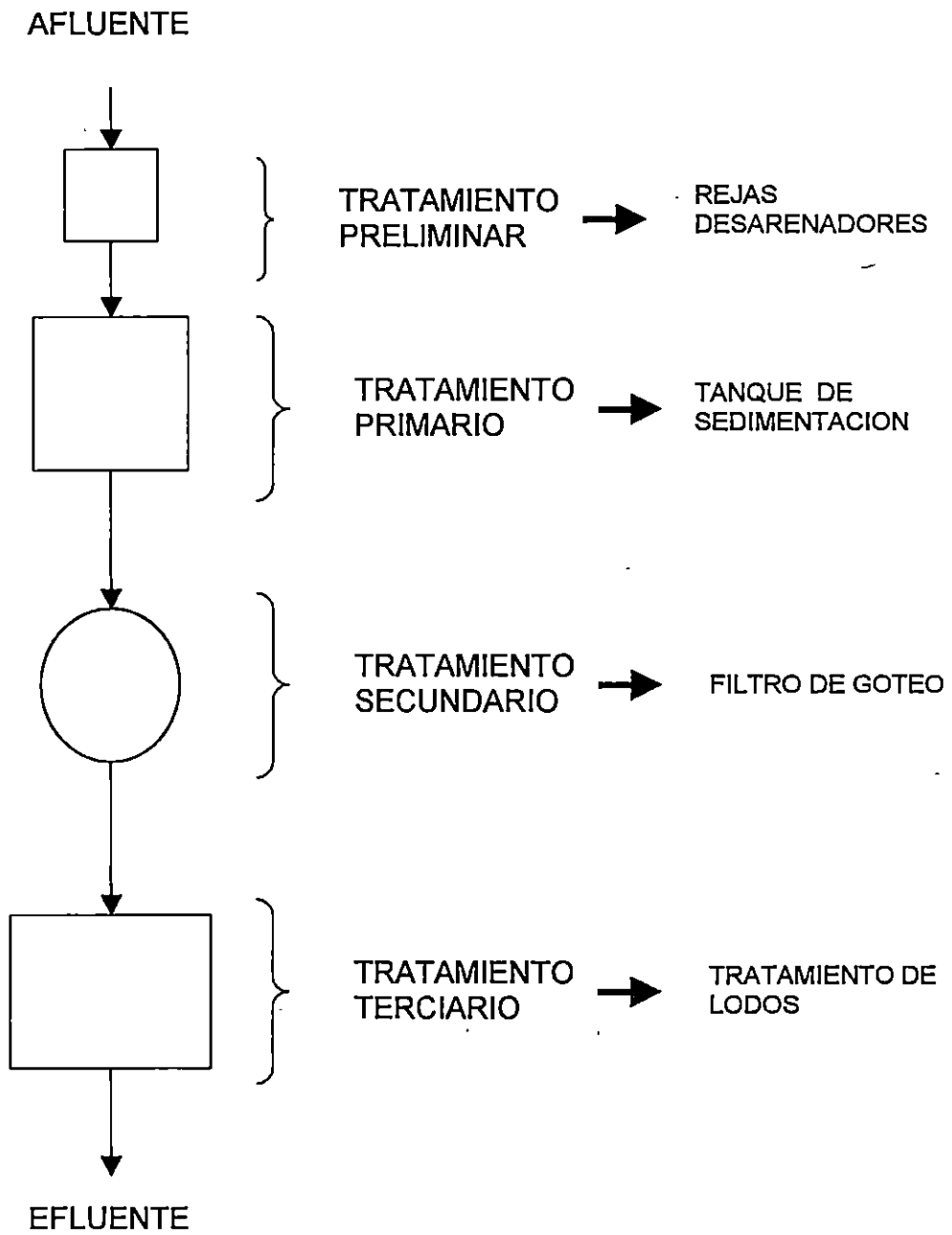
- a) Tratamiento preliminar
- b) Tratamiento primario
- c) Tratamiento secundario
- d) Tratamiento de los lodos

2.2.8.1- Tratamiento Preliminar

Puede ser considerado cuando se requiere proteger el equipo de bombeo o permitir la agilización de procesos subsecuentes. Los dispositivos utilizados están destinados a eliminar o separar sólidos gruesos y partículas inorgánicas, tales como arenas y gravas que podrían acumularse alrededor de las unidades de sedimentación y eliminar cantidades excesivas de aceites o grasas; los dispositivos comúnmente usados son los siguientes:

- 1-Rejas de barras o más finas
- 2-Desarenadores

FIGURA 2.9- ESQUEMA GENERAL DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO PARA AGUAS NEGRAS



2.2.8.2- Tratamiento Primario.

Consiste en eliminar la mayoría de sólidos suspendidos (aproximadamente del 40 al 60%), mediante un proceso físico de asentamiento en tanques de sedimentación. Cuando se agregan ciertos químicos se logra sedimentar de un 80 a 90% de sólidos suspendidos.

A los dispositivos para el tratamiento primario se les conoce comúnmente como tanques de sedimentación, ya que funcionan disminuyendo suficientemente la velocidad de las aguas negras para que puedan sedimentarse. Dichos tanques pueden clasificarse dentro de 4 grupos generales:

- 1-Tanques sépticos.
- 2- Tanques de doble acción como son los de Imhoff.
- 3- Tanques de sedimentación simple.
- 4- Clarificadores de flujo ascendente con eliminación mecánica de lodos.

Los dispositivos que se usan en el tratamiento primario, tienen como función retirar de las aguas negras los sólidos orgánicos e inorgánicos sedimentables. Esto se lleva a cabo reduciendo la velocidad del flujo; hasta unos 30 cms./seg., por un corto tiempo. El cual es suficiente para que se depositen como arenas los sólidos inorgánicos pesados.

2.2.8.3-Tratamiento Secundario.

Se aplica cuando las aguas negras todavía contienen más sólidos orgánicos en suspensión o solución que las que pueden ser asimilados por la aguas receptoras.

Los dispositivos utilizados pueden clasificarse dentro de los cuatro grupos siguientes:

- 1-Filtros goteadores con tanques de sedimentación secundaria.
- 2-Filtros de arena intermitente.
- 3-Estanques o lagunas de estabilización.
- 4-Tanques de aireación.

Los objetivos que persigue el tratamiento secundario o biológico del agua residual son la coagulación y eliminación de los sólidos coloidales no sedimentables y la estabilización de la materia orgánica. En caso de las aguas domésticas el objetivo principal es reducir el contenido orgánico.

En dicho tratamiento son importantes algunos microorganismos debido a que son vitales para los procesos biológicos, entre ellos: bacterias, hongos, algas, protozoos, crustáceos y virus.

Los procesos biológicos se clasifican según la dependencia del oxígeno por parte de los microorganismos responsables del tratamiento de los residuos. En los procesos aerobios, la estabilización de los residuos se consigue mediante microorganismos aerobios y facultativos; en los anaerobios, se utilizan los microorganismos anaerobios y facultativos.

3.2.8.4 Tratamiento de los Lodos.

Los lodos de las aguas negras están constituidos por los sólidos que se eliminan en las unidades de tratamiento primario y secundario, junto con el agua que se separa con ellos. Mientras que en algunos casos es satisfactoria la disposición de ellos sin someterlos a tratamiento, generalmente es necesario tratarlos en alguna forma para prepararlos o acondicionarlos para disponer de ellos sin originar condiciones inconvenientes. Este tratamiento tiene dos objetivos, siendo el primero de éstos eliminar parcial o totalmente el agua que contienen los lodos, para disminuir su volumen en fuerte proporción y, en segundo lugar, para que se descompongan todos los sólidos orgánicos relativamente estables. Esto se logra con la combinación de dos o más de los métodos siguientes :

- a) Espesamiento.
- b) Digestión, con o sin aplicación de calor.
- c) Secado en lechos de arena, cubiertos o descubiertos.
- d) Acondicionamiento con productos químicos.
- e) Elutriación.
- f) Filtración al vacío.
- g) Secado aplicando calor.
- h) Incineración.
- i) Oxidación húmeda.
- j) Flotación con productos químicos y aire.
- k) Centrifugación.

2.2.9-Evacuacion del Efluente

En las regiones donde la planta de tratamiento se sitúa cerca de masas de aguas, el efluente de las aguas residuales normalmente se descarga a dichas corrientes acuáticas; a lo anterior se le denomina evacuación por dilución, aún cuando entraña tanto una purificación natural como la dilución física. En regiones semiáridas u otras circunstancias ventajosas, la descarga final puede hacerse sobre la tierra por irrigación.

2.2.10- Consideraciones para El Tratamiento de Las Aguas Negras

2.2.10.1- Características físicas.

Las aguas negras domésticas en fresco tienen un olor ligeramente jabonoso o aceitoso y un aspecto turbio. Puede también observarse, sólidos de naturaleza orgánica e inorgánica.

Los líquidos residuales corrompidos tienen un olor fuerte desagradable, de compuestos sulfurosos, siendo menor el tamaño de las partículas en suspensión y presentando color negruzco.

2.2.10.2- Características Químicas

Los líquidos residuales contienen compuestos químicos inorgánicos procedentes del agua de suministros y una compleja serie de materias orgánicas, derivados de las heces, la orina y otros residuos que desaguan en las alcantarillas. Las sustancias orgánicas de los líquidos residuales pueden dividirse en compuestos que contienen nitrógeno y aquellas libres de este elemento. Los compuestos nitrogenados son urea, proteínas, aminas y aminoácidos y los no nitrogenados son grasas, jabones e hidratos de carbono.

Al realizar un análisis químico no interesa las proporciones de estos compuestos si no que los ensayos permiten determinar su concentración y posibilidad de producir molestias.

2.2.10.3- Demanda Bioquímica de Oxígeno (D.B.O).

El parámetro de polución orgánica más utilizado y aplicable a las aguas residuales es la D.B.O a los 5 días. Supone esta determinación la medida del oxígeno disuelto utilizado por los microorganismos en la oxidación bioquímica de la materia orgánica. La medida de la D.B.O es importante en el tratamiento de aguas residuales y para la gestión técnica de la calidad del agua porque se utiliza para determinar la cantidad aproximada de oxígeno que se requiera para

estabilizar biológicamente la materia orgánica presente. Los datos de la D.B.O se utilizan para dimensionar las instalaciones de tratamiento y medir el rendimiento de algunos de estos procesos.

2.2.11-Normativa para El Tratamiento de Aguas Negras

En lo referente a la normativa para el tratamiento de las aguas negras, no existe un reglamento elaborado por algún organismo competente (para el caso A.N.D.A.), y el único documento al respecto es el DECRETO número 50, el cual establece el REGLAMENTO SOBRE LA CALIDAD DEL AGUA, EL CONTROL DE VERTIDOS Y LAS ZONAS DE PROTECCION.

En dicho reglamento se mencionan las siguientes disposiciones relevantes para nuestro proyecto:

Titulo I

Disposiciones fundamentales.

Se establece un listado de ministerios y organismos nombrados como autoridad competente para tomar medidas que regulen las actividades que potencialmente contaminen las aguas a fin de obtener un balance en el aprovechamiento de las mismas.

Las regulaciones especiales que los ministerios competentes deben verificar son:

- a) procesos industriales
- b) actividades relacionadas con el uso de fertilizantes, pesticidas, productos químicos y bioquímicos.
- c) actividades que afectan a los cauces de los ríos.

Se establecen como objetivos de calidad los niveles físicos y biológicos compatibles con el uso racional del recurso hídrico.

Por último se plantea que en el control de vertidos de aguas residuales deben considerarse tanto los valores guías como características propias del sitio.

Titulo II

De la autoridad competente.

Contiene una serie de disposiciones que le asignan a los diferentes ministerios y organismos la autoridad para velar por el cumplimiento de regulaciones encaminadas al aprovechamiento racional del recurso hídrico como la aplicación de las normas sobre calidad del agua, contaminación de las aguas, descargas de aguas negras o vertidos industriales, etc.

Titulo III

Autorización de Vertidos

Se establecen las disposiciones generales sobre las que deben enmarcarse todas descargas de residuos sólidos, líquidos y gaseosos a los diferentes medios acuáticos, alcantarillado sanitario y obras de tratamiento.

El proceso general a seguir incluye solicitud de autorización a la autoridad correspondiente, análisis técnico basado en una inspección de las instalaciones. Resolución que condicionara, autorizando provisionalmente o denegando la autorización del vertido.

Titulo IV

Norma Sobre Depuración y Tratamiento de Agua

Se establece la obligatoriedad de que todo vertido sólido, líquido o gaseoso debe cumplir con los valores guías de calidad. Para lo anterior se le designa a la autoridad competente la potestad de emitir disposiciones particulares a que estarán sujetos los vertidos.

Titulo V

Normas Sobre Protección

Capítulo I: De las zonas de protección contra la contaminación.

Establece las autoridades a quienes compete realizar estudios y elaborar normas a fin de establecer zonas de protección contra la contaminación en aquellos lugares donde el recurso agua debe ser preservado en su calidad y cantidad.

Capítulo II: Norma General.

Se plantean disposiciones generales y prohibiciones en lo que respecta a la preservación de cualquier recurso hídrico.

Titulo VI

De Aguas Negras o Aguas Residuales Domesticas.

Le da la potestad a la autoridad competente (A.N.D.A), de controlar la contaminación por los residuos líquidos domésticos, comerciales e industriales que se conducen a través de las redes de Alcantarillado Sanitario de la misma.

También se le asigna a la autoridad competente la facultad de establecer los tratamientos a que se deberán someter las aguas negras provenientes de las redes de Alcantarillado Sanitario con vistas a lograr determinados niveles de calidad de efluente.

Titulo VII

De las Aguas Litorales y Marítimas.

Se plantea que una autoridad competente se encargara de establecer disposiciones que regulen la descarga de residuos de cualquier tipo en las aguas marítimas.

Titulo VIII

Sanciones y Procedimientos.

Se establecen aquellas infracciones relacionadas con el agua, que se consideran graves y menos graves, estableciendo los procedimientos según se estipulan en el titulo segundo.

Titulo IX

De la protección de las Obras Sanitarias.

Capítulo I: Límites Permisibles.

Se enumeran las cantidades permisibles de los diferentes elementos y sustancias que pueden ser vertidos a la red de Alcantarillado Sanitario, así como prohibiciones sobre el vertido de

sustancias que afectan a la misma y a las instalaciones de tratamiento. Se dan a conocer disposiciones especiales para vertidos industriales que reciben los alcantarillados de A.N.D.A.

Capítulo II: Industrias Localizadas en Areas con Red Publica de Alcantarillado de Aguas Negras y Plantas de Tratamiento.

Se responsabiliza a los propietarios de industria que viertan aguas residuales a los alcantarillados, por los deterioros ocasionados al sistema por lo que se exige a dichas industrias realizar tratamientos correctivos previos, cuando las características residuales no satisfagan las normas del reglamento.

Capítulo III: Industria Localizada en Areas sin Red Publica.

En dicha situación se deberá asegurar que las aguas residuales no alteren las características físicas, químicas y bacteriológicas. Para ello deben ser sometidos previamente a un tratamiento preliminar, primario o secundario; de manera que satisfaga las normas de este reglamento o las emitidas por otras autoridades competentes.

Capítulo IV: Instalaciones Industriales.

Se establece la necesidad de registrar las condiciones de los proyectos de tratamiento de aguas residuales industriales.

Capítulo V: Disposiciones Generales.

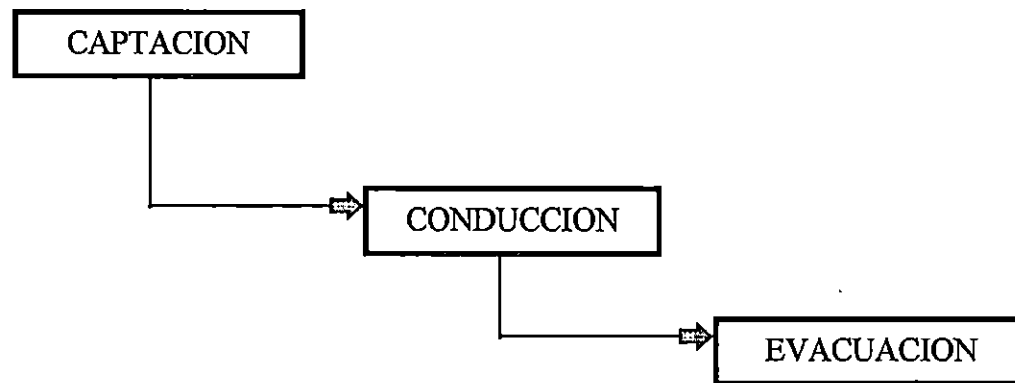
Se normaliza el establecimiento de una oficina de control de registros de vertidos industriales por parte de A.N.D.A.

Título X

Disposiciones Generales.

Se establece entre otras disposiciones la obligación de la oficina correspondiente de llevar un registro y calificación de las empresas o sociedades que realicen tratamiento o depuraciones de aguas residuales.

**ESQUEMA 2.3- SECUENCIA DEL SISTEMA DE
ALCANTARILLADO PLUVIAL**



2.3- ALCANTARILLADO PLUVIAL

2.3.1- Sistema de Aguas Lluvias

Un sistema para evacuación de aguas lluvias es el conjunto de estructuras e instalaciones que permiten captar y drenar el escurrimiento superficial de las precipitaciones que caen directamente sobre un área de interés o proveniente de áreas vecinas.

El punto de partida para un diseño de este tipo es el estudio sobre intensidad de la precipitación pluvial y el escurrimiento resultante o cantidad de agua a drenar; la información se obtiene a través de estaciones pluviométricas instaladas dentro o en las inmediaciones del área en estudio, cuyo registro debe cubrir un período de tiempo suficientemente largo que refleje con la mayor certeza el historial de máximos, mínimos y promedios de precipitaciones.

Sin embargo hay que aclarar que el análisis de la información está basado normalmente, no sobre el análisis de las máximas precipitaciones registradas, sino en el estudio de las lluvias torrenciales en cuanto a su precipitación, duración y frecuencia de acontecimiento y la estimación del escurrimiento resultante de estas lluvias; es decir que no es común ni deseable proponer un sistema con la capacidad suficiente para controlar un escurrimiento aportado por la tormenta de mayor intensidad previsible dentro del período de diseño, ya que se incurriría en costos por encima de la inversión necesaria para evacuar el escurrimiento producido por lluvias fuertes o frecuentes ocurridas cada año o una vez cada cinco años según esta normado por el V.M.V.D.U; de allí que se sugiera por regla general un sistema que evacue rápidamente las aguas colectadas para el tipo de tormentas mencionadas y que produzca ocasionalmente, una sobrecarga en las alcantarillas para tormentas de gran intensidad, lo que ocasione durante períodos cortos, molestias como inundación de cunetas y calles.

Componentes del sistema de aguas lluvias

El sistema en sí está constituido por:

- a) Canaletas o Cunetas. Elementos que conducen superficialmente el agua escurrida por un área determinada.
- b) Cajas Tragantes. Elementos que se encargan de captar el agua tributada.

c) Tuberías de conexión. Destinadas a conducir el agua captada por los tragantes hacia los pozos de visita o colectores.

d) Pozos de Visita. Estructuras emplazadas convenientemente a lo largo de la línea de conexión en cambios de pendiente, dirección, diámetro y distancias normadas, con la finalidad de realizar inspecciones y labores de limpieza.

e) Colectores. Constituido por las tuberías secundarias y principales que conducen el agua escurida hacia sitios determinados convenientemente.

f) Obras Especiales. Son estructuras construidas para proteger los cursos de agua o sitios de descarga del agua conducida por el sistema colector.

La normativa vigente en El Salvador establece para los elementos de un sistema de drenaje de aguas lluvias, detalles constructivos típicos, pero en general su funcionamiento hidráulico obedece a las características siguientes:

Cunetas: La capacidad de descarga depende de su forma, pendiente y rugosidad. La ecuación de Manning puede utilizarse para determinar el gasto que son capaces de conducir aunque la consideración de que transportan un flujo uniforme no es estrictamente correcta, ya que existen contribuciones a todo lo largo de su recorrido (por el bombeo de la calle donde se ubican), que hace que aumente el tirante y la velocidad del flujo. Además con el escurrimiento poco profundo y el tirante transversal variable común en las cunetas, la distribución del gasto no es simétrica.

La forma frecuente usada en la sección transversal de las cunetas es la triangular la cual queda definida por el cordón y la cuneta.

Tragantes: El escurrimiento de las cunetas es interceptado y conducido a las tuberías subterráneas, a través de los tragantes ubicados a criterio del proyectista. Hay dos tipos principales de dichos elementos receptores: Tragantes de entrada de parrilla que se colocan sobre aberturas, realizadas en el fondo de la cuneta y los tragantes remetidos ubicados como aberturas en la pared del cordón que trabajan como vertedero de canal lateral.

Tragantes con entrada de parrillas: Dichos elementos trabajan más eficientemente cuando las barras que forman la parrilla son paralelas a la cara vertical del cordón ya que cuando las barras

forman ángulo recto, el agua tiende a saltar al chocar con las barras lo que dificulta su introducción, además de que existe más probabilidad de taparse con basura.

Tragantes remetidos: Son aberturas en la pared del cordón que trabajan como vertedero de canal lateral, lo que significa que el agua debe cambiar de dirección para ser interceptada. Para evitar que por la dificultad anterior, se acumule el escurrimiento sobre una anchura considerable es recomendable darle a la entrada una pendiente transversal relativamente fuerte.

Ubicación de tragantes

Como se mencionó anteriormente la localización de los tragantes está determinada por el juicio del proyectista quien debe de establecer una eliminación segura del escurrimiento.

La ubicación y el número de tragantes en una calle, deberá atender a los siguientes criterios:

- Definición de las direcciones de los flujos
- Seguridad
- Aspectos topográficos

La ubicación y el establecimiento del número de sumideros, está determinado por la organización que se hace de los flujos superficiales en las calles, es decir, la definición de las direcciones.

La seguridad que deben brindar los tragantes debe ser tal que su ubicación no ocasione interferencia al tráfico vehicular y que en las zonas de paso peatonal cerca de las esquinas los tragantes eviten inundaciones y protejan el paso de los peatones.

En las boca calle se puede proyectar, la ubicación de cuatro tragantes tal como se especifica en la Fig.2.10a . Con dicha distribución cada tragante recoge lo correspondiente a su área tributaria más la mitad del bombeo de la calle en una longitud dependiente de la ubicación de pozos de visita. Otra distribución fija solamente dos entradas en la parte más alta de la bocacalle y el agua prosigue el escurrimiento en los dos lados contiguos (Fig.2.10b), como podría proponerse en intersecciones en forma de "T" o "L" obedeciendo al número de cunetas que circundan al lugar o considerar espaciamientos más largos.

Por último podría obviarse la ubicación de tragantes en las bocacalles y localizarlos en las zonas más bajas del escurrimiento permitiendo una reducción en la longitud de tuberías.

El criterio principal que debe gobernar la decisión a tomar, es que los espaciamientos adoptados para los tragantes sean tales que eviten que los escurrimientos considerables inunden los accesos peatonales, parqueos y aún las zonas edificadas.

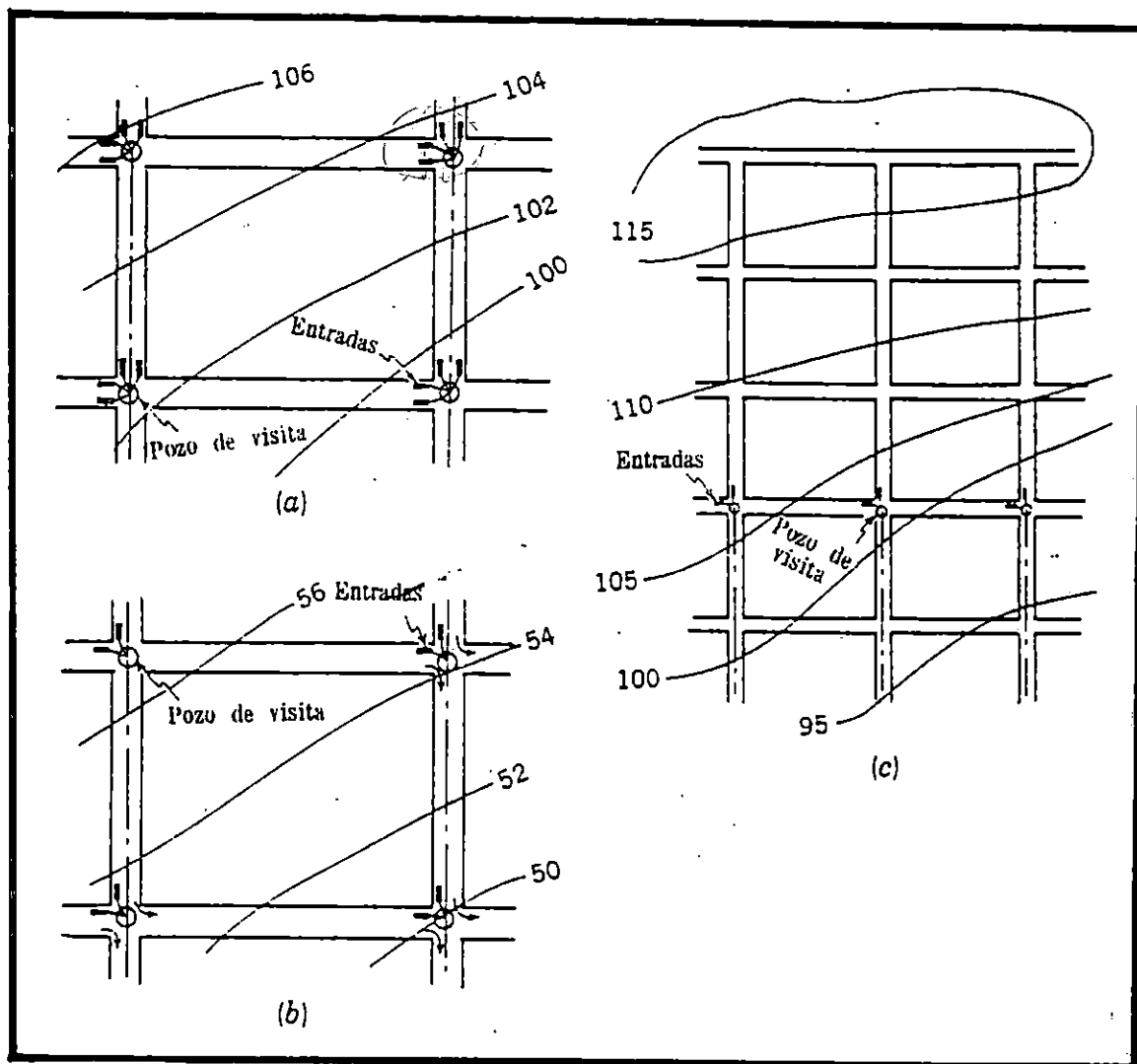


FIGURA 2.10 UBICACION DE TRAGANTES Y POZOS DE VISITA

Pozos de Visita. Los pozos de visita se ubican en diferentes puntos del alineamiento del sistema de tuberías con dos finalidades principales: Proporcionar acceso para limpieza y ligar tramos de tuberías cuando las condiciones lo requieran, como cuando hay cambios de diámetros, de alineamiento tanto horizontal como vertical, por intersección de una tubería tributaria con una principal o un intervalo de separación máximo en un mismo alineamiento. No obstante lo anterior, su ubicación en el sistema está directamente relacionada con las proyecciones de tragantes tal como se ve en la figura 2.10. Los pozos se construyen utilizando mampostería de ladrillo o de piedra con fondo de mampostería de piedra y de forma acanalada según la posición de las tuberías que conecta. Las tuberías secundarias que interceptan a un nivel superior en relación con la tubería principal propician caídas que depositan directamente al interior del pozo.

Elementos de protección. La descarga del colector final es hacia un cauce a manera de usar un desagüe natural.

A menudo ocurren problemas de erosión, derrumbes de terraplenes, socavamiento en la base del terraplén, etc., causados por la falta de protección en la descarga de aguas lluvias de una localidad.

Es necesario por lo tanto, prever que en los puntos de descarga puede ser necesario que se construyan obras adicionales con el objeto de proteger los terrenos vecinos, o terrenos situados aguas abajo, que sufran alteraciones y así evitar daños producidos por la descarga. Entre estas obras de protección podemos mencionar: muros guardaniveles, disipadores de energía y cabezales.

Muros. En muchas ocasiones es necesario que los taludes de quebradas o de las riberas de los ríos sean protegidos, con muros con el objeto de prevenir la erosión de los mismos y de esta manera proteger los terrenos de la propiedad o propiedades vecinas.

La construcción de estos muros es generalmente de mampostería de piedra y las dimensiones de éste dependerán de la altura de talud que se desea proteger y con una longitud necesaria para prevenir daños al mismo.

La separación de los muros del eje de cauce y su altura mínima se determinará en base a la crecida máxima probable obtenida de un estudio hidrológico.

Muros Guardanivel: Son estructuras generalmente de mampostería de piedra; tienen como función mantener el nivel del fondo, con el objeto de proteger la pendiente del mismo y las fundaciones de las obras que se han hecho.

Estas estructuras son proyectadas cuando la pendiente natural de la quebrada ha sido modificada y la nueva pendiente es mayor que la original, esperando por lo tanto que las modificaciones hechas mediante estos muros no afecten el funcionamiento del sistema natural de desagüe.

Los guardaniveles deberán diseñarse formando como base un levantamiento topográfico y controlando niveles de salida y entrada de estructura existentes, aguas arriba y abajo.

Cabezales: Son estructuras generalmente de mampostería de piedra, que tienen como función evitar que la erosión, debida a la energía cinética del agua, dañe los terrenos aledaños al punto donde termina el colector final.

Estas estructuras constan de: Muro Frontal, Aleros o Aletones y Emplantillado. Las dimensiones de este muro de cabeza o cabezal dependerán de la altura del terraplén, de la altura a que se espera un alcance del agua en una crecida, su longitud será la necesaria para que el flujo de agua no dañe el pie del terraplén.

Los emplantillados son obras de 5 a 10 cm de espesor de mezcla, su función es la de proteger el suelo en el lugar de descarga, proteger los muros, cabezales u otras obras contra la socavación que produce el torrente de agua al chocar contra ellos y así evitar la erosión e inestabilidad del terreno.

Disipadores de Energía: Como su nombre lo indica son aquellas estructuras que tienen por objeto disminuir la energía cinética que posee el flujo de agua en su trayectoria. Esta energía es capaz de producir daños a las estructuras y/o al terreno.

Son generalmente construidos de concreto armado o como emplantillado de piedra y utilizados en los puntos de descarga del agua lluvia o cualquier elemento de desagüe.

2.3.2- Metodología de Diseño.

En general para considerar los escurrimientos pluviales para diseños de ingeniería, pueden adoptarse análisis estadísticos basados sobre registros de lluvias o estimaciones racionales a partir de las precipitaciones, siendo las últimas las más comunes en el diseño de alcantarillados para aguas lluvias destinados a drenar un área construida existente y tomando en cuenta los cambios que pueden suscitarse por proyecciones dentro del periodo de diseño considerado.

2.3.2.1- Método Racional.

Su utilización es generalizada para el diseño de drenajes pluviales. Es una forma de estimación a partir de precipitaciones específicas, que considera al escurrimiento dependiente de la intensidad de lluvia, de la mayor o menor permeabilidad del terreno, y de la superficie de éste. La expresión que define al método es la siguiente:

$$Q = \frac{1}{60} CIA$$

en donde:

Q = es el caudal del escurrimiento en un lugar específico en lts/seg.

C = Coeficiente de escurrimiento (adimensional)

I = Intensidad promedio de la precipitación pluvial en mm/min

A = Area tributaria de drenaje en m²

De los factores incluidos en la ecuación " C ", se estima en base a las características de la superficie a drenar, " I " se determina para una tormenta de duración igual al tiempo de concentración y " A " se obtiene a partir de un plano regional topográfico.

2.3.3- PARAMETROS DE DISEÑO.

2.3.3.1- Tiempo de concentración

Un sistema colector de aguas lluvias trabaja de manera que el agua tributada por un sector circule superficialmente en un reducido tramo hasta reunirse donde se disponen los tragantes, de manera que la eliminación se vaya efectuando según el tiempo que tarde el agua en llegar y escurrir

a través de las tuberías hacia las depresiones naturales; en este sentido se plantea el concepto de tiempo de concentración que se considera formado por dos partes.

1-El tiempo de entrada o tiempo requerido para que el escurrimiento llegue al tragante.

2-El tiempo de flujo dentro del sistema de alcantarillado.

a) El tiempo de entrada.

Es el tiempo en minutos que necesita el agua en llegar del punto málejado del terreno de captación, hasta encontrar el primer tragante.

Es función de:

- 1) La rugosidad de la superficie que presenta una resistencia al flujo
- 2) Las retenciones o almacenamiento superficiales
- 3) La pendiente media del área
- 4) El tamaño de las construcciones
- 5) Capacidad de infiltración del terreno

El tiempo de entrada para flujo superficial ha sido formulado por Kerby de la siguiente manera:

$$t_e = \left[\frac{2}{3} l \left(\frac{n}{\sqrt{s}} \right) \right]^{0.467}$$

Donde:

t_e = es el tiempo de entrada en minutos.

l = distancia hasta el punto tributario mas alejado en metros (debe ser menor de 360 mts.)

s = Pendiente promedio del terreno.

n = Coeficiente de retardo de la superficie.

TABLA 2.2 COEFICIENTE DE RETARDO "n"

TIPO DE SUPERFICIE	"n"
Superficies impermeables	0.02
Suelo desnudo, empacada, liso	0.10
Superficies desnudas, moderadamente rugosas	0.20
Césped pobre y cosechas cultivadas en surco	0.20
Pastos forrajeros o comunes	0.40
Tierras madereras	0.60
Tierras madereras con lecho profundo	0.80
Bosque de coníferas	0.80
Pastos densos	0.80

Fuente : Fair, Gordon Maskew, "Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales", volumen 1, 6ª edición, 1990.

b) El tiempo de flujo.

Se define como el tiempo que tarda en escurrir la gota de agua, a través del conducto; generalmente se toma el tiempo entre dos pozos de visita consecutivos.

$$t_f = \frac{l}{60v}$$

Donde :

t_f = Tiempo de flujo en la tubería en minutos.

l = Longitud del tramo de tubería en metros.

v = Velocidad media del agua en la tubería (mts/seg).

2.3.3.2- Intensidad de Lluvia.

Para poder proyectar el sistema de alcantarillado pluvial es necesario conocer la rapidez de variación de la altura de lluvia con respecto al tiempo conocida como intensidad. En general la

intensidad de lluvia se refiere al valor promedio de la misma, y corresponde a la relación entre la altura total de precipitación y el tiempo de duración de la tormenta.

Para determinar la intensidad de diseño de lluvia que ha de emplearse hay que tomar en cuenta que entre más duración tiene la lluvia, menor es la intensidad media que se debe esperar durante aquel período; por lo tanto para estimar los vol. máximos, debe conocerse la precipitación durante períodos pequeños. La duración crítica de la lluvia se verifica cuando la superficie total aporta escurrimiento que produce un máximo caudal, lo cual corresponde precisamente al tiempo de concentración (del área tributaria), ya que para períodos más cortos no toda el área tributa su esorrentía y en períodos más largos las intensidades correspondientes son más bajas.

Queda entonces establecido, que lo importante no es conocer la duración de la lluvia sino sus periodos de máxima intensidad que ocurren en unos cuantos minutos, por lo que debe tomarse dicha consideración en el cálculo. Este parte del establecimiento de una o varias estaciones meteorológicas con influencia en la zona de interés y con un registro continuo que proporcione una intensidad de precipitación máxima anual para diferentes períodos, en minutos(5,10,20,etc); tomando un tiempo de duración promedio de la lluvia, de acuerdo a características particulares de la zona analizada.

Ajuste de Intensidades máximas anuales.

Consiste en ajustar las intensidades máximas anuales conocidos o registrados utilizando principios estadísticos aplicables a valores extremos como la ley de Gumbel.

El procedimiento para el ajuste de datos por ley de Gumbel es como sigue:

- a) Se obtienen todos los valores de intensidades máximas anuales que se hallan registrado en el sitio de interés o en una estación cercana que se ubique en la misma cuenca.
- b) Se ordenan los valores de menor a mayor.
- c) Se calcula su probabilidad de ocurrencia o frecuencia por medio de la fórmula:

$$f = \frac{m}{n+1}$$

Donde:

m = Posición de datos después que se han ordenado de menor a mayor.

n = Número total de datos.

d) Se realiza el ajuste gráfico en papel Gumbel obteniéndose la curva frecuencia acumulada de donde se puede realizar la extrapolación de los datos a períodos de retorno mayores.

Este método da buenos resultados, siempre y cuando se cuente con suficiente información (10 años como mínimo para lograr extrapolaciones aceptables a 15 ó 20 años).

Con esta información se dibujan curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia, en papel Gumbel, donde se consideran curvas para diferentes períodos cortos progresivos hasta el máximo esperado; sin embargo, para fines de diseño las intensidades se deben dibujar en papel semi-logarítmico para una mayor consistencia.

2.3.3.3-Coeficiente de Escurrimiento.

El escurrimiento producido por una lluvia, es la parte de la totalidad del agua que circula sobre la superficie del terreno, es decir la cantidad que no se evapora, almacena, satura o infiltra en el suelo.

El coeficiente de escurrimiento (C) es la relación que existe entre el volumen de agua que se escurre por la superficie y el volumen llovido y representa una disminución en el caudal del diseño, por la incidencia de varios factores. Así, cuando sucede la lluvia, cierta cantidad de agua se evapora al tocar la superficie especialmente en los primeros momentos del evento, otra parte comienza a infiltrarse en el terreno y a llenar las depresiones del mismo, según sea la permeabilidad de las diferentes zonas de recogimiento y por último sobre el terreno saturado se forman los escurrimientos. Por dicha condición de saturación e inundación de las zonas impermeables es que el coeficiente de escurrimiento no permanece fijo todo el tiempo sino que aumenta según persiste la tormenta, razón por la cual se han formulado correcciones en función de la duración de la tormenta.

Para fines prácticos se le han asignado valores a " C ", ya que para alcantarillado no es necesaria tanta precisión; sin embargo, en la elección de un coeficiente adecuado surgen

complicaciones ya que no sólo debe tomarse en cuenta las condiciones existentes sino también prever los cambios por proyecciones dentro del período de diseño del sistema.

Lo que comúnmente gobierna la escogitación de una adecuada relación escurrimiento-precipitación es la de considerar un coeficiente ponderado:

$$C = \frac{\sum C_i A_i}{A_t}$$

Donde :

C = coeficiente de escurrimiento ponderado

C_i = coeficiente de escurrimiento parcial

A_i = Area Parcial

A_t = Area total considerada

Dicho coeficiente se evalúa de tablas como la 2.3.

TABLA 2.3 COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO "C", PARA DISTINTAS SUPERFICIES

TIPO DE SUPERFICIE	"C"
Calles :	
1- De Asfalto.	0.85 – 0.95
2- De Concreto con juntas cementadas en forma impermeable.	0.80 – 0.95
3- De Concreto con juntas abiertas y sin cementar.	0.50 – 0.70
4- Adoquinadas	0.75 – 0.85
Estacionamiento para autos.	0.75 – 0.85
Techos.	0.75 – 0.95
Prados:	
1- De suelos arenosos, planos (2%).	0.05 – 0.10
2- De suelos arenosos, pendiente del 1%.	0.15 – 0.20
3- De suelos firmes, planos (2%).	0.13 – 0.17
4- De suelos firmes, pendiente del 1%.	0.24 – 0.35
* Areas Boscosas, suelo semi-permeable, pendiente despreciable(menor del 1%).	0.05 – 0.20

Fuente : Fair; Gordon Maskew, "Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales", volumen 1, 6ª edición, 1990.

* Curso de Hidrología Aplicada a Proyectos de Carreteras, A.S.I.A.

2.3.3.4- Area de Recogimiento.

La implementación de obras físicas que alteran el medio natural en cuanto a la distribución y dirección del escurrimiento durante las lluvias y condiciones del desalojo, provocan que el concepto de cuenca de recogimiento se vea afectado por lo que es necesario definir claramente las direcciones superficiales del flujo, así como el sistema de colectores propuestos en el proyecto de forma tal, que puedan determinarse las áreas de influencia de cada sector tomando como base el criterio de que cada calle drena un área específica.

2.3.3.5-Consideraciones sobre velocidades y pendientes.

En el caso de alcantarillado pluvial, hay que considerar que en su funcionamiento suceden arrastres de arena, grava y otros desechos sólidos de diversas clases. Cuando las velocidades decrecen la mayoría de los sólidos tienden a depositarse provocando incremento en los sedimentos del fondo, obstruyéndose las tuberías; por otra parte velocidades altas en los flujos de las alcantarillos podrían provocar erosión en el fondo y consecuentemente su destrucción.

Aunque la normativa no establece velocidades límites en el flujo de drenaje pluvial generalmente se recomienda velocidad mínimas de 1 mts/seg. y máxima de 4 mts/seg.¹⁴

Las consideraciones de pendientes son similares a las establecidos para alcantarillado sanitario, aunque la normativa del V.M.V.D.U. establece los límites permisibles.

2.3.4- Proyecto de Red de Drenajes de Aguas Lluvias.

En general el diseño de alcantarillas pluviales tiene por objeto establecer los diámetros y pendientes de las tuberías que descargan hacia las depresiones naturales, a partir de una disposición particular de los elementos componentes del sistema.

Hidráulicamente y similar que en el caso del drenaje sanitario, la evacuación de aguas lluvias se caracteriza por diseñarse para que las tuberías trabajen como canal abierto garantizando transportar los arrastres de las tormentas y sólo en ocasiones especiales trabajar a presión cuando se sobrecarguen por tormentas de gran intensidad.

El diseño de un sistema de evacuación de Aguas Lluvias está ligado a una metodología similar a la utilizada para aguas negras(sección 2.2.5), lo que se resume a continuación:

1- Planos Topográficos: en base al plano de ubicación topográfico con detalles de superficie y el subsuelo, se localizan los puntos relevantes que representen la planta de las obras físicas existentes y proyectadas con sus niveles de drenajes para el escurrimiento pluvial.

Aunado a lo anterior se debe establecer las plantas y perfiles de calles existentes y sitios donde se propone dotar de alcantarillado pluvial, ubicando de acuerdo a la normativa vigente y a la distribución propuesta, la ubicación de los pozos de visita. Por último se debe identificar puntos de descarga y considerar posibles obras especiales de protección.

2- Trazo de distribución de áreas: Se localiza las líneas divisoras de áreas tributarias a las captaciones, en concordancia con el drenaje natural del terreno de manera que se logren los recorridos mínimos de agua, es decir el menor tiempo de entrada. Para completar la información se señala el sentido de escurrimiento de cada área y de cada calle.

3- Trazo de la red: Ubicados los pozos de visita y los puntos donde se captara el agua (tragantes), se traza geoméricamente la red, partiendo desde los puntos de mayor elevación hasta la salida, para lo cual se procura adaptar las pendientes de tuberías a la de la vía donde se ubican, chequeando simultáneamente aspectos normados, como la altura mínima de pozo de visita(1.5 mts.) y la pendiente mínima de tubería(0.5%) y máxima permisible(en función del diámetro de tubería).

4- Diseño de la red: se calculan los caudales de diseño para cada colector en base a curvas intensidad-duración-frecuencia para un tiempo de duración de lluvia preestablecido, áreas tributarias y coeficiente de escurrimiento ponderado.

Conociendo los caudales y la pendiente de tubería obtenida en el trazo de la red, se procede al cálculo de diámetros y velocidades de tuberías tomando en cuenta la normativa vigente y usando la fórmula de Manning o el nomograma para la determinación de drenaje circulares trabajando llenos para dicha fórmula. Utilizar la curva del Banano para realizar correcciones de

⁴ Steel, Ernest, "Abastecimiento de Agua y Alcantarillado", 2ª edición, 1952.

de diseño de caudal y velocidad reales de la tubería fluyendo parcialmente llena, para una pendiente y diámetro dados.

5- Elaboración de Planos, Perfiles, Especificaciones Técnicas y Detalles Constructivos:

Dibujo de los componentes del sistema con su distribución en planta, y perfiles ligados a los datos resultantes del diseño, así como de los respectivos detalles constructivos, atendiendo modelos de V.M.V.D.U.

2.3.5- NORMATIVA PARA AGUAS LLUVIAS.

En El Salvador los diseños de sistemas de Aguas Lluvias estaban regidos hasta principios de la década de los noventa, por la normativa de la Dirección de Urbanismo y Arquitectura (D.U.A) denominada "Reglamento a la Ley de Urbanismo y Construcción", pero en febrero de 1992 se transfirió dicha atribución para regir en el interior del país, al Viceministerio de Vivienda y Desarrollo Urbano (V.M.V.D.U) dependencia del Ministerio de Obras Públicas (M.O.P). El documento que sustenta lo anterior es el "REGLAMENTO A LA LEY DE URBANISMO Y CONSTRUCCIÓN EN LO RELATIVO A PARCELACIONES Y URBANIZACIONES HABITACIONALES" donde se establece entre otros aspectos las disposiciones de carácter general que debe sujetarse todo proyecto para evacuación de aguas lluvias.

En el artículo 91 se menciona:

- a) Las circunstancias en que el diseño de obras para aguas lluvias requieren contar previamente con un estudio Hidrológico de la cuenca respectiva
- b) Consideraciones hidráulicas a tomar en cuenta cuando el terreno se ubica en una topografía irregular
- c) Obligación de diseñar hidráulicamente las tuberías y otras obras de drenaje
- d) La frecuencia o período de retomo para diseño del drenaje pluvial correspondiente a cinco años y consideraciones especiales al respecto, cuando la tubería exceda de 72 pulgadas.
- e) Longitud de escurrimiento máximo permisible en cordones y cunetas o canaletas: 100 mts., y situación de casos especiales; ubicación en planta de tuberías en las calles: al centro de las mismas.

f) Diámetro mínimo de conexión de tragantes a pozo de visita: 15 pulgadas; y sobre la vía vehicular: 18 pulgadas. Consideraciones especiales al respecto

g) Tipos de obras y diámetros admisibles en accesos peatonales

h) Profundidad mínima de pozos de visita: 1.50 mts.

i) Consideraciones y detalles en la ubicación de pozos de visita y cajas de registro

j) Consideraciones especiales a tomar en cuenta en los cambios de dirección de tuberías, mayores de 45 grados, en relación con sus diámetros

Diámetro (pulg.)	Caída Mínima en Mts
máximo 30	0.30
36 - 72	1.0

k) Consideraciones en la descarga de aguas lluvias, del nivel máximo probable de avenidas del cuerpo receptor.

l) Pendiente mínima de tuberías: 0.5 %; pendiente máxima en función de los diámetros propuestos.

m) Consideraciones para el cálculo de pendientes y diámetro de tuberías. No se permite pasar de una pendiente mayor a otra menor con el mismo diámetro, ni tampoco de un diámetro de tubería mayor a otro menor.

n) La pendiente mínima y máxima en bóveda y detalles constructivos. Velocidad mínima de la corriente: 1.0 mts / seg.

o) Obras especiales que deben implementarse en las descargas: Cabezales con gradas disipadoras de energía o rampas (rápidos) .

En el artículo 92 se establecen consideraciones adicionales para pozos de visita como se describe a continuación:

a) Detalles constructivos según las circunstancias de diseño

b) Distancia máxima entre pozos de visita: 100 mts. y detalles constructivos según su ubicación vial.

En el artículo 93 se establecen consideraciones adicionales para tragantes como se describe a continuación:

- a) Detalles constructivos según su ubicación vial
- b) Distancia máxima entre tragantes: 100 mts.

El contenido de los anexos del reglamento relevantes para nuestro proyecto se describe a continuación:

En el anexo 8 se presentan los detalles constructivos físicos de cordones y cunetas construidas in situ, prefabricados y dobles cunetas.

En el anexo 11-a se presenta el detalle de conexión de tragantes a pozo de visita en vías vehiculares y de tragantes a caja de registro o pozo de visita en caso de que existan o se proyecten pasajes peatonales.

En el anexo 11-b se establece el detalle constructivo típico de pozo de visita para aguas lluvias.

En el anexo 12 se detalla el dimensionamiento de tragantes y algunos aspectos constructivos a considerar.

En el anexo 13 se da a conocer el detalle para la construcción de tragantes remetidos.

Dichos detalles serán plasmados, cuando se elaboren los planos del Rediseño de aguas Lluvias.

CAPITULO III
DIAGNOSTICO

3.0- INTRODUCCION

El presente capítulo tiene como finalidad proporcionar toda la información que sirva como marco de referencia de los aspectos históricos, presentes y futuros que tienen influencia en el desarrollo del sistema hidráulico de la Facultad Multidisciplinaria Oriental (F.M.O), así como un análisis de dicha información, que de como resultado un diagnóstico de las condiciones físicas y de funcionamiento de las instalaciones hidráulicas.

Para cumplir lo anterior primeramente se presenta una recopilación de generalidades, iniciando con los antecedentes de la Facultad donde se exponen los diferentes proyectos y planes de desarrollo que se han formulado hasta la actualidad, señalando cuales de las obras plasmadas en dichos proyectos fueron implementadas así como la existencia de instalaciones hidráulicas fuera de toda proyección planificada.

Como seguimiento de la información general se pretende proporcionar al lector un conocimiento más amplio sobre la Facultad, presentando aquellos aspectos relevantes que describan al sitio de interés como su ubicación geográfica y la extensión del terreno, sus límites, Topografía, Geología, Hidrología y características climáticas.

Se exponen también los proyectos que a futuro pretenda implementar la autoridad universitaria, así como aquellos de carácter externo (impulsados por A.N.D.A., V.M.V.D.U., M.O.P.), que puedan tomarse en consideración en el rediseño.

Posterior a la información general, el capítulo prosigue con la presentación de datos en detalle, como el historial existente de población universitaria, conexiones eléctricas, datos de infraestructura existente en base al informe de autoevaluación de la F.M.O. y el inventario de las instalaciones hidráulicas existentes en las zonas académicas, que en este documento por conveniencia se han denominado: zona académica Norte (edificio "El Riñón", auditorio, módulos de aulas, etc.), y zona académica Sur (departamento de Agronomía), porque éstas poseen sistema hidráulico independiente entre si.

El inventario desarrollado se inicia con la descripción del abastecimiento de agua donde se presentan las fuentes de producción, la distribución del líquido así como los análisis de calidad del mismo.

El inventario del sistema de disposición de aguas residuales describe la captación, conducción y tratamiento de las mismas incluyendo su análisis de calidad. Concluye el inventario con el sistema de aguas lluvias donde se da a conocer las formas de captación, conducción y descarga que se han implementado.

Finalmente con la base del inventario se presenta un diagnóstico de las condiciones en que se encuentran actualmente estos servicios, tanto funcional como físicamente.

Para la recopilación de la información utilizada en la realización del inventario se efectuaron visitas de campo al terreno de la Facultad, principalmente a las zonas académicas en donde existe sistema hidráulico. Dicho trabajo partió de que únicamente existían planos topográficos y de ubicación de obras físicas por lo que fue necesario realizar el levantamiento de las instalaciones del sistema, aforos de las fuentes de producción y realización de análisis de calidad del agua abastecida así como de las aguas residuales. Para la realización de lo anterior prestaron su colaboración entidades como la A.N.D.A., oficina de planificación central de la U.E.S., oficina de planificación de la F.M.O., entrevistas con trabajadores administrativos de la Facultad y la División de Meteorología e Hidrología del Ministerio de Agricultura y Ganadería entre otras.

3.1 GENERALIDADES

3.1.1-Antecedentes

Lo que hoy se conoce como Facultad Multidisciplinaria Oriental fue creada como Centro Universitario de Oriente por acuerdo de Consejo Superior Universitario número 304 y de fecha 17 de junio de 1966. Dicho centro comenzó funcionando en locales alquilados en la ciudad de San Miguel y fue a finales de 1967 que se adquirió un terreno que tuviese como característica principal brindar espacio a campos experimentales para el departamento de Agronomía.

Este terreno se dividió originalmente en dos áreas, tomando como base el "Estudio detallado de Suelos" realizado por el departamento de Suelos de la Facultad de Ciencias Agronómicas, siendo estas el área académica y el área de campos experimentales; contando la primera con el 30% del terreno y la segunda con el 70% restante.

3.1.2-Descripción del Lugar.

a) Ubicación Y Extensión Del Terreno.

La Facultad Multidisciplinaria Oriental se localiza en una propiedad de la UES contiguo a la carretera al litoral, ubicada específicamente en el cantón El Jute a 6.5 km. al sur de la ciudad de San Miguel. Su extensión territorial es de 105 Mz 8299.97 vrs² al Poniente de la mencionada vía y la menor ubicada al costado Oriente de la misma, cuya extensión es de 3 Mz 3241 vrs²(ver plano 3.1).

b) Límites.

La mayor extensión está limitada al Norte por un camino vecinal y por una propiedad privada; al sur por el río El Jute y camino vecinal; al Oriente por la carretera al Litoral entre km. 144 y km. 145 y propiedad privada; al Poniente por propiedades privadas.

La menor extensión limita al Norte con el Ingenio Chaparrastique, al Sur con propiedad privada, al Oriente por el ingenio Chaparrastique y el río Grande de San Miguel y al Poniente por un tramo de la carretera al Litoral.

c) Topografía.

El terreno es parte del valle del río Grande de San Miguel, al pie de las faldas del volcán Chaparrastique. La topografía es en general regular con pendientes predominantes entre 2 % y 6 % ver fotografía G-1 y G-2. La mayor extensión presenta una zona de mayor elevación en su parte central desviada al Nor-Oriente (en las inmediaciones del parqueo Poniente del área académica), de donde se originan pendientes muy leves en todas direcciones (ver plano 3.2).

Al llegar a las colindancias éstas son casi horizontales observándose ésta situación mas palpablemente en la zona Sur donde la planicie es casi horizontal, hasta interceptar con la depresión formada por el cauce del río El Jute.

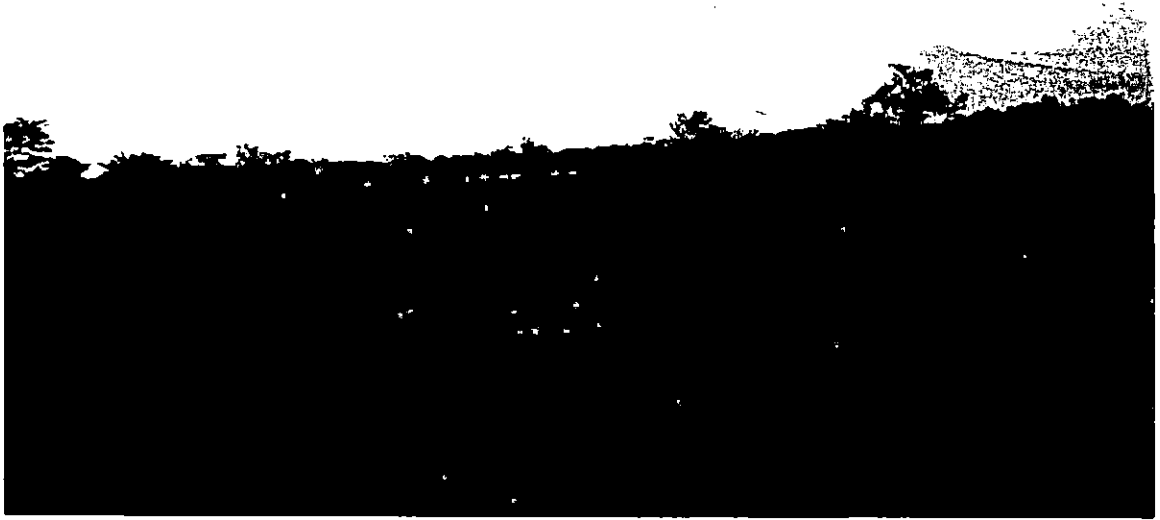
La menor extensión presenta una topografía igualmente regular con pendiente hacia el río Grande donde se da un cambio brusco de nivel por la formación de un talud natural que forma el canal del río. La regularidad topográfica mencionada es interrumpida por dos quebradas de cauce profundo que cruzan el terreno hasta interceptar al río Grande, una de ellas proviene del Ingenio Chaparrastique limitando al terreno al norte mientras que la otra limita al terreno al costado Sur.

d) Geología.

En el área académica la estratigrafía es bastante homogénea con predominancia de arcillas orgánicas de color gris oscuro de media a alta plasticidad en el horizonte superficial y arena limosa hasta profundidades no determinadas.

En el área de campos experimentales predomina el suelo limoso orgánico color café, aunque existen áreas con presencia de material arcilloso color café oscuro de media a alta plasticidad (ver fotografía G-3).

FOTOGRAFIA G-1



FOTOGRAFIA G-2



FOTOGRAFIA G-3



Grietas provocadas por la compresibilidad del suelo(arcilloso) y azolvamiento de una caja tragante ,en la zona del Auditorio.

Lo anterior se sustenta en el estudio de suelos realizado durante la realización del trabajo de graduación "Propuesta de Desarrollo a Nivel de Zonificación de la Facultad Multidisciplinaria de Oriente" y el realizado por la compañía "Proyectos de Suelos y Materiales S.A. de C.V." para la proyección de un edificio para el Departamento de Medicina de la F.M.O. Los datos se presentan en anexo 3.1.a y 3.1.b.

e) Hidrología.

La cuenca donde se encuentra ubicada la facultad es la que pertenece al Río Grande de San Miguel.

En sus alrededores existen dos ríos que en ciertos tramos sirven de límite al terreno; uno de ellos es el propio río Grande de San Miguel (ver fotografía G-4), cuyo registro de caudales de la estación más cercana al terreno es la ubicada cerca del puente Don Luis de Moscoso lo cual se documenta en el cuadro N° 3.1.

El otro río existente es el llamado El Jute que tributa al río Grande y cuyo registro de caudales se presenta en el cuadro N° 3.2.

Como registro histórico de las aguas subterráneas se presenta el anexo 3.2, donde se destaca que el terreno de la Facultad se encuentra ubicado entre las curvas de alturas isofreáticas 90-100 m.s.n.m. mientras que el terreno se encuentra a una altura promedio de 110 m.s.n.m. Como registro puntual se tiene la existencia de un pozo de prueba, perforado dentro de los terrenos de la Facultad (en la actualidad se encuentra soterrado), del cual se presentan los datos de aforo que en él se realizaron a principios de la década de los ochenta, destacándose que el caudal de explotación recomendado fue de 500 G.P.M con un espesor de acuífero de 60 mts. (ver anexo 3.3).

Actualmente, la profundidad del nivel freático en la zona, se evidencia por la presencia de varios pozos excavados a mano; en los cuales se registran niveles estáticos entre 12 y 15 metros.

FOTOGRAFIA G-4



Río Grande de San Miguel

R-IV

San Miguel

AFORO DE CORRIENTES POR MOLINETE

CORRIENTE: EL JOTE CUENCA: _____ FECHA DE AFORO: 22-Agosto-1996

ESTACION: En Carretera San Miguel El Delirio

ESTADO DEL RIO
 ESTABLE LIMPIO
 SUBIENDO TURBIO
 BAJANDO MUY TURBIO

COMENZO: 11:20 T° C: _____ ESC. INTERNA: _____ ESC. EXTERNA: _____

SONDEO: Andrés Guillén CALCULO: V. Calvo

TERMINO: 11:50 No. CONT./REV. 1=1 ESC. INTERNA: _____ ESC. EXTERNA: _____

OBSERVO: Sever REVISO: R. Aparicio

MOLINETE No. 37156 MARCA: A-OTT CONTRAPESO: _____ TIPO DE SUSPENS: _____ ESC. EXT. PROM. _____
Kg. Lbs. CABLE VARILLA

DIST DEL PUNTO INICIAL	DIST SOBRE NIVEL DEL AGUA	ANGULO VERTICAL	PROF. OBSER VADA	CORREC. DE AIRE	PROF. CORREBI-DA P	VELOCIDAD									V x P	ANCHO DEL TRAMO CONSI- DERADO	
						0.2			0.6			0.8					V PROMEDIO
						m	G/S	V	m	G/S	V	m	G/S	V			
0-00			0.03														
0-50			0.50			.10	68	4523	.30	105	1951	.40	96	.6360	0.5945	0.29725	0.50
1-00			0.59			.12	107	7082				.47	104	.6885	0.6984	0.412056	0.50
1-50			0.50			.10	107	7082				.40	107	.7082	0.7082	0.3541	0.50
2-00			0.43			.09	100	6623				.34	100	.6623	0.6623	0.284789	0.50
2-50			0.47			.09	98	6491				.38	94	.6229	0.6360	0.29892	0.50
3-00			0.43			.09	94	6229				.34	93	.6163	0.6196	0.266428	0.50
3-50			0.45			.09	87	5769				.36	83	.5507	0.5638	0.25371	0.50
4-00			0.41			.08	82	5441				.33	82	.5441	0.5441	0.223081	0.50
4-50			0.38						.23	68					0.4523	0.171814	0.50
5-00			0.35						.14	57					0.3801	0.133035	0.50
5-34			0.30														0.34

OBSERVACIONES: tiempo = 40 Seg.

ESC.: PROMEDIO: _____
 AFORO N° _____ CAUDAL Lts/seg.
m³/seg.

f) Características Climáticas.

Temperatura promedio	26.1°C
Temperatura máxima promedio	35.2°C
Temperatura mínima promedio	20.8°C
Humedad relativa del aire	70 %

Fuente : Dirección General de Recursos Naturales Renovables, M.A.G.

Por tener una elevación inferior a los 800 m.s.n.m se le puede clasificar como ubicada en una zona de tierras calientes o sabanas tropicales calientes.

En las cercanías de la facultad se encuentra la estación pluviométrica denominada "El Papalón (M.6)", con una elevación de 80 m.s.n.m. con datos completos de precipitación disponibles para el período de 1960 a 1996 con una precipitación máxima anual de 2046 mm. (ver cuadro N° 3.3). También de dicha estación se tiene el registro desde el año de 1961 hasta 1983, de las intensidades máxima anual para diferentes períodos en minutos, como se observa en los cuadros N° 3.4a y N° 3.4b.

3.1.3- Historial Hidráulico

La planificación del centro fue realizada desde su creación, hasta 1992 por la Unidad Central de Planificación de la U.E.S., lo cual cambió con el acuerdo del Consejo Superior Universitario número 39-91-95-IX de fecha 4 de junio de 1992, en el cual se nombra a los centros regionales como facultades multidisciplinarias. Desde entonces la planificación de la Facultad Multidisciplinaria Oriental es realizada por la unidad correspondiente de dicha facultad; siendo el desarrollo físico parte de sus obligaciones, incluyendo servicios básicos como el sistema hidráulico, cuyo historial existente está formado únicamente por dos juegos de planos, de proyectos diferentes; debido a que parte de los archivos de la Unidad de Planificación Central y del Centro Universitario de Oriente fueron destruidos. El primer diseño fue ejecutado en 1972 del cual no existe información del responsable del diseño conociéndose únicamente que el consultor y supervisor del proyecto fueron el Ing. Oscar Amaya Rodríguez y el Arq. Mario A. Martínez respectivamente.

CUADRO N° 3.3

ESTACION: EL PAPALON
INDICE: M - 6
DEPARTAMENTO: SAN MIGUEL

LATITUD NORTE: 13° 26'
LONGITUD OESTE: 88° 08'
ELEVACION: 80 msnm.

ELEMENTO: PRECIPITACION (mm)

Año/Ítem	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANUAL
1960	1	2	1	26	156	276	201	225	301	200	43	2	1434
1961	1	1	0	26	120	276	201	225	301	200	43	2	1396
1962	0	0	0	22	80	317	137	175	364	325	72	0	1492
1963	0	10	0	15	186	250	302	219	383	182	204	0	1751
1964	0	0	0	10	94	280	271	226	191	185	5	2	1264
1965	0	0	0	27	317	340	203	300	428	103	1	0	1719
1966	0	16	0	3	65	302	216	323	219	107	0	0	1251
1967	0	7	12	64	176	317	120	224	307	113	5	0	1345
1968	0	0	0	6	174	276	116	109	340	202	21	2	1246
1969	1	0	0	29	145	208	251	261	539	185	43	2	1664
1970	0	1	1	30	127	358	320	181	232	251	25	20	1546
1971	1	0	0	33	79	137	162	246	284	216	17	0	1175
1972	0	0	0	65	311	67	129	161	129	247	102	0	1211
1973	0	0	0	16	124	288	127	300	276	489	36	1	1657
1974	2	0	0	0	179	347	160	182	472	187	2	0	1531
1975	2	0	3	0	173	118	135	283	421	186	108	0	1429
1976	0	0	0	77	119	490	60	160	234	203	14	0	1357
1977	0	0	0	19	103	269	10	185	127	49	39	8	809
1978	0	1	12	57	110	121	286	256	403	97	18	24	1385
1979	0	0	0	33	44	313	228	343	293	212	34	3	1503
1980	8	0	0	22	358	487	361	257	271	270	12	0	2046
1981	0	1	1	41	262	365	212	178	344	219	4	30	1657
1982	2	4	0	4	330	212	138	59	502	136	17	1	1405
1983	0	0	11	28	47	230	115	226	308	175	60	26	1226
1984	0	0	1	4	115	308	365	186	264	166	20	0	1429
1985	0	0	0	38	92	202	289	289	179	198	237	0	1524
1986	0	5	0	0	254	184	163	240	271	199	38	0	1354
1987	1	0	29	4	109	266	377	276	188	9	4	2	1265
1988	0	2	1	22	168	457	348	623	452	213	70	0	2356
1989	0	0	0	59	146	315	370	272	595	112	87	5	1961
1990	0	7	11	47	124	179	152	191	345	259	108	16	1439
1991	1	0	9	16	140	390	35	190	281	224	4	14	1304
1992	0	0	23	55	108	242	212	180	527	126	14	4	1491
1993	2	0	2	65	364	264	122	305	428	120	11	0	1683
1994	0	1	0	74	102	60	68	251	350	162	124	1	1193
1995	0	0	7	48	96	214	205	264	382	285	0	5	1506
1996	2	1	1	20	402	178	350	224	272	193	42	0	1686
PROMEDIO	0.8	1.9	1.3	27.2	166.6	278.9	189.0	220.8	320.0	207.3	37.6	4.4	1446.7
D.S.	7.7	4.0	3.4	27.5	90.0	104.6	84.8	67.7	109.3	89.9	46.8	8.6	248.5
MAXIMA	8.0	16.0	12.0	77.0	358.0	490.0	367.0	343.0	539.0	489.0	204.0	24.0	2046.0
MINIMA	0.0	0.0	0.0	0.0	44.0	67.0	70.0	59.0	127.0	49.0	0.0	0.0	809.0

CUADRO N° 3.4a

ESTACION : EL PAPALON

INDICE : M-6
 UBICACION: 13° 30' N
 88° 11' W
 ELEVACION: 140 m.s.n.m

LEMENTO : Intensidad de Precipitación Maxima Annual (absoluta) en mm / minuto para diferentes períodos.
 Período en minutos

PERIODO AÑO	5	10	18	20	38	45	60	90	120	150	180	240	360
1961	4.080	2.660	2.300	2.150	1.870	1.480	1.170	0.810	0.610	0.520	0.400	0.170	0.140
1962	2.040	1.580	1.350	1.300	1.090	0.890	0.720	0.490	0.370	0.300	0.250	0.210	0.110
1963	2.040	2.110	1.920	1.580	1.330	1.190	1.010	0.930	0.350	0.280	0.240	0.230	0.120
1964	2.040	1.920	1.810	1.740	1.680	1.420	1.140	0.800	0.680	0.580	0.440	0.340	0.270
1965	2.100	2.030	1.920	1.670	1.300	0.920	0.760	0.510	0.390	0.320	0.280	0.230	0.180
1966	2.440	2.210	2.130	1.960	1.530	1.170	0.920	0.720	0.290	0.090	0.080	0.070	0.060
1967	5.440	3.780	3.170	2.710	1.880	1.500	1.150	0.990	0.520	0.500	0.360	0.270	0.190
1968	2.540	2.040	1.740	1.710	1.230	0.930	0.750	0.640	0.310	0.260	0.220	0.170	0.130
1969	3.720	2.820	2.450	1.870	1.260	0.900	0.630	0.430	0.290	0.270	0.260	0.170	0.070
1970	2.780	2.560	2.330	2.120	1.540	1.070	0.820	0.720	0.560	0.450	0.390	0.310	0.150

CUADRO N° 3.4b

ESTACION : EL PAPALON

INDICE : M-6
 UBICACION: 13° 26.6' N
 88° 07.4' W
 ELEVACION: 80 m.s.n.m

LEAMENTO : Intensidad de Precipitación Maxima Annual (absoluta) en mm / minuto para diferentes períodos.

Período en minutos

PERIODO AÑO	5	10	18	20	38	45	60	90	120	150	180	240	360
1974	2.940	2.700	2.180	1.920	1.450	1.050	0.890	0.630	0.470	0.490	0.470	0.390	0.290
1975	2.540	2.040	1.510	1.280	1.060	0.800	0.630	0.370	0.290	0.250	0.220	0.160	0.130
1976	2.600	1.800	1.540	1.340	1.100	0.890	0.710	0.510	0.410	0.410	0.400	0.350	0.270
1977	2.700	1.910	1.520	1.420	1.010	0.690	0.520	0.350	0.270	0.220	0.190	0.150	0.110
1978	2.800	2.200	1.940	1.750	1.740	1.450	1.410	1.170	1.030	0.840	0.740	0.590	0.410
1979	2.980	2.450	2.100	1.860	1.370	1.090	1.080	0.780	0.600	0.480	0.400	0.190	0.150
1980	2.150	1.980	1.920	1.630	1.370	1.220	0.970	0.680	0.520	0.430	0.360	0.300	0.210
1981	2.000	1.940	1.940	1.655	1.557	1.284	1.122	0.764	0.581	0.535	0.504	0.162	0.087
1982													
1983	2.380	1.940	1.550	1.620	1.450	1.040	0.870	0.600	0.470	0.410	0.360	0.290	0.250

El segundo diseño esta contemplado dentro del " Plan Maestro del Centro Universitario de Oriente", presentado por el Arquitecto Valerio Montes en 1979; siendo responsable el Ing. M.C.D. Angel Manrique Silva Aguirre.

a) Sistema de Abastecimiento de Agua

En ambos diseños se plantea para el sistema de abastecimiento una fuente propia y no conexión al sistema de A.N.D.A.; el primero solo presenta la planta de ubicación de un pozo haciendo la aclaración de que será perforado; el diseño del Ing. Silva Aguirre establece con precisión la posición del pozo a perforar, agregándose el detalle del mismo conteniendo profundidad de nivel freático y potencia de la bomba vertical a utilizar.

El almacenamiento sólo es contemplado en el diseño de 1972, en el cual se plantean dos tanques elevados metálicos, pero sin mayor información que los niveles de los mismos; el del año 1979 plantea un tanque de succión o cisterna, pero esto no es un dispositivo de almacenamiento.

De la red de distribución existen los dos diseños completos, en ambos casos como red cerrada, apegada a su respectivo desarrollo físico.

b) Sistema de Aguas Negras

En lo que respecta al sistema de aguas negras, los diseños plantean soluciones distintas de disposiciones de estas. La plasmada en el primer diseño es por medio de veinte pozos de absorción, mientras que el segundo propone una laguna de oxidación para tratar las aguas antes de ser dispuestas en el río El Jute.

c) Sistema de Aguas Lluvias

El sistema de aguas lluvias sólo está contemplado en el Plan Maestro del Arq. Montes, el cual trasladaría las descargas pluviales hacia la escorrentía natural y solamente un ramal depositaría directamente en el mismo río que las aguas negras.

3.1.1.2-Obras Hidráulicas

Las primeras instalaciones hidráulicas fueron construidas a finales de la década de los sesenta, como complemento de las obras físicas construidas alrededor del casco de la hacienda del entonces C.U.O., para satisfacer de manera inmediata las necesidades del momento.

Entre 1979 y 1980, se iniciaron obras hidráulicas contempladas en el Plan Maestro del Arq. Valerio Montes, pero se suspendió su construcción por la intervención militar de la U.E.S. y sus centros regionales; lo único que se instalo de acuerdo al plan y simultáneamente con la construcción de los módulos de aulas, auditorio y calle de acceso principal fue un sistema de aguas lluvias.

En la década de los 80 se iniciaron más trabajos de esta índole, los cuales no están contemplados en ninguno de los diseños anteriormente mencionados. Siendo los de mayor relevancia: el sistema hidroneumático para 2 pozos excavados a mano (pozos existentes), un tanque elevado mediano, 3 tanques pequeños prefabricados y tres sistemas de fosas sépticas con pozo de absorción.

A principios de los noventa se instalaron dos equipos de bombeo sumergibles para sustituir los existentes.

En 1997 se construyeron dos pozos de absorción como medida paliativa de la saturación y rebalse presentado por el existente.

3.1.4 Proyectos Hidráulicos Futuros.

El Plan Maestro de agua potable y alcantarillados sanitarios de la ciudad de San Miguel, que se encuentra en la fase de revisión y complementación de los estudios de factibilidad y elaboración de diseños finales de ingeniería, tiene su planificación proyectada hasta el año 2025, dividiéndose en tres etapas de diez años cada una:

Primera etapa	1996 - 2005
Segunda etapa	2006 - 2015
Tercera etapa	2016 - 2025

Para el estudio de la ciudad, ésta se subdivide mediante zonas; (la zona alta, zona media y zona baja), para nuestro caso interesa la zona baja que comprende la parte Sur de la ciudad.

a) Agua Potable

Lo correspondiente al agua potable se desarrolla en el Plan Maestro, considerando en primer lugar la zona y posteriormente las etapas de dicho plan.

Para la zona baja se plantea que en la primera etapa no se realizará ninguna obra para el abastecimiento. En la segunda etapa se desarrollaran las obras de tres pozos en el acuífero del río El Jute; y posteriormente en la tercera se construirán tres pozos más para el abastecimiento.

En la actualidad la A.N.D.A. está implementando medidas que conlleven a la construcción de un tanque ubicado en el cerro El Brujo(en un lugar conocido como El Manguito); éste se había planificado se abasteciera de un manantial de nombre La Presa, pero lo anterior cambio y las nuevas proyecciones indican como fuente de abastecimiento el acuífero El Jute; dicho tanque dará cobertura de agua potable para la zona Sur de la ciudad(ver plano 3.3).

b) Aguas Negras

La administración tiene proyectado para el año 2000,(según el Plan Maestro de desarrollo urbano de la ciudad de San Miguel, 1981), la instalación de tuberías para aguas negras en el tramo comprendido entre el desvío Los Leones hasta la F.M.O., con la finalidad de disponerlas en el Río Grande, pasando antes por una planta de tratamiento, lo que colectará todo el efluente de la ciudad. A éstas alturas no se ha realizado obra alguna, por lo que el Plan Maestro de Alcantarillado Sanitario ha retomado dicha proyección no ejecutada, dentro de sus proyecciones futuras.

En dicho plan, elaborado para el período 1996 – 2025, se plantea una serie de estaciones de bombeo (siete en total, las cuales se identifican en el plano N° 3.4 con la nomenclatura A1, A2, etc.), colocadas en las riberas del Río Grande de San Miguel, las cuales impulsarán las aguas residuales hacia la planta de tratamiento mencionada, ubicada cerca de la

carretera al Litoral, entre la F.M.O. y la confluencia del río Grande de San Miguel con el río El Jute. Dicha planta vertería los efluentes tratados al Río Grande como cuerpo receptor primario.

La planta de tratamiento se desarrollará de acuerdo a las etapas planteadas y a su demanda (caudal de aguas negras).

c) Aguas Lluvias

Se propone completar el sistema primario existente a medida que el crecimiento urbano de la ciudad lo requiera, ubicando colectores que atraviesen la ciudad en dirección de Occidente a Oriente para aprovechar la pendiente natural del terreno hacia el Río Grande. Debido a que el crecimiento al sur de la ciudad no ha llegado a inmediaciones de la Facultad se instalan tuberías hasta un kilómetro adelante del desvío "Los Leones" sobre la carretera al Litoral.

Actualmente se está desarrollando el plan Maestro de Aguas Lluvias para la ciudad de San Miguel, dicho plan se encuentra en la fase de investigación, nivel de inventario; la proyección comprende desde el año 1996 hasta 2016; el plan lo está elaborando la empresa consultora PADCO - ESCO.

3.1.5-Proyectos Complementarios.

a) Reconstrucción de la carretera al Litoral, tramo desvío Los Leones - desvío El Delirio. ⁵

El proyecto de reconstrucción se llevará a cabo a finales de mayo del 97, por la empresa italiana ASTALDI, consistiendo en una ampliación y recarpeteado completo del ancho de rodaje actual, incluyendo la implementación de obras para drenajes menores.

Los datos técnicos del proyecto indican que la Facultad esta ubicada entre la estación 2+098 y 2+585 del cadenamiento con origen en el desvío "Los Leones". El tramo de la estación 2+098 a la 2+440 tiene una pendiente de 0.798% y en él se ubica una alcantarilla con diámetro de 36" y longitud de 15.90 mts. Dicha alcantarilla descarga el agua lluvia proveniente de la

Facultad hacia una quebrada tributaria del río Grande de San Miguel. El tramo de la 2+440 a la 2+585 cuenta con una pendiente de 0.730% y dentro de él se encuentra una alcantarilla de 36" de diámetro y 16.30 mts. de longitud, que descarga a una quebrada en terrenos del Ingenio Chaparrastique. Esta evacua el escurrimiento proveniente del Departamento de Agronomía y parte de los campos experimentales y otro de 48" de diámetro y 16.50 mts. de longitud. Esta evacua el agua lluvia proveniente de los campos experimentales.

Paralelo a la carretera se construirán cunetas de forma triangular con revestimiento de mampostería de piedra.

b) Desarrollo físico de La F.M.O.

Se encuentran a nivel de factibilidad un edificio para el Departamento de Medicina, el cual tiene proyectado un sistema de fosa séptica y pozo de absorción; pero no se ha elaborado diseño de dicho sistema.

No existe por parte de la F.M.O un plan de desarrollo establecido y la oficina de Diseño y Supervisión de Proyectos Especiales de la U.E.S(Oficina Central); tiene únicamente una propuesta de zonificación, elaborada en coordinación con las autoridades de la F.M.O.⁶, lo cual se presenta en el plano 3.2.

Se están elaborando también dos propuestas a través de Trabajos de Graduación de la Escuela de Arquitectura de la F.I.A. La primera es de dos edificios (uno para biblioteca y el otro para aulas) y la otra versa sobre el desarrollo físico del Departamento de Agronomía de la F.M.O.

⁵ Fuente: Empresa Consultora Ortega y Cia. Class. Latino Americano Asociados. Planos Constructivos de la Reconstrucción de la Carretera San Miguel – El Delirio.

⁶ Fuente: Arq. Ligia Cansino, Jefe del Departamento de Diseño y Supervisión de Proyectos de la U.E.S.

3.2-INVENTARIO.

3.2.1- INFRAESTRUCTURA EXISTENTE.

La Facultad cuenta en la actualidad con un área construida de 3323 mts² incluyendo construcciones planificadas en proyectos específicos y construcciones provisionales las cuales se encuentran distribuidas de la siguiente manera:

Edificio de aulas y auditorio	1121	mts ²
Aulas provisionales	862	mts ²
Administración	742	mts ²
Servicios generales	180	mts ²
Circulación y plazas	3580	mts ²
Biblioteca	198	mts ²

* La información anterior fue tomada del Informe de Autoevaluación de la F.M.O.

3.2.2- Energía Eléctrica.

La Facultad se abastece de la línea primaria que está ubicada a lo largo de la carretera al Litoral en el costado Oriente de la mayor extensión del terreno.

Existen dos acometidas con voltaje de 220 voltios: una para la zona académica y otra para los campos experimentales, las que están formadas por un posteo para cables de alta tensión hasta llegar a un transformador de donde se distribuye a las zonas construidas y calles alternas.

3.2.3-Historial de Población de La F.M.O.

La población de la Facultad está conformada por tres sectores: administrativo, docente y estudiantil.

Los administrativos son los que tienen una permanencia constante durante los días y horas laborales; mientras que los fines de semana permanece únicamente el personal de vigilancia y tres ordenanzas realizando turnos. Durante la noche únicamente se encuentra dentro de la Facultad el personal de vigilancia.

CUADRO 3.4-POBLACION ADMINISTRATIVA

Año	Nº de Administrativos
1989	89
1990	93
1991	100
1992	97
1993	112
1995	105
1996	85
1997	86

Fuente : Unidad de Planificación de la F.M.O

Los docentes están clasificados en función del tiempo de permanencia, para el cual han sido contratados, así existen los tiempos completos con una jornada diaria de 8 horas, y semanal de 40 horas; los medio tiempo tienen la mitad de la jornada antes descrita, y los cuarto de tiempo la mitad de esta última.

CUADRO 3.5 -POBLACION DOCENTE POR PERMANENCIA

AÑO	TC	MT	¼T	TOTAL
1995	133	26	1	160
1997	125	27	1	153

Fuente : Unidad de Planificación de la F.M.O

De los años anteriores, el registro que se pudo obtener es por total de docentes, sin incluir el tiempo para el cual habían sido contratados.

CUADRO 3.6 - POBLACION DOCENTE

Año	Docentes
1989	133
1990	139
1991	147
1992	146
1993	141

Fuente: Unidad de Planificación de la F.M.O

El sector estudiantil, es el más numeroso y tiene una presencia irregular dentro de la Facultad. La base obtenida corresponde a los alumnos inscritos en el ciclo impar, tomándose como parámetro anual, por ser el primer ciclo del año.

CUADRO 3.7 - POBLACION ESTUDIANTIL

Año	Alumnos
1992	2325
1993	2632
1994	2661
1995	2447
1996	2509
1997	2785

Fuente : Unidad de Planificación de la F.M.O

3.2.4- Inventario Hidro-Sanitario de La Facultad Multidisciplinaria Oriental

3.2.4.1-Abastecimiento de Agua.

La facultad cuenta en la actualidad con dos sistemas, los cuales abastecen a dos zonas distintas: la zona del departamento de agronomía (zona Sur) y la zona académica junto al acceso principal (zona Norte).

Zona Académica Norte.

a) Fuentes de Abastecimiento.

El abastecimiento se realiza mediante un pozo artesanal ubicado en el parqueo Poniente frente al edificio conocido como El Riñón (ver plano N° 3.5). Este tiene una profundidad de 12.20 mt. , hasta el nivel estático del agua y penetración en el acuífero de 3.40 mts., identificándose dos diámetros: el primero ademado (tubo de concreto) de 1.0 mts. y el segundo de 0.68 mts. dentro del acuífero.

La producción de agua que proporciona el pozo se obtuvo a través de un aforo volumétrico (como se detalla en el anexo N° 3.4). Los datos obtenidos en el campo y los resultados se muestran en el cuadro N° 3.8.

CUADRO N° 3.8- RESUMEN DE AFORO

PRUEBA N°	TIEMPO DE BOMBEO	TIEMPO DE RECUPERACION	DIAMETROS (mts.)		PROFUNDIDAD DEL ACUIFERO (mts.)		VOLUMEN (mts ³)		CAUDAL (lts/seg.)
			1	2	h1	h2	v1	v2	
1	30'	30' 10"	1.00	0.68	0.94	0.05	0.74	0.02	0.36
2	30'	33' 01"	1.00	0.68	0.88	0.59	0.69	0.21	0.46
3	30'	33' 06"	1.00	0.68	0.88	0.66	0.69	0.24	0.47
								Promedio:	0.43

Simbología h1 = altura medida sobre el diámetro ademado.
 h2 = altura medida sobre el diámetro sin ademe.
 v1 = volumen de agua medido en el tramo ademado.
 v2 = volumen de agua medido en el tramo sin ademe.

En el pozo mencionado funciona actualmente una bomba sumergible con una potencia de 1 HP, la que opera automáticamente; complementa lo anterior el equipo antiguo el cual se ha dejado instalado, para funcionar en caso de emergencia, este último tiene la misma potencia que el primero.

El resumen de los equipos de bombeo se presentan en el cuadro N° 3.9 y se ilustran en la fotografía I-1.

Es de hacer notar que este pozo tiene una caseta, para protegerlo a él y a su equipo de bombeo del medio.

**CUADRO 3.9- RESUMEN DE INSTALACIONES DE BOMBEO DE LA ZONA
ACADEMICA NORTE.**

DESCRIPCION	UNIDADES	ESTADO
CASETA DE BOMBEO	1	Buen Estado
EQUIPO DE BOMBEO (1 HP), SUPERFICIAL	1	Mal Estado
EQUIPO DE BOMBEO (1 HP), SUMERGIBLE	1	Buen Estado
VALVULA DE CONTROL	2	Buen Estado
MANOMETRO	1	Buen Estado
TANQUE HIDRONEUMATICO	1	Buen Estado
FILTROS TIPO DOMESTICO	3	Buen Estado
CONTROL ELECTRICO	2	Buen Estado

a) Tratamiento del agua para el consumo.

En la actualidad, en lo que respecta al ramal que abastece al edificio El Riñón y el departamento de Biología, el agua suministrada recibe un tipo de tratamiento, el cual consiste en tres dispositivos de filtración, colocados en serie al inicio de la tubería principal de alimentación de la red (ver fotografía I-2).

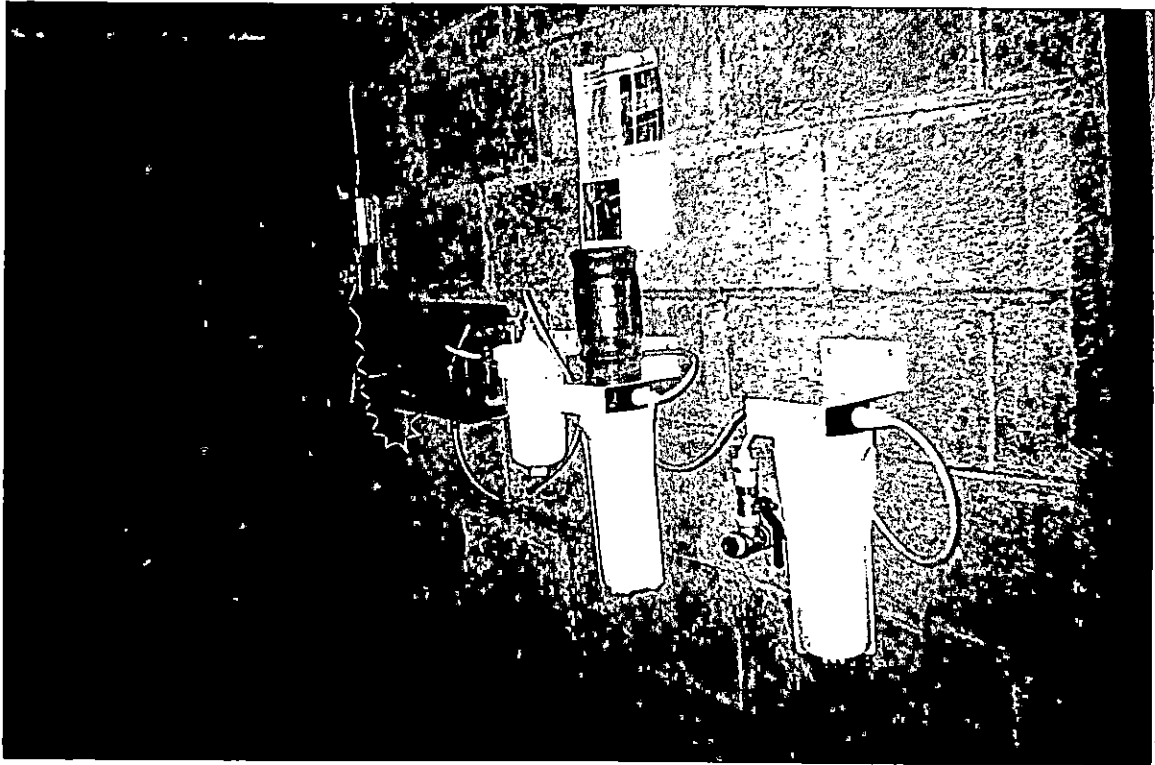
Para el resto de la red de distribución incluyendo las de la zona Sur no se utiliza ningún tratamiento, ya que el agua es conducida directamente desde los pozos hasta los sitios de consumo final.

FOTOGRAFIA I-1



Equipo de Bombeo existente en la Zona Academica Norte

FOTOGRAFIA I-2



Sistema de filtración para el agua de consumo, del pozo ubicado en la Zona Académica Norte.

Hay que hacer notar que no existía un estudio de calidad del agua de los pozos de las dos zonas, con lo cual se sustentara si el agua es apta para consumo humano o el tipo de tratamiento necesario para asegurarlo. Por ello, dichos análisis se solicitaron al A.N.D.A y los resultados se presentan a continuación, en el cuadro N° 3-10 y N° 3-11 con la determinación de parámetros físicos y químicos y el cuadro N° 3-12 y N° 3-13 con el análisis bacteriológico

b) Almacenamiento.

No existe almacenamiento en el sistema, existiendo solamente dos tanques prefabricados de fibrolit, uno para el laboratorio de Química y otro en el cafetín N° 6. La capacidad de dichos tanques es de 1.2 mts³ y son abastecidos a través de tuberías de P.V.C. de ¾" que forman parte de la red existente(ver plano 3.5).

c) Distribución.

La red de distribución que abastece la zona es de tipo abierta, la cual se ha extendido según las necesidades que el desarrollo físico ha demandado. La distribución parte desde la ubicación del pozo en dos ramales. El primero hacia la zona del Departamento de Biología y edificio El Riñón y el segundo hacia los módulos de aulas, auditorio, zona de Biblioteca y Laboratorio de Química.

Departamento de Biología y Edificio El Riñón. La red comprendida en el departamento de Biología abastece a las dos baterías de servicios sanitarios y a nueve grifos ubicados en sus salones por medio de tuberías de ¾" de P.V.C.

De la tubería principal que abastece el departamento se realizaron dos derivaciones, una de las cuales abastece a cuatro grifos ubicados alrededor de la administración financiera, extendiéndose hasta el tanque del cafetín N° 6, con tubo de P.V.C de ¾" y la otra rama abastece los servicios sanitarios del edificio (ubicados en la primera y segunda planta) por medio de una acometida con tubería de P.V.C. de ½"(ver plano 3.5).

CUÁDRO N° 3.10

ADMINISTRACION NACIONAL DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS
DEPARTAMENTO DE CONTROL SANITARIO
CONTROL DE CALIDAD FISICO QUIMICA DEL AGUA

RESULTADOS ANALITICOS

REFERENCIA: F.Q.080.97

CODIGO **SM01**
DIRECCION **FOZO, OFICINA ADMITIVA/F.M.O.- U.E.S.**
DEPARTAMENTO **SAN MIGUEL**
MUNICIPIO **SAN MIGUEL**
FECHA DE MUESTREO **11-09-97**

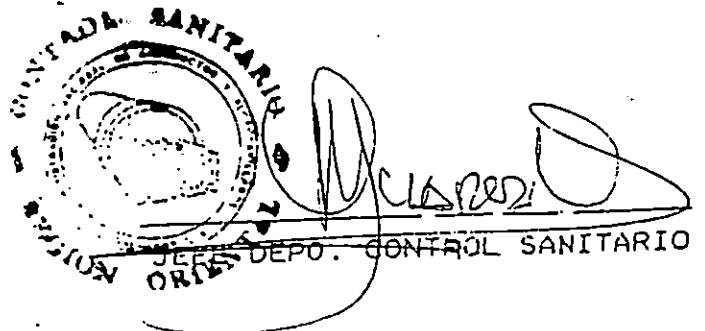
CARACTERISTICAS FISICAS Y SUSTANCIAS QUIMICAS

DETERMINACION	RESULTADOS	UNI.	DETERMINACION	RESULTADOS	UNI.
PH	7.1	-	ALCALINIDAD TOTAL (Ca Co3)	330.4	mg/l
OLOR	Normal	-	DUREZA TOTAL (Ca Co3)	270.6	mg/l
COLOR APARENTE	5	-	BIOXIDO DE CARBONO	30.6	mg/l
COLOR VERDADERO	5	-	CONDUCTIVIDAD 25°	800.0	umhos/cm
TEMPERATURA	27	°C	CLORO RESIDUAL	-----	mg/l
TURBIEDAD	10	UNT	INDICE LANGELIER	-----	-
SOLI. TOT. DIS.	103	mg/l	ALCALINIDAD AL BICAR. DE SODIO O POTASIO	59.8	mg/l
			DUREZA CARBONATADA	270.6	mg/l
			DUREZA NO CARBONATADA	0.0	mg/l

CALCIO	79.44	mg/l	CARBONATOS	0.0	mg/l
MAGNESIO	17.49	mg/l	BICARBONATOS	270.6	mg/l
HIERRO TOTAL	0.0	mg/l	HIDROXIDOS	0.0	mg/l
HIERRO DISUELTO	0.0	mg/l	CLORUROS	36.0	mg/l
MANGANESO TOTAL	0.0	mg/l	SULFATOS	1.290	mg/l
MANGANESO DISU.	0.0	mg/l	NITRATOS (NO3)	-----	mg/l
			SILICE (SI02)	0.168	mg/l
			FLUORUROS	-----	mg/l

OBSERVACIONES Y COMENTARIOS: PARAMETROS ANALIZADOS DENTRO DE LO PERMISIBLE SEGUN NORMA CAPRE.-

SAN SALVADOR, 03-10-97



CUADRO N° 3.11

ADMINISTRACION NACIONAL DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS
 DEPARTAMENTO DE CONTROL SANITARIO
 CONTROL DE CALIDAD FISICO QUIMICA DEL AGUA

RESULTADOS ANALITICOS

CODIGO SM01
 DIRECCION Pozo, Fac. Agronomía F/M/O.- U.E.S.
 DEPARTAMENTO SAN MIGUEL
 MUNICIPIO SAN MIGUEL
 FECHA DE MUESTREO 11-09-97

REFERENCIA F.Q.081.97

CARACTERISTICAS FISICAS Y SUSTANCIAS QUIMICAS

DETERMINACION	RESULTADOS	UNI.	DETERMINACION	RESULTADOS	UNI.
PH	7.1	-	ALCALINIDAD TOTAL (Ca Co3)	306.4	mg/l
OLOR	Normal	-	DUREZA TOTAL (Ca Co3)	272.6	mg/l
COLOR APARENTE	5	-	BIOXIDO DE CARBONO	29.6	mg/l
COLOR VERDADERO	5	-	CONDUCTIVIDAD 25°	770.0	umhos/cm
TEMPERATURA	26	°C	CLORO RESIDUAL	---	mg/l
TURBIEDAD	10	UNT	INDICE LANGELIER	---	-
SOLI. TOT. DIS.	106	mg/l	ALCALINIDAD AL BICAR. DE SODIO O POTASIO	33.8	mg/l
			DUREZA CARBONATADA	272.6	mg/l
			DUREZA NO CARBONATADA	0.0	mg/l

CALCIO	71.04	mg/l	CARBONATOS	0.0	mg/l
MAGNESIO	23.08	mg/l	BICARBONATOS	272.6	mg/l
HIERRO TOTAL	0.0	mg/l	HIDROXIDOS	0.0	mg/l
HIERRO DISUELTO	0.0	mg/l	CLORUROS	26.2	mg/l
MANGANESO TOTAL	0.0	mg/l	SULFATOS	1.125	mg/l
MANGANESO DISU.	0.0	mg/l	NITRATOS (NO3)	0.128	mg/l
			SILICE (SiO2)	1.123	mg/l
			FLUORUROS	---	mg/l

OBSERVACIONES Y COMENTARIOS: PARAMETROS ANALIZADOS DENTRO DE LO PERMISIBLE SEGUN NORMA CAPRE.-

SAN SALVADOR, 03-10-97



[Handwritten signature]

DEPO. CONTROL SANITARIO

CUADRO N° 3.12

ADMINISTRACION NACIONAL DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS
REGION ORIENTAL
LABORATORIO CONTROL SANITARIO
RESULTADOS DE ANALISIS BACTERIOLOGICOS

CODIGO: SMO1.BACT. 0878.97 IDENTIFICACION DE MUESTRA: 2
NOMBRE DE EL SOLICITANTE: F.M.O. U.E.S. SAN MIGUEL
DIRECCION DE EL SOLICITANTE: KM 144 C.LITORAL S. M.
LUGAR Y DIRECCION DE TOMA: RED OFIC. ADMINISTRATIVAS CTON. EL JUTE SN.MIGUEL

ECHA DE TOMA DE MUESTRA: 11/09/97 HORA DE TOMA: 945
ECHA DE ANALISIS: 11/09/97 HORA DE ANALISIS: 1200
METODO: T.M MEDIO DE CULTIVO: F-LMX CLORO RESIDUAL: -----

RESULTADOS

COLIFORMES TOTALES: >16
COLIFORMES FECALES: <2.2

OPINION DE RESULTADO: NO POTABLE

OBSERVACIONES:
SE RECOMIENDA CLORACION CONSTANTE

SAN MIGUEL, 30 Septiembre

JEFE DEL LABORATORIO



ADMINISTRACION NACIONAL DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS
REGION ORIENTAL
LABORATORIO CONTROL SANITARIO
RESULTADOS DE ANALISIS BACTERIOLOGICOS

COD: J: SMO1.BACT. 0877.97 IDENTIFICACION DE MUESTRA: 1
NOMBRE DE EL SOLICITANTE: F.M.O-U.E.S. SAN MIGUEL
DIRECCION DE EL SOLICITANTE: KM 144 C.LITORAL, S.M
LUGAR Y DIRECCION DE TOMA: POZO OFICINA ADMINISTRATIVA, CTON. EL JUTE S.M.

ECHA DE TOMA DE MUESTRA: 11/09/97 HORA DE TOMA: 945
ECHA DE ANALISIS: 11/09/97 HORA DE ANALISIS: 1200
METODO: T.M MEDIO DE CULTIVO: F-LMX CLORO RESIDUAL: -----

RESULTADOS

COLIFORMES TOTALES: >16
COLIFORMES FECALES: 9.0

OPINION DE RESULTADO: NO POTABLE

OBSERVACIONES:
NECESARIO EFECTUAR CLORACION CONSTANTE

SAN MIGUEL, 30 Septiembre

JEFE DEL LABORATORIO



CUADRO N° 3.13

ADMINISTRACION NACIONAL DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS
REGION ORIENTAL
LABORATORIO CONTROL SANITARIO
RESULTADOS DE ANALISIS BACTERIOLOGICOS

CODIGO:SM01.BACT. 0880.97 IDENTIFICACION DE MUESTRA:4
NOMBRE DE EL SOLICITANTE: F.M.O. U.E.S. SAN MIGUEL
DIRECCION DE EL SOLICITANTE: KM 144 C. LITORAL S. M.
LUGAR Y DIRECCION DE TOMA: RED. FAC. DE AGRONOMIA UES, SAN MIGUEL

FECHA DE TOMA DE MUESTRA:11/09/97 HORA DE TOMA:1030
FECHA DE ANALISIS:11/09/97 HORA DE ANALISIS:1200
METODO: T.M MEDIO DE CULTIVO: F-LMX CLORO RESIDUAL: -----

RESULTADOS


COLIFORMES TOTALES:>16
COLIFORMES FECALES:>16

OPINION DE RESULTADO: NO POTABLE

OBSERVACIONES:

EXISTE ELEVADA CONTAMINACION FECAL NECESARIO DESINFECTAR CON CLORO

SAN MIGUEL,30 Septiembre


JEFE DEL LABORATORIO



ADMINISTRACION NACIONAL DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS
REGION ORIENTAL
LABORATORIO CONTROL SANITARIO
RESULTADOS DE ANALISIS BACTERIOLOGICOS

CODIGO:SM01.BACT. 0879.97 IDENTIFICACION DE MUESTRA:3
NOMBRE DE EL SOLICITANTE: F.M.O. U.E.S. SAN MIGUEL
DIRECCION DE EL SOLICITANTE: KM.144 C. LITORAL S. M.
LUGAR Y DIRECCION DE TOMA: POZO FAC. AGRONOMIA UES, SAN MIGUEL

FECHA DE TOMA DE MUESTRA:11/09/97 HORA DE TOMA:1030
FECHA DE ANALISIS:11/09/97 HORA DE ANALISIS:1200
METODO: T.M MEDIO DE CULTIVO: F-LMX CLORO RESIDUAL: -----

RESULTADOS

COLIFORMES TOTALES:>16
COLIFORMES FECALES:>16

OPINION DE RESULTADO: NO POTABLE

OBSERVACIONES:

EXISTE ELEVADA CONTAMINACION FECAL NECESARIO DESINFECCION CONSTANTE

SAN MIGUEL,30 Septiembre


JEFE DEL LABORATORIO



ódulos de Aulas, Auditorio y Unidades Complementarias.

En esta red existen tres derivaciones partiendo de una tubería de P.V.C de 1" de diámetro:

a) Cafetines. Estos son abastecidos por una tubería de P.V.C. de ¾" ubicada al costado sur del acceso principal.

b) Módulos de aulas y auditorio. Esta derivación se abastece con una tubería de P.V.C de 1", atravesando el área verde de la zona y alimentando primeramente las baterías de servicios sanitarios del costado Norte del auditorio. Posteriormente la línea circunda al auditorio hasta alimentar las baterías del costado Sur.

c) Unidades complementarias. Aquí se abastece en diferentes puntos de la línea a tres grifos exteriores, así como a seis grifos interiores y a un tanque elevado, situado al costado sur del laboratorio de Química. Toda la red posee tubería de diámetro de ¾" de P.V.C.

Zona Académica Sur.

a) Fuentes de abastecimiento.

Al igual que para la zona Norte, esta se abastece por medio de un pozo artesanal, ubicado junto al antiguo casco de la hacienda. La profundidad de nivel estático se encuentra a 14.40 mt. , con una penetración en el acuífero de 5.0 mts. , y un diámetro de 1.2 mts. Este consta de una caseta, (ver fotografía I-3) y se le instaló una bomba sumergible en una potencia de 1 HP (ver fotografía I-4).

La ubicación se muestra en el plano 3.5 y el resumen de las instalaciones en el cuadro N° 3-14

El aforo de este pozo no se realizó, por suponer que presentaría las mismas características hidráulicas que el ubicado en la Zona Norte. Dicha suposición se basa en la ubicación relativamente cerca de los pozos entre sí, la pendiente suave del terreno, la similitud de los niveles estáticos y penetración en el acuífero entre los dos pozos.

FOTOGRAFIA I-3



Caseta de Bombeo y tanque de elevado, para el abastecimiento de agua de la Zona Académica Sur.

FOTOGRAFIA I-4



Equipo de Bombeo de la Zona Academica Sur

**CUADRO 3.14- RESUMEN DE INSTALACIONES DE BOMBEO DE LA ZONA
ACADEMICA SUR.**

DESCRIPCION	UNIDADES	ESTADO
CASETA DE BOMBEO	1	Buen Estado
EQUIPO DE BOMBEO (1 HP), SUMERGIBLE	1	Buen Estado
VALVULA DE CONTROL	1	Buen Estado
MANOMETRO	1	Buen Estado
TANQUE HIDRONEUMATICO	1	Buen Estado
CONTROL ELECTRICO	1	Buen Estado

b) Almacenamiento.

El departamento consta con dos tanques de almacenamiento ubicados junto a la caseta de bombeo.

El primero es un tanque elevado el cual es abastecido a través de una tubería de hierro galvanizado de diámetro 1 ½". Este tiene una capacidad de 3.28 mts³ y un radio de 0.80 mts. ; su estructura es metálica, posee una tubería de salida (Hierro Galvanizado) de diámetro de ¾" y otra de rebose de ¾", al pie del mismo se encuentran cajas de válvulas para regular el abastecimiento de la zona académica en cuestión y de la crianza de animales. El segundo tanque también es metálico, ubicado al nivel del suelo y alimentado por una tubería de P.V.C. con diámetro de 1 ½". Este presenta notables signos de deterioro ya que la estructura se encuentra carcomida y oxidada, por lo que su volumen de almacenamiento que podría ser de 6.40 mts³ se ha reducido a 4.0 mts³, con un radio de 1.12 mts.

c) Distribución.

La red de distribución que abastece la zona es de tipo abierta con tubería de P.V.C. de ¾". Esta se extiende hacia dos sectores, como se describe a continuación: una de ellas se encarga de abastecer la batería de servicios sanitarios y a tres grifos ubicados en la zona académica.

La otra derivación distribuye el agua de la siguiente manera: un ramal alimenta dos grifos ubicados en la zona de crianza Caprina, el otro conduce al establo donde se sitúa la

crianza bovina, el cual cuenta con tres grifos y existe otra extensión hacia el sector de la crianza porcina, con un grifo.

Para resumir la información descrita anteriormente, se presenta el cuadro N° 3-15, conteniendo el inventario del sistema de Abastecimiento de Agua de la F.M.O.

3.2.4.2-DISPOSICION DE AGUAS NEGRAS

En general la disposición de las aguas negras se realiza por medio de sistemas de fosa séptica y pozo de absorción, los cuales se describen a continuación.

Zona Académica Norte.

Módulos de Aulas y Auditorio. La captación se realiza mediante dos baterías de servicios sanitarios, ubicados al costado Norte y Sur del auditorio, que brindan servicio a los tres sectores de la población universitaria.

La conducción de las aguas negras hacia su tratamiento se realiza por medio de un colector primario, que cuenta con tuberías secundarias de cemento-arena de 8" de diámetro que confluyen en una línea ubicada en la calle de acceso principal que consta de tres pozos de visita y tuberías de cemento de 10".

El tratamiento y disposición de las aguas negras es por medio de un sistema de fosa séptica y pozo de absorción(ver plano 3.5). Debido a que el pozo de absorción construido originalmente presentaba rebalse, se estimó necesario solventar el problema construyendo a principios de 1997, dos pozos de absorción, que fueron conectados a la fosa original. (ver fotografía I-5).

La fosa séptica N° 1 cuenta con un área superficial, una profundidad de 3.0 mts. y sus pozos de absorción tienen diámetros de 1.0 metros y profundidad de 4.0 metros, ambos.

Departamento de Biología y Edificio El Riñón. El Departamento de Biología consta de una batería de servicios sanitarios, que sirven al personal administrativo y docente, de este sector.

CUADRO Nº 3-15 INVENTARIO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

ZONA	ELEMENTO	TUBERIAS		GRIFOS	ENTRONQUE DE TUB.	CAJAS DE VALVULAS	
		MATERIAL	DIAMETROS (pul.)	CANTIDAD	CANTIDAD	CANTIDAD	ESTADO
ACADEMICA NORTE							
	DPTO. DE BIOLOGIA	HoFo y P.V.C	3/4	14	1	1	F. de M.
	LAB. DE MEDICINA	P.V.C	3/4	1			
	ADMN. FINANCIERA	P.V.C y Ho Go.	3/4	4	1		
	EDIFICIO EL RIÑON	P.V.C	1/2	1	4	2	B. E.
	CAFETIN Nº1	P.V.C	3/4	1			
	CAFETIN Nº2	P.V.C	3/4	2			
	CAFETIN Nº3						
	CAFETIN Nº4	P.V.C	3/4	1			
	CAFETIN Nº5	HoGo	3/4	1			
	CAFETIN Nº6	HoGo y P.V.C	3/4	3		1	F. de M.
	AULA PROVISIONAL Nº 1	P.V.C	3/4	1			
	AULA PROVISIONAL Nº 2						
	AULA PROVISIONAL Nº 3						
	MODULO DE AULAS Nº 1	P.V.C.	1	12	1	1	M. E.
	MODULO DE AULAS Nº 2	P.V.C	1	12	1	1	ME
	AUDITORIO	P.V.C	1	2	2		
	BIBLIOTECA	P.V.C	3/4	2	1		
	LABORATORIO DE QUIMICA	P-V.C	3/4	9			
	AULAS DE DERECHO Nº 1						
	AULAS DE DERECHO Nº 2						
ACADEMICA SUR							
	AULAS DE AGRONOMIA Nº 1						
	AULAS DE AGRONOMIA Nº 2	P.V.C	3/4	1			
	DEPARTAMENTO DE AGRONOMIA	P.V.C	3/4	2	1		
	EX-CASCO DE LA HACIENDA						
	SERVICIOS SANITARIOS DE AGRO.	P.V.C	3/4	2	2	1	B.E
	ESTABLOS CRIANZA BOVINA	P.V.C	3/4	3	1		
	ESTABLOS CRIANZA CAPRINA	P.V.C	3/4	3			
	ESTABLOS CRIANZA PORCINA	P.V.C	3/4	1			

Simbologia : B.E = Buen Estado F. de M. = Falta de Mantenimiento

FOTOGRAFIA I-5



Pozo de absorción, construido a principios de 1997, en la Zona Académica Norte

El Riñón cuenta con 4 baterías de servicios sanitarios, ubicándose dos de ellas en el primer nivel y las restantes en el segundo.

Tanto para el departamento de Biología como para El Riñón, se conducen las aguas negras por tuberías de cemento-arena de 4", directamente al sistema de tratamiento.

El tratamiento que se le aplica a las aguas negras en este sector consiste en un sistema formado por una trampa de grasa, la fosa séptica N° 2 y un pozo de absorción.

Las dimensiones de los componentes son las siguientes:

Trampa de grasa: 1.4 y 1.0 *mts.* de profundidad.

Fosa Séptica : de área superficial y 3.0 *mts.* de profundidad.

Pozo de Absorción: diámetro de 1.0 *mts.* y 4.0 *mts.* de profundidad.

Otro sector de interés es el correspondiente a los cafetines, ya que la generalidad de ellos, descargan las aguas servidas en una zona de estancamiento. La conducción se realiza ya sea a través de tuberías de cemento-arena de 4" (las cuales se ubican superficialmente), o por canaletas construidas de mampostería de ladrillo repelladas.

Zona Académica Sur.

Consta de una batería de servicios sanitarios que sirve a todo el personal del departamento de agronomía. La conducción se realiza a través de un tramo de tubería de cemento-arena de 6" hacia el sistema de tratamiento, consistente en la fosa séptica N° 3 y un pozo de absorción, de los cuales el último presenta rebalse.

Las dimensiones de los componentes son las siguientes:

Fosa Séptica : 17.5 *mts.*² de área superficial y 3.0 *mts.* de profundidad.

Pozo de Absorción: diámetro de 1.0 *mts.* y 4.0 *mts.* de profundidad.

De todo lo mencionado anteriormente se presenta un resumen del inventario en el cuadro N° 3.16

CUADRO N° 3-16 INVENTARIO DEL SISTEMA DE AGUAS NEGRAS

ZONA	ELEMENTO	TUBERIAS		CANALETAS MATERIAL	SERVICIOS SANITARIOS		URINARIOS		LAVAMANOS		CAJAS DE REGISTRO		TRATAMIENTO		DISPOSICION
		MATERIAL	DIAMETROS (pul)		CANTIDAD	ESTADO	CANTIDAD	ESTADO	CANTIDAD	ESTADO	CANTIDAD	ESTADO	CANTIDAD	ESTADO	
ACADEMICA NORTE															
	DPTO. DE BIOLOGIA	cemento-arena	4		4	B.E.			2	B.E.			fosa septica N° 2	funcional	pozo de absorcion N°3
	LAB. DE MEDICINA														
	ADMON. FINANCIERA														
	EDIFI. EL RIÑON	cemento-arena	4		7	B.E.			7	B.E.			fosa septica N° 2	funcional	pozo de absorción N°3
	CAFETIN N°1			M. de L. R.											terreno natural
	CAFETIN N°2			M. de L. R.											terreno natural
	CAFETIN N°3														terreno natural
	CAFETIN N°4	cemento-arena	4												terreno natural
	CAFETIN N°5														tragante de A.L.L.
	CAFETIN N°6			terreno natural											terreno natural
	AULA PROVISIONAL N° 1														
	AULA PROVISIONAL N° 2														
	AULA PROVISIONAL N° 3														
	MODULO DE AULAS N° 1	cemento-arena	8		11	regular	1	regular	10	B.E.	1	B.E.	fosa séptica N°1	funcional	pozo de absorcion N° 1 y N° 2
	MODULO DE AULAS N° 2	cemento-arena	8		11	regular	1	regular	10	B.E.	1	B.E.	fosa séptica N°1	funcional	pozo de absorcion N° 1 y N° 2
	AUDITORIO														
	BIBLIOTECA														
	LABORATORIO DE QUIMICA														
	AULAS DE DERECHO N° 1														
	AULAS DE DERECHO N° 2														
ACADEMICA SUR															
	AULAS DE AGRONOMIA N° 1														
	AULAS DE AGRONOMIA N° 2														
	DEPARTAMENTO DE AGRONOMIA														
	EX-CASCO DE LA HACIENDA														
	SERVICIOS SANITARIOS DE AGRO.	cemento-arena	6		4	B.E.	1	B.E.	2	B.E.			fosa septica N°3	funcional	pozo de absorción N°4
	ESTABLOS CRIANZA BOVINA														
	ESTABLOS CRIANZA CAPRINA														
	ESTABLOS CRIANZA PORCINA														

Simbología : B.E = Buen Estado

M. de L. R. = Mamposteria de ladrillo repellada

Análisis de Calidad de Aguas Negras.

El resultado de las características físicas y químicas de las aguas negras de la Facultad realizadas por A.N.D.A, se presentan en los cuadros N° 3.17 y N° 3.18, mientras que los resultados de análisis bacteriológicos se muestran en los cuadros N° 3.19 y N° 3.20.

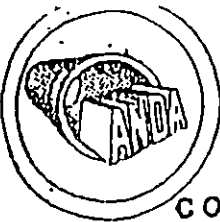
3.2.4.3-EVACUACIÓN DE A.LL.

Zona Académica Norte.

En general se puede establecer que de la totalidad de dicha zona el área del auditorio y los módulos de aulas cuentan con un sistema de alcantarillado pluvial, cuyo colector se ubica en la calle de acceso adoquinada(ver fotografía I-6), para descargar por una tubería de 24" de cemento-arena, en el costado Oriente de la carretera al Litoral, a un drenaje menor de la carretera que la evacua hacia una quebrada tributaria del Río Grande.

Los estacionamientos existentes cuentan con un revestimiento de balastre, con escurrimiento superficial a excepción del parqueo Poniente donde se encuentran ubicados dos tragantes. Uno de los cuales descarga efectivamente, por una tubería de cemento-arena de 15", hasta entroncar con el inicio de la calle de acceso. El otro tragante está conectado con una tubería de cemento-arena de 15" que descarga a una canaleta que colecta el escurrimiento del "Riñón". El detalle se presenta en el plano 3.6.

No obstante, lo anterior, hay que aclarar que en la actualidad dicho alcantarillado no funciona de acuerdo al diseño original, pues se azolvieron las tuberías de las cajas tragantes que colectaban el escurrimiento de los techos y área verde, lo que provocaba inundaciones incluso al interior del auditorio. Ante la problemática se adoptó como solución inmediata, sellar las cajas tragantes colectoras de techos, ubicados a ambos lados del auditorio y en su lugar se construyeron canaletas rectangulares de mampostería de ladrillo repelladas, que evacuan el torrente hacia el terreno natural en la zona comprendida entre la plaza y el parqueo Oriente.



A. N. D. A.

DEPARTAMENTO DE CONTROL SANITARIO
CONTROL DE CALIDAD DE LAS AGUAS RESIDUALES

NOMBRE Y DIRECCION DEL SOLICITANTE F.M.O. U.E.S. SAN MIGUEL REF. _____

LUGAR Y DIRECCION DE LA TOMA DE MUESTRA Pozo oficina Admitiva Km. 144
Carretera Litoral salida a Usulután, San Miguel

CLASIFICACION POZO RIO LAGUNA DE ESTABILIZACION DESCARGA

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS OTROS _____

FECHA Y HORA DE TOMA DE MUESTRA: 12-09-97 H 830

FECHA Y HORA DE RECEPCION: 12-09-97 H 1015

FECHA DE ANALISIS: 12-09-97

CARACTERISTICAS FISICAS Y QUIMICAS

DETERMINACION	RESULT.	UNIDAD	DETERMINACION	RESULT.	UNIDAD
TEMPERATURA AGUA	26	°C	ALCALINIDAD TOTAL CaCO ₃	34	mg/lit.
TEMPERATURA AMBIENTE	25	°C	ALCALINIDAD A LA FENOLPTALEINA		mg/lit.
COLOR		U Pt-Co	CLORUROS		mg/lit.
CONDUCTIVIDAD		Mmhos/cm.	FENOLES		mg/lit.
SOLIDOS SEDIMENTABLES	0.4	ml./lit.	NITROGENO AMONIACAL		mg/lit.
SOLIDOS TOTALES	279	mg/lit.	NITROGENO ORGANICO		mg/lit.
SOLIDOS TOTALES FIJOS		mg/lit.	NITROGENO DE NITRATOS		mg/lit.
SOLIDOS TOTALES VOLATILES		mg/lit.	NITROGENO DE NITRITOS		mg/lit.
SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES		mg/lit.	NIQUEL		mg/lit.
SOLIDOS SUSPENDIDOS FIJOS		mg/lit.	ARSENICO		mg/lit.
SOLIDOS SUSPENDIDOS VOLATILES		mg/lit.	CINC		mg/lit.
SOLIDOS DISUELTOS TOTALES		mg/lit.	COBRE		mg/lit.
SOLIDOS DISUELTOS FIJOS		mg/lit.	CROMO		mg/lit.
SOLIDOS DISUELTOS VOLATILES		mg/lit.	PLOMO		mg/lit.
TURBIEDAD	8.5	UNT.	MATERIALES RADIO-ACTIVOS		
OXIGENO DISUELTO	10.1	mg/lit.	GRASAS Y ACEITES		mg/h.
PH.	7.30				mg/lit.
DBO. TOTAL (5)	4.4	mg/lit.			mg/lit.
DQO. TOTAL		mg/lit.			

OBSERVACIONES Y COMENTARIOS: _____

SAN SALVADOR, 03 DE Octubre DE 1997

JEFE LABORATORIO

[Signature]
JEFE DEPTO. CONTROL SANITARIO



A. N. D. A.

DEPARTAMENTO DE CONTROL SANITARIO
CONTROL DE CALIDAD DE LAS AGUAS RESIDUALES

NOMBRE Y DIRECCION DEL SOLICITANTE F.M.O U.E.S SAN MIGUEL REF. _____

LUGAR Y DIRECCION DE LA TOMA DE MUESTRA POZO C. LITORAL Km 144, Salida

CLASIFICACION POZO RIO LAGUNA DE ESTABILIZACION DESCARGA
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS OTROS _____

FECHA Y HORA DE TOMA DE MUESTRA: 12-09-97 H 845

FECHA Y HORA DE RECEPCION: 12-09-97 H 1015

FECHA DE ANALISIS: 12-09-97

CARACTERISTICAS FISICAS Y QUIMICAS

DETERMINACION	RESULT.	UNIDAD	DETERMINACION	RESULT.	UNIDAD
TEMPERATURA AGUA	26	°C	ALCALINIDAD TOTAL CaCO ₃	64	mg/lt.
TEMPERATURA AMBIENTE	25	°C	ALCALINIDAD A LA FENOLFTALEINA		mg/lt.
COLOR		U Pt-Co	CLORUROS		mg/lt.
CONDUCTIVIDAD		Mmhos/cm.	FENOLES		mg/lt.
SOLIDOS SEDIMENTABLES	2.2	ml./lt.	NITROGENO AMONIAICAL		mg/lt.
SOLIDOS TOTALES	519	mg/lt.	NITROGENO ORGANICO		mg/lt.
SOLIDOS TOTALES FIJOS		mg/lt.	NITROGENO DE NITRATOS		mg/lt.
SOLIDOS TOTALES VOLATILES		mg/lt.	NITROGENO DE NITRITOS		mg/lt.
SOLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES		mg/lt.	NIQUEL		mg/lt.
SOLIDOS SUSPENDIDOS FIJOS		mg/lt.	ARSENICO		mg/lt.
SOLIDOS SUSPENDIDOS VOLATILES		mg/lt.	CINC		mg/lt.
SOLIDOS DISUELTOS TOTALES		mg/lt.	COBRE		mg/lt.
SOLIDOS DISUELTOS FIJOS		mg/lt.	CROMO		mg/lt.
SOLIDOS DISUELTOS VOLATILES		mg/lt.	PLOMO		mg/lt.
TURBIEDAD	11.1	UNT.	MATERIALES RADIO-ACTIVOS		
OXIGENO DISUELTO	11.0	mg/lt.	GRASAS Y ACEITES		mg/lt.
PH.	7.4				mg/lt.
DBO. TOTAL (5)	41.5	mg/lt.			mg/lt.
DQO. TOTAL		mg/lt.			

OBSERVACIONES Y COMENTARIOS: _____

SAN SALVADOR, 03 DE Octubre DE 19 97

JEFE LABORATORIO

JEFE DEPTO. CONTROL SANITARIO



CUADRO N° 3.19

ADMINISTRACION NACIONAL DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS REGION ORIENTAL ANDA

LABORATORIO DE CONTROL SANITARIO
RESULTADOS BACTERIOLOGICOS DEL AGUA

IDENTIFICACION DE MUESTRA M-1 REFERENCIA Bact.108.97
 NOMBRE Y DIRECCION DEL SOLICITANTE F.M.O. U.E.S. San Miguel.-
 LUGAR Y DIRECCION DE LA TOMA DE MUESTRA Pozo oficina Admitiva. Km 144 C.Litoral S.M.
 CLASIFICACION
 POZO TANQUE CISTERNA RED
 RIO LAGO NACIMIENTO OTRO
 FECHA Y HORA DE TOMA DE MUESTRA 12-09-97 H 800
 FECHA Y HORA DE RECEPCION 12-09-97 H 1015
 FECHA DE ANALISIS 12-09-97
 A. CRUDA _____ A. TRATADA _____ METODO T.M. MEDIO F-IMX

DETERMINACION	UNIDAD	RESULTADO	E N S A Y O			
			Positivos Presuntivos 24 H.	Positivos Presuntivos 48 H.	Positivos Confirmativos 24 H.	Positivos Confirmativos 48 H.
CLORO RESIDUAL	mg/l					
COLIFORMES TOTALES	NMP/100 ML				24×10^4	
COLIFORMES TOTALES	Colonias/100 ML					
COLIFORMES FECALES	NMP/100 ML				38×10^3	
COLIFORMES FECALES	Colonias/100 ML					

OPINION DEL RESULTADO

OBSERVACIONES Y COMENTARIOS

AGUAS NEGRAS PROVENIENTES DE AREA ADMINISTRATIVA/

NO CUMPLE LIMITES PERMISIBLES DE 10,000 a 20,000 como LIMITES INSTANTANEOS.-

SAN MIGUEL 03-10-97



[Handwritten Signature]
JEFE DE LABORATORIO

CUADRO N° 3.20

ADMINISTRACION NACIONAL DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS
REGION ORIENTAL
LABORATORIO DE CONTROL SANITARIO
RESULTADOS BACTERIOLOGICOS DEL AGUA

ANDA

IDENTIFICACION DE MUESTRA	M-2	REFERENCIA Bact.109.97
NOMBRE Y DIRECCION DEL SOLICITANTE	F.M.O. U.E.S. SAN MIGUEL	
LUGAR Y DIRECCION DE LA TOMA DE MUESTRA	POZO/C. LITORAL SALIDA DE F.M.O. U.E.S.	
CLASIFICACION	POZO <input checked="" type="checkbox"/> TANQUE <input type="checkbox"/> CISTERNA <input type="checkbox"/> RED <input type="checkbox"/> RIO <input type="checkbox"/> LAGO <input type="checkbox"/> NACIMIENTO <input type="checkbox"/> OTRO <input type="checkbox"/>	
FECHA Y HORA DE TOMA DE MUESTRA	12-09-97 H 830	
FECHA Y HORA DE RECEPCION	12-09-97 H 1015	
FECHA DE ANALISIS	12-09-97	
A. CRUDA	A. TRATADA	METODO <u>t.m.</u> MEDIO <u>F-LMX</u>

DETERMINACION	UNIDAD	RESULTADO	E N S A Y O			
			Positivos Presuntivos 24 H.	Positivos Presuntivos 48 H.	Positivos Confirmativos 24 H.	Positivos Confirmativos 48 H.
			COLOR RESIDUAL	mg/l		
COLIFORMES TOTALES	NMP/100 ML			24 x 10 ⁷		
COLIFORMES TOTALES	Colonias/100 ML					
COLIFORMES FECALES	NMP/100 ML			76 x 10 ³		
COLIFORMES FECALES	Colonias/100 ML					

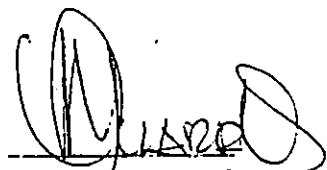
OPINION DEL RESULTADO

OBSERVACIONES Y COMENTARIOS

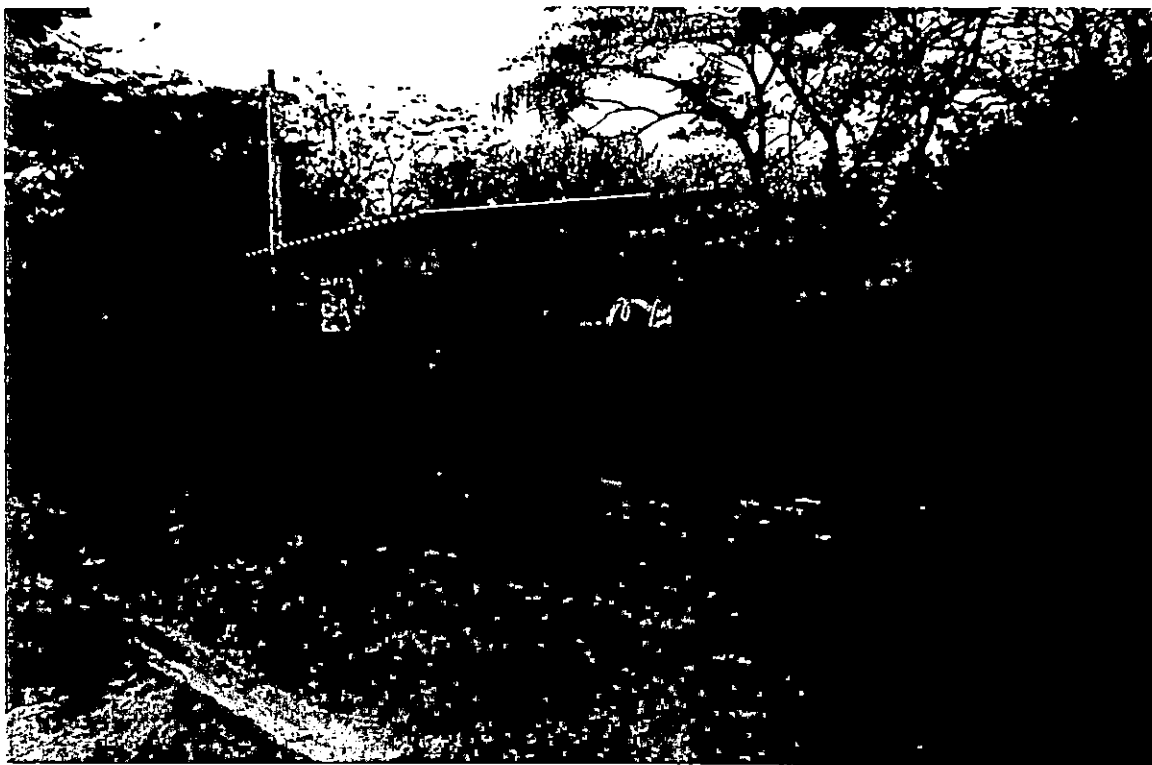
NO CUMPLE LIMITES? NO EXISTE TRATAMIENTOS PREVIOS DE LAS AGUAS NEGRAS

SAN MIGUEL 03-10-97




 JEFE DE LABORATORIO

FOTOGRAFIA I-6



Calle de acceso principal de la F.M.O.

Las cajas tragantes circundantes exteriormente a los módulos de aulas en su mayoría se han obstruido totalmente (ver fotografía I-7), y sólo algunas tuberías funcionan con parte de su área hidráulica azolvada. Caso similar se presenta en el edificio El Riñón, donde las cajas tragantes, en su totalidad se encuentran obstruidas, por lo cual el escurrimiento de los techos fluye superficialmente sobre el área adoquinada circundante, hasta colectarse en canaletas de forma triangular que descargan a la superficie del terreno natural por la zona de la administración financiera (ver plano 3.6).

Para el caso de las demás zonas construidas; el escurrimiento de los techos cae directamente hasta colectarse en canaletas rectangulares que descargan al terreno natural. Hay que hacer mención que algunos colectores no funcionan a toda su capacidad por azolvamiento y deterioro.

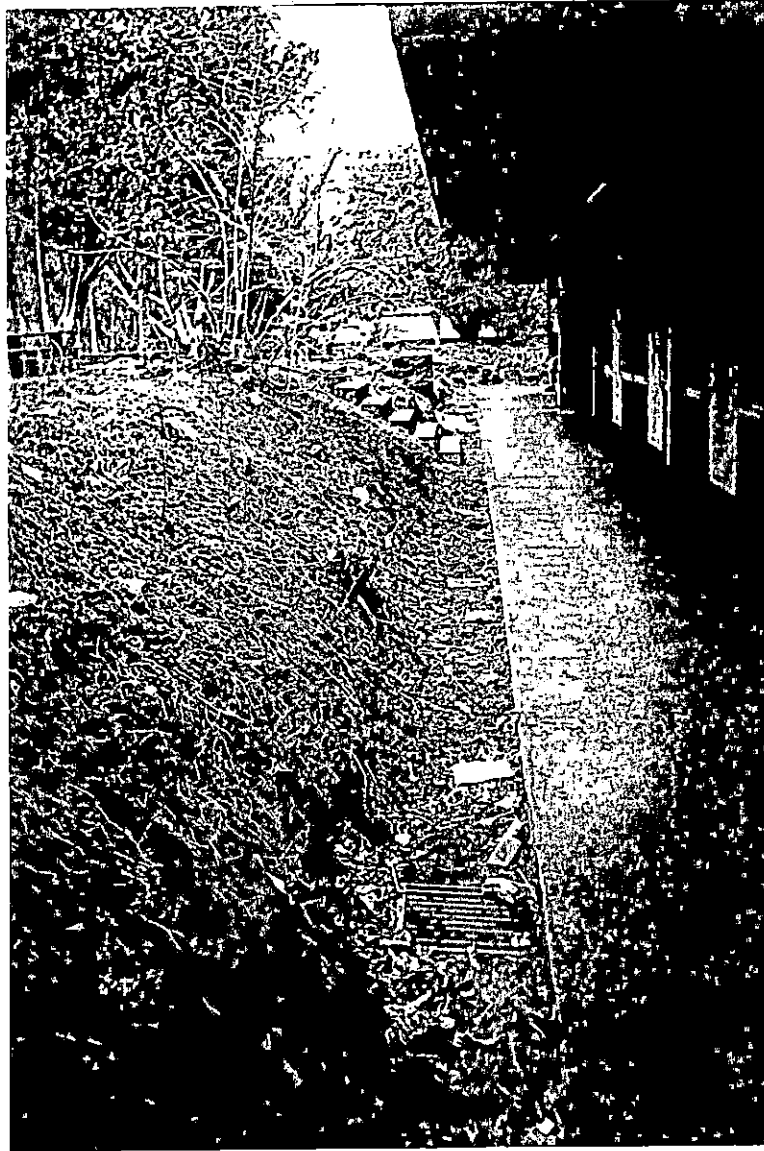
Zona Académica Sur.

Solamente existe un tramo de alcantarillado con tubería de cemento-arena de diámetro 6", ubicado en la zona académica. Dicha tubería originalmente servía para drenar el escurrimiento que se colectaba en cajas tragantes, hasta descargar a las cunetas empedradas de la calle de acceso. Sin embargo, las tuberías mencionadas no funcionan actualmente, ya que presentan problemas de azolvamiento y el escurrimiento de los techos fluye según la esorrentía natural, hasta una canaleta construida sobre el terreno natural que drena hacia las cunetas de la calle de acceso (ver fotografías I-8).

En las zonas de establos el drenaje se realiza por canaletas triangulares construidas de piedra que descargan a la esorrentia natural (ver fotografía I-9).

El resumen de las obras de drenaje de aguas lluvias e información complementaria sobre zonas de circulación se presentan en los cuadros N° 3-21 y N° 3-22.

FOTOGRAFIA I-7



Drenajes de aguas lluvias deteriorados, de los Módulos de Aulas y Auditorio.

FOTOGRAFIA I-8



Canaletas de Aguas Lluvias, en la Zona Académica Sur, que descargan en el acceso del Departamento de Agronomía.

FOTOGRAFIA I-9



Canaletas de Aguas Lluvias de la Zona Académica Sur, que las conducen hacia los terrenos de cultivo.

CUADRO N° 3-21 INVENTARIO DEL SISTEMA DE AGUAS LLUVIAS

ZONA	ELEMENTO	CANALES DE TECHO		CANALETAS PERIMETRALES		CAJAS TRAGANTES		TUBERIAS		DESCARGA
		EXISTENCIA	MATERIAL	ESTADO	CANTIDAD	ESTADO	MATERIAL	ESTADO	DIAMETROS (pul)	
ACADEMICA NORTE										
DPTO. DE BIOLOGIA			M. de L. R.	B.E.						terreno natural
LAB. DE MEDICINA			M. de L. R.	B.E.						terreno natural
ADMON. FINANCIERA			M. de L. R.	deteriorada						terreno natural
EDIF. EL RIÑON	si		adoquin	parcialmente azolvadas	12	azolvados				terreno natural
CAFETIN N°1										calle principal y terreno natural
CAFETIN N°2			M. de L. R.	B.E.						calle principal y terreno natural
CAFETIN N°3										calle principal y terreno natural
CAFETIN N°4			M. de L. R.	B.E.						calle principal y terreno natural
CAFETIN N°5										calle principal y terreno natural
CAFETIN N°6			M. de L. R.	B.E.						terreno natural
AULA PROVISIONAL N° 1										terreno natural
AULA PROVISIONAL N° 2										terreno natural
AULA PROVISIONAL N° 3										terreno natural
MODULO DE AULAS N° 1	si		M. de L. R.	azolvadas	7	azolvados	cemento-arena	azolvadas	6	terreno natural
MODULO DE AULAS N° 2	si		M. de L. R.	azolvadas	3	azolvados	cemento-arena	azolvadas	6	terreno natural
AUDITORIO	si		M. de L. R.	azolvadas	3	azolvados	cemento-arena	azolvadas	6	terreno natural
BIBLIOTECA	si		M. de L. R.	B.E.						terreno natural
LABORATORIO DE QUIMICA			M. de L. R.	parcialmente azolvadas						terreno natural
AULAS DE DERECHO N° 1										terreno natural
AULAS DE DERECHO N° 2										terreno natural
ACADEMICA SUR										
AULAS DE AGRONOMIA N° 1			M. de L. R.	azolvadas						terreno natural
AULAS DE AGRONOMIA N° 2			M. de L. R.	parcialmente azolvadas	3	azolvados	cemento-arena	azolvadas	8	acceso al depar. de agronomia y terreno natural
DEPARTAMENTO DE AGRONOMIA			M. de L. R.							acceso al depar. de agronomia y terreno natural
EX-CASCO DE LA HACIENDA			M. de L. R.							terreno natural
SERVICIOS SANITARIOS DE AGRO.			M. de L. R.	parcialmente azolvadas						terreno natural
ESTABLOS CRIANZA BOVINA			empedrado	B.E.						terreno natural
ESTABLOS CRIANZA CAPRINA										terreno natural
ESTABLOS CRIANZA PORCINA			empedrado	B.E.						terreno natural

Simbologia: B.E. = Buen Estado

M. de L.R. = Mamposteria de Ladrillo Repellado

CUADRO N° 3-22 INVENTARIO HIDRAULICO DE LAS ZONAS DE CIRCULACION

AGUAS NEGRAS

ELEMENTOS ZONA	POZOS DE VISITA		TUBERIAS		TRATAMIENTO		DISPOSICION
	CANTIDAD	ESTADO	MATERIAL	DIAMETROS (pul.)	TIPO	ESTADO	
ACCESO PRINCIPAL	3	B.E	cemento-arena	8 y 10	fosa septica	funcional	pozo de absorción N°1 y N°2
ACCESO AGRONOMIA							
PARQUEO PONIENTE							
PARQUEO ORIENTE							

AGUAS LLUVIAS

ELEMENTOS ZONA	CUNETAS		TRAGANTES		POZOS DE VISITA		TUBERIAS		REVESTIMIENTO DE SUPERFICIE	DESCARGA DE AGUAS LLUVIAS
	MATERIAL	ESTADO	CANTIDAD	ESTADO	CANTIDAD	ESTADO	MATERIAL	DIAMETROS (pul.)		
ACCESO PRINCIPAL	concreto	regular	5	M. E.	2	B. E.	cemento-arena	18 y 24	adoquinado	quebrada tributaria del rio Grande
ACCESO AGRONOMIA	empedrado	B. E.							empedrado	costado oeste de la carretera al Litoral
PARQUEO PONIENTE	concreto	regular	2	B. E.			cemento-arena	15	balastre	tragantes de A.LL del acceso ppal.
PARQUEO ORIENTE	concreto	B. E.							balastre	tragantes de A.LL del acceso ppal.

Simbologia : B.E = Buen Estado M. E = Mal Estado

3.3-DIAGNOSTICO HIDROSANITARIO DE LA FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL

3.3.1- Abastecimiento de Agua.

Actualmente la Facultad cuenta con dos sistemas de abastecimiento de agua, que satisfacen la demanda en cuanto a cantidad e incluso las presiones permiten realizar extensiones en la red según los requerimientos; pero debido a que el servicio no ha sido el producto de un estudio técnico y por el esperado crecimiento poblacional futuro no se garantiza que las fuentes de producción y la red podrán satisfacer dicha demanda. En cuanto a la calidad del agua y ante la falta de tratamiento, se ha observado que la población estudiantil desconfía de su uso para consumo, prefiriendo el agua purificada que se vende comercialmente, en bolsa sellada.

Los resultados de calidad de agua realizados, indican que ambos pozos de abastecimientos, ofrecen agua con buenas características físicas y químicas, no así los análisis bacteriológicos, que confirman la presencia de coliformes totales como fecales, por lo que ambas aguas requieren desinfección con cloro.

Zona Académica Norte.

Se instaló el sistema de abastecimiento de agua en 1984, cuando se recupero el campus, después de la intervención militar de 1980. Dicho sistema no obedeció a lo planificado en el proyecto del Arq. Montes y lo que se realizó fue la instalación de una bomba de tipo superficial en un pozo existente frente al edificio "El Rifión" y el tendido de tuberías para abastecer las baterías de servicios sanitarios de los módulos de aulas. Posteriormente a principios de la década de los ochenta se tendieron otros ramales con la finalidad de dar servicio a otras zonas edificadas sin obedecer a un plan de desarrollo, como los cafetines, departamento de Biología, biblioteca, administración financiera y el laboratorio de Química.

La bomba instalada inicialmente fue sustituida a principios de la década de los noventa por otra de tipo sumergible la cual trabaja automáticamente según lo demande la red, lo cual multiplica los apagados y encendidos, reduciendo la vida útil de la misma. Lo anterior sugiere la

necesidad de instalar un tanque de almacenamiento para regular las horas de bombeo. Con excepción de lo anterior el resto de las instalaciones se encuentra en buenas condiciones físicas, aunque no se cumplen con algunas disposiciones establecidas por la A.N.D.A., como el hecho de que la mayoría de las tuberías se encuentran a una profundidad de 30 a 35 cms. y aun otras, sobre la superficie del terreno; la principal disposición que no se cumple es la del diámetro mínimo de tubería que es de 2", ya que la mayoría de tuberías existentes es de ¾", hasta un máximo de 1".

Otra anomalía que se presenta en la red es la carencia de cajas de válvulas en los entronques de tuberías, tal como se observa en el plano 3.5 y en el cuadro Nº 3.15. Particularmente la caja de válvulas que controla la distribución al departamento de Biología se encuentra deteriorada y no funcionan las válvulas colocadas frente a las baterías de los servicios sanitarios de los módulos de aulas.

Zona Académica Sur.

En la zona académica sur el sistema que actualmente abastece fue instalado a finales de la década de los setenta en sustitución del que se construyó simultáneamente con las primeras obras físicas en el ex-casco de la hacienda; al igual que para la zona norte no fue una proyección como parte de un plan de desarrollo pues lo que se busco fue el solventar las necesidades del momento, por lo que se instaló una bomba superficial a un pozo existente, montaje de un tanque elevado metálico y el tendido de tuberías hacia los servicios sanitarios y zona de establos.

Posteriormente se colocó otro tanque a nivel del suelo, el cual actualmente presenta un marcado deterioro ya que su estructura metálica se encuentra carcomida y oxidada. Luego en 1993 se sustituyó la bomba superficial por una sumergible la cual es operada en períodos de 22 minutos, requeridos para llenar los tanques de almacenamiento, en turnos que varían según la demanda.

En cuanto a la red de distribución esta se encuentra en aparente buen estado, aunque no se cumplen las mismas disposiciones de A.N.D.A mencionadas para la zona Norte.

Por estar la red de tuberías en el límite de su vida útil y la distribución desordenada de sus ramales, es sugerible rediseñar la red de agua potable en su totalidad, quedando pendiente de revisión la capacidad de las fuentes del sistema existente y su respectivo equipo de bombeo, para satisfacer la demanda futura.

3.3.2-DISPOSICION DE AGUAS NEGRAS

En general los sistemas de disposición existentes en la facultad para las dos zonas, datan de 1984, con la apertura de actividades del entonces C.U.O., luego de la intervención militar. Se componen de fosa séptica y pozo de absorción, que se construyeron sin ningún estudio técnico formal; estos presentan rebalse, lo que ocasiona problemas de tipo sanitario (ver fotografía D-1). Dichos rebaleses se pueden atribuir a las características impermeables del suelo del estrato superficial y a la poca profundidad del nivel freático (aproximadamente 12 mts), que reduce la altura de filtración disponible. En el mismo sentido y corroborado por los análisis bacteriológicos del agua de consumo, se evidencia lo inconveniente de la ubicación de los sistemas de fosa séptica N° 2 y N° 3, (ver plano 3.5), por la contaminación que provocan a los mantos acuíferos.

Las ventajas que se puede identificar, es la amplitud de terreno que se tiene a disposición para proponer cualquier alternativa de tratamiento, sin provocar molestias por malos olores a poblaciones vecinas y, además, la ubicación de las zonas académicas permite realizar una conducción del afluente por gravedad hacia varios sitios donde se puede disponer el efluente tratado, como irrigación de los terrenos propiedad de la U.E.S. o como descarga a quebradas tributarias al río Grande, el mismo río Grande o al río El Jute.

Zona Académica Norte.

El Riñón y departamento de Biología. El sistema está formado por tuberías, trampa de grasa, fosa séptica y pozo de absorción. A mediados de 1997 se construyó otro pozo de

FOTOGRAFIA D-1



Estancamiento de Aguas Negras, rebalsadas de los pozos de absorción N° 1 y N° 2.

absorción para sustituir al antiguo que se encuentra saturado, por lo que actualmente las instalaciones se encuentran en buenas condiciones de funcionamiento.

Hay que reiterar que esto se realizó sin ningún estudio técnico sobre lo adecuado del sistema para la disposición de las excretas en forma segura y eficiente, y prueba de ello es la contaminación que provoca al manto acuífero que alimenta al pozo de la zona.

Módulos de aulas y auditorio. Esta constituido por tuberías secundarias provenientes de las baterías de servicios sanitarios, hasta conectarse al colector de la calle de acceso principal; fosa séptica y dos pozos de absorción.

Las únicas obras de este tipo que se construyeron de acuerdo al plan del Arq. Montes a finales de los setenta, fueron los pozos N° 2 y N° 3(ver plano 3.5).

En general la línea y los pozos de visita ubicados en la calle de acceso, presentan buenas condiciones tanto en su estado físico como de funcionamiento. En el planteamiento del rediseño particularmente se deben reubicar las mechas de conexión a las baterías de servicios sanitarios, por la obstrucción que en ellas ocasionan las raíces de los árboles próximos (ver fotografía D-2). También deben incorporarse al sistema las descargas de aguas servidas provenientes de los cafetines.

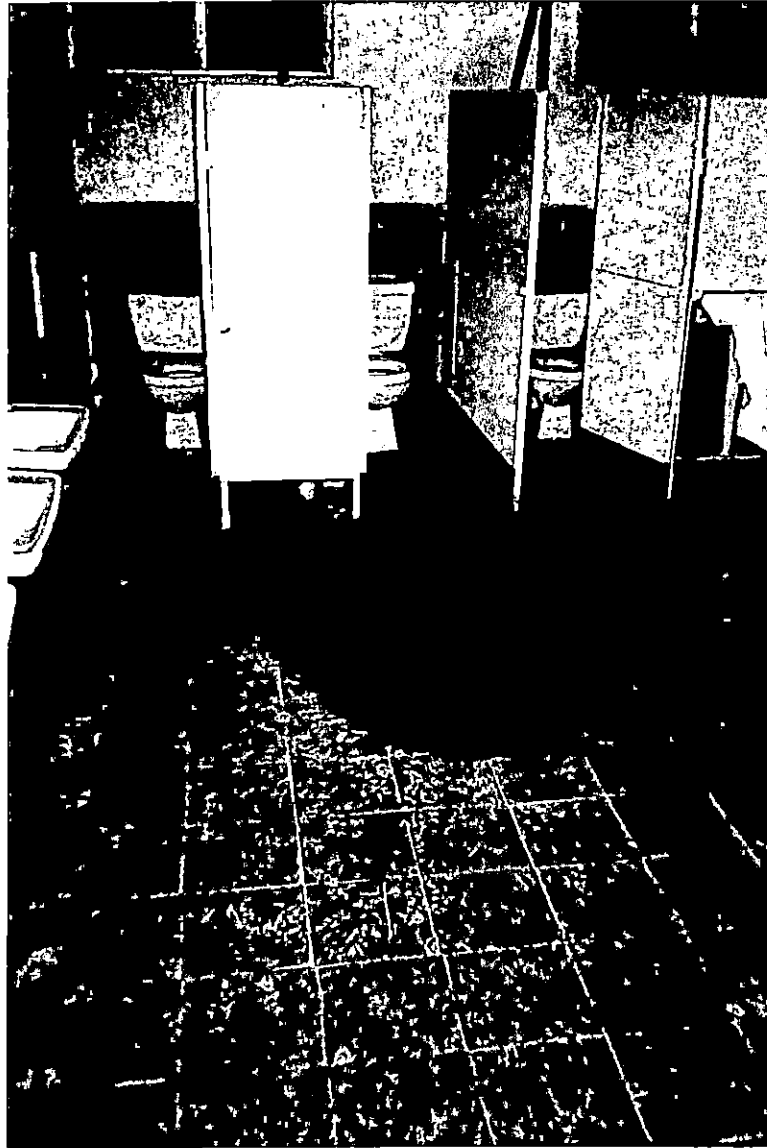
Zona Académica Sur.

El sistema es similar al existente a la zona académica Norte, constituido por tuberías, fosa séptica y pozo de absorción. Las instalaciones se encuentran en buen estado físico y de funcionamiento, excepto por el pozo de absorción que presenta rebalse y los problemas sanitarios mencionados al principio, lo que obliga a buscar alternativas para la disposición segura y confiable de las aguas negras de esta zona.

3.3.3-EVACUACION DE AGUAS LLUVIAS

Las condiciones topográficas de las zonas académicas son ideales para realizar la evacuación de las aguas lluvias, ya que las edificaciones se ubican en las zonas de mayor

FOTOGRAFIA D-2



Rebalse de los Servicios Sanitarios, ubicados en los Módulos de Aulas.

elevación del terreno y existen varias alternativas para la descarga de las mismas como los campos experimentales de Agronomía, río El Jute y quebradas tributarias del Río Grande.

En general por ser el suelo superficial de las zonas académicas de tipo arcilloso (el cual tiene características impermeables), provoca escurrimientos considerables con arrastre de lodo, ocasionando obstrucciones en las cajas tragantes, tragantes, tuberías y canaletas.

Zona Académica Norte.

En esta zona se puede distinguir la implementación de dos formas de evacuación del escurrimiento pluvial.

Sector de módulos de aulas y auditorio. A finales de los setenta, con la construcción de dichas edificaciones y la respectiva calle de acceso durante el proyecto del Arq. Montes, se implementó un sistema que evacuaría el escurrimiento desde las edificaciones a través de la captación de cajas tragantes que lo conducen por tuberías hasta conectarse al sistema de la calle, la cual cuenta con cunetas, tragantes, tubería colectora y pozos de visita, hasta descargar a la orilla de la carretera litoral en una quebrada tributaria al Río Grande.

En la actualidad dicho sistema se encuentra sub-utilizado, ya que el drenaje de las zonas edificadas se realiza a través de canaletas ubicadas a los costados del pasillo de las aulas; estas descargan al terreno, donde el agua fluye superficialmente según la pendiente natural hasta inundar el acceso peatonal de la Facultad y el parqueo Oriente, donde finalmente parte del escurrimiento con arrastre de lodo se colecta en el tragante final del sistema ubicado en la intersección de la calle con la entrada al parqueo Oriente.

Solamente se han dejado funcionando algunas cajas tragantes de las áreas verdes y en los costados exteriores de los módulos (ver cuadro N° 3-21), los cuales trabajan en forma parcial o se encuentran totalmente obstruidos por el azolve que han experimentado.

Las condiciones anteriores provocan varios inconvenientes que deben ser corregidos, ya que:

1-La capacidad de las canaletas es insuficiente provocándose durante las lluvias inundaciones con arrastre de lodo que incomodan la circulación por los pasillos. Situación similar ocurre en el pasillo de acceso peatonal.

2-Las cajas tragantes que no se han sellado, después de las tormentas retienen agua, lo que las vuelve criaderos de zancudos.

3-Se sobrecargan los tragantes de la zona baja del sistema, (que se encuentran en deplorable condición), al recibir el escurrimiento de las zonas de edificaciones y parte de la calle de acceso; con ello se sub-utilizan los componentes del sistema de la zona alta, los cuales captan solamente una parte del escurrimiento del parqueo poniente y el tramo correspondiente de la calle de acceso.

Aunado a todo lo anterior se puede añadir que superficialmente en la zona baja las cunetas presentan hundimientos que han provocado fracturamientos, por lo que el escurrimiento no se realiza adecuadamente por el retardo y acumulación del flujo.

Zonas edificadas restantes. Como se mencionó al principio estos sitios presentan la ventaja de ubicarse en la zona de mayor elevación del terreno de la Facultad, lo anterior permite que en las edificaciones aisladas, el drenaje de las aguas lluvias se realice por medio de canaletas perimetrales, las cuales conducen hacia la escorrentía natural. Algunas de estas canaletas no funcionan adecuadamente por diversos factores tales como la acumulación de sedimentos y el grado de deterioro. Lo anterior se detalla en el cuadro N° 3-21.

En estas zonas el sistema implantado presenta el inconveniente de que la caída directa del escurrimiento de los techos en las canaletas las deteriora y provoca arrastre de lodo que las azolvan; por ello sería conveniente un sistema convencional de canales y bajadas de agua lluvia a cajas tragantes que evacuen el flujo hacia los terrenos aledaños fuera del área académica.

Zona académica Sur.

En esta zona se puede afirmar que no existe un sistema de drenaje de aguas lluvias, por las condiciones de deterioro que presenta el existente; con lo anterior se quiere decir que debido a que la mayoría de las canaletas se encuentran cubiertas por los arrastres de suelo y las

tuberías totalmente obstruidas, el agua se escurre superficialmente, lo cual causa inconvenientes para el acceso a las aulas. Evidentemente en este sitio deben plantearse alternativas de diseño para un sistema de aguas lluvias, que evacue los escurrimientos de forma eficiente y segura.

CAPITULO IV

DISEÑO Y PRESUPUESTO

4.0- INTRODUCCION

El presente capítulo, tiene como finalidad establecer las propuestas de rediseño hidráulico de la F.M.O., tomando como base los aspectos teóricos desarrollados en el capítulo II, y los resultados del diagnostico del capítulo anterior.

Los tres diseños a desarrollar, tomaran en consideración como zonas a servir, lo plasmado en "La Propuesta a Nivel de Zonificación de la Facultad Multidisciplinaria de Oriente" (plano 4.1). Por lo que el trazo de las redes de tubería se realizará en las circulaciones vehiculares proyectadas en la misma.

El sistema de agua potable se rediseñara considerando fuentes alternativas de captación o conexión al sistema de A.N.D.A. según la factibilidad de proyectos futuros. De está red existente no se retomará ningún elemento y se propondrá nuevo trazo.

El sistema de aguas negras, considerará un trazo ó trazos de redes en los cuales la línea de conexión existente está sujeta a revisión tanto en su capacidad hidráulica, como en su ubicación planialtimetrica. En cuanto a la disposición de las aguas negras, se consideraran alternativas de tratamiento para proponer la mas adecuada o en su defecto si existe factibilidad de conexión al sistema de A.N.D.A., se conducirán las crudas hacia dicho punto.

Por último, para el sistema de aguas lluvias, se propondrá el trazo de la red o redes que descarguen el escurrimiento hacia sitios convenientes. Al igual que para el caso de aguas negras, las condiciones hidráulicas y de posición de la línea de descarga existente está sujeta a revisión.

Para los tres sistemas propuestos se elaboraran los correspondientes planos de distribución en planta y elevación, así como los detalles constructivos.

4.1- REDISEÑO DEL ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE DE LA F.M.O.

4.1.1-Población de Diseño.

Para la proyección del crecimiento poblacional de la F.M.O, se adoptó un período de diseño referido al mínimo deseable establecido en la normativa de A.N.D.A correspondiente a 20 años. Lo anterior se basa en consideraciones de vida útil de las instalaciones.

El proyecto en cuestión es de índole especial por tratarse de una Universidad y su comportamiento es un híbrido de escuela, oficinas gubernamentales y urbanización. Por lo anterior se tomaron para el cálculo de la población de diseño los siguientes criterios:

- a) los tres tipos de población que interactúan en la F.M.O.
- b) los factores socio-políticos y educativos que pueden afectar el comportamiento pasado y futuro de la población.

Las tres poblaciones presentes en la F.M.O son la Estudiantil, Docente y Administrativa. Debido a sus características propias fueron abordadas independientemente.

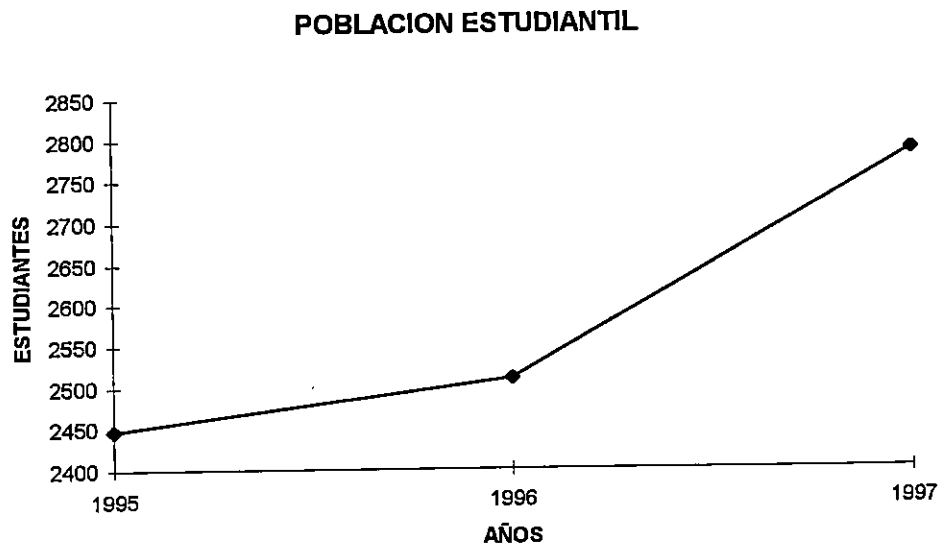
Población Estudiantil: De los datos estadísticos proporcionados por la unidad de planificación de la F.M.O, se optó por tomar las poblaciones registradas para los años 1995, 1996 y 1997; ya que los datos de años anteriores presentan un comportamiento irregular, debido en parte a la inseguridad que representaba estudiar en la U.E.S., durante el período de guerra y primeros años después de los acuerdos de paz; también el ingreso estudiantil no tuvo un alza constante durante los años 1993 y 1994, ya que universidades privadas como la Universidad de Oriente y la Gerardo Barrios, invirtieron en la construcción de infraestructura física, que les aumentó considerablemente la capacidad de absorber población universitaria.

TABLA 4.1 POBLACION ESTUDIANTIL CONSIDERADA

AÑO	ALUMNOS
1995	2447
1996	2509
1997	2785

Se estimara la población estudiantil de diseño por el método curvilíneo, debido a que las características particulares del proyecto obligan a tomar en cuenta factores internos y externos, como los que se mencionaron anteriormente.

GRAFICA 4.1 POBLACION ESTUDIANTIL VRS. TIEMPO



Analizando la dispersión de puntos se determino que la curva de regresión que podía representar la tendencia es una recta y para establecer la proyección se utilizara el método de los mínimos cuadrados. Este consiste en expresar la ecuación de la línea recta como: $y = a + bx$, siendo "x" la variable independiente, "y" la variable dependiente, "a" el intercepto

de la curva con el eje de las ordenadas y "b" la pendiente de la curva. Los valores de a y b se obtienen sobre la base de las ecuaciones normales de la línea recta, las cuales son:

$$1) \sum y = na + b \sum x$$

$$2) \sum xy = a \sum x + b \sum x^2$$

n es el numero de pares ordenados a utilizar.

Simultaneando las dos ecuaciones anteriores obtenemos:

$$a = \frac{\sum x^2 \sum y - \sum x \sum xy}{n \sum x^2 - (\sum x)^2} \quad b = \frac{n \sum xy - \sum x \sum y}{n \sum x^2 - (\sum x)^2}$$

Aplicando lo anterior a nuestro caso, tenemos que:

X	Y
AÑO	ALUMNOS
1995	2447
1996	2509
1997	2785

$$n = 3$$

$$\sum x = 5988$$

$$\sum y = 7741$$

$$\sum xy = 15451374$$

$$\sum x^2 = 11952050$$

$$\sum y^2 = 20039115$$

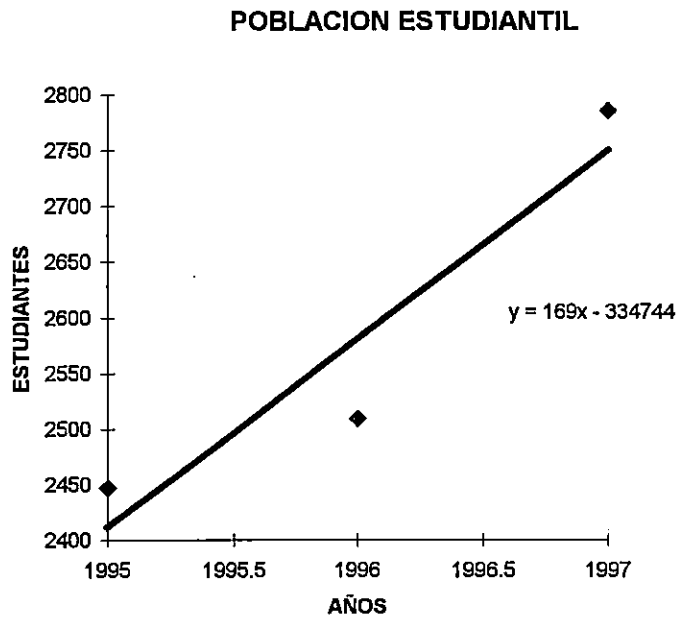
$$a = \frac{(11952050)(7741) - (5988)(15451374)}{3(11952050) - (5988)^2} = -334744$$

$$b = \frac{3(15451374) - (5988)(7741)}{3(11952050) - (5988)^2} = 169$$

La función de tendencia es:

$$y = 169x - 334744$$

GRAFICA 4.2 TENDENCIA DE POBLACION ESTUDIANTIL VRS. TIEMPO



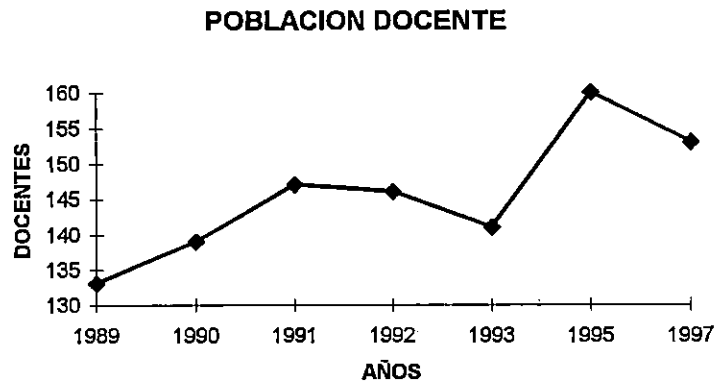
Evaluando para el periodo de diseño que es de 20 años tendríamos:

$$x = 1997 + 20 = 2017$$

$$y = 169(2017) - 334744 = 6129 \text{ alumnos}$$

Población Docente. Esta ha tenido en los últimos ocho años un comportamiento de tendencia lineal con pendiente positiva, con pequeñas fluctuaciones como se observa en la gráfica 4.3. Lo anterior es atribuible a los periodos de disminución de la demanda estudiantil, y a políticas de gobierno con tendencia a reducir personal a través de decretos legislativos; no obstante la dispersión de puntos tiene un índice de correlación de 0.82 que indica una relación lineal intensa entre las variables.

GRAFICA 4.3 POBLACION DOCENTE VRS. TIEMPO

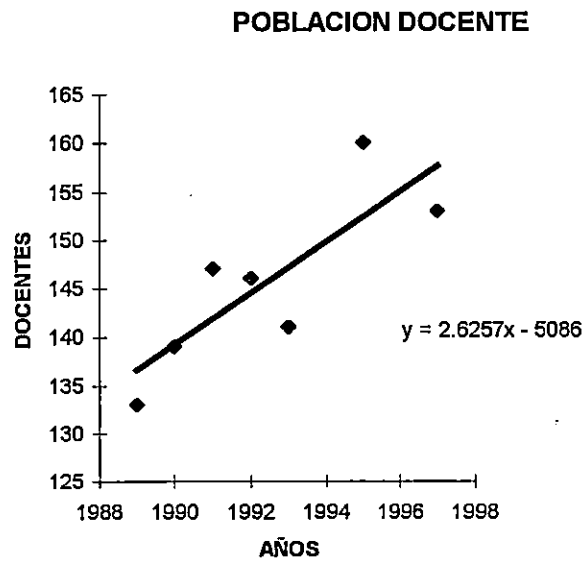


La ecuación que representa la tendencia de la curva es:

$$y = 2.6257x - 5086$$

$$y = \text{docentes} \quad x = \text{años}$$

GRAFICA 4.4 TENDENCIA DE POBLACION DOCENTE VRS. TIEMPO



Evaluando dicha ecuación para el año del final del periodo de diseño tenemos

que: $x = 2017$

$$y = 2.6257(2017) - 5086$$

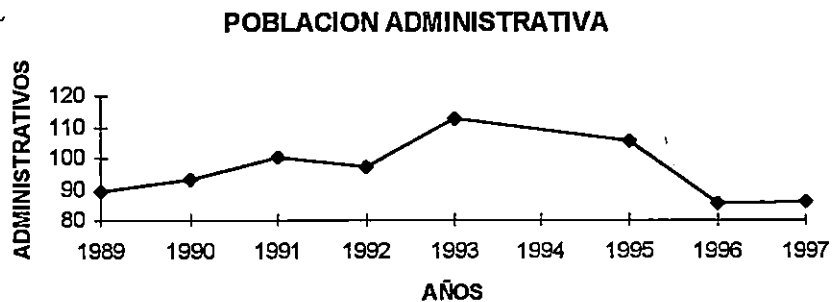
$$y = 211 \text{ docentes.}$$

Para establecer la validez del resultado, la proyección estimada se compara con lo establecido por la Ley de Educación Superior, que restringe a tener como máximo 70 alumnos por docente. Verificando su cumplimiento tenemos:

$$\frac{6129 \text{ alumnos}}{211 \text{ docentes}} = 29.05 \text{ alumnos/docente} \leq 70 \text{ alumnos/docente}$$

Población Administrativa. El registro de los años obtenidos indica que el comportamiento en la variación de la población administrativa, fue afectado en los últimos años por las políticas de gobierno mencionadas anteriormente, por lo que tenemos una tendencia a reducir su número, tal como se presenta en la gráfica 4.5.

GRAFICA 4.5 POBLACION ADMINISTRATIVA VRS. TIEMPO



Como es lógico, el crecimiento estudiantil y docente proyectado conllevan a la necesidad de contar con mayor población administrativa y por otro lado ante la política actual de la U.E.S., apunta hacia optimizar recursos, se optó por mantener constante la relación administrativa-docente para su proyección; la relación actual es:

$$\frac{\text{administrativos}}{\text{docentes}} = \frac{86}{153} = 0.56$$

La población futura (Pf) será:

$$0.56 = \frac{Pf}{211}$$

$$Pf = 119 \text{ administrativos.}$$

Obtenidas las tres poblaciones componentes de la proyección, la población de diseño (Pd) se estima así:

$$Pd = P_{\text{estudiantil}} + P_{\text{docente}} + P_{\text{administrativa}}$$

$$Pd = 6129 + 211 + 119$$

$$Pd = 6459 \text{ personas}$$

4.1.2-Caudales de diseño

a) Caudal medio diario (Q_{md}).

$$Q_{md} = \frac{(pd)(dotacion)}{86400}$$

pd = población de diseño = 6459 personas

Dotación = correspondiente a una institución educativa = 50 lts/persona/día.

$$Q_{md} = \frac{(6459)(50)}{86400} = 3.74 \text{ lts/seg}$$

b) Caudal máximo diario (Q_{maxd})

$$Q_{maxd} = k_1(Q_{md})$$

El factor k_1 varía entre 1.2 – 1.5. Tomando en cuenta que la actividad en la F.M.O tiene un comportamiento rutinario durante el año podemos tomar el rango de incremento menor que corresponde a un 20% sobre el medio diario.

$$Q_{maxd} = 1.2(3.74) = 4.79 \text{ lts/seg}$$

c) Caudal máximo horario (Q_{maxh}).

$$Q_{maxh} = k_2 Q_{md}$$

El factor k_2 será considerado como 2.0, por las variaciones de demanda que puede presentar la F.M.O, durante el transcurso del día.

$$Q_{maxh} = 2(3.74) = \underline{7.48 \text{ lts/seg.}}$$

4.1.3-Trazo de la red

Como se menciona anteriormente la red se trazara sobre la circulación contenida en “La Propuesta de Desarrollo a nivel de Zonificación de la Facultad Multidisciplinaria de Oriente”, ubicándose en planta a 1.50 metros del cordón dentro del rodaje, al costado Norte de las calles y al Este en las avenidas.

La ubicación en altimetría será calculada en función de la rasante de las circulaciones, definida por los niveles de tapadera de los pozos de aguas lluvias, propuestos antes de iniciar la colocación de tuberías en elevación(ver plano 4.1), debido a la inexistencia de una rasante proyectada. La profundidad de la tubería corresponde al mínimo exigido por ANDA o sea un metro por debajo de la rasante de la vía.

4.1.4 Alternativas de diseño.

ALTERNATIVA 1.

4.1.4.1 Auto-abastecimiento mediante pozo perforado.

Esta primera alternativa tiene como elementos componentes: fuente, equipo de bombeo y la red de distribución.

Fuente de Abastecimiento.⁷ Consiste en un pozo profundo perforado, dentro de un acuífero de 159 pies de espesor y un caudal recomendado de 500 gpm(ver capítulo III). El nivel estático, actualmente es de 41 pies pero se determinó sobre la base de la profundidad que presentaba en 1978 y la tasa de crecimiento demográfico de la ciudad de San Miguel (como parámetro de peso), que el nivel estático disminuye a razón de 1 pie/año. Estimando con lo anterior que la profundidad del nivel estático de diseño (*Ned*) será:

$$Ned = \text{Nivel estático actual} + (\text{Periodo de diseño}) (1 \text{ pie/año})$$

$$Ned = 41 + 20(1 \text{ pie/año}) = 61 \text{ pies}$$

El área de captación debe consistir en el enrejillado como mínimo de $\frac{2}{3}$ del espesor y una penetración de por lo menos el 80 % del total del acuífero(ver fig. 4.1); lo anterior con la finalidad de aprovechar el acuífero al máximo, mejorar el abatimiento disponible y garantizar la calidad bacteriológica del agua, debido esto último a que el agua de la parte superior puede ser considerada superficial y no apta para consumo humano, por estar contaminada con coliformes fecales.

El caudal requerido (*Qf*) será el caudal correspondiente a bombeo durante 20 horas mas 6 lts/seg. que es un caudal adicional que se le servirá al departamento de Agronomía, para suplir necesidades de sus campos, el valor adicional se determino como el 50% de la dotación para parques y jardines de la normativa de A.N.D.A.

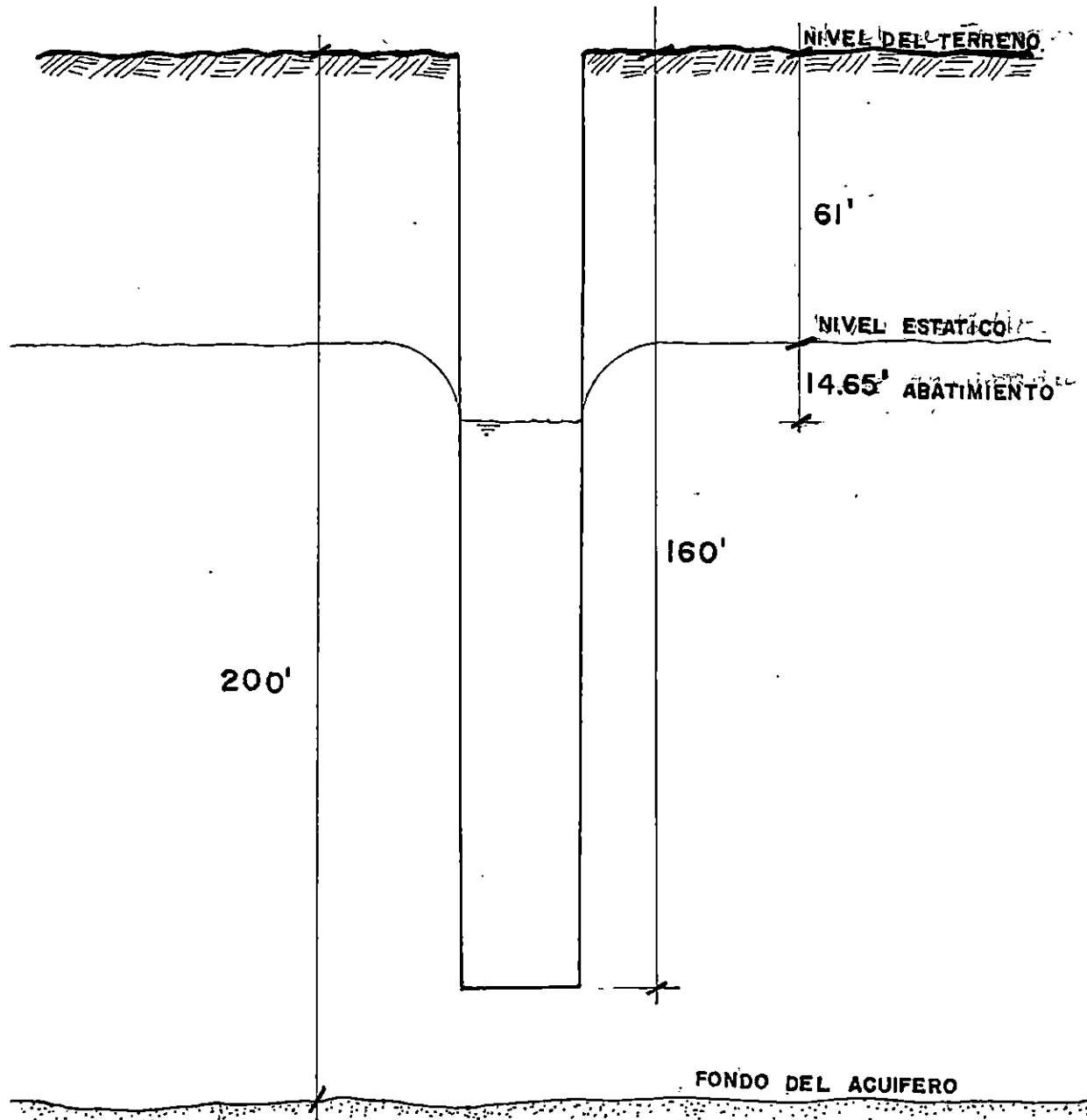
$$Qf = \frac{24}{n} (Q_{maxd} + 6) = \frac{24}{20} (4.49 + 6) = 12.59 \text{ lts/seg} = 199.47 \text{ gpm}$$

Equipo de Bombeo:

La altura de succión quedara definida por la sumatoria de la profundidad del nivel estático, el abatimiento, altura de las viguetas de soporte de la bomba y las perdidas que se generen en la columna.

⁷ Se usará el sistema inglés, por ser el utilizado en la nomenclatura de cálculo de bombeo.

FIGURA 4.1 ACUIFERO Y NIVEL ESTATICO DE LA F.M.O



El abatimiento (p) será calculado en función de la capacidad específica del acuífero, la cual es de 17.06 gpm/pies (C_e).

$$p = \frac{Q_f}{C_e} = \frac{199.47 \text{ gpm}}{17.06 \text{ gpm/pies}} = 11.69 \text{ pie}$$

Comparando con el abatimiento correspondiente a 250 gpm, detallado en el capítulo anterior, tomamos este último como valor de diseño por ser el más desfavorable y su valor es de 14.65 pies.

Lo anterior sumado más la altura de las viguetas o apoyos (av) que sostendrán la bomba forman lo que se conoce como altura de la columna (hc) y es igual a:

$$hc = Ned + p + av = 61 + 14.65 + 1 = 76.65 \text{ pies}$$

Para el cálculo de las pérdidas (hf) tomaremos en cuenta que el caudal de diseño para los equipos de bombeo corresponde a la mitad del estimado para todo el proyecto, debido a que se determinó que el comportamiento de la población es de tendencia lineal. Su valor será de 99.74 gpm o sea el caudal de la fuente para dentro de 10 años.

Supondremos una tubería de 4" por el hecho que la norma de ANDA sugiere que para el caudal de diseño se use una bomba con tazonas de 6" y la columna se acostumbra sea de diámetro menor a estos.

De anexo N° 4.1.a, para un caudal de 100 y un diámetro de 4" obtenemos unas pérdidas de 2.2pies/100pies de columna, por tanto:

$$hf = \left(\frac{2.2}{100}\right)76.65 = 1.68 \text{ pies}$$

La carga total de succión (cts) será entonces:

$$cts = hc + hf = 76.65 + 1.68 = 78.33 \text{ pies}$$

La carga neta que debe suministrar la bomba a la red se estimo en 14.14 metros de columna de agua, equivalentes a 46.39 pies; tomando en cuenta la topografía plana del terreno y chequeos de perdidas en la red.

Para calcular las perdidas en la tubería de descarga primero se estimara el diámetro de la tubería bajo el criterio del "Diámetro Económico":

$$D = 1.3x^{1/4} \sqrt{Q_B}$$

$$x = \frac{n}{24} = \frac{20}{24} = 0.83$$

$$Q_B = Q_f = 12.59 \text{ lts/seg}$$

$$D = 0.14 \text{ mts} = 5.5'' \approx 6''$$

Donde :

D = diámetro en metros

Q_B = Caudal de Bombeo = Q_f = Caudal de la fuente

Pero se tomo la decisión de considerarlo de 4" por el hecho que la norma de A.N.D.A establece que el diámetro de succión deberá ser un numero mayor que el de descarga y debido a que el diámetro de succión se calculo para la mitad del periodo, podemos manejar la teoría de que al final del periodo de diseño del equipo de bombeo, el sistema solamente requerirá cambio de tubería de succión y mantendrá el diámetro de descarga. En ésta solución la velocidad en la tubería es la máxima permitida o sea 1.5 mts/seg.

Calculando las perdidas mediante la formula de hazen-williams:

$$hf = \frac{1747.632 Q^{1.85} L}{C^{1.85} D^{4.87}} = \frac{1747.632 (12.59)^{1.85} (57)}{(140)^{1.85} (4)^{4.87}} = 1.35 \text{ mts} = 4.43 \text{ pies}$$

Donde :

hf = pérdidas = mts. C = Coeficiente de Hazen-Williams = 140 PVC

L = longitud = mts. D = diámetro = pulgadas

Q = caudal = lts/seg.

La carga total ($C.T$) de la bomba será entonces:

$C.T = cts + presión \text{ en la entrada de la red} + hf \text{ (de la tubería de descarga)}$

$C.T = 78.33 + 46.39 + 4.43 = 129.15 \text{ pies}$

Buscando para un caudal de 99.74 gpm, en las tablas del anexo 4.1.b tenemos:

TABLA 4.2.a. CARGA POR ETAPAS

Universal Turbine Pumps, 6H-29, tazón de 5 9/16 y RPM=1760

Diámetro de columna	Pies/etapa	Numero de etapas	Eficiencia %
4 1/4	9.7	14	74
4 11/16	16	9	80

TABLA 4.2.b. CARGA POR ETAPAS

Jline, tazón de 5 11/16

Modelo	RPM	Diámetro de la columna	Pies/etapa	Numero de etapas	Eficiencia (%)	Potencia (HP)
6JCM	1760	4 1/16	17.5	8	74	4.8
6JCL	3450	3 1/16	29	5	70	5
6JCL	3450	4 1/8	45	3	71	4.8

En función del numero de etapas y eficiencia se utilizara una bomba de 7.5HP, aunque lo requerido es 5 H.P, ya que se recomienda como factor de seguridad utilizar la de potencia comercial inmediata superior, 4 1/8 x 0°, 3 etapas, tazones de 5 11/16 y una eficiencia del 70%, debido esto último, a que cuando el numero de tazones es igual a 3 se reduce la eficiencia en 1%(ver anexo 4.1.b).

Diseño de la red. Será tipo malla y por tanto siguiendo la normativa de ANDA utilizaremos el método de Hardy-Cross para lograr el equilibrio de caudales de entrada y salida en los nudos de la red. El caudal de diseño (Q_{dr}) será el máximo horario más 6 lts/seg. destinados para los campos experimentales.

$$Q_{dr} = Q_{maxh} + 6 \text{ lts/seg} = 7.48 + 6 = \underline{\underline{13.48 \text{ lts/seg.}}}$$

Los parámetros a chequear al final del cálculo según la norma de A.N.D.A son que se obtengan velocidades inferiores a 1.5 mts/seg. en los tubos y que la presión en los nudos se encuentre en un intervalo de 10 a 50 metros de columna de agua.

Al no existir una planificación de desarrollo definida, es necesario tomar criterios en cuanto a la distribución de población en las áreas académicas existentes como proyectadas. De esa forma se dividió la población de diseño (pd) entre el área total mencionada:

$$fp = \frac{pd}{area} = \frac{6459}{206775.0} = 0.031 \text{ personas/mts}^2$$

Donde :

" fp " es el factor de población, que indica la asignación de las personas para cada área a servir.

Dividiendo el Caudal máximo horario entre el número de habitantes, obtenemos el factor de caudal (fc):

$$fc = \frac{7.48}{6459} = 0.00116 \text{ lts/seg/persona}$$

Multiplicando este factor por el número de personas de cada sector se determina el caudal asignado para cada zona.

Para calcular la descarga en los nudos, dividimos el caudal de la zona entre el total de nudos circundantes y obtenemos el caudal saliente de cada uno de ellos; cuando un nudo sirva hacia dos o mas zonas el caudal que salga de él será la sumatoria de los caudales parciales de cada zona.

Los 6 lts/seg. serán servidos en el nudo 7, por ser el encargado de abastecer al Departamento de Agronomía. El hecho de no afectar este caudal por el factor de demanda máxima horaria es por considerarlo un caudal adicional que se supondrá constante.

La distribución en planta de la red y sus caudales de descarga se muestra en la plano 4.1a.

Método De Hardy-Cross. Este método de calculo de redes hidráulicas consiste en suponer unos caudales en todas las ramas de la red y a continuación hacer un balance de las pérdidas de carga calculadas.

Procedimiento:

1) Se supone una serie de caudales iniciales procediendo circuito por circuito, con la condición de cumplir en cada nudo la ecuación de continuidad.

$$\sum Q_{llegada} = \sum Q_{salida}$$

Los caudales que se suponen se designan como Q_0 . El caudal verdadero Q_R en una tubería cualquiera puede expresarse como $Q_R = Q_0 + \Delta Q$

Donde ΔQ = = corrección que ha de aplicarse a Q_0 .

2) Se calcula la perdida de carga en cada una de las tuberías. La perdida de carga deberá estar en función del caudal y ha de permanecer en la forma

$$H_f = KQ^n$$

Utilizando la formula de Hazen - Williams la formula anterior se transforma en:

$$H_f = KQ^{1.85} \qquad K = \frac{10.647}{C^{1.85} D^{4.87}}$$

3) Se suman algebraicamente las perdidas de carga en cada circuito (positivas en el sentido de las agujas del reloj y negativas en sentido contrario).

$$\sum H_f = \sum (KQ^{1.85}) \Rightarrow \text{para Hazen-Williams}$$

4) Se calcula para cada tubería la cantidad

$$1.85 \left(\frac{H_f}{Q} \right) \Rightarrow \text{para Hazen - Williams}$$

5) Se determina para cada circuito la cantidad sumatoria de:

$$\sum 1.85 \left(\frac{H_f}{Q} \right) \Rightarrow \text{para Hazen - Williams}$$

6) Calcular las correcciones de caudales ΔQ para cada circuito. Corrección de caudal es:

$$\Delta Q = - \frac{\sum H_f}{\sum 1.85 \left(\frac{H_f}{Q} \right)} \Rightarrow \text{para Hazen - Williams}$$

7) Se corrigen los caudales supuestos en una cantidad $\pm \Delta Q$ dependiendo del sentido.

Para los casos en que una tubería pertenece a dos circuitos debe aplicarse como corrección al caudal supuesto en esa tubería la diferencia entre los ΔQ de ambos circuitos.

8) Se continua en forma análoga hasta que los valores de ΔQ sean despreciables.

Los resultados de las iteraciones del método de Hardy -Cross realizadas en la red de la alternativa 1(ver fig.4.2a) son las siguientes:

**TABLA 4.3 ALTERNATIVA Nº 1
DISEÑO DE RED DE DISTRIBUCION**

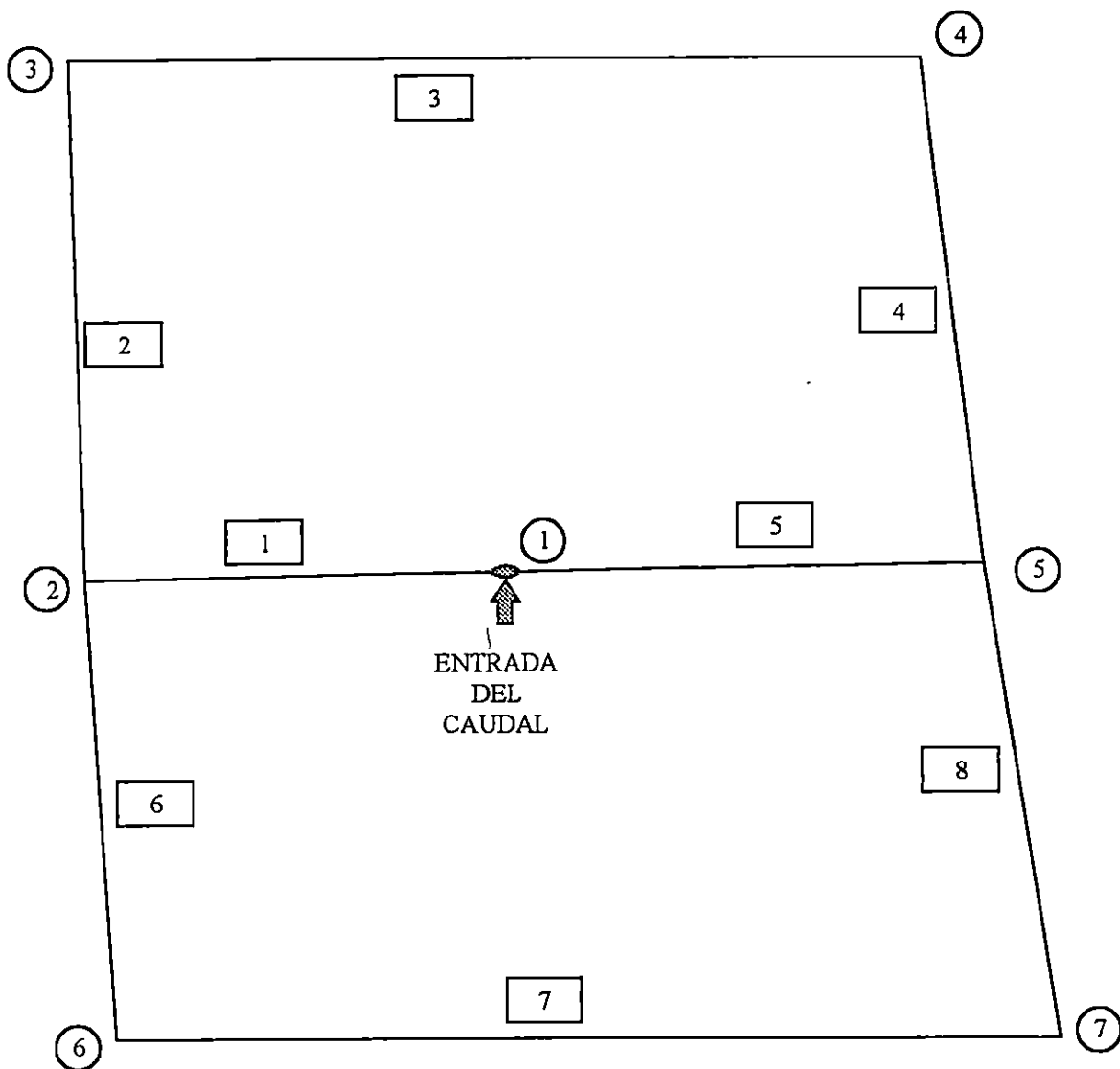
Tubo Nº	Nudo Inicial	Nudo Final	Longitud (mts)	Diámetro (pul)	"C" Hazen-Williams	Caudal lts/seg.	Velocidad mts/seg.	Perdidas mts.
1	1	2	219.00	4	140	7.33	0.90	1.89
2	2	3	301.00	4	140	1.85	0.23	0.20
3	3	4	290.00	2	140	0.53	0.26	0.56
4	5	4	267.00	3	140	1.49	0.33	0.51
5	1	5	153.00	4	140	9.53	1.17	2.14
6	2	6	224.00	3	140	2.80	0.62	1.37
7	6	7	349.00	3	140	1.44	0.32	0.62
8	5	7	282.00	4	140	6.12	0.75	1.74

TABLA 4.4

Nudo Nº	Elevación m.s.n.m	Presión metros
1	95.56	14.14
2	94.24	12.25
3	97.61	12.05
4	96.23	11.49
5	94.86	12.00
6	92.04	10.88
7	93.79	10.26

FIGURA 4.2a

RED DE AGUA POTABLE DE LA ALTERNATIVA N° 1



SIMBOLOGIA :

NUDO (#)

TRAMO [#]

ALTERNATIVA 2.

4.1.4.2 Conexión al Sistema de Abastecimiento de A.N.D.A.

Se propone el mismo trazo de red que en la Alternativa N° 1, difiriendo en que el agua será suministrada por A.N.D.A. Lo anterior es factible ya que dicha administración se encuentra realizando los estudios técnicos para desarrollar en la actualidad, un proyecto de agua potable que del acuífero de "El Jute" abastecerá un sector de la ciudad de San Miguel, con la tubería de servicio colocada frente a la Facultad.

Para este caso se diseña la tubería de conexión con el diámetro económico, contando con los mismos datos de la tubería de descarga de la alternativa 1, retomamos el valor sugerido que es de 6". Pero se hace una revisión de velocidades por continuidad y obtenemos que:

Para un diámetro de 6"

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.01259 \text{ mts}^3}{\left[\left(6 \left(\frac{2.54}{100} \right) \right)^2 \frac{\pi}{4} \right] \text{ mts}^2} = 0.69 \text{ mts/seg} \geq 0.6 \text{ mts/seg}$$

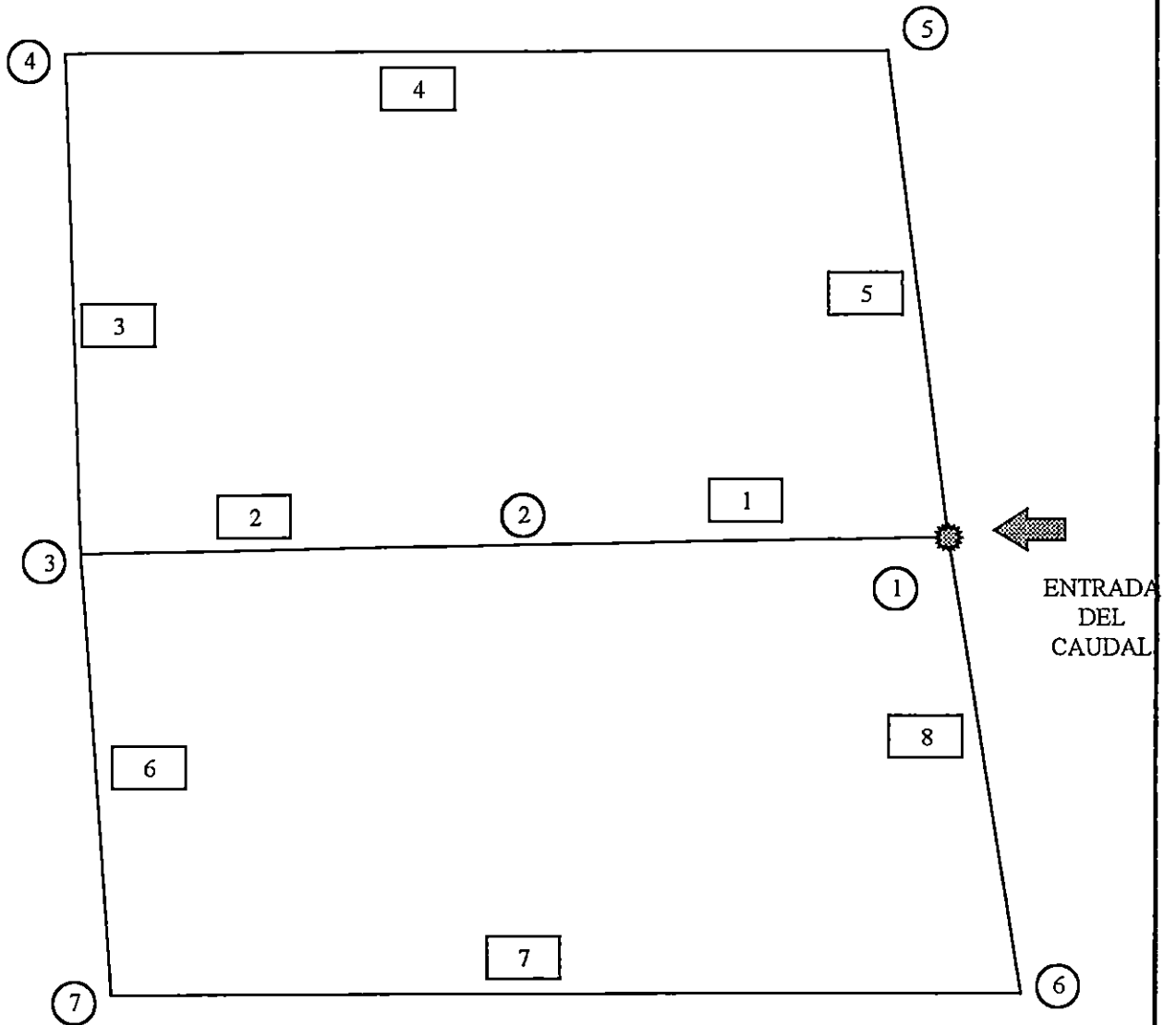
La velocidad cumple con lo establecido por A.N.D.A.

La red se conectara a la línea en el nudo numero cinco donde se fijo una presión en 40 metros de columna de agua, tomando en cuenta la posición relativa de la F.M.O con respecto a la Ciudad de San Miguel, que la ubica en la entrada de la misma, donde A.N.D.A. tiene que garantizar que su red tenga un valor de presión cercano a 50 metros de columna de agua; además el dato permite un factor de seguridad para prevenir un valor de presión menor. Si fuera mayor y una revisión demostrase que la presión en algún punto de la red, sobrepasa el valor permitido por A.N.D.A se procedería a provocar perdidas en la tubería de conexión que permitan mantener el diseño propuesto.

Los resultados del balance de caudales, realizado por el método de Hardy-Cross para la red de la alternativa 2 (ver fig.4.2b) se presentan a continuación:

FIGURA 4.2b

RED DE AGUA POTABLE DE LA ALTERNATIVA Nº 2



SIMBOLOGIA :

NUDO (#)

TRAMO (#)

**TABLA 4.5 ALTERNATIVA Nº 2
DISEÑO DE RED DE DISTRIBUCION**

Tubo Nº	Nudo Inicial	Nudo Final	Longitud (mts)	Diámetro (pul)	"C" Hazen-Williams	Caudal lts/seg.	Velocidad mts/seg.	Perdidas mts.
1	1	2	153.00	4	140	3.83	0.47	0.40
2	2	3	219.00	4	140	3.17	0.39	0.40
3	3	4	301.00	1 ½	140	0.28	0.25	0.75
4	5	4	290.00	1 ½	140	0.38	0.34	1.29
5	1	5	267.00	3	140	1.04	0.23	0.26
6	3	7	224.00	3	140	1.55	0.34	0.46
7	7	6	349.00	1 ½	140	0.87	0.78	7.31
8	1	6	282.00	3	140	6.69	1.47	8.57

TABLA 4.6

Nudo Nº	Elevación (m.s.n.m)	Presión (metros)
1	94.86	40.00
2	95.56	39.60
3	94.24	39.20
4	97.61	38.45
5	96.23	39.74
6	93.79	31.43
7	92.04	38.74

La alternativa 2 es la mejor técnicamente, por el hecho que permite usar diámetros menores y además se evita la consideración de un sistema de bombeo, por requerir mantenimiento.

La propuesta de diseño del sistema de abastecimiento de agua potable de la F.M.O se presenta en el plano 4.2b.

4.2- REDISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO DE LA F.M.O

4.2.1-Propuesta de Rediseño del Sistema de Aguas Negras

Con la solución general del problema, se propone establecer la mejor forma de conducir y disponer las aguas negras producidas en la Facultad, en los sectores definidos por la propuesta de zonificación existente. En base a ella (plano 4.1), se identificarán las vías donde en función de las condiciones topográficas y los posibles sitios de disposición, se establecerá uno o varios sistemas de colectores formados por pozos de visita y tuberías que estarán ubicadas a 1.50 mts. del cordón, al Sur de las calles y al Poniente de las avenidas. Dichos colectores conducirán el afluente a un sistema de tratamiento que será propuesto, o si fuere factible se conducirían las aguas crudas al sistema colector de A.N.D.A.

Como en las zonas plasmadas en la propuesta, no están definidas la totalidad de edificaciones a construir, se dificulta la determinación de áreas parciales de descarga; por ello se procederá a establecer una delimitación balanceada a partir de los tramos de la red o redes propuestas.

ALTERNATIVA I.

4.2.1.1- Red Conduciendo a un Sistema de Tratamiento.

La red que se proyecta se diseñará desde el punto de vista técnico, en coordinación con los requisitos mínimos exigidos por las normas de ANDA ya que es la entidad reguladora en la implementación de proyectos de esta naturaleza.

La red se compone de ramales principales ubicados en las diferentes vías de circulación dentro de la F.M.O; dando cobertura total a las instalaciones existentes y proyectadas en la conducción de las aguas residuales hacia un sistema de tratamiento, para su posterior disposición.

En el diseño planimétrico y altimétrico de la red, se determinarán las situaciones favorables para el trazo. Las pendientes de las tuberías quedarán definidas atendiendo los niveles de tapadera de aguas lluvias que definen los niveles y pendientes de las vías. Determinado lo anterior, se ubicarán los pozos de visita guardando la distancia adecuada entre

ellos, así como las pendientes respectivas para el tramo en análisis, de manera que sus profundidades no fuesen menores de lo permisible por la norma, que es de 1.20 metros sobre la corona de la tubería. En su defecto se proyectaran sobre los tubos losetas de concreto prefabricadas apoyadas sobre muros de mampostería.

a) Cálculo del Caudal.

Para el cálculo del caudal a transportar se retomo la fórmula establecida en la normativa de ANDA:

$$Q = K[0.8Q_{maxh} + 0.2A]$$

donde :

Q : caudal a transportar (lts/seg)

K : factor de colector, se aplica en función del diámetro de tubería

Q_{maxh} : caudal máximo horario, (lts/seg)

A : área(Hectáreas) }

Esta fórmula se modificó para determinar el caudal para cada tramo; lo que se realizó de la siguiente manera:

Se obtuvo la longitud total de la red (L_t) y el caudal siendo este igual al 80% del caudal máximo horario. Con lo anterior se calcula la relación caudal y longitud total de tubería:

$$\text{Factor de diseño: } Fd = \frac{0.8Q_{maxh}}{L_t} \left(\frac{lts/seg}{mts} \right)$$

Para expresar el caudal estimado en un tramo considerado se utilizo la ecuación siguiente:

$$Q_i = (Fd)(L) + 0.2A$$

donde :

Q_i : Caudal estimado del tramo en cuestión en lts/seg.

Fd : Factor de diseño.

L : Longitud de tubería del tramo considerado en metros.

A : Área tributaria del tramo de tubería considerado en Hectárea.

Para el calculo de las áreas tributarias se hizo uso de un aparato electrónico llamado planímetro, al cual digitalmente se le introduce la escala (para nuestro caso 1:1000) y las unidades (según la formula Racional, mts²). Con esos datos se procede a establecer un origen desde donde se recorre perimetralmente el área de interés hasta completarlo y obtener directamente la lectura correspondiente al valor del área.

La distribución de áreas tributarias para el calculo de la capacidad del alcantarillado sanitario se presenta en el figura 4.3

Para el cálculo de caudal del tramo siguiente, se utiliza la misma ecuación más el caudal del tramo anterior.

Para determinar la capacidad de la tubería, se afecta el caudal estimado del tramo por un factor de colector de acuerdo a la norma de ANDA. Una vez determinado dicho caudal y con las pendientes propuestas en los perfiles, se procede a establecer el diámetro y la velocidad en la tubería.

b) Ejemplo de Calculo de Caudal De Aguas Negras.

Cálculo de caudal:

Tramo 1 - 2

Datos : $L = 100.00$ mts. $Lt = 1172.00$ mts

$A = 3.11$ Ha $Q_{maxh} = 7.48$ lts/seg

$$Q_1 = (Fd)(L) + 0.2A$$

$$Fd = \frac{0.8Q_{maxh}}{Lt} = \frac{0.8(7.48)}{1172} = 0.0051 \frac{lts/seg}{mts}$$

$$Q_1 = (0.0051)(100) + (0.2)(3.11) = 1.13 \text{ lts/seg}$$

Se presume un diámetro de prueba con un $K = 2$

$$Q_d = KQ_1 = 2.0(1.13) = 2.26 \text{ lts/seg}$$

Donde :

Qd es la capacidad de tubería para el tramo 1-2

Con el Qd y la pendiente del tramo 1-2, la cual es del 1.3 % se introduce al nomograma de la formula de Manning (figura 2.14), de donde se obtiene el diámetro y caudal a tubo lleno; para el caso particular:

Diámetro = 6"

Caudal a tubo lleno: $Q_{LL} = 15.70$ lts/seg

Posteriormente se calcula la relación de caudales de la siguiente manera:

$$Rc = \left(\frac{Qd}{Q_{LL}} \right) 100(\%)$$

$$Rc = \left(\frac{2.26}{15.70} \right) 100 = 14.4\%$$

Con el valor anterior se introduce a la gráfica de la figura 2.15 (curva del Banano), del que se obtienen el valor de la relación de velocidades (Rv) en %; en lo particular:

$$Rv = \text{velocidad real}(V_{real}) / \text{velocidad a tubo lleno}(V_{LL}) = 71\%$$

$$V_{real} = (Rv) \left(\frac{V_{LL}}{100} \right) = (71) \left(\frac{0.86}{100} \right) = 0.61 \text{ mts/seg}$$

Para el tramo siguiente el proceso es el mismo, con la variante de sumar el caudal de diseño del tramo anterior, al correspondiente.

La presentación de resultados del Rediseño del Alcantarillado Sanitario de la F.M.O esta contenida en las tablas 4.7 y en los planos:

4.3 - Distribución en planta de la red de alcantarillado sanitario

4.4 - Perfiles de aguas negras

TABLA 4.7 HOJA DE CALCULO DEL SISTEMA DE AGUAS NEGRAS DE LA F.M

Tramo	Circulacion	De pozo	A pozo	Longitud	Area	Infiltración	Caudal	Pendiente	Diametro	Caudal tubo lleno
				mts.	Ha	lts/seg/Ha	lts/seg	%	pulgadas	lts/seg
1	Universitaria Norte	1	2	100	3.11	0.2	2.26	1.3	6	15.70
2	Universitaria Norte	2	3	78	0.53	0.2	3.27	0.8	6	12.32
3	Universitaria Este	3	4	79	0.41	0.2	4.24	0.8	8	26.52
4	Universitaria Este	4	5	100	1.4	0.2	5.82	0.65	8	23.91
5	Universitaria Este	5	6	100	1.36	0.2	7.38	0.6	8	22.97
6	Universitaria Central	7	8	100	4.47	0.2	2.81	1.15	6	14.77
7	Universitaria Central	8	9	81	2.07	0.2	4.46	0.8	8	26.52
8	Universitaria Central	9	6	54	0.97	0.2	5.4	0.67	8	24.27
9	Universitaria Este	6	10	100	1.42	0.2	14.37	0.6	8	22.97
10	Univeritaria Este	10	11	46.5	0.93	0.2	15.22	0.6	8	22.97
11	Universitaria Este	11	12	33.5	0.61	0.2	15.8	0.6	8	22.97
12	Universitaria Este	12	13	100	1.38	0.2	17.37	1.62	8	37.74
13	Universitaria Sur	14	15	100	2.61	0.2	2.06	1.4	6	16.29
14	Universitaria Sur	15	13	100	0.44	0.2	3.26	0.6	8	12.32
15	Terreno Natural	13	laguna	426.5	0.43	0.2	25.15	1.06	10	53.00

c) Tratamiento de Las Aguas Negras.

Dado que la facultad se encuentra en una zona de clima caluroso, se cuenta con disponibilidad de terrenos y con los ríos Jute y Grande de San Miguel, como cuerpos de agua receptores; se propondrá un sistema de tratamiento, que constara de dos lagunas facultativas en paralelo con el objetivo de disminuir la carga orgánica de DBO y sólidos sedimentables y una laguna de maduración para disminuir los coliformes fecales.

El diseño tiene su base en los parámetros de DBO y coliformes fecales, debido a que son los principales en el tratamiento de estas aguas y, además, porque estos últimos se encuentran en un alto grado de concentración en las aguas negras de la F.M.O.

Los límites adoptados por ANDA para DBO₅ y Coliformes fecales son los siguientes:

$$\text{DBO}_5 = 30 \text{ mg/lts.}$$

$$\text{Coliformes Fecales} \leq 10000 \text{ NMP(Número Mas Probable) / 100 ml.}$$

El tipo y cantidad de población a servir. Es una cuyas descargas se pueden considerar como domésticas y para propósitos de tratamiento puede considerarse como pequeña.

d) Parámetros y Procedimientos de Diseño de Sistemas de Lagunas de Estabilización. ⁸

Se recomienda diseñar para comunidades de 5,000 hasta 10,000 habitantes un sistema de una laguna facultativa seguido por una laguna de maduración. Dependiendo del caudal y la población servida, el sistema puede ser de una sola laguna facultativa y de maduración, o un sistema de lagunas facultativas en paralelo seguido por lagunas de maduración (una sola o en paralelo también), ver cuadro 4.1.

Procedimientos de diseño de un Sistema de Lagunas.

El procedimiento del diseño del proceso de las lagunas es el siguiente:

- 1- Determinar el propósito de tratamiento y la calidad requerida del efluente.

⁸ Manual de diseño, Operación y Mantenimiento para Lagunas de Estabilización en Honduras, Stewart M. Okley, U.S.A.I.D, Honduras, 1997.

CUADRO 4.1
CRITERIOS DE DISEÑO DEL PROCESO RECOMENDADAS PARA
LAGUNAS DE ESTABILIZACION PARA MUNICIPALIDADES DE 0 A 100,000
HABITANTES.

Parámetro	Criterio Recomendado
1- Diseño global del sistema	Una laguna facultativa seguida por una de maduración. Para caudales grandes, se diseña dos lagunas facultativas en paralelo para limpieza de lodos y mantenimiento.
2- Cálculación de caudales	Mediciones del campo o análisis que incluya infiltración.
3- Volumen de sólidos arenosos	Se calcula el volumen por día y el volumen acumulado en 5 o 10 años.
4- Remoción de sólidos arenosos	Se diseña un pozo de colección de sólidos arenosos a la entrada de la laguna facultativa o se diseña un desarenador.
5- Temperatura	Se utiliza la temperatura del agua de la laguna si hay datos; si no se utiliza la temperatura del aire del mes más frío.
6- La carga máxima superficial	$CS_m = 357.4(1.085)^{t-20}$
7- Tiempo de retención hidráulica	$\theta_f \geq 10$ días para laguna facultativas; $\theta_m \geq 5$ días y es el tiempo para dar ≈ 4 ciclos logarítmicos de remoción de coliformes fecales en el sistema total.
8- Dimensiones de lagunas	Se utiliza una relación de largo/ancho de 2/1 o, preferiblemente, 3/1.
9- Acumulación	Se utiliza 0.04 mts ³ /hab-año para lagunas facultativas o, preferiblemente, mediciones del campo.
10- Almacenaje de lodos	Se utiliza una profundidad para almacenar los lodos para un periodo de 5 a 10 años.
11- Profundidad de lagunas	P = 1.8 metros hasta 2.2 metros.
12- Remoción de coliformes fecales	Se utiliza la ecuación del flujo disperso. Se calculo el factor de dispersión, "d", según la respectiva relación largo/ancho.
13- Remoción de D.B.O.	Se utiliza la ecuación del flujo disperso. Se calcula el factor de dispersión, "d", según la respectiva relación largo/ancho.

Fuente : "Manual de diseño, Operación y Mantenimiento para Lagunas de Estabilización en Honduras", Stewart M. Oakley, U.S.A.I.D, 1997, Honduras.

2- Determinar el caudal, incluyendo una estimación de infiltración al alcantarillado. Siempre es mejor medir caudales que estimarlos si existe el alcantarillado.

3-Determinar la carga orgánica aplicada a la laguna facultativa para la población. Siempre es mejor, si es posible, medir los caudales del alcantarillado y sacar muestras para el análisis de DBO, Sólidos Sedimentables y coliformes fecales en vez de asumir valores de la literatura.

4- Estimar la temperatura de las aguas de la laguna usando la temperatura ambiente del mes más frío. Debido a que la temperatura del agua de una laguna es normalmente más alta que la del aire, el uso de la temperatura ambiente da un factor de seguridad en el diseño.

5- Calcular la carga orgánica máxima superficial(CS_m) usando la ecuación:

$$CS_m = 357.4(1.085)^{T-20}$$

6- Calcular el área requerida de la laguna facultativa(A_f) usando la ecuación:

$$A_f = \frac{10L_a Q}{CS_m (FS)}$$

Donde :

L_a = concentración de DBO del afluente en mg/lts

Q = caudal en mts³/día

FS = factor de seguridad (0.8 - 0.9)

7- Dimensionar la laguna facultativa usando una relación largo/ancho de 2/1 o, preferiblemente, 3/1.

8- Calcular el período de retención hidráulica(θ_f) usando las ecuaciones:

$$\theta_f = \frac{V_f}{Q}$$

$$V_f = \left(\frac{P}{6}\right) [(L \times A) + (L - 2 \times i \times P) + 4(L - i \times P)(A - i \times P)]$$

Donde :

V_f : volumen de la laguna en metros cúbicos

P : profundidad efectiva de la laguna en metros

L : largo superficial de la laguna en metros

A : ancho superficial de la laguna en metros

i : relación horizontal/vertical del talud interior (i igual a 2 para relación 2/1)

9- Si $\theta_f \geq 10$ días, siga con el dimensionamiento de la laguna. Si no, recalculé el área hasta $\theta_f \geq 10$ días.

10- Calcular el volumen de arena acumulada diariamente y durante el período del diseño.

11- Dimensionar el pozo de colección de arena dentro de la laguna facultativa o se diseña un desarenador.

12- Calcular la profundidad de lodos acumulados en la laguna facultativa usando mediciones de campo o asumiendo un factor de acumulación de $0.04 \text{ m}^3/\text{hab-año}$.

13- Redimensionar la profundidad de la laguna para almacenar los lodos durante un período de 5 a 10 años; es preferible dividir el área para tener dos lagunas facultativas en paralelo para poder limpiar los lodos de una y mantener la otra en operación.

14- Se calcula K_b para la temperatura del mes más frío usando la ecuación:

$$K_b = 1.1(1.07)^{T-20}$$

donde:

K_b : constante de reacción del primer orden a temperatura "T"

T : temperatura del mes más frío en grados centígrados

15- Se determina el factor de dispersión(d), para la relación de largo/ancho de la laguna usando la ecuación.

$$d = \frac{\frac{L}{A}}{-0.26118 + 0.25392\left(\frac{L}{A}\right) + 1.01368\left(\frac{L}{A}\right)^2}$$

donde :

L : largo de la laguna en metros

A : Ancho de la laguna en metros

16- Se calcula el número de coliformes fecales en el efluente (Ne) de la ecuación:

$$\frac{Ne}{Na} = \frac{4a \times 10^{\frac{1}{2d}}}{(1+a)^2 \times 10^{\frac{a}{2d}} - (1-a)^2 \times 10^{\frac{-a}{2d}}}$$

Donde :

Ne : número de coliformes fecales en el efluente.

Na : número de coliformes fecales en el afluente.

α : remoción en ciclos logarítmicos, $\alpha = \left(1 + 4K_b \theta_r d\right)^{\frac{1}{2}}$

d : factor de dispersión.

17- Para una laguna de maduración, se selecciona valores para el período de retención hidráulico de una laguna de maduración (θ_m) y del factor de dispersión (d), (basado en largo/ancho).

18- Se calcula Ne de la ecuación para la laguna de maduración, usando el valor Ne de la laguna anterior como Na de la laguna de maduración.

19- Si la remoción en ciclos logarítmicos es aceptable, use los valores de Q_m y d .

20- Si la remoción no es aceptable, se repiten los pasos del 18 al 20 hasta que tenga una remoción aceptable.

21- Calcular la concentración de DBO en el efluente (Le) de la laguna facultativa y de la laguna de maduración usando las ecuaciones.

$$\frac{Le}{La} = \frac{4a \times 10^{\frac{1}{2d}}}{(1+a)^2 \times 10^{\frac{a}{2d}} + (1-a)^2 \times 10^{\frac{-a}{2d}}}$$

Donde :

Le : concentración de D.B.O. en el efluente.

La : concentración de D.B.O. en el afluente.

$$a = (1 + 4K_t \theta_{(f,m)} d)^{\frac{1}{2}}$$

$\theta_{(f,m)}$ = es el período de retención para una facultativa o de maduración, según sea el

$$\text{caso, } \theta = \frac{\text{Volumen}}{\text{Area}} \text{ (días).}$$

K_t ; constante de reacción del primer orden para DBO a temperatura "T", en grados

centígrados, $K_t = K_{20} (1.09)^{T-20}$ (días)⁻¹, $K_{20} = 0.15$ días a 20 °C.

d : factor de dispersión

e) Diseño de Lagunas de Oxidación (facultativa y Maduración)

Datos de diseño:

a) Producción de aguas residuales. Se obtiene del producto de la dotación y la población.

b) Infiltración. Se considerara lo establecido en ANDA; igual a 0.2 multiplicado por el Area de influencia.

c) Temperatura media del mes más frío (19 °C) ⁹

d) DBO de las aguas negras crudas (41.5 mg / lts). Del cuadro 3.18

e) Sólidos sedimentables (2.2 ml / lts). De cuadro 3.18

f) Coliformes fecales de las aguas negras crudas (76×10^5 NMP(Número Más Probable) por 100ml). de cuadro 3.20

g) Población estimada (6459 personas)

h) Profundidad de la laguna. Las lagunas facultativas se recomiendan con una profundidad útil (no incluye la acumulación de lodos) de 1.5 a 2.0 metros para mantener condiciones aeróbicas en el primer metro de profundidad. Para el caso (1.7 metros)

i) Relación largo/ancho. Se recomienda 2/1 ¹⁰

Cálculo :

a) El propósito de tratamiento del sistema a diseñar es el de disminuir la DBO y los coliformes fecales.

b) Caudal a tratar en la laguna ($Q_{laguna} = Q_1$)

$$Q_1 = poblacion \times dotacion = (6459)(50) = 322950 \text{ lts/dia} = 323 \text{ mts}^3/\text{dia}$$

$$Q_{laguna} = 323 \text{ mts}^3/\text{dia}$$

c) Carga orgánica aplicada (DBO):

$$41.5 \text{ mg/lts} = 391.4 \text{ kg DBO /día}$$

d) Temperatura media del mes más frío. $t = 19^\circ \text{ C}$

e) Carga orgánica máxima superficial (CS_m). Viene expresada por la ecuación:

$$CS_m = 357.4(1.085)^{19-20} = 329.40 \text{ Kg/habitante/dia}$$

f) Área de la laguna facultativa(A_f)

⁹ Martinez Monterrosa, CUCO, Estudio para su desarrollo físico

¹⁰ Manual de diseño, Operación y Mantenimiento para Lagunas de Estabilización en Honduras, Stewart M. Okley, U.S.A.I.D, Honduras, 1997.

$$A_f = \frac{(10 \times La \times Q_{laguna})}{CS_m \times FS}$$

Donde :

A_f : Área de la laguna facultativa en metros cuadrados.

La : Concentración del afluente de DBO, mg/lts inmediata.

FS : Factor de seguridad. Se aplicará un factor de 0.9 previendo que las condiciones ambientales del sitio son favorables.

$$A_f = (10(41.5)(323)) / ((329.4)(0.9)) = 452.15 \text{ mts}^2$$

g) Dimensionamiento de la laguna: relación largo/ancho $\geq 2/1$

Tomaremos: largo(L) = 50 mts. y ancho(A) = 25 mts.

h) Cálculo del período de retención hidráulica de la laguna facultativa:

$$\theta_f = V_f / Q_{laguna}$$

$$V_f = (P/6)\{(L)(A) + (L- 2(i)(P)) (A-2(i)(P)) + 4 (L-(i)(P)) (A-(i)P)\}$$

Donde :

V_f : Volumen de la laguna en mts^3

P : Profundidad útil de la laguna (1.7 mts).

L : Largo superficial de la laguna (50 mts).

A : Ancho superficial de la laguna (25 mts).

i : Relación horizontal /vertical del talud interior (i = 2 para relación 2/1)

Con los datos anteriores calculamos:

$$V_f = 1717.70 \text{ mts}^3$$

$$\theta_f = V_f / Q_{laguna} = ((2)(1717.70)) / 323 = 10.63 \text{ días} \geq 10 \text{ días para lagunas}$$

facultativas.

i) Profundidad de lodos acumulados en 10 años. Se asume que la producción de lodos es de $0.02 \text{ mts}^3/\text{persona/día}$. Acumulación en 10 años = $(0.02)(6459)(10) = 1291.8 \text{ mts}^3$

Para el calculo de la profundidad de lodo se utilizara una longitud de 39.80 mts y un ancho de 14.8 mts, siendo estas dimensiones a una profundidad útil de 1.7 metros en la laguna.

$$\text{Profundidad de lodos} = \frac{1291.8 \text{ mts}^3}{2[(39.80)(14.8)] \text{ mts}^2} = 1.10 \text{ mts}$$

j) Redimensionamiento para acumulación de lodos

$$\text{Profundidad} = 1.7 + 1.1 = 2.80 \text{ mts.}$$

k) Se calcula el K_b para temperatura de 19°C

$$K_b = 1.1(1.07)^{t-20} = 1.028$$

l) Calculo de dispersión:

$$d = \frac{L/A}{-0.26118 + 0.25392(L/A) + 1.01368(L/A)^2} = 0.46 \approx 0.5$$

m) Se calcula "Ne"

$$\frac{Ne}{Na} = \frac{4a \left(10^{\frac{1}{2}d} \right)}{(1+a)^2 \left(10^{\frac{a}{2}d} \right) - (1-a)^2 \left(10^{-\frac{a}{2}d} \right)}$$

$$a = (1 + 4K_b \theta_f)^{1/2} = (1 + 4(1.028)(10.63)(0.5))^{1/2} = 4.78$$

$$Na = 76 \times 10^5$$

$$Ne = 4.94 \times 10^5$$

n) Para la laguna de Maduración, se relacionan los valores de θ_m y d .

Se asume $\theta_m = 8.0$ días

o) El dimensionamiento de la laguna con:

$$\theta_m = 8, d = 1.0, K_b = 1.028, Na = 4.94 \times 10^5, a = 5.82 \approx 6.0$$

$$Ne = 959.45 \text{ Coliformes Fecales/100 ml}$$

Calculando el volumen de la laguna de maduración (V_m)

$$V_m = \theta_m Q = 8 (323) = 2584 \text{ mts}^3$$

Calculando V_f , con los datos siguientes

$$A = L = 60 \text{ por haber asumiendo } d = 1$$

$$i = 2 \quad \text{Profundidad} = 0.95 \text{ mts}$$

$$V_f = 2716.78 \text{ mts}^3 > V_m \Rightarrow \text{Se aprueba el dimensionamiento}$$

Se concluye que la remoción de coliformes es aceptable.

p) Concentración de la DBO en el efluente de la laguna facultativa.

Le = la concentración de DBO en el efluente, mg/lts.

La = la concentración de DBO en el afluente, mg/lts. (41.5 mg/lts)

$$K_T = K_{20} (1.09)^{T-20}, K_{20} = 0.15 \text{ para una laguna facultativa}$$

para $T = 19$ °C:

$$K_T = 0.15 (1.09)^{19-20} = 0.14 \quad a = (1 + 4K_T \theta_m d)^{1/2} = (1 + 4 \times 0.14 \times 8 \times 1)^{1/2} = 1.94$$

$$\frac{Le}{La} = \frac{4a \left(10^{\frac{1}{2}d} \right)}{(1+a)^2 \left(10^{\frac{a}{2}d} \right) - (1-a)^2 \left(10^{-\frac{a}{2}d} \right)} = 0.305$$

$$Le = 0.305La = 0.305(41.5) = 12.66 \text{ mg/lts}$$

12.66 mg/lts < 30 mg/lts. ⇒ Se cumple con el requerimiento y, por tanto, el dimensionamiento se aprueba.

CUADRO 4.2 RESUMEN DE DISEÑO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO

LAGUNA N°	AREA Largo por Ancho, (metros)	PROFUNDIDAD EFECTIVA (metros)	PROFUNDIDAD DE LODOS (mts)	PARAMETRO DE DISEÑO (días)	D.B.O DEL EFLUENTE (mg/lts)	COLIFORMES FECALES EN EL EFLUENTE POR CADA 100 ml DE AGUA.
1	28 X 53	1.70	1.10	Período de Retención $\theta_f \geq 10$		
2	28 X 53	1.70	1.10	Período de Retención $\theta_f \geq 10$		
De 1 y 2					12.66	4.94×10^2
3	62 X 62	0.95		Período de Retención $\theta_m = 8$		959.45

Recomendaciones para la operación y mantenimiento del sistema de lagunas

1- La operación y mantenimiento del sistema de lagunas incluye:

a) Personal que periódicamente remueva las natas que se acumulan para enterrarlas.

b) Programa de monitoreo para evaluar la eficiencia de las lagunas; incluye análisis físico-químicos y bacteriológicos que comprueben la remoción de D.B.O., sólidos sedimentables y coliformes fecales.

c) Elaborar un plan adecuado para la remoción, tratamiento y disposición final de lodos cada 5 años. La laguna facultativa puesta en operación al inicio, deberá llenarse con las aguas negras provenientes de la Facultad, hasta el nivel de 1.7 metros arriba del depósito de lodos(altura efectiva), después de lo cual se mantendrá sin cargar ni descargar por 20 a 30 días, con el objetivo de permitir el desarrollo de las poblaciones de microorganismos.

2- La construcción de la franja de revestimiento con concreto simple en el perímetro de las lagunas propuestas es muy importante, ya que en primer lugar se indica el nivel a que deben mantenerse estas y con ello también se protege el talud de la erosión causada por olas cuando hay viento y evita el crecimiento de plantas acuáticas en la orilla, que propicien la reproducción de vectores.

3- Durante la operación de las compuertas de fondo ajustable ubicadas en las salidas se deben mantener abajo del nivel del agua, de manera que se acumule la nata flotante y pueda ser removida; además el fondo de las compuertas en las lagunas facultativas, debe de mantenerse a unos 60 centímetros abajo del nivel del agua, ya que se a demostrado experimentalmente que hasta dicha profundidad se encuentra el ecosistema de algas. Con lo anterior se optimiza la calidad del efluente en términos de concentración de algas.

ALTERNATIVA 2

4.2.1.2 Red con descarga en el Sistema de Alcantarillado Sanitario de A.N.D.A

Como segunda alternativa se plantea la misma propuesta de red de conducción de las aguas negras, con la diferencia de disponerlas hacia el sistema de A.N.D.A, el cual interceptaría frente al acceso del Departamento de Agronomía, a través de una línea de conexión proveniente del pozo número 13; esto sería posible cuando se ejecute la segunda etapa del Plan Maestro de Desarrollo Urbano de la Ciudad de San Miguel (capítulo III), dentro del cual se prevé colectores de aguas negras tendidos frente a la F.M.O.

La primera alternativa puede ser implementada de inmediato y por tanto se convierte en la mejor solución desde el punto de vista técnico.

La ubicación y dimensionamiento de las lagunas propuestas pueden verse en el plano

4.5.

4.3-REDISEÑO DEL SISTEMA DE AGUAS LLUVIAS.

El objetivo que persigue la solución del problema es el de determinar la forma mas adecuada para la evacuación de las aguas lluvias de la facultad, tomando como base la propuesta de zonificación existente. A partir de ella se determinaran los colectores que pueden estar formados simplemente por cunetas que drenen superficialmente o por un sistema completo de cunetas, tragantes, pozos de visita y tuberías; también debe seleccionarse los puntos de descarga tomando como criterio que el agua recorra la menor distancia posible y que dichos puntos tengan la capacidad de recibir el escurrimiento aportado sin causar problemas de inundaciones, erosión o derrumbes, para la cual deben considerarse elementos de protección.

Para las áreas comprendidas dentro de la zonificación, como desarrollo físico, solamente se tiene proyectado el edificio de el Departamento de Medicina, cuya aportación de escurrimiento será considerada; por lo demás no se tiene planificado claramente la implementación de las obras a construir para los otros departamentos, lo que dificulta la definición de las diferentes áreas y condiciones de escurrimiento así como las direcciones del flujo definidas por la terracería modificante del terreno natural.

4.3.1 Metodología de Diseño

De acuerdo con lo anteriormente expuesto y examinando el plano de zonificación se identifican los siguientes aspectos relevantes al proyecto:

a) Tal como se expuso en el capítulo III la topografía es bastante plana lo que es inconveniente para el desagüe de las aguas lluvias, pero como contrapeso existe la ventaja que el terreno de la zonificación se encuentra en un montículo que permite tener múltiples alternativas de descarga por gravedad hacia los siguientes puntos:

Alcantarilla de 36" de diámetro, a 77.70 metros al Norte de la entrada principal.

Alcantarilla de 36" de diámetro, a 65 metros al Sur de la entrada del Departamento de Agronomía.

Alcantarilla de 48" de diámetro ubicada en el estacionamiento 2 + 851.44, medido desde el desvío "Los Leones"; frente al lindero Sur del terreno propiedad de la Facultad, al Oriente de la carretera al litoral.

Zanjas de irrigación en los campos experimentales de Agronomía.

Descarga directa al río El Jute.

b) Debido a la identificación de áreas considerables de drenaje se establece que es conveniente ubicar en las vías de circulación un sistema completo formado por cuneta, tragantes, pozos de visita y tuberías, que se ubicaron al centro de las mismas a una profundidad mínima sobre la corona del tubo hasta la rasante de 1.50 metros. En caso de no cumplirlo, en los tramos que sea necesario, se ubicarán losetas prefabricadas sobre muros laterales de mampostería.

4.3.1.1 Trazo de La Red.

En el plano 4.6 se presenta la propuesta de trazo del sistema para la evacuación de las aguas lluvias; cuyos componentes se ubicaron atendiendo la normativa del V.M.V.D.U. (Capítulo II.). Dicho trazo, sobre la base de la topografía natural y a la selección de puntos de descarga se dividió en dos redes las cuales se describen a continuación:

La primera esta conformada por 4 ramales de los cuales tres son secundarios y uno primario, descargando a la alcantarilla de diámetro 36" ubicada en el estacionamiento 2 + 098, de la carretera al Litoral, a partir del desvío conocido como "Los Leones " y en dirección Sur. La segunda red también esta conformada por 4 ramales de los cuales tres son secundarios y uno primario el cual se proyecta que conduzca el escurrimiento hacia un canal que lo transporte hasta descargar al río El Jute.

Se optó por proponer dicha descarga debido a que las condiciones topográficas del terreno sugerían diseñar rasantes de vías hacia esa dirección, porque de lo contrario sería necesario realizar obras de terracería de relleno de hasta 6 mts. de altura.

Los perfiles de las vías y el sistema de tuberías de ambas redes, se presentan en el plano 4.7. La pendiente de las vías de circulación vehicular se proyectó de acuerdo a la conveniencia de

escurrimiento superficial hacia los puntos de captación (tragantes). En base a dichas rasantes se ubicaron las tuberías tomando como criterio, lo estipulado por la normativa, como lo es:

- a) Espaciamiento entre pozos de visita: 100 mts. Máximo, con posible incremento del 15 %.
- b) Profundidad mínima de pozos de visita de 1.50 metros.
- c) Pendiente mínima del 0.5%

4.3.1.2 Estimación del Escurrimiento.

Tal como se expuso en el capítulo II, para el diseño de sistemas de alcantarillado pluvial, la forma más común de estimar el escurrimiento es a través del Método Racional porque requiere de datos de precipitación comúnmente disponibles y por su facilidad de aplicación, la expresión que define al método es:

$$Q = \frac{CIA}{60}$$

Q = Caudal de escurrimiento en lts/seg

C = Coeficiente de escurrimiento (adimensional)

I = Intensidad promedio de la precipitación en mm/min

A = Area tributaria en mts²

a) Areas tributarias.

La utilización de las vías de circulación como sitios para captar y conducir el escurrimiento por tuberías, fundamenta la delimitación de áreas, por la captación de escurrimientos parciales en los puntos de ubicación de tragantes.

Cálculo de áreas.

Pueden identificarse en el plano topográfico de zonificación dos tipos de áreas de captación:

Aquellas ubicadas en la "zona ecológica", donde no se prevé ningún tipo de desarrollo físico, por lo que el escurrimiento se realizara según la pendiente natural del terreno.

Las ubicadas en "zonas académicas" tanto existentes como proyectadas, donde a través de la modificación de la topografía por obras de terracería y de infraestructura física se obliga al

escurrimiento a drenar convenientemente. La inexistencia de un plan de desarrollo físico definido obliga a considerar los movimientos de tierra necesarios para conformar terrazas, las cuales se proyectan con una elevación mayor que la de las vías circundantes y con pendiente hacia ellas.

En figura 4.4 se presenta la delimitación de las áreas tributarias parciales.

b) Coeficiente de escurrimiento.

Se estimó auxiliándose con la tabla 2.2, donde aparecen coeficientes en función del tipo de superficie: Para utilizar dicha tabla se procedió a identificar los tipos de superficies de las áreas tributarias y se obtuvo un valor ponderado a través de la expresión:

$$\bar{C} = \frac{\sum C_i A_i}{A_t}$$

Para el caso de las zonas académicas, solo se tenía certeza de los tipos de superficie de las construcciones existentes y de la proyección del edificio de la Facultad de Medicina, por lo que la estimación de los coeficientes de las demás áreas parciales se realizó considerando la recomendación de infraestructura por alumno en metros cuadrados, contenida en el "Informe de Autoevaluación Académica de la F.M.O." la cual establece que:

TABLA 4.8.a-RELACION AREA/ALUMNO

ZONA	mts ² / Alumno
ADMINISTRATIVA	0.36
ACADEMICA	3.40
BIENESTAR UNIVERSITARIO	0.30
SERVICIOS GENERALES	0.17

TOTAL
4.23 mts² / Alumno

CIRCULACIONES Y PLAZAS= 20% Del área total.

Para ello se obtuvo la totalidad de las áreas académicas proyectadas sin desarrollo físico definido, y se procedió de la siguiente manera:

Area proyectada sin circulaciones vehiculares y parqueos = 206775 mts²

Población estudiantil futura = 6129 alumnos.

$$\frac{206775}{6129} = 33.74 \text{ mts}^2 / \text{alumno} \gg 4.23 \text{ mts}^2 / \text{alumno}$$

Ya que los metros cuadrados por alumno exceden enormemente a lo establecido por la norma, se usara como condición más desfavorable o factor de seguridad por posibles variaciones en el desarrollo físico la población total de la F.M.O:

$$\frac{206775}{6459} = 32.01 \text{ mts}^2 / \text{alumno} \gg 4.23 \text{ mts}^2 / \text{alumno}$$

Area construida necesaria (suponiendo un solo nivel) = $4.23 \times 6459 = 27324.53 \text{ mts}^2$.

Toda el área anterior se define como área de techos por lo que de la tabla 2.3 se obtiene su coeficiente de escorrentía "C" = 0.95

Circulaciones y plazas. Se tiene que:

Area total = Area Académica proyectada + Area Académica existente

Area total = 206775 + 2747 = 214522 mts²

Area de circulaciones y plazas = $0.2 (214522.00) = 42904.4 \text{ mts}^2$

Area Verde. La proyección de esta se encontró obteniendo el porcentaje de área de infraestructura necesaria para cada sector, así:

Area verde = Area del sector – (área del sector / área total)(Area de infraestructura Necesaria)

Area verde = Area del sector – Area de infraestructura del sector

TABLA 4.8b-CALCULO DE "C" PONDERADO

LOCALIDAD	SUPERFICIE	"C"	AREA	C X A
Construcciones existentes en general	Techos	0.95	4857.50	4614.63
Circulaciones peatonales y plazas existentes	Concreto con juntas abiertas sin cementar	0.60	809.50	485.70
Circulaciones vehiculares y parqueos existentes	Asfalto	0.90	2080	1872
Construcciones proyectadas	Techos	0.95	27324.53	25958.30
Circulaciones y plazas proyectadas	Concreto con juntas abiertas sin cementar	0.60	42904.40	25742.64
Circulaciones vehiculares y parqueos proyectados	Asfalto	0.90	21951.75	119256.58
Area verde existente y proyectada	Parques y jardines	0.20	148442.72	21668.54
		Total =	248370.40	100118.39

Para la zona ecológica, se considerara como área boscosa, suelo firme y pendiente despreciable (<1%); "C" = 0.20

$$\bar{C} = \frac{\sum CArea}{AreaTotal} = \frac{100118.39}{248370.40} = 0.40$$

c) Intensidad de Diseño.

La estimación de la intensidad de lluvia de diseño en el sector de la Facultad, se realizó tomando como estación pluviométrica base, la estación "El PAPALON", con Latitud Norte 13 grados, 26 minutos y Longitud Oeste 88 grados, 8 minutos; con registro de Precipitación Máxima Anual como se muestra en los Cuadros 3.4a y 3.4b. Se tomo solamente una estación, considerando que la superficie de interés es reducida esperando, por consiguiente, que la distribución de la lluvia sea uniforme.

Ajuste de intensidades máximas anuales.

El análisis se realizará tomando en cuenta el criterio que el tiempo de concentración de la escorrentía desde el punto mas alejado, determina la duración de la intensidad de lluvia crítica de diseño, ya que se considera que la máxima concentración de agua en el punto de

recogimiento o punto de aplicación de la fórmula Racional, se dará en el instante cuando toda el área tributaria está contribuyendo, lo cual ocurre en pocos minutos; por ello al realizar el ajuste del registro, y considerando la pequeñez de la superficie se tomaran los valores correspondientes a períodos en el rango de 5 a 30 minutos. El período de retorno o frecuencia de diseño será de 5 años, tal como se establece en el reglamento del V.M.V.D.U.

Para realizar el ajuste, primeramente es necesario obtener la probabilidad de ocurrencia de cada valor del registro, que se obtiene a través de la fórmula:

$$f = \frac{m}{n+1}$$

Donde :

m : posición de datos después que se han ordenado de menor a mayor.

n : número total de datos.

En la tabla 4.9, se presenta el ajuste del registro de diseño para obtener su probabilidad de ocurrencia.

Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia.

Con el ajuste de intensidades, se procede a graficar los datos en papel probabilístico Gumbel tal como se muestra en la figura 4.5. En base a la nube de puntos se traza línea recta de tal manera que represente la tendencia de la totalidad de los datos, y sobre la recta se puedan interpolar los valores de intensidad de lluvia para el período de retorno deseado (T = 5 años), ya que el papel cuenta con esa variable en la parte superior del mismo.

Con las intensidades de diseño obtenidas, se procede a plotearlos en papel semilogarítmico, teniendo en el eje de las abscisas las intensidades en mm/min y en el eje de las ordenadas los tiempos de duración en minutos (figura 4.6).

TABLA 4.9 PROBABILIDAD DE OCURRENCIA

POSICION	5 min.	10 min	15 min.	20 min	30 min	Probabilidad (P)	P x 100 (%)
1	2.00	1.58	1.35	1.28	1.01	0.04340	4.35
2	2.04	1.80	1.51	1.30	1.06	0.08695	8.70
3	2.04	1.91	1.52	1.34	1.09	0.13043	13.04
4	2.08	1.92	1.54	1.42	1.10	0.17391	17.39
5	2.10	1.94	1.55	1.58	1.23	0.21739	21.74
6	2.15	1.94	1.74	1.62	1.26	0.26086	26.09
7	2.38	1.98	1.81	1.63	1.30	0.30434	30.43
8	2.40	2.03	1.88	1.66	1.32	0.34780	34.78
9	2.44	2.04	1.92	1.66	1.33	0.39130	39.13
10	2.54	2.04	1.92	1.67	1.33	0.43478	43.48
11	2.54	2.05	1.92	1.67	1.37	0.47826	47.83
12	2.60	2.11	1.94	1.71	1.37	0.52174	52.17
13	2.70	2.20	1.94	1.74	1.45	0.56522	56.52
14	2.78	2.21	1.94	1.75	1.45	0.60869	60.87
15	2.80	2.30	2.10	1.86	1.53	0.65217	65.22
16	2.80	2.37	2.13	1.87	1.54	0.69565	69.56
17	2.94	2.45	2.18	1.92	1.56	0.73913	73.91
18	2.96	2.56	2.30	1.96	1.68	0.78261	78.26
19	3.72	2.66	2.33	2.12	1.74	0.82609	82.61
20	4.00	2.82	2.45	2.15	1.87	0.86960	86.96
21	4.08	3.00	2.67	2.50	1.88	0.91304	91.30
22	5.44	3.78	3.17	2.71	1.96	0.95652	95.65

Nota : los datos de Intensidades Máximas de Lluvias se encuentran en mm/min.

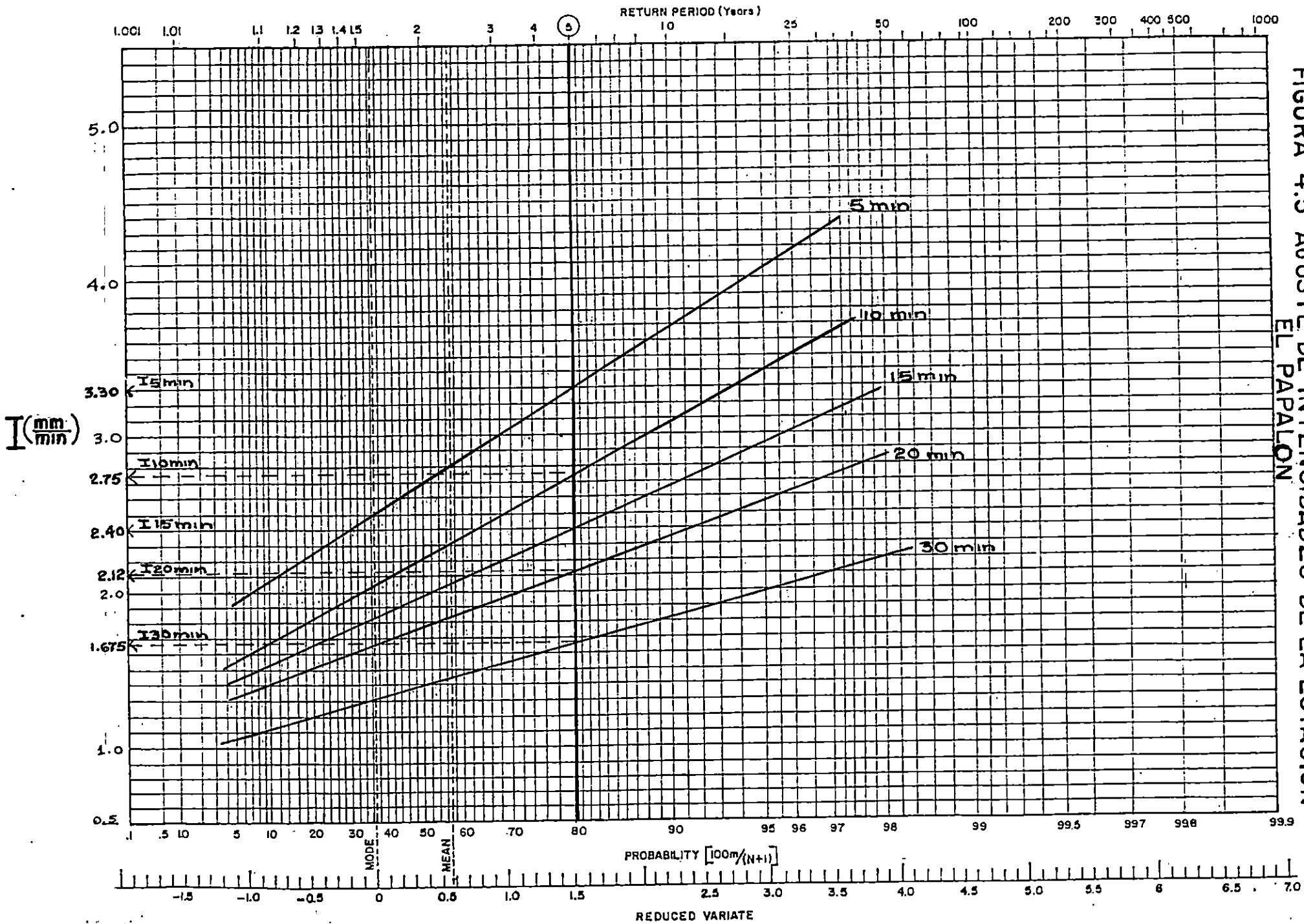
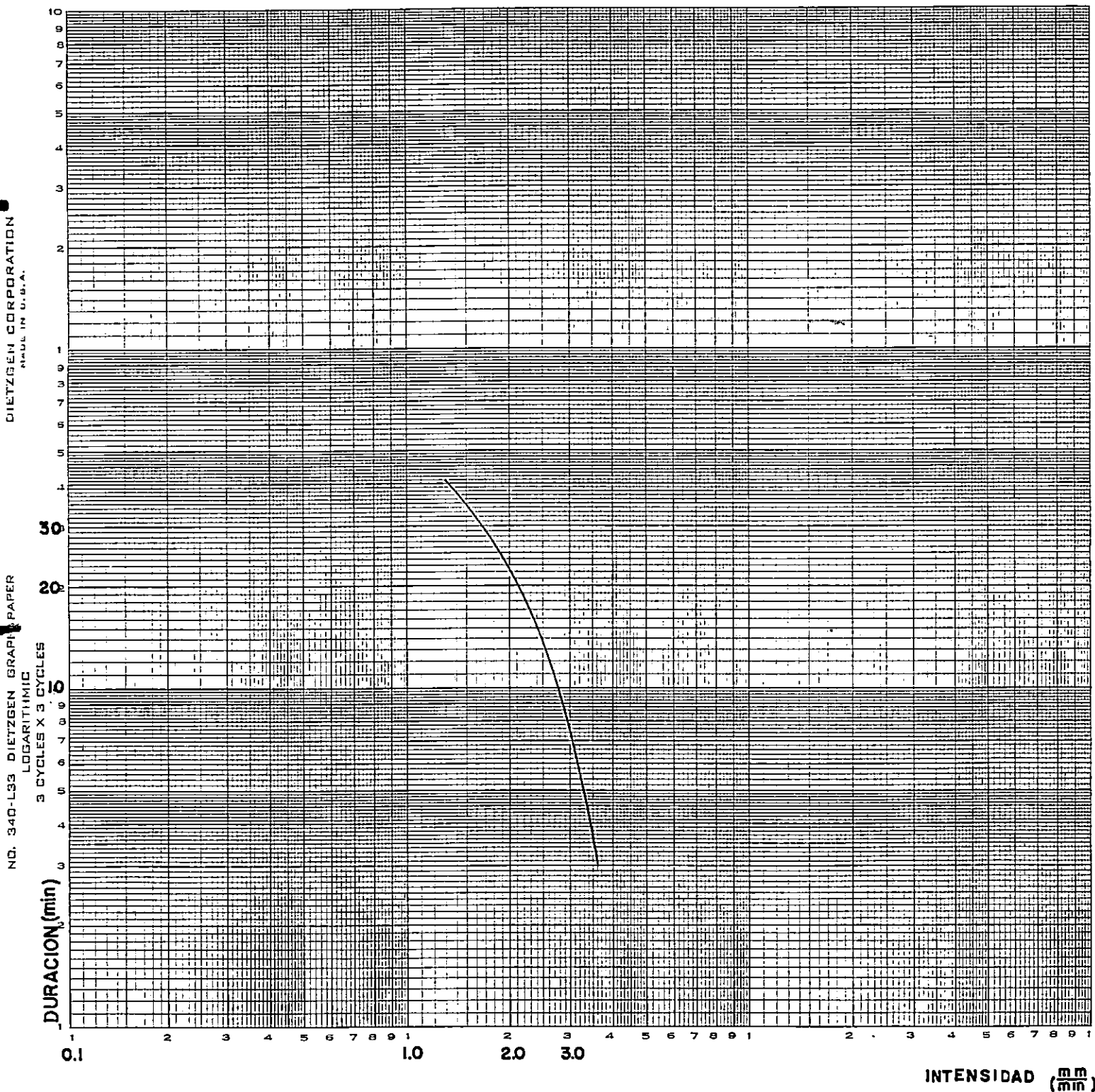


FIGURA 4.5 AJUSTE DE INTENSIDADES DE LA ESTACION EL PAPALON

FIGURA 4.6. CURVA I-D-F



Nota: FRECUENCIA = 5 años

4.3.1.3-Diseño de La Red Propuesta.

Cálculo de Caudales.

Conocidas las variables que definen el cálculo por la fórmula Racional, se procede a establecer el caudal de diseño para cada tramo de tubería propuesto para lo cual se utilizan los valores de coeficiente de escurrimiento obtenidos en la sección 4.3.1.2.b, las áreas tributarias que aparecen en la figura 4.4, y la intensidad de diseño que se obtendrá de la figura 4.6, de la siguiente manera:

Se procederá a obtener el tiempo de concentración para cada tramo, siendo éste para el tramo inicial, el formado por la suma del Tiempo de Entrada mas el Tiempo de Flujo.

Tiempo de Entrada. Definido como el tiempo que necesita el agua en llegar del punto mas alejado hasta encontrar el primer tragante, se calcula por la fórmula de Kerby de la siguiente manera:

$$t_e = [2/3 l (n / \sqrt{s})]^{0.467}$$

En donde:

t_e = tiempo de entrada en minutos.

l = distancia desde el punto tributario más alejado en metros.

s = Pendiente promedio del terreno.

n = Coeficiente de retardo de la superficie.

El valor de "n" se obtuvo auxiliándose de la tabla 2.1, calculando un valor ponderado de las áreas con coeficiente diferente. Los resultados se presentan en la tabla 4.10.

TABLA 4.10 ASIGNACION DEL COEFICIENTE DE RETARDO " \bar{n} "

SUPERFICIE	LOCALIDAD	n	AREA	n X Area
Superficies impermeable rugosa	Circulaciones y plazas proyectadas	0.2	42969.50	8593.90
Superficies impermeables	Construcciones existentes En general	0.02	4857.50	97.15
Superficies impermeable rugosa	Circulaciones y plazas existentes	0.20	809.50	161.90
Superficies impermeables	Construcciones proyectadas	0.02	27324.53	546.49
Césped	Area verde proyectada	0.20	148442.72	29688.54
	Σ		39087.98	224403.75

$$\bar{n} = \frac{39087.98}{224403.75} = 0.17$$

Para el caso de la zona ecológica considerada como zona maderera el valor de $n = 0.60$.

Tiempo de flujo. Definido como el tiempo que tarda en escurrir el agua a través del tramo considerado, se calcula con la siguiente fórmula:

$$t_f = \frac{l}{60v}$$

Donde :

t_f =Tiempo de flujo de la tubería en minutos.

l =Longitud del tramo de tubería en metros.

v =Velocidad media del agua en la tubería en m/seg.

Para el cálculo, como es imposible establecer a priori la velocidad en el conducto se procedió a fijar en el tramo inicial la velocidad mínima recomendada que es de 1.0 mts/seg sujeta a revisión y para cada tramo subsiguiente del alineamiento se fijo la velocidad de entrada correspondiente.

Para los tramos subsiguientes al inicial, el tiempo de concentración se estimo como el

tiempo de concentración del tramo anterior al que se le adicionó el tiempo de flujo. en el conducto a diseñar, lo anterior quiere decir que el tiempo total de concentración será la sumatoria de los tiempos parciales en cada elemento del sistema, hasta el punto de recogimiento total

Diseño de Tuberías. Para aclarar el procedimiento se procederá a desarrollar dos ejemplos de cálculo de los tramos de pozos 1 a 2 y de 2 a 3 ubicados en la calle Universitaria Norte. Proceso similar se siguió para la determinación de los tramos subsiguientes de ambas redes, por lo que los datos y resultados se consignan en forma tabulada en la tabla 4.11.

Las columnas del 1 al 4 se obtienen directamente de la figura 4.4 y del plano 4.6.

Columna 1 y 2. TRAMO. Indica el tramo comprendido entre dos pozos de visita consecutivos o no, según se haya determinado la captación. El sentido de la corriente quedará indicado por la numeración de los pozos, en el cual el primer número representa el pozo inicial. Los cálculos se realizaron del pozo 1 al 2 en el tramo inicial y del pozo 2 al 3 en el siguiente.

Columna 3. LONGITUD (mts). Representa la distancia horizontal del tramo.

Longitud de tramo 1-2: 100 mts.

Longitud de tramo 2-3: 163.5 mts.

Columna 4. AREA TRIBUTARIA (mts²). Para fines de cálculo el área tributaria puede conceptualizarse de dos formas:

Para el caso del tramo 1-2 que es un tramo inicial de la red, el área tributaria es la que se encuentra comprendida en el tramo y se recolecta en el pozo inicial.

Area colectada en pozo 1= Area propia = Area de zona académica + Area de zona ecológica.

Area colectada en pozo 1: $4840 + 12630 = 17470 \text{ mts}^2$.

Para el tramo 2-3 que es subsiguiente al anterior, el área tributaria se obtiene sumando el área anterior que se acumula, mas el área propia colectada en el tramo.

Area colectada en pozo 2: Area colectada en pozo 1+ Area propia.

TABLA 4.11 HOJA DE CALCULO DE AGUAS LLUVIAS

TRAMO DE POZO A POZO	LONGITUD mts.	AREA (A) m ²	COEFICIENTE "C"	A X C	$\sum AC$	TIEMPO DE CONCENTRACION	INTENSIDAD "I"	$Q = \frac{ACI}{60}$ lts/seg.	DIAMETRO ϕ (pulgadas)	PENDIENTE "S"	CAUDAL A TUBO LLENO lts/seg	VELOCIDAD A TI
RED NUMERO 1												
1	2	100	0.26	4542.2	4542.2	21.55	2.00	151.41	18	0.57	216.00	1.21
2	3	163.5	0.34	6434.5	10976.7	23.63	1.96	358.57	24	0.57	400.00	1.59
3	4	100	0.40	5364	16340.7	24.94	1.88	512.01	30	0.57	745.00	1.66
4	5	100	0.40	7520	23860.7	25.79	1.85	735.70	36	0.57	1200.00	1.88
6	5	70	0.40	4770.5	4770.78	4.83	3.38	268.75	24	0.57	400.00	1.59
7	5	45	0.40	3785.4	3785.44	4.19	3.45	217.66	18	0.84	268.00	1.50
5	8	83	0.40	5122.4	37539.32	27.34	1.78	1113.67	36	0.90	1500.00	2.40
8	alcant	88.5	0.40	3672.6	41211.92	31.03	1.65	1193.33	36	2.58	2600.00	4.10
RED NUMERO 2												
9	10	100	0.27	7562.3	7562.30	28.04	1.74	219.31	18	1.12	272.80	1.60
10	13	110	0.30	6135.5	13697.82	28.94	1.71	390.39	24	1.03	563.00	1.90
11	12	75	0.40	7702.7	7702.70	5.03	3.31	424.93	30	0.60	775.00	1.50
12	13	75	0.40	6111.8	13814.50	5.83	3.20	736.77	30	0.60	775.00	1.50
13	14	115	0.31	4230	43057.32	6.93	3.09	2217.45	42	0.89	2400.00	2.70
14	20	110	0.33	5157.9	48215.22	7.54	3.04	2442.90	42	1.08	6645.00	3.60
15	16	80	0.40	2043.5	2043.50	4.26	3.44	117.16	18	1.10	318.00	1.70
16	17	100	0.40	1264.4	3307.86	5.37	3.29	181.38	18	0.50	210.00	1.10
17	18	100	0.40	2936.7	6244.54	6.64	3.12	324.72	24	0.50	375.00	1.30
18	19	100	0.40	4040	10284.54	7.76	3.00	514.23	30	0.50	690.00	1.50
19	20	48	0.40	3939	14223.54	8.23	2.95	699.32	36	0.50	1020.00	1.70
20	canal	10	0.35	3307.5	65746.26	7.59	3.00	3287.31	60	0.51	4688.00	2.50

Nota : entre los pozos N° 2 y N° 3 existen dos pozos de paso, denominados 2A y 2B (ver plano 4.6):

Area colectada en pozo 2: $17470 + (13195 + 5730)=36395 \text{ mts}^2$.

En todo caso en ésta casilla solo se coloca el área propia, previendo que el valor "C" sea diferente para las áreas que se acumularán.

Columna 5. COEFICIENTE "C": Para la zona académica el valor ponderado obtenido es $C=0.40$, y para la zona ecológica $C=0.20$.

En el tramo 1-2 se identifican dos coeficientes por los tipos de áreas tributarias, por lo que se procede a establecer un valor ponderado de ellas.

TABLA 4.12a " \bar{C} " PONDERADO TRAMO 1 - 2

LOCALIDAD	" \bar{C} "	AREA (mts ²)	C X A
Zona académica	0.40	4840	1936
Zona ecológica	0.20	12630	2526
	Σ	17470	4462

$$\bar{C} = \frac{4462}{17470} = 0.26$$

En el tramo 2-3 se identifican igualmente dos coeficientes, y el valor ponderado es el siguiente:

TABLA 4.12.b " \bar{C} " PARA EL TRAMO 2-3

LOCALIDAD	\bar{C}	AREA (mts ²)	C X A
Zona académica	0.40	13195	5278
Zona ecológica	0.20	5730	1146
	Σ	18925.00	6424

$$\bar{C} = \frac{6424}{18925} = 0.34$$

Columna 6 C X A es el producto del área propia que tributa al tramo de tubería en el pozo inicial.

Tramo 1-2, es el producto del valor de la columna 5 por el " C " = 0.26 de la columna 6.

$$C \times A = (0.26)(17470) = 4542.2$$

Tramo 2-3, es el producto del valor de la columna 5 por el " C " = 0.34 de la columna 6.

$$C \times A = (0.34)(18925) = 6434.5$$

Columna 7. ΣCA . Para el mismo sistema colector, en esta columna se suman el producto de las áreas acumuladas por su respectivo coeficiente hasta el pozo inicial del tramo en análisis.

En el tramo 1-2, por ser inicial, el valor de la sumatoria es el propio del tramo sin acumulación alguna.

$$\text{Tramo 1-2: } \Sigma CA = 4542.2$$

En el tramo 2-3, como segundo de la red, el valor de la sumatoria será:

$$\text{Tramo 2-3. } \Sigma CA = 4542.2 + 6434.5 = 10976.70$$

Columna 8. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (min). Es el tiempo de entrada (t_e), mas el tiempo de flujo(t_f) en la tubería 1-2 para el tramo inicial, y dicho tiempo mas el tiempo de flujo, en la tubería correspondiente para los tramos subsiguientes hasta llegar al punto de descarga.

Tramo 1-2: Tiempo de concentración =Tiempo de entrada + tiempo de flujo

$$t_e = (2/3 (n/\sqrt{s}))^{0.467}$$

$$t_e = (2/3 (194) (0.60/\sqrt{0.0165}))^{0.467} = 19.88 \text{ minutos.}$$

$$t_f = \left(\frac{l}{60v} \right) = \left(\frac{100}{60 \times 1} \right) = 1.67 \text{ mts/seg}$$

$$t_c = 19.88 + 1.67 = 21.55 \text{ minutos}$$

Tramo 2-3: Tiempo de concentración =Tiempo de concentración del tramo inicial + tiempo de flujo dentro del conducto (de pozo 2 a 3).

$$t_c = 21.55 + \left(\frac{l}{60v} \right) = 21.55 + \left(\frac{163.5}{60 \times 20.8} \right) = 23.63 \text{ minutos.}$$

Columna 9. INTENSIDAD (mm/min). Es el que se obtiene de la curva I-D-F para cada tramo, con su respectivo tiempo de concentración.

Tramo 1-2: De la columna 9 se lee el valor de tiempo de concentración que es de 21.55 minutos, con el cual se deduce interceptando la curva, el valor de intensidad el cual para el caso es de : $I = 2.00 \text{ mm/min.}$

Tramo 2-3: El proceso es similar al del tramo anterior, obteniéndose para un tiempo de concentración de 23.63 minutos, $I = 1.96 \text{ mm/min.}$

Columna 10. CAUDAL (lts/seg). Se obtiene como el producto de la columna 8 por la columna 10. Para obtener el cálculo en lts/seg se divide el resultado entre 60.

$$\text{Tramo 1-2: } Q = ((\sum CA) I)$$

$$\text{Tramo 1-2: } Q = ((4542.2)(2.00)) / 60 = 151.41 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Tramo 2-3: } Q = ((10976.70)(1.96)) / 60 = 358.57 \text{ lts/seg}$$

Columna 11: PENDIENTE (%). Esta se obtiene directamente de la propuesta de perfiles elaborados a partir de las rasantes de las vías donde se proponen las profundidades de pozos de visita, atendiendo las ordenanzas del reglamento del V.M.V.D.U. La pendiente se obtiene dividiendo la diferencia entre fondos de pozos consecutivos con la longitud de tubería entre los mismos.

$$\text{Tramo 1-2: } S = (96.39 - 95.82)/100 = 0.57 \%$$

$$\text{Tramo 2-3: } S = (95.82 - 94.91)/163.50 = 0.57 \%$$

Columna 12: DIAMETRO (Pulgadas). Representa el diámetro comercial mínimo de tubería con la cual las condiciones de flujo son parcialmente llenas. El diámetro se obtuvo del nomograma a partir de la pendiente propuesta y del caudal de diseño tomando el valor comercial inmediatamente superior al de la lectura.

$$\text{Tramo 1-2: Diámetro}=18''$$

$$\text{Tramo 2-3: Diámetro}=24''$$

Columna 13: CAUDAL A TUBO LLENO (lts/seg). Se obtiene leyendo del nomograma, con los datos de la columna 12 y 13.

$$\text{Tramo 1-2: } Q_{\text{tubo lleno}}=216.0 \text{ lts/seg}$$

$$\text{Tramo 2-3: } Q_{\text{tubo lleno}}=400.0 \text{ lts/seg}$$

Columna 14: VELOCIDAD A TUBO LLENO (mts/seg). Se obtiene con los mismos datos de entrada que se utilizan para caudal a tubo lleno.

$$\text{Tramo 1-2: } V_{\text{tubo lleno}}=1.21 \text{ mts/seg}$$

$$\text{Tramo 2-3: } V_{\text{tubo lleno}}=1.59 \text{ mts/seg}$$

Columna 15: RELACION DE CAUDALES. Es el cociente de dividir el caudal obtenido con la fórmula racional entre el caudal para tubo lleno obtenido del nomograma.

$$\text{Tramo 1-2} = \frac{151.41}{216.0} = 0.70$$

$$\text{Tramo 2-3} = \frac{358.57}{400} = 0.9$$

Columna 16: VELOCIDAD REAL (mts/seg). De la curva del Banano se obtiene el factor de relación de velocidad utilizando como dato de entrada la columna anterior en porcentaje; con dicho factor se afecta la velocidad a tubo lleno y de esa manera se encuentra el valor en condiciones reales de flujo.

$$V_{\text{real}} = (\text{factor}) (V_{\text{tubo lleno}}).$$

$$\text{Tramo 1-2: } V_{\text{real}} = (1.08)(1.21) = 1.31 \text{ mts/seg}$$

$$\text{Tramo 2-3: } V_{\text{real}} = (1.13)(1.59) = 1.80 \text{ mts/seg}$$

4.3.2-Descarga del Escurrimiento.

Red de alcantarillado número uno. Como se indicó al principio del capítulo, para ésta red se llevará el alineamiento de tuberías hasta la alcantarilla ubicada en el km. 2+098 de la carretera al Litoral, a 77.7 mts. del acceso principal, lo cual se hará con una tubería de descarga de 36" de diámetro .

Ya que generalmente a la entrada de una alcantarilla, se produce un embalse de agua que podría ocasionar inundaciones en obras físicas en terrenos inmediatos e incluso en la carretera, se procederá a revisar su capacidad para transportar el flujo, lo cual estará en función de que la altura en el embalse H_e , sea menor que un nivel máximo permisible.

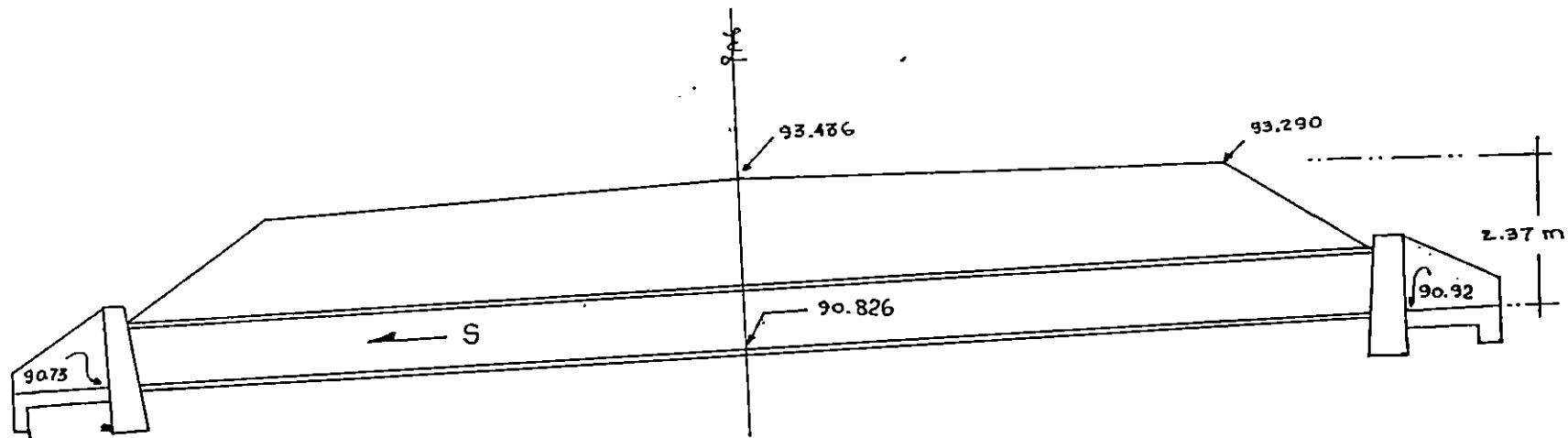
La sección transversal de la alcantarilla, se presenta en la figura 4.7; donde, además aparecen sus datos técnicos.

El procedimiento para revisar las dimensiones es el siguiente:

1-Registro de datos de diseño.

a) Caudal de diseño = Caudal de descarga = $1133.33 \text{ lts/seg} = 1.13 \text{ mts}^3 / \text{seg}.$

b) Nivel de embalse máximo permisible a la entrada. Para el caso, el nivel máximo al que podría llegar el agua sin causar problemas será el definido por el nivel del borde del terraplén, que drena hacia canaletas triangulares. De la figura se obtiene que el nivel de embalse máximo será de: 2.37 mts.



DATOS:
 $\phi = 36''$
 $L = 18.80 \text{ m.}$
 $S = 1.0 \%$

ALCANTARILLA UBICADA EN LA ESTACION 2+098

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	CONTENIDO : SECCION TRANSVERSAL DE ALCANTARILLA	PRESENTA : RAUL ANTONIO MACHADO GUILLEN CARLOS ROBERTO PORTILLO RIVERA MAURICIO ERNESTO VALENCIA	FIGURA : 4.7
PROYECTO : REDISEÑO DEL SISTEMA HIDRAULICO DE LA FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA ORIENTAL	UBICACION : CANTON EL JUTE, KM. 144, CARRETERA AL LITORAL, SAN MIGUEL	FECHA : ENERO 1998	ESCALA : SIN ESCALA

2- Determinación del nivel del embalse a la entrada, con el caudal descargado.

a) Suponiendo el escurrimiento con control de entrada. El control de entrada significa que la capacidad de descarga está regida en su entrada por la profundidad del remanso (H_e), y por la geometría de la embocadura que incluye la forma y área de la sección transversal del conducto. Para el cálculo se utilizará el nomograma para control de entrada (figura 4.8), para alcantarillas de tubos circulares de concreto.

Para utilizarlo, con los datos de entrada de diámetro (D), y el caudal de descarga (Q) se encuentra la relación H_e/D .

$$D = 36" = 0.91 \text{ mts.}$$

$$Q = 1.13 \text{ mts}^3/\text{seg}$$

Ya que la embocadura se prolonga fuera de los taludes, ésta se clasifica como de tipo 3.

Por lo tanto:

$$H_e/D = 1.09$$

$$H_e = (1.09)(0.91) = 0.99 \text{ mts.}$$

Comparando con el nivel de embalse máximo:

$$0.99 \text{ mts} < 2.37 \text{ mts.}$$

Por lo que se concluye que en condiciones de control de entrada, la alcantarilla tiene una capacidad de descarga adecuada.

b) Suponiendo el escurrimiento con control de salida. Para ello se debe determinar la profundidad H_s del umbral a la salida, para las condiciones de escurrimiento que con el caudal de diseño, existen aguas abajo.

Para el caso de escurrimiento con control de salida se pueden dar dos situaciones:

a) Que el nivel de la corriente a la salida sea igual o mayor que el dintel de la alcantarilla (figura 4.9a y 4.9b).

b) Que el nivel de la corriente a la salida sea menor que el dintel de la alcantarilla (figura 4.9c).

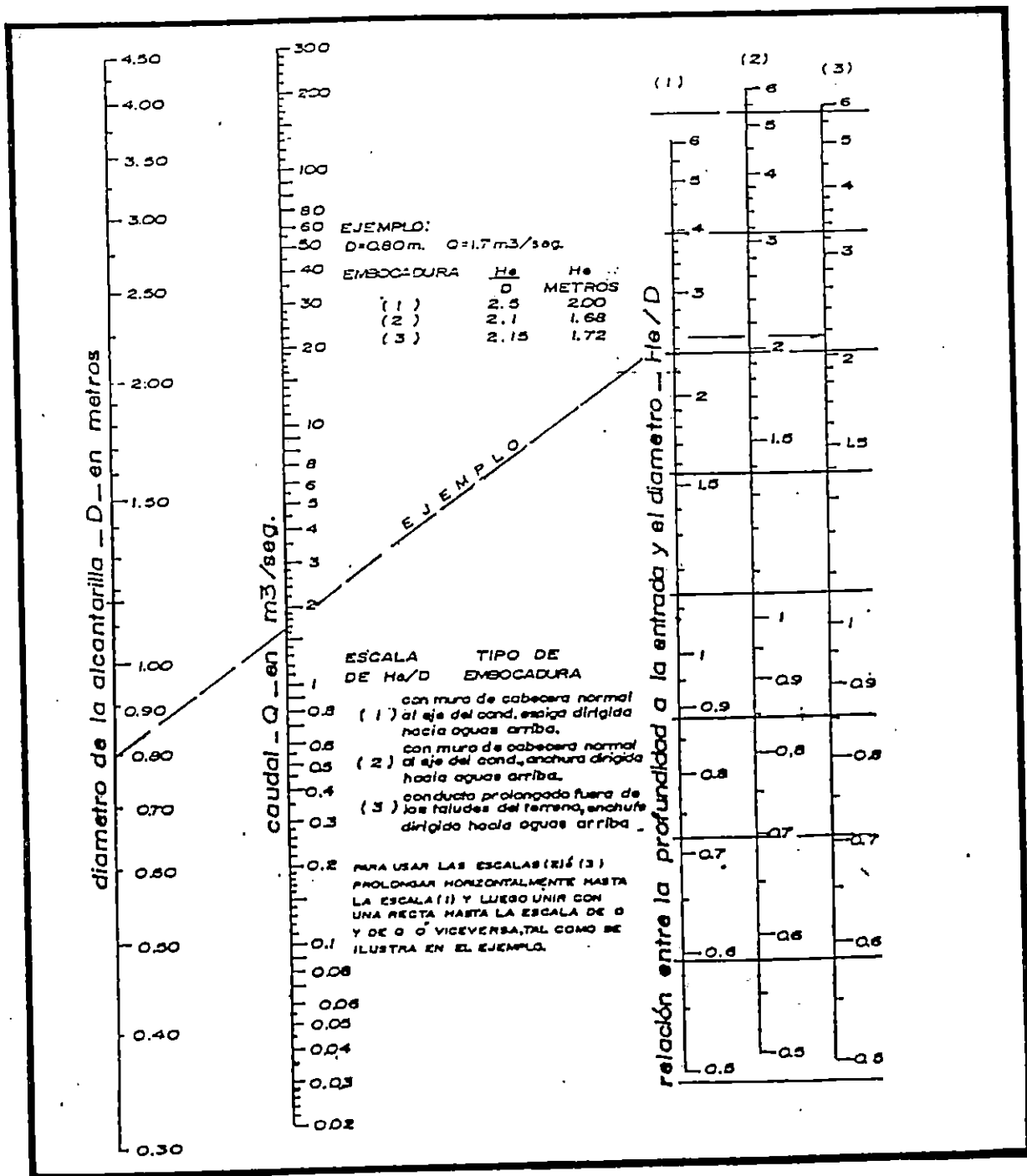


FIGURA No.4.8: PROFUNDIDADES A LA ENTRADA PARA ALCANTARILLAS DE TUBOS DE HORMIGON CON CONTROL DE ENTRADA.

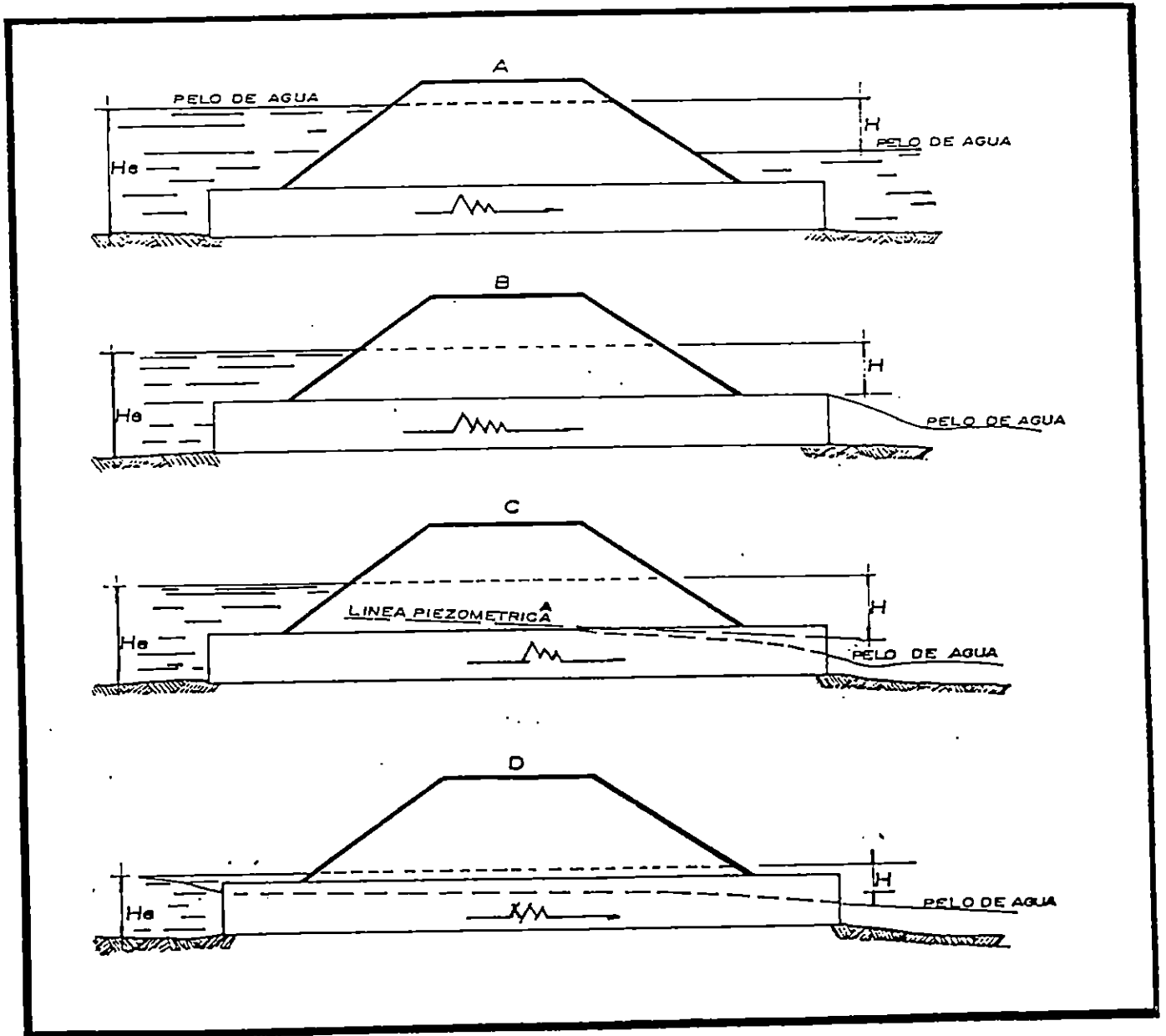


FIGURA No.4.9: ESCURRIMIENTO CON CONTROL DE SALIDA.

Para pequeños caudales, como el que se ha de descargar los niveles de corriente caen por debajo del nivel superior de la tubería por lo que la revisión se hará para dicho caso.

En el análisis se tienen las siguientes variables:

H_e = Distancia vertical desde el umbral de la embocadura hasta el nivel del remanso de entrada, en metros.

H = Altura de carga (mts). Este valor puede obtenerse por medio del nomograma (figura 4.10)

H_1 = Distancia vertical desde el umbral de salida hasta la línea piezométrica en metros.

L = Longitud de la alcantarilla en metros.

i = Pendiente de la alcantarilla.

La altura del embalse se obtiene por la expresión:

$$H_e = H + H_1 - L_i.$$

$$\text{Donde } H_1 = \frac{hc + D}{2}$$

hc = Profundidad crítica que se obtiene de la figura 4.11.

D = Altura del conducto.

1- Determinación de H .

a) Utilizando el nomograma se observa que primeramente hay que determinar el coeficiente K_e , en función del tipo de embocadura.

Como se tiene un conducto prolongado fuera del terraplén, el valor de K_e sugerido por el Reporte del U.S. Department of Transportation "Gráficos hidráulicos para el diseño de Alcantarillas " es de 0.2.

Como el valor del coeficiente de rugosidad n del nomograma es diferente del de la alcantarilla (n_1 de alcantarilla=0.015), se usará en la escala de longitudes de conducto, un valor de L ficticio, dado por la fórmula:

$$L_1 = L (n_1/n)^2$$

$$L_1 = 18.80 (0.015/0.012)^2 = 29.38 \text{ mts.}$$

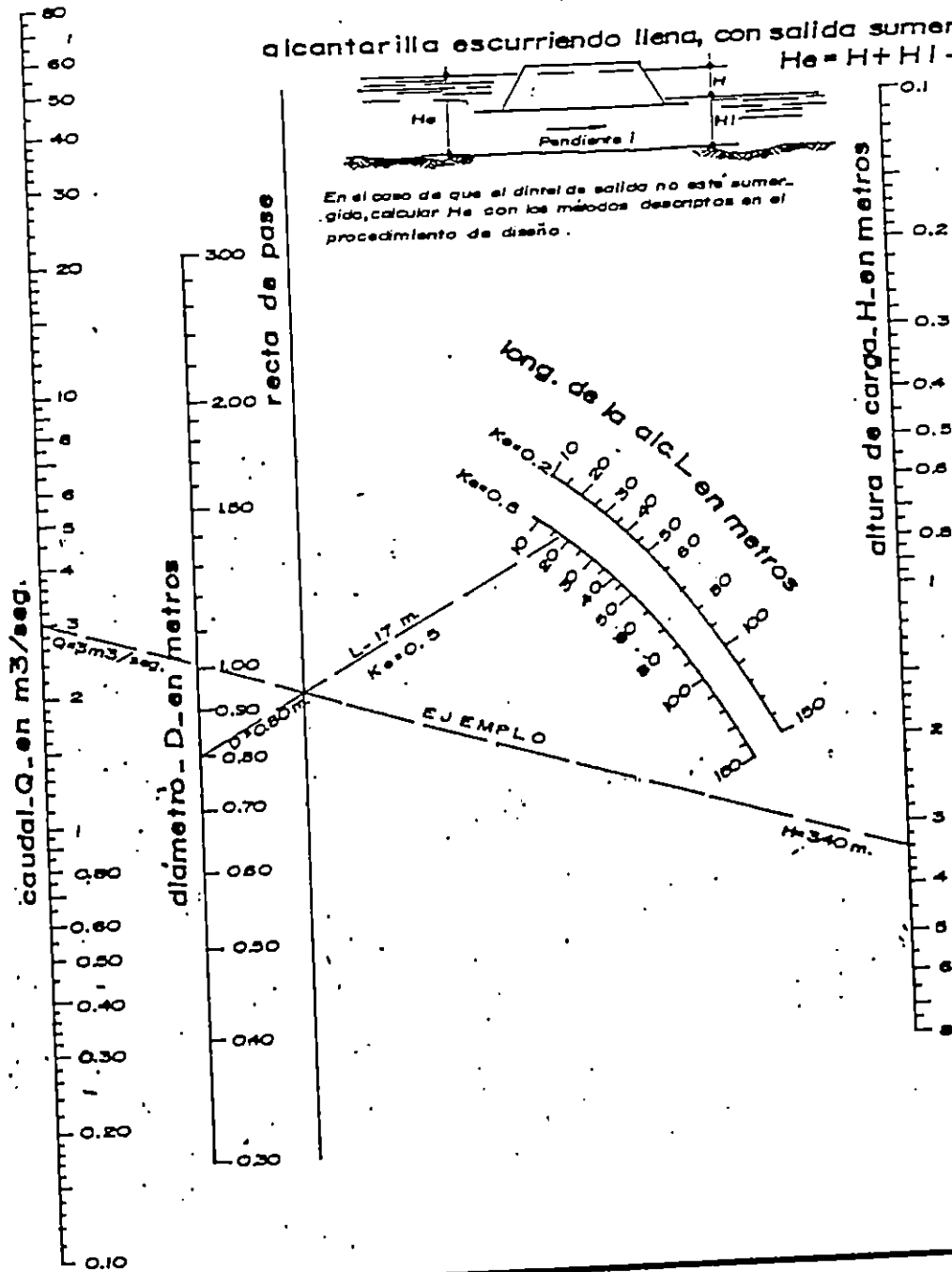


FIGURA No. 4.10: ALTURA DE CARGA (H) PARA ALCANTARILLAS DE TUBOS CIRCULARES DE HORMIGON, ESCURRIENDO LLENAS.
 $n = 0.012$

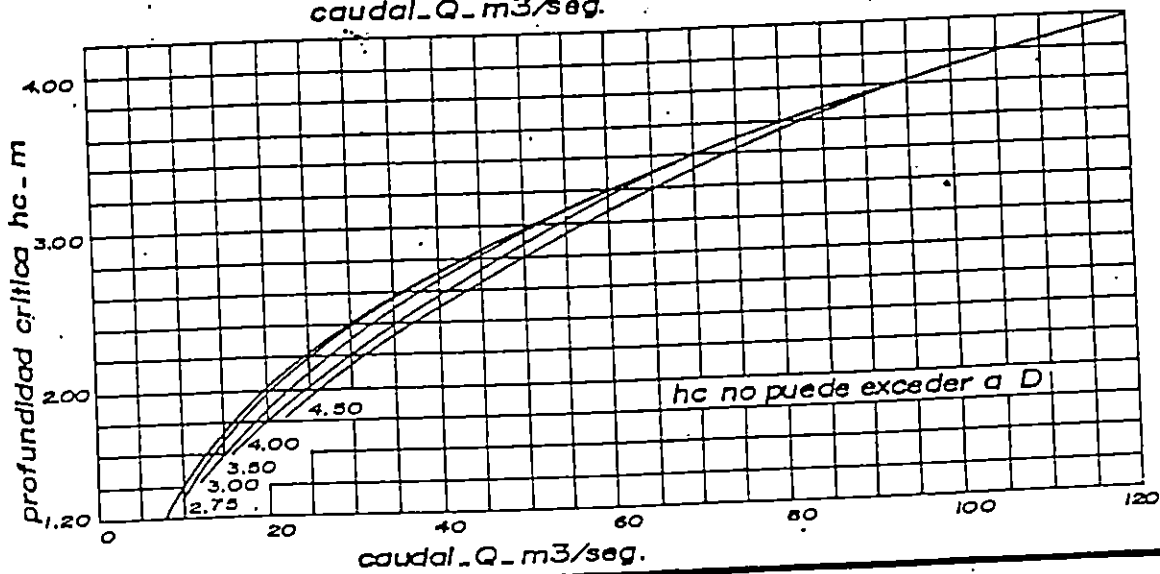
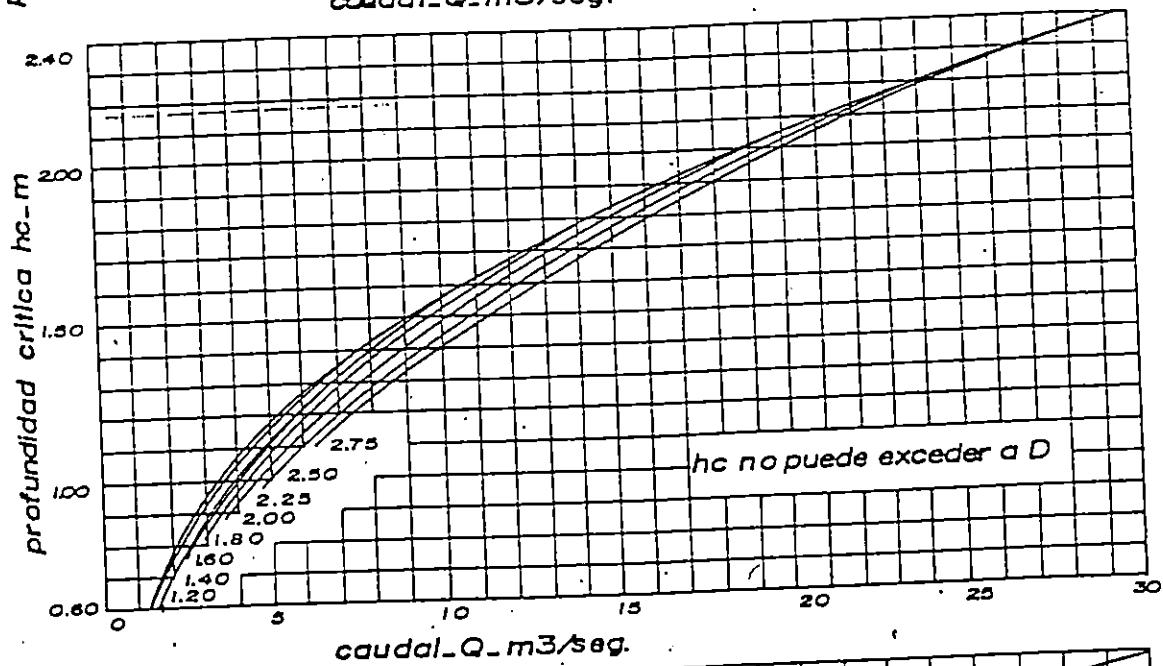
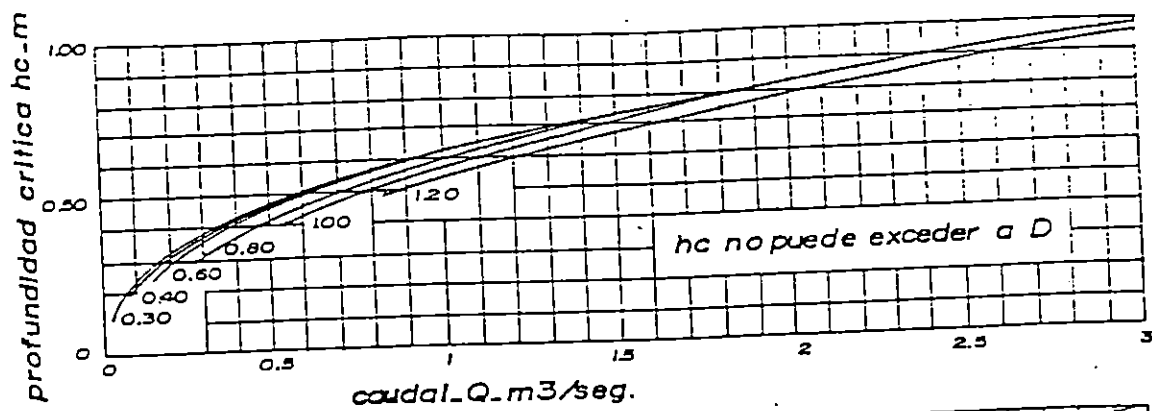


FIGURA No.4.II: PROFUNDIDAD CRITICA (h_c) PARA TUBOS CIRCULARES.

b) Con los datos de diámetro, caudal descargado, K_e y longitud ficticia se procede a encontrar la altura H .

$$H = 0.29 \text{ mts.}$$

2- Cálculo de H_e .

$$H_1 = \frac{hc + D}{2}$$

Determinando con el caudal de descarga y el diámetro el valor de hc de la figura 4.11:

$$hc = 0.62 \text{ mts.}$$

$$H_1 = \frac{0.62 + 0.91}{2} = 0.76$$

$$H_e = H + H_1 - L_i$$

$$H_e = 0.29 + 0.76 - 29.38 \cdot 0.01 = 0.75 \text{ mts.}$$

Se concluye que en condiciones de control de salida, la alcantarilla tiene capacidad adecuada.

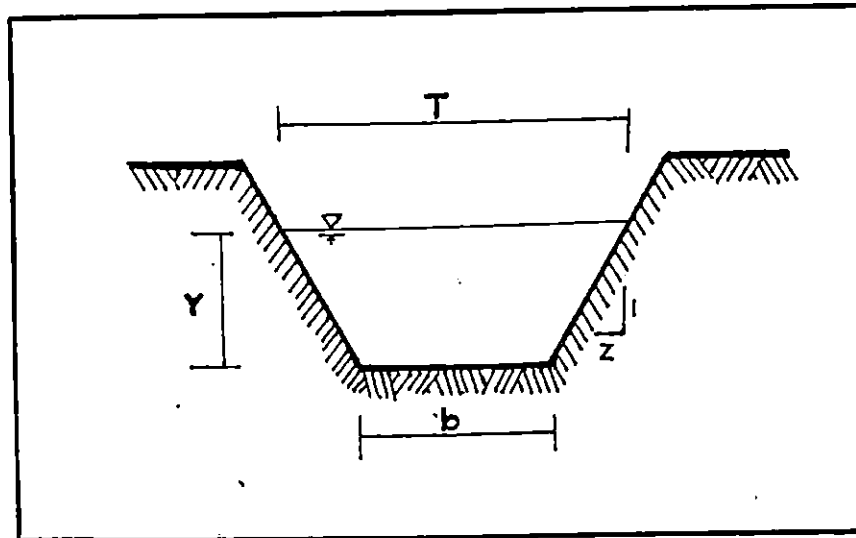
Red de alcantarillado número dos.

Se propone una canaleta de mampostería de piedra cementada, por la existencia de bancos de roca cercanos a la F.M.O y de forma trapezoidal por ser dicha forma geométrica la mejor desde el punto de vista hidráulico óptimo y constructivo.

En vista de que se diseñara un canal revestido, que no presenta restricción en cuanto a los ángulos de taludes, usaremos la sección óptima que es aquella que presenta el menor perímetro mojado o sea tiene menor superficie de contacto y por tanto menos pérdidas por fricción.

Los elementos de un canal son los que se muestran en la figura 4.12.

FIGURA 4.12 ELEMENTOS DE UN CANAL TRAPEZOIDAL



Para un canal trapezoidal las condiciones optimas son las siguientes :

$$A = \sqrt{3}y^2$$

$$R = \left(\frac{y}{2}\right)^{\frac{3}{2}}$$

$$T = \frac{4}{3}\sqrt{3}y$$

$$z = \frac{1}{\sqrt{3}}$$

Donde:

"y" es el tirante de agua dentro del canal.

"A" es el área hidráulica de la sección.

"T" es el sobreebanco del trapecio.

"R" radio hidráulico de la sección.

"z" relación de taludes

Calculando entonces en base a la formula de Manning, adaptada para uso del factor de sección ($AR^{2/3}$).

$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{S}}$$

Donde:

A : área de la sección (mts^2)

R : radio hidráulico (mts)

n : coeficiente de rugosidad de Manning

S : pendiente del fondo del canal

Q : caudal a transportar (mts^3/seg)

Sustituyendo en base a condiciones optimas y con :

$$n = 0.025 \text{ (piedra cementada)}$$

$$Q = 3.29 \text{ mts}^3/\text{seg}$$

$$S = 0.005$$

Tenemos :

$$\sqrt{3}y^2 \left(\frac{y}{2}\right)^{2/3} = \frac{0.025(3.29)}{\sqrt{0.005}}$$

$$y^{8/3} = 1.07$$

$$y = 1.02 \text{ mts}$$

$$b = \frac{A}{y} - zy = \frac{\sqrt{3}(1.02)^2}{1.02} - \frac{1}{\sqrt{3}}(1.02) = 1.18 \text{ mts}$$

El ancho mínimo (b_m) del canal esta dado por :

$b_m = \text{Diámetro externo de la tubería de descarga (60") + ampliación generada por el cabezal}$

$$b_m = 1.82 \text{ mts} + 1.0 \text{ mts} = 2.82 \text{ mts}$$

Como el ancho mínimo es mucho mayor que el óptimo, se mantendrá la sección

trapezoidal; fijando el ancho del canal en $b = 2.82$ metros y $z = 1/\sqrt{3}$.

$$AR^{\frac{2}{3}} = \frac{nQ}{\sqrt{S}}$$

$$A = (b + Zy)y$$

$$R = \frac{by}{b + Zy}$$

$$T = b + 2Zy$$

Sustituyendo :

$$\left(2.82 + \frac{1}{\sqrt{3}}y\right)y\left(\frac{2.82y}{2.82 + 2y}\right)^{\frac{2}{3}} = \frac{0.025(3.29)}{\sqrt{0.005}}$$

Por prueba y error :

$$y = 0.58 \text{ mts.} \quad T = 2.82 + 2\left(\frac{1}{\sqrt{3}}\right)0.58 = 3.49 \text{ mts}$$

Ver detalle en plano 4.8

4.3.3-Estructuras en los puntos de descarga.

En los puntos de descarga, tanto de la red numero 1 como de la red numero 2, se proyectan estructuras de transición de flujo.

Para ello se proyectaran cabezales, los cuales se clasifican de la siguiente manera:

- a) Cabezales tipo "A", que se usan para tubos de diámetro hasta de 36".
- b) Cabezales tipo "B", utilizados para diámetros mayores de 36"

Para la descarga de la red numero 1 se usará un cabezal tipo "A" (anexo 4.2) y en la red número 2 se usaran dos cabezales tipo "B" (anexo 4.3); el primero se ubicará en la intersección de la tubería de descarga de 60" con el canal proyectado y el otro al final del canal como transición hacia una estructura disipadora de energía, para descargar al río El Jute.

Obras de protección. ¹¹

Entre todos los tipos de disipadores de energía, el de Grada es el más económico y ofrece una gran efectividad para controlar caudales.

En este tipo de estructuras disipadoras, el chorro que cae libremente por la grada revertirá su curvatura, hasta convertirse en un flujo supercrítico en el tramo siguiente a la caída. Consecuentemente, el resalto hidráulico se puede formar aguas abajo. Se han hecho varios experimentos, los cuales han demostrado que la geometría del flujo en una estructura tipo grada puede ser descrita en función del número de caída, el cual se define como:

$$D = \frac{q^2}{gh^3}$$

Donde :

D = Número de caída.

q = Caudal por unidad de ancho pie³/seg/pie

g = Aceleración de la gravedad, 32.2 pie/seg²

h = altura de caída en pies.

Las funciones son:

$$Ld = 4.3D^{0.27}h$$

$$Y_1 = 0.54D^{0.43}h$$

$$Y_2 = 1.66D^{0.27}h$$

Donde :

Ld = Longitud de caída, que es la distancia de la pared de caída hasta la posición

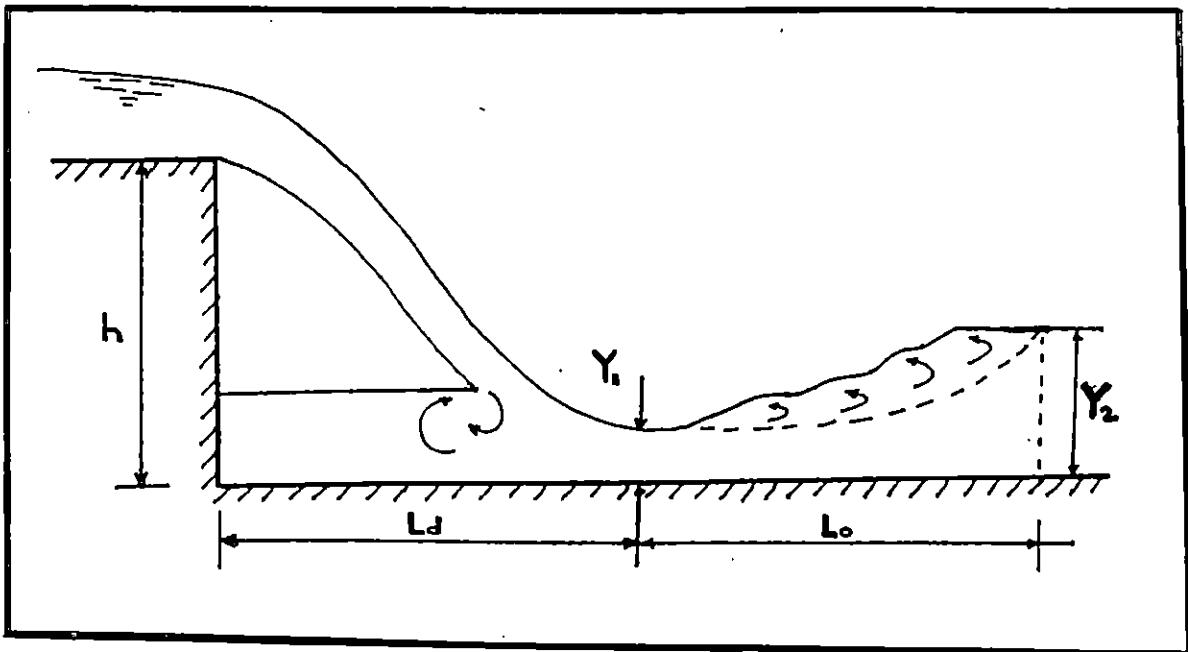
¹¹ Lemus Gonzalez, Fernando ; Reglamento para la Disposición del Drenaje Pluvial Urbano, Tesis-UES.

Y_1, Y_2 = Tirantes conjugados del resalto hidráulico.

La longitud del resalto hidráulico (L_o) será:

$$L_o = \frac{\left(8 - 0.05 \frac{Y_2}{Y_1}\right)}{(Y_2 - Y_1)}$$

FIGURA 4.13-COMPORTAMIENTO HIDRAULICO DE UN DISIPADOR DE ENERGIA.



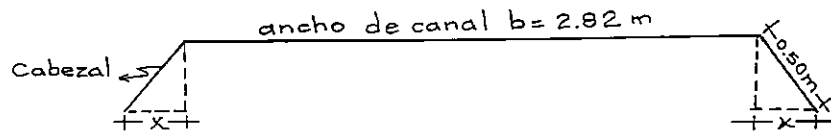
Diseño del dissipador de energía tipo grada.

Como se muestra en el plano 4.8, el drenaje pluvial transportado por el canal, descargara en el río "El Jute". El caudal desaguado será de 3.29 mts³/seg, al final del período de diseño. Si el canal llegara hasta la orilla del río el nivel del punto de descarga sería 88.35 m.s.n.m y el nivel medio del fondo del cauce 87.47 m.s.n.m, por lo que se tiene una caída para la condición mas desfavorable de 0.88 metros.

A fin de evitar daños al suelo del cauce, se propondrá una estructura dissipadora de energía tipo grada de sección rectangular:

El ancho de grada (W) en base al tipo de cabezal propuesto será :

$$W = (\text{ancho del canal}) + 2 X(\text{aleros del cabezal})$$



$$X = 0.5(\text{seno}(45^\circ)) = 0.35 \text{ mts.}$$

$$W = 2.82 + 2(0.35) = 3.52 \text{ mts} = 11.55 \text{ pies}$$

Calculo de caudal unitario (q) :

$$\text{Caudal de diseño} = Q = 3.29 \text{ mts}^3/\text{seg} = 116.10 \text{ pie}^3/\text{seg}$$

$$q = Q / W = 116.10 / 11.50 = 10.05 \text{ pie}^3/\text{seg}/\text{pie}$$

Asumiendo una altura de caída para tener 2 gradas hasta el nivel del fondo del río: $h =$

$$0.40 \text{ mts.} = 1.31 \text{ pies.}$$

Determinación del numero de caída (D):

$$D = \frac{q^2}{gh^3} = \frac{(10.05)^2}{(32.2)(1.31)^3} = 1.39528$$

Determinación de la longitud de caída:

$$Ld = 4.3hD^{0.27} = 4.3(1.31)(1.39528)^{0.27} = 5.83 \text{ pies} = 1.78 \text{ mts.}$$

Calculo de los tirantes conjugados Y_1 y Y_2 :

$$Y_1 = 0.54hD^{0.425} = 0.54(1.31)(1.39528)^{0.425} = 0.81 \text{ pies} = 0.25 \text{ mts.}$$

$$Y_2 = 1.66hD^{0.27} = 1.66(1.31)(1.39528)^{0.27} = 2.38 \text{ pies} = 0.72 \text{ mts.}$$

$$Y_2 = 1.66hD^{0.27} = 1.66(1.31)(1.39528)^{0.27} = 2.38 \text{ pies} = 0.72 \text{ mts.}$$

La longitud del resalto hidráulico (L_o), será igual a:

$$L_o = \frac{\left(8 - 0.05 \frac{Y_1}{Y_2}\right)}{(Y_2 - Y_1)} = \frac{\left(8 - 0.05 \frac{0.25}{0.72}\right)}{(0.72 - 0.25)} = 16.98 \text{ pies} = 5.18 \text{ mts.}$$

Por tanto la longitud de grada (L_g) será:

$$L_g = L_d + L_o = 1.88 + 5.18 = 7.06 \text{ mts.} \approx 7.10 \text{ mts.}$$

La estructura se desarrollara convenientemente en una longitud horizontal de $(7.10)(3)=24.30$ metros, por lo que el estacionamiento de llegada del canal será de $0 + 548.70$ con un nivel de 88.46 m.s.n.m y la ubicación del río de $0 + 570$; donde el dissipador tendrá un nivel de 87.59 m.s.n.m. El detalle de la estructura de protección se presenta en el plano 4.8.

4.4 PRESUPUESTO

4.4.1 Consideraciones generales.

La realización del presupuesto de los tres sistemas hidráulicos diseñados, estará basado en la metodología siguiente:

a) Obtención de las cantidades de obra de los planos de diseño.

b) Elaboración de resúmenes de costos directos, identificando el nombre de la partida, unidad de medida, precio unitario, precio del rubro y el sub-total. La suma de estos generará el costo directo total de cada diseño.

Precios Unitarios: Se encuentran referidos a la Ciudad de San Miguel y actualizados para considerar el aumento promedio del 18% del costo de la mano de obra a partir de enero de 1998, según "Laudo Arbitral". Dichos precios incluyen materiales, mano de obra y uso de equipo y herramientas.

Excavación: La excavación será medida a partir de la rasante, definida por los niveles de tapadera de aguas lluvias; por lo tanto estos volúmenes no incluyen la terracería para definir las rasantes de las calles.

Una excepción a lo anterior se dará cuando se calcule la excavación para las tuberías que no se proyectan bajo una vía de circulación. En este caso el volumen calculado corresponde desde el terreno natural.

En el sitio se encuentra suelo formado por arcillas plásticas y arenas limosas; por ello se le asignara un factor de abundamiento promedio en corte y relleno del 20%.

Compactación: De los suelos mencionados solamente la arena limosa es adecuada para ser utilizada como relleno compactado, por lo tanto será necesario considerar préstamo de material.

Costos Indirectos: No fueron calculados por el hecho que son propios del constructor y por tanto dependerán de quien ejecute la obra.

Se puede tomar como una aproximación del costo indirecto del 35-al 45 % del valor del costo directo.

4.4.2 Sistema de abastecimiento de agua potable

4.4.2.1 Consideraciones particulares

Excavación : Se establece el ancho de zanja en 0.6 metros para toda la red, en base a que la "Normas Técnicas para Diseño y Construcción de Acueductos y Alcantarillados Sanitarios" de A.N.D.A de 1967¹² dice que para tubería $\leq 4"$ se excavará una zanja de 0.5 – 0.7 metros de ancho ya que la tubería de mayor diámetro usado es de 4".

La tubería de conexión tiene su ancho de zanja definido en función de la misma norma.

Los volúmenes totales de excavación para la colocación de la tubería del sistema de abastecimiento de agua potable se muestran en la tabla 4.15

Colocación de tuberías: Se dará un incremento del 3% en la longitud de tuberías como factor de seguridad por desperdicio, longitudes inclinadas y tramos curvos.

TABLA 4.13- RESUMEN DE DIAMETROS Y LONGITUDES DE TUBERIA DE A.P.

DIAMETRO (pulgadas)	LONGITUD (metros)
1 ½	940.00
3	773.00
4	465.00

El costo de accesorios está incluido en el precio unitario del metro de tubería.

Entronque al Sistema de A.N.D.A: Este costo incluye ruptura de calle, excavación, conexión, relleno de la zanja y accesorios

¹² Se adoptó dicha norma, debido a que la propuesta de 1995, retomada para este diseño no contempla ese aspecto.

Válvulas

TABLA 4.14 RESUMEN DE VALVULAS DE A.P.

DIAMETRO (pulgadas)	CANTIDAD
1 ½	6
3	6
4	2

Debe agregarse una caja para cada válvula, por lo que se deben considerar 14 de ellas, construidas de mampostería de ladrillo de obra, colocado de lazo y con dimensiones especificadas en el resumen de costos.

El resumen de los costos directos del sistema de abastecimiento de agua potable para la F.M.O. se muestran en la tabla 4.16

TABLA 4.15 CALCULO DE VOLUMEN DE EXCAVACION PARA EL TENDIDO DE TUBERIAS DE AGUA POTABLE

TRAMO	DIAMETRO (pulgadas)	ANCHO DE ZANJA (mts.)	LONGIUTD (mts.)	PROFUNDIDAD MEDIA (mts.)	VOLUMEN (mts. ³)	VOLUMEN X 1.20 (mts. ³)
1	4	0.60	219.00	1.00	131.40	157.68
2	1 ½	0.60	301.00	1.00	180.60	216.72
3	1 ½	0.60	290.00	1.00	174.00	208.80
4	3	0.60	267.00	1.00	160.20	192.24
5	4	0.60	153.00	1.00	91.80	110.16
6	3	0.60	224.00	1.00	134.40	161.28
7	1 ½	0.60	349.00	1.00	209.40	251.28
8	3	0.60	282.00	1.00	169.20	203.04
conexion	6	0.75	93.00	1.00	69.75	83.70
		TOTAL =	2178.00		TOTAL =	1501.20

TABLA 4.16 COSTOS DIRECTOS DEL SISTEMA ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

#	PARTIDA	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO RUBRO	SUB-TOTAL
1	TUBERIAS					
1.1	Trazo y Nivelación	MI	2178.00	2.26	4919.38	
1.2	Excavación	M ³	1584.90	44.50	70530.16	
1.3	Colocación					
1.3.1	P.V.C-160 psi- 1 ½"	MI	968.20	15.69	15190.86	
1.3.2	P.V.C-160 psi-J.R- 3"	MI	796.19	57.60	45864.05	
1.3.3	P.V.C-160 psi-J.R - 4"	MI	383.16	90.15	34541.95	
1.3.4	P.V.C-160 psi-J.R - 6"	MI	95.79	191.83	18374.94	
1.4	Compactación	M ³	1465.41	149.34	218843.76	
					Total de la partida	¢ 408265.10
2	VALVULAS					
2.1	Excavación	M ³	14.00	44.50	623.00	
2.2	Valvulas					
2.2.1	Ho.Fo-c/junta-1 ½"	C/U	6	632.21	3793.26	
2.2.2	Ho.Fo-c/junta-3"	C/U	6	2167.97	13007.82	
2.2.3	Ho.Fo-c/junta-4"	C/U	2	3696.43	7392.86	
2.3	Cajas de valvulas, 1.00 x 1.00 x 1.00 mts.	C/U	14	740.99	10373.89	
					Total de la partida	¢ 35190.83
3	OTROS					
3.1	Entronque con el sistema de A.N.D.A	s.g	1	4987.50	4987.50	
3.2	Pozo de agua Potable	C/U	1	2077.01	2077.01	
					Total de la partida	¢ 7064.51
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS DEL SISTEMA AGUA POTABLE =						¢ 450520.44

4.4.3 Sistema de Alcantarillado Sanitario

4.4.3.1 Consideraciones particulares

Excavación : Se establece el ancho mínimo de zanja en base a las Normas Técnicas de A.N.D.A, lo que se refleja en la tabla 14.19.

Colocación de Tuberías: Se incrementara la longitud de tuberías solamente en un 0.5%, ya que en los puntos de ubicación de pozos se han sobrestimado las longitudes.

TABLA 4.17 RESUMEN DE DIAMETROS Y LONGITUDES DE TUBERIAS DE A.N.

DIAMETRO (pulgadas)	LONGITUD (metros)
6	378.00
8	794.00
10	476.50

Pozos de Visita: Para el cono y cilindro, el costo incluye el repello y afinado de las superficies. Para el fondo del pozo se incluye la capa de concreto simple alisada.

TABLA 4.18 RESUMEN DE POZOS DE VISITA DE A.N.

POZO NUMERO	DIAMETRO SUPERIOR	DIAMETRO INFERIOR	PROFUNDIDAD (metros)
1	1.20	1.80	1.13
2	1.20	1.80	1.93
3	1.20	1.80	2.06
4	1.20	1.80	2.39
5	1.20	1.80	2.54
6	1.20	1.80	2.64
7	1.20	1.80	0.75
8	1.20	1.80	2.41
9	1.20	1.80	2.60
10	1.20	1.80	3.74
11	1.20	1.80	3.87
12	1.20	1.80	3.77
13	1.20	1.80	4.08
14	1.20	1.80	1.23
15	1.20	1.80	3.13
16	1.20	1.80	1.25

El resumen de costos directos del sistema de alcantarillado sanitario se presenta en la tabla 4.20.

TABLA 4.19 CALCULO DE VOLUMEN DE EXCAVACION PARA EL TENDIDO DE TUBERIAS DE AGUAS NEGRAS

TRAMO	DIAMETRO (pulgadas)	ANCHO DE ZANJA (mts.)	LONGIUTD (mts.)	PROFUNDIDAD MEDIA (mts.)	VOLUMEN (mts. ³)	VOLUMEN X 1.20 (mts. ³)
1	6	0.75	100.00	1.53	114.75	137.70
2	6	0.75	78.00	2.00	117.00	140.40
3	8	0.75	79.00	2.23	132.13	158.55
4	8	0.75	100.00	2.47	185.25	222.30
5	8	0.75	100.00	2.59	194.25	233.10
6	6	0.75	100.00	1.58	118.50	142.20
7	8	0.75	81.00	2.51	152.48	182.98
8	8	0.75	54.00	2.62	106.11	127.33
9	8	1.00	100.00	3.17	317.00	380.40
10	8	1.00	46.50	3.81	177.17	212.60
11	8	1.00	33.50	3.82	127.97	153.56
12	8	1.00	100.00	3.93	393.00	471.60
13	6	0.75	100.00	1.73	129.75	155.70
14	8	1.00	100.00	3.14	314.00	376.80
a laguna	10	1.00	441.00	variable	525.39	630.47
		TOTAL =	1613.00		TOTAL =	3725.70

TABLA 4.20 COSTOS DIRECTOS DEL SISTEMA ALCANTARILLADO SANITARIO

#	PARTIDA	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO RUBRO	SUB-TOTAL
1	TUBERIAS					
1.1	Trazo y Nivelación	MI	2085.00	2.26	4709.32	
1.2	Excavación	M ³	3725.70	44.50	165798.82	
1.3	Colocación					
1.3.1	cemento arena -6"	MI	405.71	30.58	12404.92	
1.3.2	cemento arena -8"	MI	852.20	32.54	27727.21	
1.3.3	cemento arena-10"	MI	443.21	49.00	21717.05	
1.4	Compactación	M ³	4185.07	149.34	625008.78	
					Total de la partida	¢ 232969.32
2	POZOS DE VISITA					
2.1	Excavación	M ³	148.98	149.34	22249.16	
2.2	Cono de pozo, c/ tapadera metalica	C/U	17.00	1911.24	32491.13	
2.3	Cilindro de pozo	MI	39.52	868.34	34316.64	
2.4	Fondo de pozo	C/U	17.00	524.60	8918.18	
					Total de la partida	¢ 97975.10
3	SISTEMA DE TRATAMIENTO					
3.1	Lagunas					
3.1.1	Limpieza	M ²	4900.00	2.51	12302.27	
3.1.2	Descapote (0.30 mts.)	M ³	1470.00	21.94	32255.72	
3.1.3	Trazo y Nivelación	MI	1.00	1000.00	1000.00	
3.1.4	Excavación	M ³	12585.67	44.50	560062.40	
3.1.5	Franja de concreto de 0.75 x 0.05 mts	M ³	20.25	88.91	1800.41	
3.2	Tuberias					
3.2.1	Limpieza	M ²	365.00	2.51	916.15	
3.2.2	Descapote (0.30 mts.)	M ³	109.50	21.94	2402.43	
3.2.3	Trazo y Nivelación	MI	182.50	2.26	412.45	
3.2.4	Tendido					
	cemento arena-6"	MI	72.36	30.58	2212.77	
	cemento arena-8"	MI	111.05	32.54	3613.65	
3.2.5	Cajas de distribución de caudales	C/U	8.00	740.99	5927.94	
3.2.6	Compuertas de lagunas	C/U	8.00	2200.00	17600.00	
3.2.7	Cerca de malla ciclón c/ postes de concreto	MI	713.81	105.47	75283.16	
					Total de la partida	¢ 715789.35
4	OTROS					
4.1	Derecho de ruptura de carretera	s.g	1.00	15000.00	15000.00	
4.2	losetas, e=0.05 mts, #2 @ 10 cms.	M ²	100.00	97.83	9783.20	
4.3	mamposteria de piedra, para sostener losetas	M ³	28.00	408.1308	11427.66	
					Total de la partida	¢ 36210.86
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS DEL SISTEMA DE AGUAS NEGRAS =						¢ 1082944.63

4.4.4 Sistema de Aguas Lluvias

4.4.4.1 Consideraciones particulares

Excavación: Ya que el reglamento del V.M.D.U, no establece ancho según diámetro de tubería, se adoptara el ancho mínimo de zanja establecido por A.N.D.A para aguas negras. Lo anterior se muestra en la tabla 4.23.

Colocación de Tuberías y Pozos de Visita: Se tomaran las mismas consideraciones que en el Sistema de Alcantarillado Sanitario.

TABLA 4.21- RESUMEN DE DIAMETROS Y LONGITUDES DE TUBERIA DE A.LL.

DIAMETRO (pulgadas)	LONGITUD (metros)
15	177.00
18	425.00
24	367.50
30	350.00
36	319.50
42	225.00
60	.10

TABLA 4.22- RESUMEN DE POZOS DE VISITA A.LL.

POZO NUMERO	DIAMETRO SUPERIOR	DIAMETRO INFERIOR	PROFUNDIDAD (metros)
1	1.20	1.80	1.72
2	1.20	1.80	1.79
2A	1.20	1.80	1.83
2B	1.20	1.80	1.86
3	1.20	1.80	1.89
4	1.20	1.80	1.96
5	1.20	1.80	2.03
6	1.20	1.80	2.13
7	1.20	1.80	1.87
8	1.20	1.80	2.22
9	1.20	1.80	1.65
10	1.20	1.80	1.70
11	1.20	1.80	1.65
12	1.20	1.80	1.65
13	1.20	1.80	1.65
14	1.20	1.80	1.65
15	1.20	1.80	1.77
16	1.20	1.80	1.65
17	1.20	1.80	1.70
18	1.20	1.80	1.70
19	1.20	1.80	1.70
20	1.20	1.80	1.70

Descarga

Cabezal tipo "A": de mampostería de piedra con repello en cara expuesta de aletones y emplantillado con piedra cuarta, cubierto con una capa de concreto simple.

Cabezales tipo "B": Se proyectan 2, con muro frontal y aletones de mampostería de piedra; estos últimos repellados en las caras expuestas. Emplantillado con piedra cuarta, cubierto con una capa de concreto simple.

Canal de descarga: forjado sobre el terreno natural, con un emplantillado de mampostería de piedra cementada. En 190 metros centrales (ver plano 4.7b) del alineamiento, será necesario formar el canal mediante terraplén y luego emplantillar.

Disipador de energía tipo grada: paredes laterales formadas con mampostería de piedra cementada y repellada en las caras interiores. Emplantillado con piedra cuarta y cubierto con una capa de concreto simple.

El resumen de los volúmenes de excavación del sistema de aguas lluvias se presentan en la tabla 4.23 y el de costos directos en la tabla 4.24.

TABLA 4.23 CALCULO DE VOLUMEN DE EXCAVACION PARA EL TENDIDO DE TUBERIAS DE AGUAS LLUVIAS

TRAMO		DIAMETRO (pulgadas)	ANCHO DE ZANJA (mts.)	LONGIUTD (mts.)	PROFUNDIDAD MEDIA (mts.)	VOLUMEN (mts. ³)	VOLUMEN X 1.20 (mts. ³)
de pozo	a pozo						
1	2	18	0.95	100.00	1.76	167.20	200.64
2	2A	24	1.10	56.00	1.81	111.50	133.80
2A	2B	24	1.10	62.00	1.85	126.17	151.40
2B	3	24	1.10	45.50	1.88	94.09	112.91
3	4	30	1.25	100.00	1.93	241.25	289.50
4	5	36	1.40	100.00	2.01	281.40	337.68
5	6	24	1.10	70.00	2.09	160.93	193.12
7	5	18	0.95	45.00	1.95	83.36	100.04
5	8	36	1.40	83.00	2.13	247.51	297.01
8	a alcanta.	36	1.40	88.50	variable	256.72	308.06
9	10	18	0.95	100.00	1.68	159.60	191.52
10	13	24	1.10	110.00	1.68	203.28	243.94
11	12	30	1.25	75.00	1.65	154.69	185.63
12	13	30	1.25	75.00	1.65	154.69	185.63
13	14	42	1.60	115.00	1.65	303.60	364.32
14	20	42	1.60	110.00	1.68	295.68	354.82
15	16	18	0.95	80.00	1.71	129.96	155.95
16	17	18	0.95	100.00	1.68	159.60	191.52
17	18	24	1.10	100.00	1.70	187.00	224.40
18	19	30	1.25	100.00	1.70	212.50	255.00
19	20	30	1.40	48.00	1.70	114.24	137.09
20	al canal	60	2.00	10.00	variable	20.00	24.00
			TOTAL =	1773.00		TOTAL =	4637.96

TABLA 4.24 COSTOS DIRECTOS DEL SISTEMA DE AGUAS LLUVIAS

#	PARTIDA	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO RUBRO	SUB-TOTAL
1	TUBERIAS					
1.1	Trazo y Nivelación	MI	1773.00	2.26	4004.62	
1.2	Excavación	M ³	4637.96	44.50	206395.40	
1.3	Colocación					
1.3.1	concreto simple -15"	MI	177.89	153.09	27233.24	
1.3.2	concreto simple -18"	MI	427.13	212.11	90597.20	
1.3.3	concreto simple -24"	MI	369.34	567.42	209569.48	
1.3.4	concreto reforzado -30"	MI	351.75	1005.76	353776.08	
1.3.5	concreto reforzado -36"	MI	335.48	1573.80	527969.21	
1.3.6	concreto reforzado -42"	MI	226.13	2271.53	513649.27	
1.3.7	concreto reforzado -60"	MI	10.05	5142.90	51686.15	
1.4	Compactación	M ³	3395.30	149.34	507063.70	
2	POZOS DE VISITA					Total de la partida ¢ 2491944.35
2.1	Excavación	M ³	124.00	44.50	5517.81	
2.2	Cono de pozo, c/ tapadera metálica	C/U	22.00	1911.24	42047.34	
2.3	Cilindro de pozo	MI	16.37	868.34	14214.66	
2.4	Fondo de pozo	C/U	22.00	524.60	11541.17	
3	CUNETAS	MI	3349.00	147.11	492664.02	Total de la partida ¢ 73320.98
4	TRAGANTES					Total de la partida ¢ 492664.02
4.1	Trazo y Nivelación	s.g	1.00	1000.00	1000.00	
4.2	Excavación	M ³	29.00	44.50	1290.50	
4.3	Construcción incluyendo parilla de Ho.Fo	C/U	29.00	2896.99	84012.77	
5	OBRAS DE DESCARGA					Total de la partida ¢ 86303.27
5.1	Cabezal					
5.1.1	mampostería cementada de piedra	M ³	3.68	408.13	1501.91	
5.1.2	repello de caras frontales	M ²	6.69	25.33	169.34	
5.1.3	emplantillado con piedra cuarta, c/ capa de concreto	M ²	3.87	94.91	367.28	
5.2	Canal					
5.2.1	descapote (0.30 mts)	M ³	684.00	21.94	15008.78	
5.2.2	trazo y nivelación	MI	570.00	2.26	1288.20	
5.2.3	excavación	M ³	2560.81	44.50	113956.07	
5.2.4	emplantillado con piedra cuarta	M ²	17397.33	88.91	1546796.91	
5.2.5	relleno para conformación de talud	M ³	325.51	149.34	48613.11	
5.3	Disipador de energía tipo grada					
5.3.1	mampostería cementada de piedra	M ³	11.31	408.13	4615.95	
5.3.2	repello de caras interiores	M ²	104.57	25.33	2648.76	
5.3.3	emplantillado con piedra cuarta, c/ capa de concreto	M ²	11.25	94.91	1067.74	
6	OTROS					Total de la partida ¢ 1736034.05
6.1	losetas, e=0.05 mts, #2 @ 10 cms.	M ²	739.70	97.83	72366.33	
6.2	mampostería de piedra, para sostener losetas	M ³	370.38	408.1308	151163.49	
TOTAL DE COSTOS DIRECTOS DEL SISTEMA DE AGUAS NEGRAS =						¢ 5103796.48

4.4.5- Costo directo total del "Rediseño del Sistema Hidráulico de la Facultad Multidisciplinaria Oriental".

SISTEMA	COSTO
ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE	¢ 450,520.44
ALCANTARILLADO SANITARIO	¢ 1,082,944.63
ALCANTARILLADO PLUVIAL	¢ 5,103,796.48
TOTAL	¢ 6,637,261.55

El costo directo del Rediseño del Sistema Hidráulico de la F.M.O es de ¢ 6,637,261.55 colones.

CAPITULO V
CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES

5.1- CONCLUSIONES

1-En las décadas de los setentas y ochentas, los diferentes planes de desarrollo formulados para la Facultad, no tuvieron el seguimiento necesario debido a que no se contaba con una unidad de planificación del desarrollo físico propio ,ya que el entonces C. U. O. era un apéndice de la U. E. S. al que se tenía en segundo plano de importancia en el seguimiento y control de los proyectos. Aunado a lo anterior, factores externos como el conflicto armado agravaron la situación al punto de suspender toda asignación de recursos para el desarrollo físico.

En la presente década, con la llegada del periodo de postguerra, y ya que a partir de 1992 los centros universitarios pasaron a ser Facultades Multidisciplinarias la situación anterior fue superada por lo que en la actualidad la F.M.O., esta en condiciones de establecer sus prioridades de desarrollo físico sobre la base de expansión de la demanda de educación superior universitaria en la zona Oriental, tal como se expone en este documento.

2- El sistema hidráulico existente es el producto de la improvisación impulsada para solucionar las necesidades inmediatas, lo que ha dado como resultado :

a) Una red desordenada del sistema de abastecimiento de agua, que no posee un criterio técnico en su desarrollo donde se han obviado consideraciones básicas como, cajas de válvulas en los entronques de los ramales y la protección contra la intemperie de las tuberías, debido a que son de P.V.C y están ubicadas a poca profundidad e incluso superficialmente, lo que aumenta la probabilidad de fugas por rupturas ; además no se lleva un registro de su instalación para efectuar los cambios respectivas cuando termine su vida útil.

b) Construcción de sistemas de fosa sépticas como tratamiento de las aguas negras, sin estudios de infiltración, planos constructivos y población de diseño que los respalden.

c) El sistema improvisado de aguas lluvias que actualmente evacua el escurrimiento de un sector de la zona académica Norte y Sur, inadecuado por los arrastres de lodo que provoca, debido a que el suelo del estrato superficial en las zonas académicas es de tipo arcilloso.

3- En la Facultad es marcado el descuido que presenta el mantenimiento del sistema hidráulico en general, lo que ha propiciado su creciente deterioro. Lo anterior se refleja en:

a) Las condiciones de abandono en que se encuentran las cajas de válvulas para el sistema de agua potable.

b) Para el caso del sistema de aguas negras, aunque se realicen trabajos de mantenimiento en las baterías de servicios sanitarios ubicados a ambos lados del auditorio, estas llegan a presentar condiciones sépticas (estancamiento de aguas negras y malos olores). Lo anterior es un problema crónico propiciado por la mala ubicación de las tuberías de evacuación que se obstruyen con raíces de árboles cercanos, propiciando rebalses.

c) En el sistema de aguas lluvias de la zona académica Norte, las obras de evacuación desde las edificaciones por medio de canaletas, se encuentran en su mayoría deterioradas o azolvadas por los arrastres de lodos durante las tormentas. Los tragantes existentes en su mayoría, se encuentran obstruidos y algunos deteriorados completamente. Situación similar, presenta el reducido colector existente, que se encuentra totalmente azolvado, realizándose el escurrimiento según la esorrentia natural.

4- Debido a que el rediseño del sistema hidráulico fue realizado solamente sobre la base de la propuesta de zonificación sin contar con un plan de desarrollo definido, fue necesario tomar criterios de diseño que en el futuro serán restricciones para la implementación de cualquier otro proyecto de desarrollo físico.

El problema principal enfrentado, fue la falta de definición de la ubicación en planta de la infraestructura académica necesaria para una proyección segura, por lo que el diseño hidráulico en general se baso en los siguientes criterios :

a) Para el sistema de agua potable, la asignación de caudales por sector fue el resultado de la distribución de la población de diseño en función del área a servir. El caudal de diseño correspondiente, se distribuyo equitativamente para el número de salidas proyectadas por cada sector.

b) Para el sistema de aguas Negras, las áreas tributarias de infiltración se distribuyeron de forma balanceada de acuerdo al trazo de la red proyectada. El caudal de diseño se estimó retomando la fórmula que al respecto establece A.N.D.A., con la variante que la capacidad de conducción de cada tubería se determinó en función de la longitud del tramo respectivo.

c) En el sistema de aguas lluvias, como dificultad adicional se encontró que la zonificación no establecía los niveles de terraza de los sectores académicos proyectados, lo cual define la dirección del escurrimiento, necesario para la distribución de áreas tributarias. Por ello solo fue posible delimitar con certeza, las áreas de escurrimiento de las edificaciones existentes y la proyectada para el Departamento de Medicina, y en los demás sitios se consideraron las pendientes de escurrimiento de terrazas en dirección de las vías adyacentes y la delimitación de áreas en función de los tramos propuestos.

Se adoptó el cálculo por la Fórmula Racional, debido a que para áreas pequeñas los resultados son aceptables y datos para su cálculo son de fácil obtención. No obstante, fue necesario realizar algunas consideraciones por lo expuesto anteriormente en cuanto a la indefinición de la proyección de infraestructura y por consiguiente los tipos de superficie de escurrimiento. En ese sentido, se tomó la mínima asignación de área de infraestructura por alumno, plasmada en el Informe de Autoevaluación de la F.M.O.

Para obtener las intensidades en el diseño, se consideró solamente una estación pluviométrica base, por la pequeñez del área en estudio que sugiere una distribución uniforme de la lluvia.

5- En base a los resultados de análisis bacteriológico del agua, se determinó que el acuífero que alimenta los pozos de abastecimiento se encuentran contaminados con coliformes fecales, lo que hace al agua inadecuada para consumo humano. Se dedujo que dicha contaminación es propiciada por los sistemas de fosas sépticas existente para el tratamiento de las aguas negras de cuyo efluente resultante una parte se infiltra hasta el acuífero y la otra fluye superficialmente ; esto último como producto del rebalse.

6- Según chequeos realizados en base a la población actual y el caudal proporcionado por las fuentes de abastecimiento actuales, se ha determinado que son insuficientes para cubrir la demanda, con una dotación de 50 lts/persona/día correspondiente a una institución educativa, según A.N.D.A. Lo anterior debido a que cada pozo proporciona aproximadamente 8.57 lts/persona/día.

7- La proyección de población de diseño, se realizó en base al mínimo período deseable por A.N.D.A., bajo consideraciones de vida útil de los componentes del sistema.

La existencia de tres tipos de población (estudiantil, docente y administrativa) obligo a un análisis particular de cada una de ellas, así :

a) Para la población estudiantil, se consideraron factores externos que pudieron afectar su comportamiento en ciertos períodos de tiempo, generando inconstancia en el crecimiento, por lo que se depuro la información.

b) Para la población docente, la gráfica de la dispersión de puntos de población contra tiempo, presentaba una visible tendencia lineal.

c) La población administrativa analizada considerando las políticas actuales y las necesidades futuras de la Facultad, por la inconsistencia del registro que mostraba una tendencia negativa en la proyección. Por lo anterior se mantuvo la relación administrativo/docente actual y con ella se determino esta población futura.

8- El trazo de las redes propuestas se realizó de acuerdo a las vías contenidas en la zonificación y bajo los requerimientos de A.N.D.A. y el V.M.D.U., según fuera el caso.

Las consideraciones particulares, de cada sistema fueron :

a) Para el abastecimiento de agua potable se trazo una red tipo malla, en base a que la zonificación lo permitía y porque operativamente se lograrían las ventajas que brinda una red de este tipo.

La profundidad a la cual se ubico la red, se determino como la mínima requerida a partir de las rasantes definidas por las tapaderas de aguas lluvias, porque las características propias del proyecto lo permiten.

Se selecciono la conexión hacia el sistema de A.N.D.A., ya que esta institución proyecta a corto plazo realizar obras de abastecimiento de agua potable, para el sector Sur de la Ciudad de San Miguel, lo cual abarca el sector donde se ubica la F.M.O. Otro motivo que justifica la solución adoptada es la conveniencia de ser un usuario y no administrador del sistema, por las responsabilidades que eso implicaría.

b) El trazo de la red de alcantarillado sanitario al igual que agua potable se estableció de acuerdo a las rasantes de las vías, requerimientos de servicio dentro de la zonificación, que podrían clasificarse como captación de las aguas negras originadas en las edificaciones existentes y proyectadas y zonas sin desarrollo físico definido ; también se considero la dirección de conducción hacia los posibles sitios de tratamiento.

El diseño de la red, algunos aspectos contemplados en la normativa no se aplicaron rigurosamente debido a la particularidad del proyecto, tal como las pequeñas aportaciones de caudales de aguas negras que en los tramos iniciales obligo a considerar diámetros de 6" y profundidades de pozo de visita menores de lo permitido(1.20 mts. sobre la corona del tubo). En dichos casos se establecieron obras de protección para las tuberías.

En este sistema no se considero la conexión al alcantarillado sanitario de A.N.D.A., por no ser este último un proyecto de corto plazo.

c) El trazo de las dos redes de Alcantarillado pluvial, fue determinado en planta y elevación simultaneando criterios. De esta manera en planimetría se tomo en cuenta las zonas a servir, la conveniencia del escurrimiento superficial hacia tragantes y conductos (definido por el trazo altimétrico de rasantes y líneas de tuberías); también fue determinante la identificación de posibles sitios de descarga, los cuales se eligieron tratando que el escurrimiento circulara la menor distancia posible hacia ellas; dentro de los aspectos de la normativa, la conveniencia del

trazo obligo a considerar en algunos tramos profundidades de pozo de visita menores que lo permisible, y al igual que aguas negras en dichos tramos se proyectaron obras de protección.

9- Los resultados del diseño obligan a que tanto la línea de colección de aguas negras como la de descarga de aguas lluvias existentes, sean sustituidas ; ya que el trazo altimétrico es diferente al que presenta y la capacidad de tuberías es insuficiente para las condiciones de diseño.

10- Se tomó al sistema de Lagunas de estabilización, como el tratamiento de aguas negras mas adecuado por la topografía y disponibilidad del terreno, condiciones ambientales, la posible descarga a cuerpos receptores, tipo y cantidad de población a servir y las características de las aguas a tratar.

11- Un sistema de lagunas de estabilización para el tratamiento de aguas negras, como el desarrollado en este proyecto, no esta diseñado para manejar aguas con sustancias químicas, ya que estas afectarían al ecosistema de bacterias y algas necesarias para que se verifique la estabilización de la materia. Se agrava la situación ya que en el laboratorio de una Universidad se realizan variedad de pruebas que requieren el uso de diversos químicos.

12- El costo del proyecto calculado corresponde únicamente a los costos directos debido a que una estimación real de costos indirectos esta en función del constructor ; aunque una estimación de estos se podría realizar sobre la base de un 35% a 45% del costo calculado.

5.2 RECOMENDACIONES

1- Las autoridades universitarias de la F.M.O., deben asignar el recurso humano necesario que conlleve a la formación de un equipo multidisciplinario en la Unidad de Planificación del Desarrollo Físico de la Facultad, de manera que se organice efectivamente la formulación del proyecto de desarrollo físico a partir de lo plasmado en la zonificación y apegado a la presente propuesta de rediseño hidráulico. Desde un punto de vista técnico, a dicha oficina le corresponde monitoriar que se evite implementar obras improvisadas por las necesidades inmediatas; particularmente nos referimos a que la distribución interna de las

tuberías del sistema hidráulico, deberá ser el resultado de un diseño técnico, plasmado en los planos respectivos y conectados al sistema hidráulico de las vías en los puntos indicados.

a) Para el sistema de agua potable en la distribución interna de la red, deberá tenerse el cuidado si se proyecta utilizar tubería de P.V.C., ubicarlas a una profundidad razonable de unos 50 cms. como mínimo. En los puntos de entronque y cambios de dirección deberán ubicarse cajas de válvulas. las conexiones se realizaran en los puntos de salidas de caudales en cada nudo ;en el sistema de aguas negras se proyectaran cajas de conexión hacia los pozos de visita y para el sistema de aguas lluvias las conexiones se realizaran en los tragantes.

b) En la proyección del sistema interno de tuberías tanto de aguas negras como aguas lluvias, se debe corregir la ubicación de los ramales secundarios alejándolos suficientemente de zonas arborizadas con especies conocidas como "Laurel de la India", comunes en la Facultad; ya que sus raíces tienden a obstruir las tuberías al introducirse en ellas.

c) En las zonas académicas existentes como proyectadas, el escurrimiento de las edificaciones deberá ser colectado al sistema de aguas lluvias propuesto en las vías, diseñando elementos de conducción usados convencionalmente, como canales de techos, bajadas, cajas tragantes y tuberías de conexión a los tragantes proyectados en las vías.

2- Para el buen funcionamiento del sistema hidráulico propuesto conectado al diseño interno respectivo, se deberá dar un adecuado mantenimiento a las instalaciones, hasta el final de su vida útil equivalente a veinte años. Particularmente para evitar en lo posible el azolvamiento de tuberías por arrastre de lodos, comunes durante las tormentas, se debe proteger al sistema realizando siembras de grama en dichos sitios.

3- Para los requerimientos de agua en las actividades de los campos experimentales de Agronomía, se debe realizar un diseño específico, tomando como base el caudal asignado para dicha zona.

4- Los resultados del diagnóstico, indicaron que era necesario tomar las siguientes acciones conectivas del sistema hidráulico existente.

a) En la zona académica Norte, debido a que la red interna de agua potable presenta una distribución desordenada de los ramales y se encuentra en el límite de su vida útil, deberá ser sustituida completamente.

b) Debe asegurarse que ninguna descarga de aguas negras sea evacuada superficialmente sin tratamiento previo.

Los sistemas de fosa séptica existentes para el tratamiento de las aguas negras deben ser eliminados, aún y cuando no se haya implementado la propuesta de zonificación, ya que son inadecuados por la contaminación que le están produciendo al acuífero circundante y por las descargas superficiales, que provocan problemas de tipo sanitario.

Sobre la base de lo anterior, mientras no se ejecute la propuesta de zonificación, se deberá implementar inmediatamente la línea de conducción de las aguas negras que va desde el pozo número 8, al número 13 dentro de la red, y del pozo número 13 hasta la ubicación del sistema de lagunas proyectadas. De dicho sistema se deberá construir una laguna facultativa y la de maduración.

c) Debe ser sustituido inmediatamente el sistema de aguas lluvias existente en la zona académica Norte, conectándose a la línea de la red propuesta, desde el pozo número 6 hasta la descarga en la alcantarilla de 36" ubicada a 77.70 mts. al Norte del acceso principal.

5- Respecto a consideraciones del caudal proporcionado por las fuentes actuales, la continuidad de su utilización antes que se ejecute la propuesta de zonificación está en función de modificaciones que deben realizarse profundizando en el acuífero, hasta verificar el cumplimiento de la dotación requerida.

6- Mientras no se ejecute la propuesta de zonificación y por ende la conexión de la red diseñada al sistema de A.N.D.A., para los dos pozos de abastecimiento existentes, se deberá diseñar un sistema de cloración provisional y posterior a su instalación (la red) y funcionamiento realizar nuevas pruebas de análisis bacteriológico que certifiquen su calidad para consumo humano.

7- Para que funcione adecuadamente el sistema hidráulico propuesto, deberán ser respetados los lineamientos bajo los cuales fue realizado; lo que indica que :

a) En los laboratorios de la Facultad existentes y proyectados, se deberán realizar las pruebas considerando los llamados " métodos limpios ", los cuales consisten en una recolección de los líquidos residuales en depósitos especiales, para su posterior manejo o reciclaje.

b) Para que el sistema de aguas lluvias funcione adecuadamente, es necesario que durante la ejecución de la propuesta de zonificación, se cumplan con los niveles de las rasantes que se han propuesto en función de las tapaderas de los pozos de visita. Así mismos para las zonas académicas se deberá cumplir con las siguientes condiciones :

b.1) El diseño de los movimientos de tierra que se realicen, deberán asegurar que el nivel de las terrazas sea mayor que el de las vías contiguas y con una pendiente hacia ellas.

b.2) En las edificaciones existentes como para la proyección del Departamento de Medicina, la captación del escurrimiento deberá realizarse en los puntos de captación plasmados en la delimitación de áreas tributarias.

b.3) El desarrollo físico de la Facultad, debe estar supeditado a los requerimientos de la Ley de Educación Superior, en cuanto a condiciones mínimas de área por alumno, y la asignación de superficies se realizará según lo plasmado en éste documento.

8- Para que el sistema de lagunas opere adecuadamente deberá asignarse el personal necesario para mantenimiento, laborar un programa de monitoreo que corrobore su eficiencia y otro que determine la forma mas adecuada de remoción, tratamiento y disposición final de los lodos cada 5 años.

Para que las lagunas inicien su funcionamiento adecuadamente, tendrán que ser mantenidas en los niveles plasmados en el diseño, lo que implica un aumento del período de retención hidráulico.

Además deberá respetarse los detalles constructivos que se presentan en los planos de diseño.

9- Como recomendaciones adicionales que propicien un eficiente funcionamiento del sistema hidráulico propuesto, se propone lo siguiente :

a) En las zonas académicas existentes como proyectadas, las cajas de conexión al sistema de aguas negras propuesto en las vías, quedaran definidas en función de la ubicación de las edificaciones, conduciendo la descarga hacia el pozo de visita más próximo en el cual se propiciará una caída menor o igual a un metro.

b) En el tramo de vía donde se proyecta que el escurrimiento drene superficialmente, se construirán cunetas perimetrales a las mismas, que drenarán hacia el sistema de la carretera al Litoral. Los estacionamientos de vehículos tendrán pendiente en dirección de las vías hasta colectar el escurrimiento en canaletas colineales con las cunetas.

BIBLIOGRAFIA.

Acosta Alvarez, Guillermo - " Manual de Hidráulica", 1ª edición, Editorial Harla, México, 1976.

Dirección de Ingeniería Sanitaria, Secretaría de Salubridad y Asistencia - " Manual de Saneamiento, Vivienda , Agua y Desechos", 5ª edición, El Salvador, 1988.

Fair, Gordon Maskew - " Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales", volumen I, 6ª edición, Editorial Limusa, Mexico,1990.

Hernandez Díaz, Sandra Elizabeth - " Guía Básica para realizar Estudios Hidrológicos en El Salvador", Trabajo de Graduación, U.E.S,1997.

Johnson División, Hop Inc. - " El Agua Subterránea y los Pozos", 1ª edición, Estados Unidos de América, 1975.

Lemus González - " Reglamento para la Disposición del Drenaje Pluvial Urbano", Tesis, U.E.S, 1985.

Linsley, Ray K. - " Ingeniería de Recursos Hidráulicos", 13ª edición, Editorial CECSA, México, 1988.

López, Rigoberto - " Propuesta de Desarrollo a Nivel de Zonificación de la Facultad Multidisciplinaria de Oriente", Trabajo de Graduación, U.E.S, 1994.

Metcalf & Eddy - "Tratamiento y Depuración de las Aguas Residuales", 3ª Edición, México, Editorial Labor,1996.

Ortíz Alvarez, Miguel Egdan - " Estudio del Drenaje Superficial de Carreteras", Tesis, U.E.S, 1979.

Oakley, Stewart M. - " Manual de Diseño, Operación y Mantenimiento para Lagunas de Estabilización en Honduras", U.S.A.I.D, Honduras, 1997.

Steel, Ernest W. - " Abastecimiento de Agua y Alcantarillado", 2ª edición, Editorial Gustavo Gili, México, 1952.

U.N.A.M. - " Guión de clase de Abastecimiento de Agua y Alcantarillados",
México, 1995.

Ven Te Chow - " Hidráulica de Canales Abiertos", 1ª Edición, Editorial McGraw-Hill,
Colombia, 1994.

PLANOS

REFERENTES AL CAPITULO III

ANEXO 3.1a

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

INVESTIGACION DEL SUBSUELO, REALIZADA EN UN TERRENO, PROPIEDAD DE, LA UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR, UBICADO EN LA FACULTAD MULTIDICIPLINARIA DE ORIENTE, DE LA CIUDAD DE SAN MIGUEL, DEPARTAMENTO DE SAN MIGUEL.

PRESENTADO A: LIC. PEDRO FLORES SANCHEZ



SAN SALVADOR, 10 DE DICIEMBRE DE 1996

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 5.1 Se detectaron contenidos de humedad máximos y promedios bastante altos, debido a la capacidad de los suelos con matriz cohesiva para retener agua.
- 5.2 No se detectó el nivel freático ni presencia de roca.
- 5.3 Más del 50% de los sondeos se concluyeron utilizando punta, debido a la adherencia de los suelos del sitio. Esto naturalmente produjo que no se recuperara material (NHR).
- 5.4 Los contenidos de humedad son muy bajos con respecto a los límites líquidos .
- 5.5 El valor relativo de soporte de diseño (CBR), es del 2%.
- 5.6 En el área donde se proyecta construir el "Edificio de Aulas", se realizarán los sondeos N^o 1,2,5,7 y 8 como puede verse en el plano de ubicación de sondeos. En esta área se puede usar como cimentación superficial tanto zapatas aisladas como solera corrida; si se usa una profundidad de desplante un metro (DF=1.00 mts), podrá utilizarse como presión admisible de contacto 2.0 Kg/cm², debiendo realizar una mejora al suelo en la zona de influencias del sondeo N^o1, mediante sobre excavación de 0.50 metros con un sobre

PSM PROYECTOS DE SUELOS Y MATERIALES S. A. DE C. V.

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

ancho de $1.5 B$ (B =ancho de cimentación), mezclar el suelo del sitio en estado seco con arena de aramuaca en una proporción 1 a 1 (MH+arena) y esta mezcla deberá pre-estabilizarse con cal hidratada al 3% y luego estabilizarse con cemento al 5%, compactarse al 95% de la máxima densidad obtenida en un ensayo AASHTO T-134 (Suelo del sitio+arena de aramuaca : cal hidratada, 30:1 a esta mezcla adicionar cemento portland al 5%, es decir 20:1).

5.7 En el área del "Edificio de Laboratorios", también podrá cimentarse como se recomendó para el edificio de aulas, aunque se deben realizar mejoras al suelo para poder usar una presión de contacto de 2.0 Kg/cm^2 .

Las mejoras a realizar en los sondeos N°3 y N°6, se deberán de hacer de igual manera como se recomendó para sondeo N°4.

5.8 En el área de circulación entre ambos edificios, se realizaron los sondeos N°11, N°12 y N°13 ellos presentan la misma estratigrafía que en los sondeos de los edificios, aunque ellos no tendrán carga, será necesario estabilizarlos unicamente si se colocan aceras. Haciendo una mezcla suelo-cal hidratada al 5% (20:1) y esta mezcla adicionarle cemento portland al 3% (suelo-cal: cemento 30:1), en un espesor de al menos 0.30 metros.

PSM S. A. de C. V.
PROYECTOS DE SUELOS Y MATERIALES

PSM PROYECTOS DE SUELOS Y MATERIALES S. A. DE C. V.

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

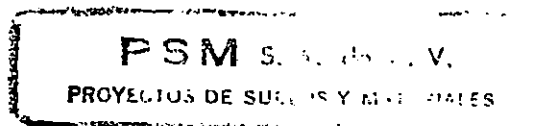
5.9 En el sitio donde se proyecta construir el pozo de absorción, se realizó el sondeo N°18, los suelos del sitio son cohesivos con baja transmisibilidad y baja permeabilidad del orden de 10^{-8} Mt/sg.

En el estrato encontrado de 1.50 a 2.50 metros de profundidad, se observa que tiene un porcentaje de arena fina a media del 30% a 40%, esto mejora la permeabilidad. Si es imprescindible hacer en ese sitio el pozo de absorción, se deberá hacer un pozo a cielo abierto con una profundidad mayor a 2.50 y verificar in situ la existencia de suelo permeable que permita la evacuación de las "aguas tratadas", realizando en tal perforación una prueba de infiltración.

5.10 En el área del parqueo se realizarón los sondeos N° 14, 15, 16 y 17, en tales sondeos se encontró una estratigrafía muy similar, puede asumirse una presión de contacto de 1.0 Kg/cm².

En la zona de influencia del sondeo N° 14 se realizó un ensayo de valor relativo de soporte (CBR), que acusó un valor de 2%, considerandose innecesario la realización de otro ensayo; pues se obtendría el mismo resultado.

El valor de CBR=2% es lógico, debido a que el suelo



PSM PROYECTOS DE SUELOS Y MATERIALES S. A. DE C. V.

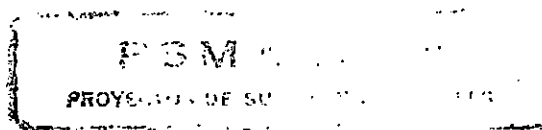
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

ensavado es cohesivo y de alta plasticidad (ver anexo de CBR), este valor de (CBR) deberá utilizarse para el "Diseño estructural del pavimento". si es que se proyecta construir un parqueo pavimentado: Para evitar fallas posteriores cuando se habra al tráfico. Lo recomendable sería: nivelar el terreno colocar una capa de cascajo (espuma de lava volcanica), sobre el terreno natural y utilizarlo entonces como parqueo.

5.11 Será necesario diseñar un sistema para drenaje para la escorrentia superficial, a fin de evitar estancamientos que permitan que esta sea absorbida por los suelos plásticos y potenciar fallas.

5.12 La construcción de estas obras deberá en lo posible, llevarse a cabo en la época seca.

5.13 Las tuberias de abastecimientos y drenaje deberán ser de material flexible (P.V.C.), a fin de evitar roturas durante los cambios volumétricos que podría tener el suelo con el cambio de estación.



PSM PROYECTOS DE SUELOS Y MATERIALES S. A. DE C. V.

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES

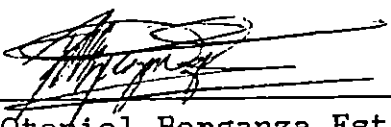
Consideramos que la válidez de nuestras recomendaciones en lo relativo a la cimentación, estan sujetas a una inspección de las operaciones de construcción, por parte de nuestra empresa o por un Ingeniero Geotécnico para prevenir cualquier imprevisto que pudiera surgir durante el desarrollo del proyecto.

Esta firma queda a las órdenes de la UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR, o de su representante, para aclarar dudas respecto a los conceptos que en este informe se proporcionan.

Atentamente,

Por PSM S.A. DE C.V.

PSM S. A. de C. V.
PROYECTOS DE SUELOS Y MATERIALES


Roberto Otoniel Berganza Estrada.
Ingeniero Civil

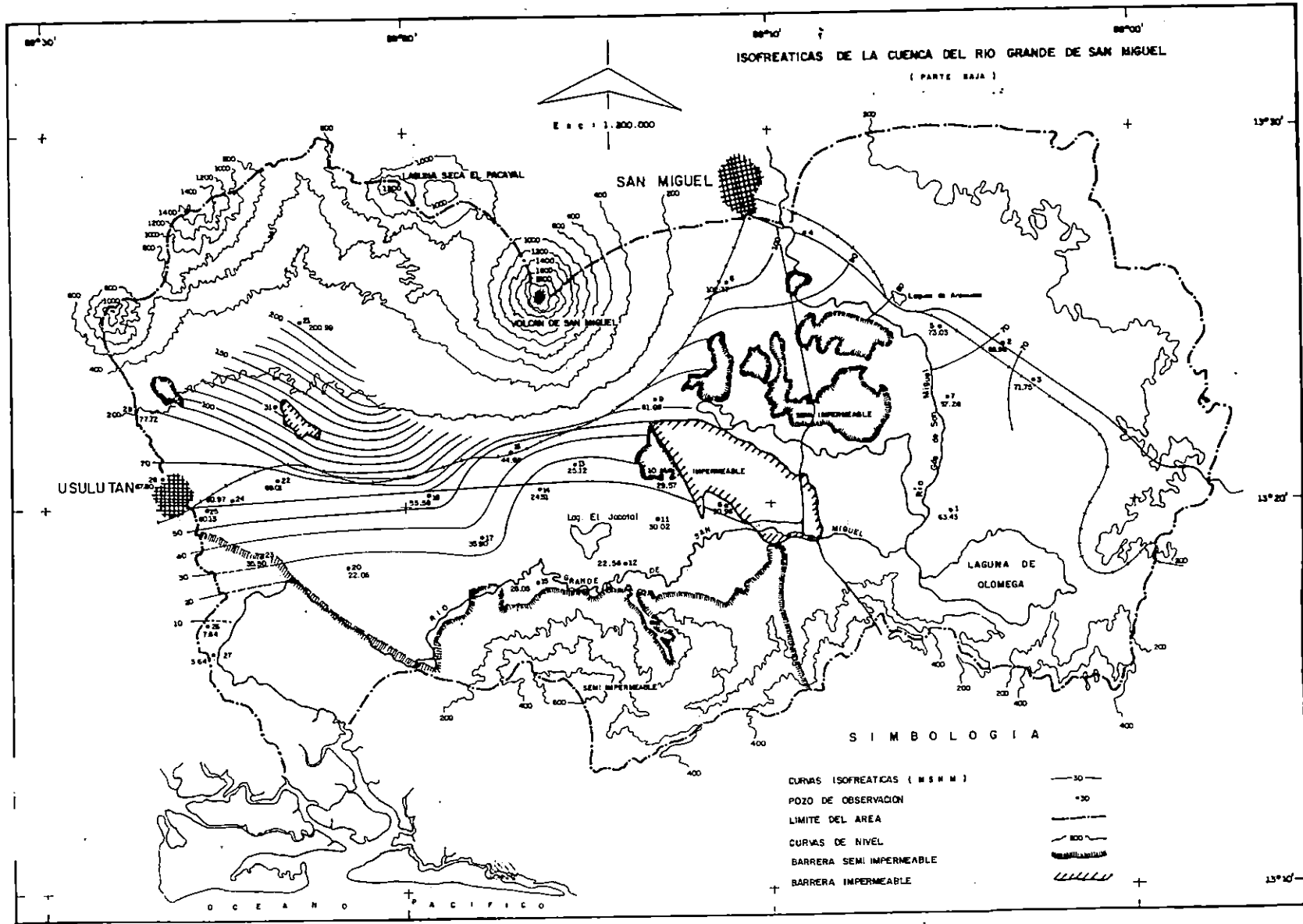
ANEXO 3.1b

ANEXO 3.2

ISOFREATICAS DE LA CUENCA DEL RIO GRANDE DE SAN MIGUEL

(PARTE BAJA)

Escala 1:200,000



SIMBOLOGIA

- CURVAS ISOFREATICAS (M S M M)
- POZO DE OBSERVACION
- LIMITE DEL AREA
- CURVAS DE NIVEL
- BARRERA SEMI IMPERMEABLE
- BARRERA IMPERMEABLE

OCEANO PACIFICO

ANEXO 3.3

PLAN MAESTRO DE DESARROLLO Y APROVECHAMIENTO DE LOS RECURSOS HIDRICOS.

INVENTARIO DE POZOS PERFORADOS

023

Pozo No PP-23/S.M.

REGION HIDROGRAFICA H CUENCA _____
Cuadrante topográfico SAN MIGUEL No 2556 II Coordenadas N 257.400 E 591.375
Departamento SAN MIGUEL Municipio San Miguel Cantón El Tute Lugar Centro Universitario
Cota del terreno _____ m.s.n.m. Propietario Centro Universitario de Oriente Taxio de Oriente

Características del Pozo

Tipo de perforación Rotativo 12/xi-76
Perforado por: AGUAS SUBT S.A
Profundidad total 200'
Nivel estático 29' Fecha 12-xi-76
Altura del punto de referencia _____

Coefficientes Hidráulicos

Transmisibilidad 29864 G.P.D/PIE.
Permeabilidad _____
Coeficiente de almacenamiento _____
Capacidad específica 17.06 G.P.M/PIE

Tubería de Revestimiento

Diámetro 10 3/4 pulgadas De 0' A 50'
_____ pulgadas De 60' A 90'
_____ pulgadas De 120' A 160'
Tipo de rejilla Roscoe Mas De 50' A 90' 60'
% de área abierta 90' A 120'
160' A 180'

Equipo de Bombeo

Tipo de Bomba _____
Capacidad _____
Energía del motor _____
Potencia _____ H.P. Velocidad _____ R.P.M.

Acuíferos Principales

De	A	Espesor	Clase de Material
De	A	_____	_____
De	A	_____	_____
De	A	_____	_____

Características del Agua

Temperatura _____ °C. Cond. eléctrica (Ec x 10⁶ a 25°C) _____
p.H. _____ Sólidos disueltos _____ p.p.m.

Datos de Explotación

Caudal de explotación _____
Horas semanales de bombeo _____
Uso del pozo _____

Datos de Aforo

Tipo de aforos ETAPAS SUCESIVAS
Aforadores M. QUINTANA
Caudal(es) de aforo 125 200 250 300 250 G.P.M
Abatimiento(s) 34.92' 39.75' 42.67' 45.67' 14.65'
Tiempo(s) de bombeo 2h 2h 2h 10' 48 h.
Caudal recomendado 500 G.P.M

Observaciones: Pozo 11-76-200/3400 (# de
registro de Campaña

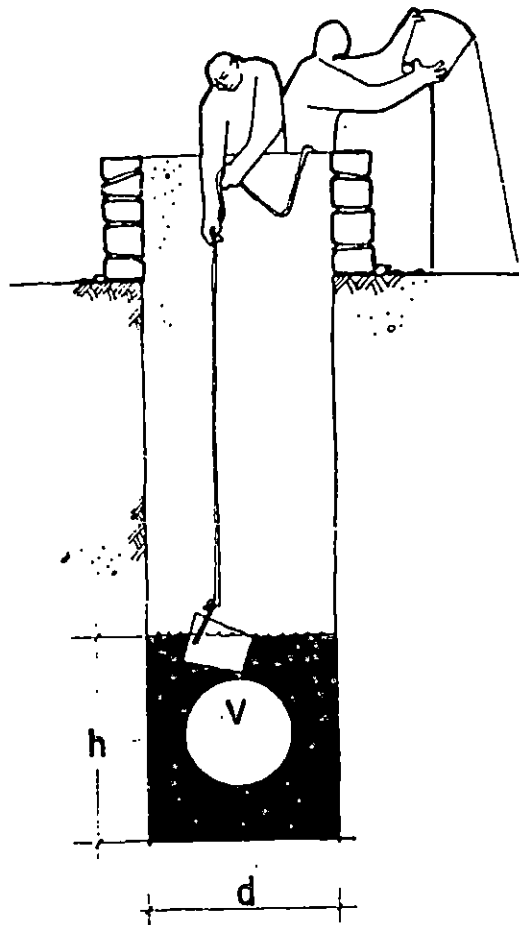
Pozo abandonado

Inventariador: J. R. Dinzas 17-III/70

ANEXO 3.4

aforos | en norias o pozos excavados

A4



- d** diámetro interior del pozo
- h** altura o espesor de la capa de agua
- v** volumen

1o.—Se procede a sacar el agua contenida en la noria por medio de bombeo, baldeo u otro medio.

2o.—Se toma el tiempo que tarda el agua en recuperar su nivel normal en la noria.

Ejemplo: Supongamos que tenemos una noria con las siguientes medidas: $d = 2.50$ m.; $h = 2.00$ m.

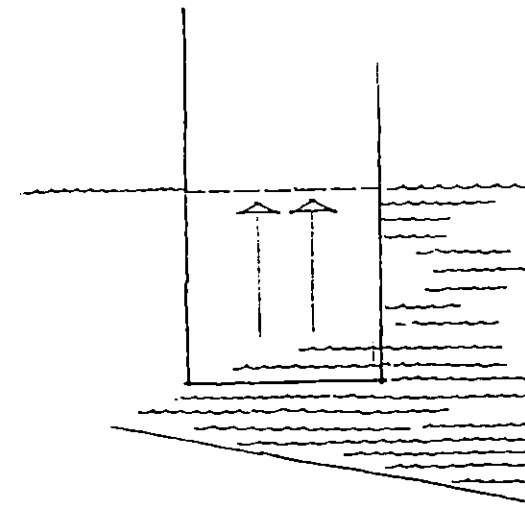
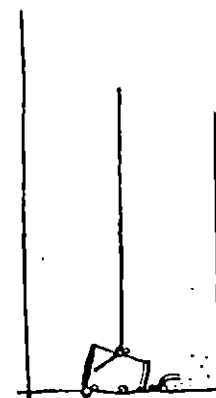
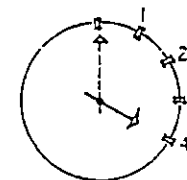
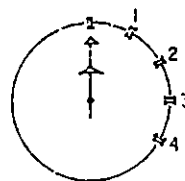
El volumen del pozo será:
 $V = 0.785 (*) \times \text{diámetro} \times \text{diámetro} \times \text{altura}$.

$V = 0.785 \times 2.50 \text{ m.} \times 2.50 \text{ m.} \times 2.00 \text{ m.} = 9.80 \text{ m}^3 = 9800 \text{ lts.}$

Si el agua tarda 4 horas en recuperar su nivel en la noria, el gasto (Q) por hora será:
 $Q = \frac{9800 \text{ lts.}}{4 \text{ hrs.}} = 2450 \text{ lts.} \cdot \text{hr.}$

o bien:
 $Q = \frac{2450 \text{ lts.} \cdot \text{hr.}}{3600 \text{ seg.} \cdot \text{hr.}} = 0.681 \text{ lts.} \cdot \text{seg.}$

(*) Un valor constante $\left(\frac{7}{4} = \frac{3.1416}{4} = 0.785 \right)$



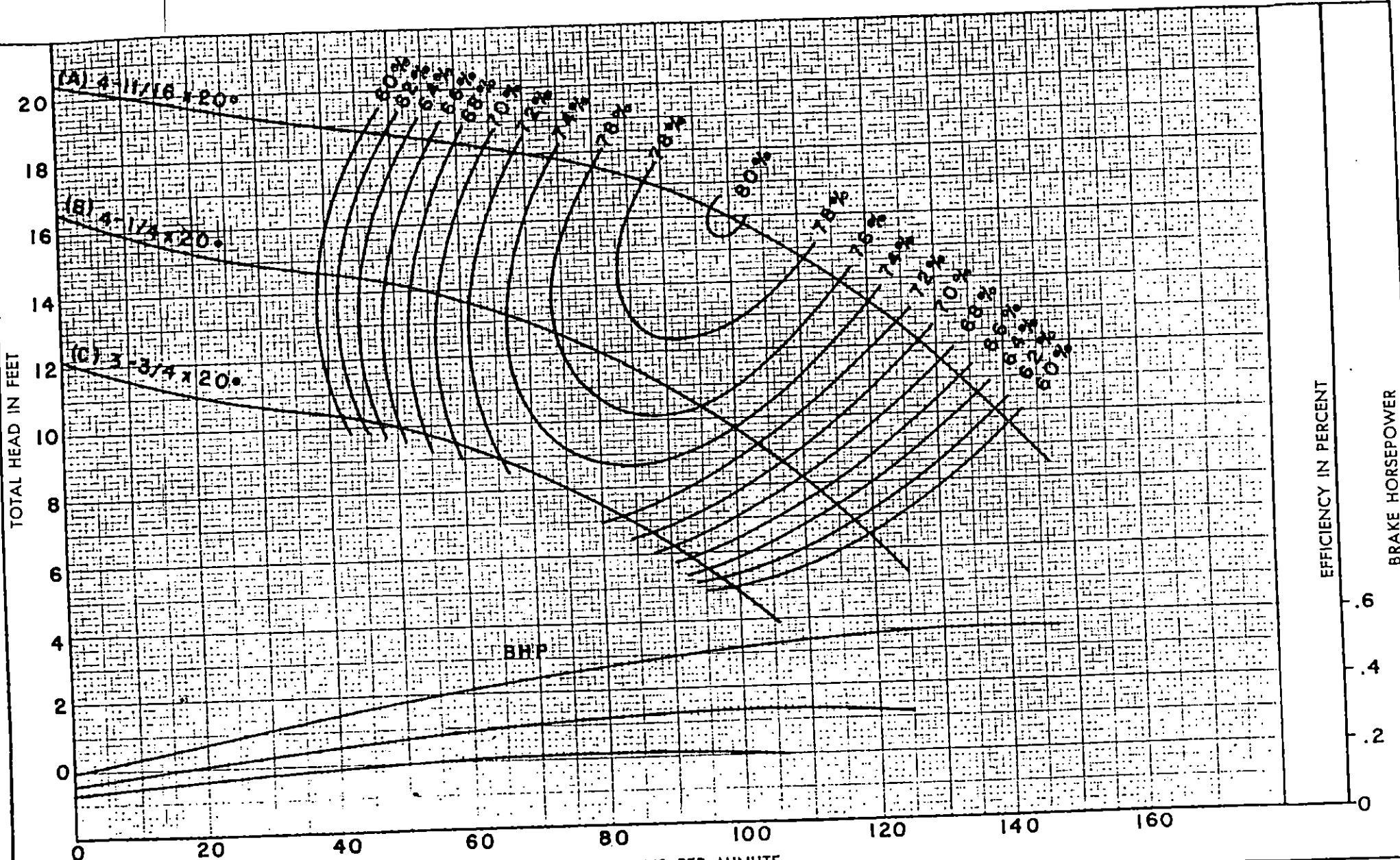
REFERENTES AL CAPITULO IV

ANEXO 4.1a

ANEXO 4.1a
TURBINE COLUMN FRICTION LOSS TABLE

Column Size	3"			4"			5"			6"			8"			10"			12"			
Tube Size	1 1/4"	1 1/4"	1 1/2"	2"	1 1/4"	1 1/2"	2"	1 1/2"	2"	2 1/2"	2"	2 1/2"	3"	2"	2 1/2"	3"	2"	2 1/2"	3"	3 1/2"		
GPM	COLUMN FRICTION LOSS (IN FEET) PER 100 FEET OF COLUMN																					
25	1.8																					
50	4.6	.65	.86	1.6																		
75	9.0	1.3	1.7	3.3																		
100	14.	2.2	2.8	5.3	.54	.65	.94															
125		3.2	4.2	7.8	.81	.96	1.4															
150		4.4	5.8		1.1	1.3	1.9															
175		5.8	7.5		1.5	1.7	2.5															
200		7.3	9.4		1.8	2.2	3.1	.73	.96	1.4												
225					2.3	2.7	3.9	.90	1.2	1.7												
250					2.7	3.3	4.7	1.1	1.4	2.0												
275					3.3	3.9	5.6	1.3	1.7	2.4												
300					3.8	4.5	6.4	1.5	2.0	2.8												
325					4.4	5.2	7.4	1.7	2.3	3.2												
350					5.0	6.0	8.4	2.0	2.6	3.6												
375					5.6	6.7	9.5	2.2	2.9	4.1												
400					6.3	7.5		2.5	3.3	4.6	.61	.74	1.0									
450					7.8	9.3		3.1	4.1	5.7	.77	.91	1.3									
500								3.7	5.0	6.9	.93	1.1	1.5									
550								4.4	5.8		1.1	1.3	1.8									
600								5.2	6.8		1.3	1.5	2.1									
650								6.0			1.5	1.8	2.5									
700											1.7	2.0	2.8									
750											1.9	2.3	3.2									
800											2.2	2.6	3.6	.57	.65	.77						
850											2.4	2.9	4.0	.63	.72	.86						
900											2.7	3.2	4.5	.70	.80	.96						
950											2.9	3.5	4.9	.77	.88	1.1						
1000		The following table will serve as a guide in figuring column friction losses to allow for condition of pipe:										3.2	3.9	5.4	.85	.97	1.2	.34	.38	.44	.50	
1200												4.5	5.4	7.6	1.2	1.4	1.6	.47	.54	.62	.71	
1400												6.0	7.2	10.	1.6	1.8	2.2	.62	.71	.82	.94	
1600												7.6	9.1	13.	2.0	2.3	2.8	.80	.90	1.1	1.2	
1800												9.4	11.		2.5	2.8	3.4	.99	1.1	1.3	1.5	
2000		Condition of Pipe Inside	Approx. Age of Pipe in Ordinary Use for Cold Clear Water	Use Friction Loss Figures from table multiplied by the following factor	11.	13.		3.0	3.5	4.2	1.2	1.4	1.6	1.2	1.4	1.6	1.8	2.1	2.5	2.9		
2200							3.6	4.1	5.0	1.4	1.6	1.9	2.2	2.5	2.9	3.3	3.8	4.3	4.8	5.3	5.9	
2400							4.2	4.9	5.8	1.7	1.9	2.2	2.5	2.9	3.3	3.8	4.3	4.8	5.3	5.9	6.4	7.1
2600							4.9	5.6	6.8	1.9	2.2	2.5	2.9	3.3	3.8	4.3	4.8	5.3	5.9	6.4	7.1	7.7
2800							5.6	6.4	7.8	2.2	2.5	2.9	3.3	3.8	4.3	4.8	5.3	5.9	6.4	7.1	7.7	8.4
3000		Very Smooth	New	1.00				6.4	7.4	8.8	2.5	2.9	3.3	3.8	4.3	4.8	5.3	5.9	6.4	7.1		
3200										2.8	3.2	3.7	4.2	4.8	5.3	5.9	6.4	7.1	7.7	8.4	9.0	
3400										3.2	3.6	4.2	4.8	5.3	5.9	6.4	7.1	7.7	8.4	9.0	9.6	10.2
3600										3.5	4.0	4.7	5.3	5.9	6.4	7.1	7.7	8.4	9.0	9.6	10.2	10.8
3800							3.9	4.4	5.1	5.9	6.4	7.1	7.7	8.4	9.0	9.6	10.2	10.8	11.4	12.0		
4000		Fairly Smooth	1 - 5 years	1.51							4.3	4.9	5.6	6.4	7.1	7.7	8.4	9.0	9.6	10.2		
4200										4.7	5.3	6.2	7.1	7.7	8.4	9.0	9.6	10.2	10.8	11.4	12.0	
4400										5.1	5.8	6.7	7.7	8.4	9.0	9.6	10.2	10.8	11.4	12.0	12.6	13.2
4600										5.6	6.3	7.4	8.4	9.0	9.6	10.2	10.8	11.4	12.0	12.6	13.2	13.8
4800		Rough	6 or more years	2.35							6.0	6.8	7.9	8.4	9.0	9.6	10.2	10.8	11.4	12.0		
4800										6.0	6.8	7.9	8.4	9.0	9.6	10.2	10.8	11.4	12.0	12.6	13.2	

ANEXO 4.1b



**UNIVERSAL
TURBINE PUMPS**

Performance based on pumping clear, fresh water at a temperature not over 85°F., and free of gas, air or abrasives, and with bowls properly adjusted and submerged.

Date: 2-15-60

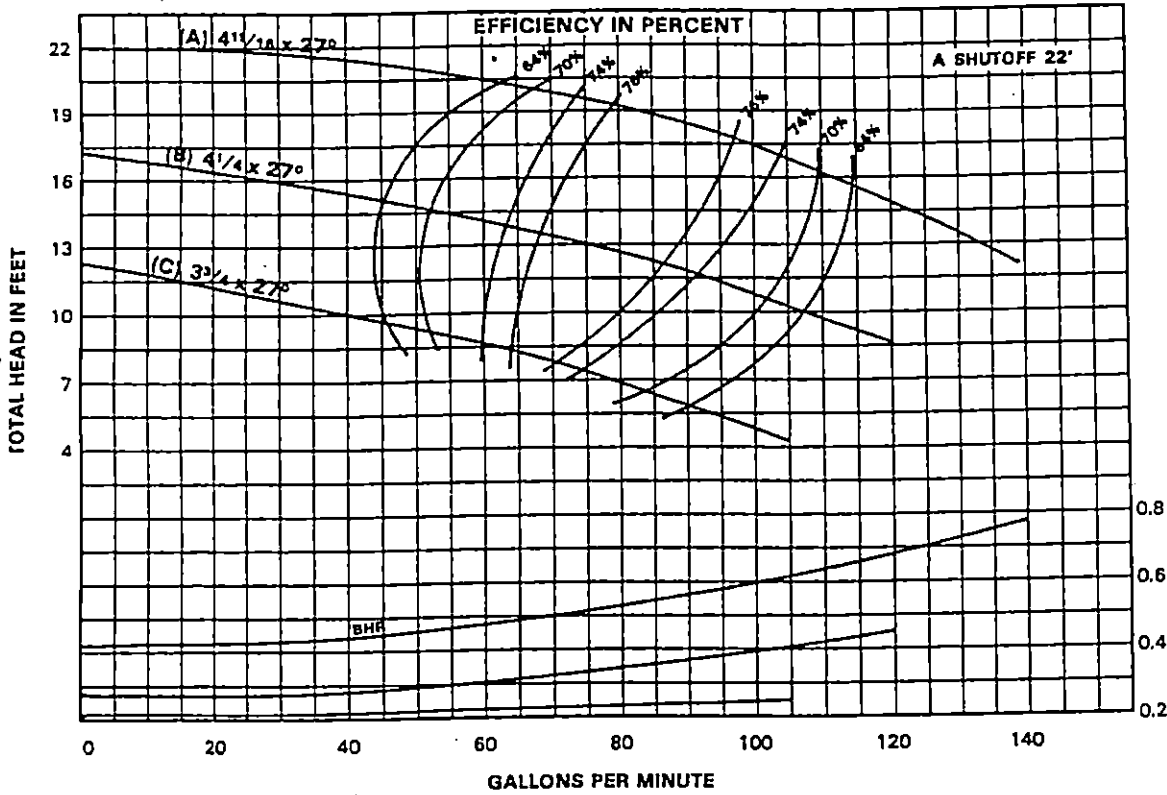
NUMBER OF BOWLS	CHANGE EFFICIENCY AS FOLLOWS
1	-5
2	-3
3	-1
Change in efficiency may affect both head and horsepower	

Bowl Dia. 5-9/16 in.
 Bowl No. 3485, C.I.
 Impeller No. 3486, BRONZE
 Eye Area 3.65 Sq. In.
 Imp. Type CLOSED K=2.24

STAGE PERFORMANCE	
Curve No.	6H-29
R. P. M.	1760
Bowl	6HC

June 1, 1991

6 J C M - 1760 RPM



NUMBER OF BOWLS	CHANGE EFFICIENCY AS FOLLOWS
1	-4
2	-2
3	-1

Change in efficiency may affect both head and horsepower.

Bowl Dia. 5-9/16
Bowl No. 6516
ENAM.
Impeller No. 6707
BRONZE
Eye Area 3.2 sq. in.
Imp. Type Closed
K = 2.24

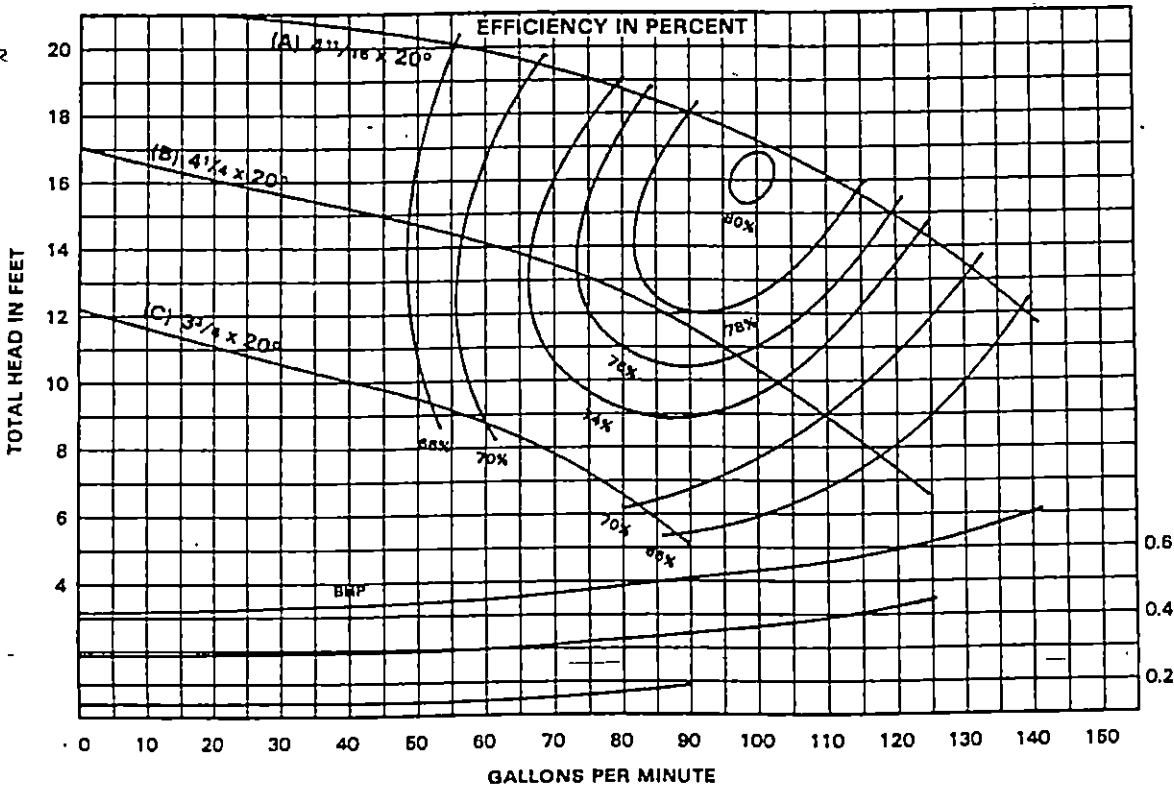
STAGE PERFORMANCE

Curve No.
R.P.M. 1760
Bowl 6 J C M

Performance based on pumping clear, fresh water at a temperature not over 85°F., and free of gas, air or abrasives, and with bowls properly adjusted and submerged.

BRAKE HORSEPOWER

6 J C H - 1760 RPM



NUMBER OF BOWLS	CHANGE EFFICIENCY AS FOLLOWS
1	-4
2	-2
3	-1

Change in efficiency may affect both head and horsepower.

Bowl Dia. 5-9/16
Bowl No. 6616
ENAM.
Impeller No. 6806
BRONZE
Eye Area 3.65 sq. in.
Imp. Type Closed
K = 2.24

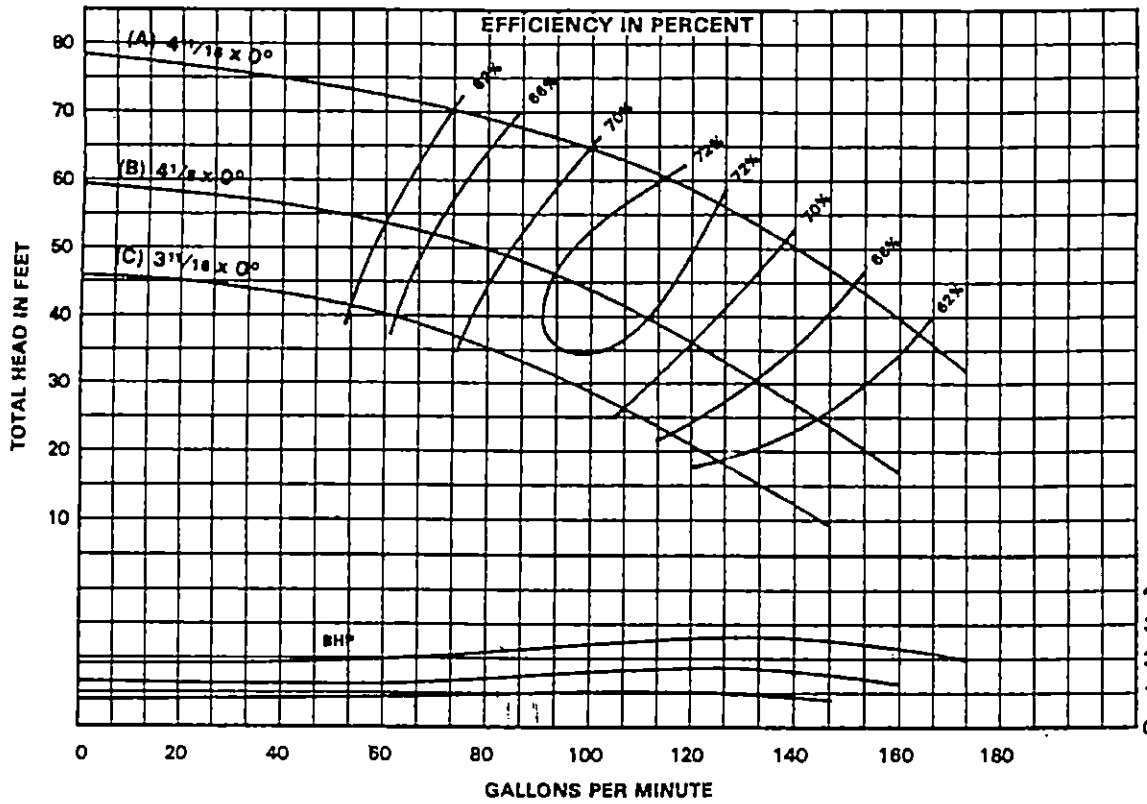
STAGE PERFORMANCE

Curve No.
R.P.M. 1760
Bowl 6 J C H

Performance based on pumping clear, fresh water at a temperature not over 85°F., and free of gas, air or abrasives, and with bowls properly adjusted and submerged.

BRAKE HORSEPOWER

6 J C L - 3450 RPM



NUMBER OF BOWLS	CHANGE EFFICIENCY AS FOLLOWS
1	-4
2	-2
3	-1

Change in efficiency may affect both head and horsepower.

BRAKE HORSEPOWER

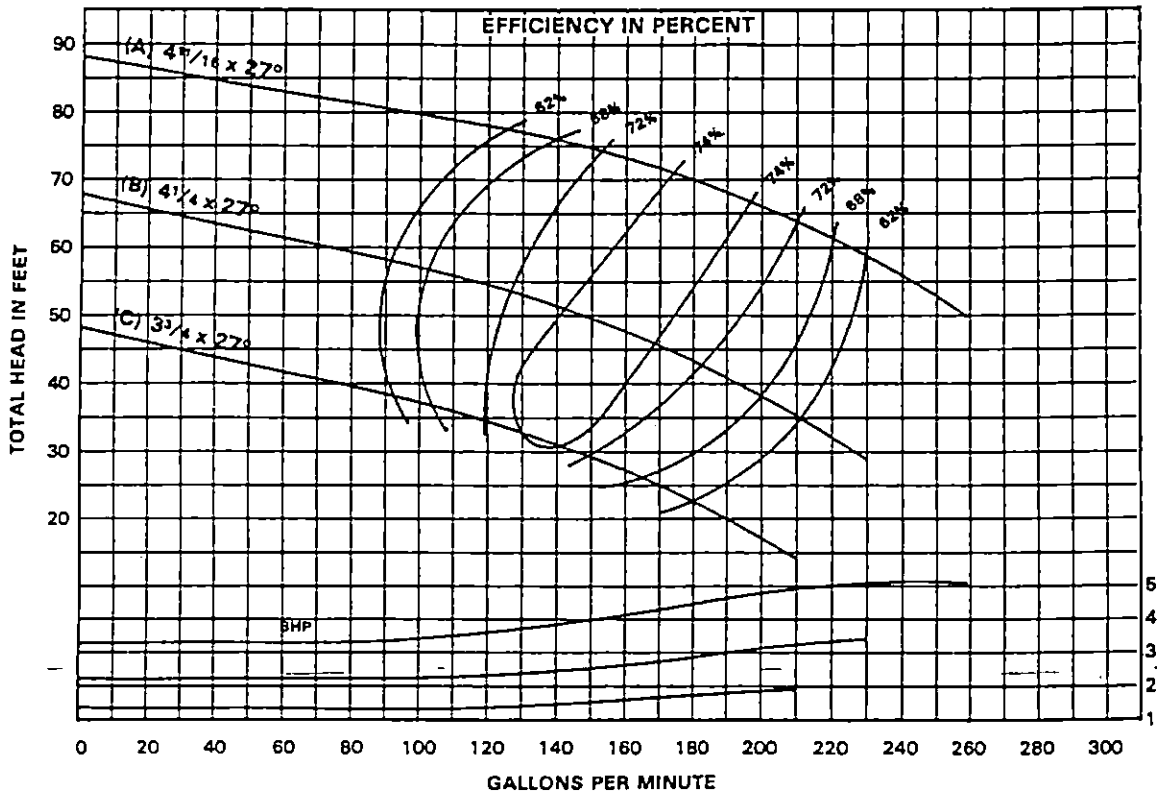
Bowl Dia. 5-9/16
Bowl No. 6816 C.I.
Impeller No. 8506 BRONZE
Eye Area 2.41 sq. in.
Imp. Type Closed
K = 1.66

STAGE PERFORMANCE

Curve No.
R.P.M. 3450
Bowl 6 J C L

Performance based on pumping clear, fresh water at a temperature not over 85°F., and free of gas, air or abrasives, and with bowls properly adjusted and submerged.

6 J C M - 3450 RPM



NUMBER OF BOWLS	CHANGE EFFICIENCY AS FOLLOWS
1	-4
2	-2
3	-1

Change in efficiency may affect both head and horsepower.

BRAKE HORSEPOWER

Bowl Dia. 5-9/16
Bowl No. 6816 ENAM
Impeller No. 6707 BRONZE
Eye Area 3.2 sq. in.
Imp. Type Closed
K = 2.34

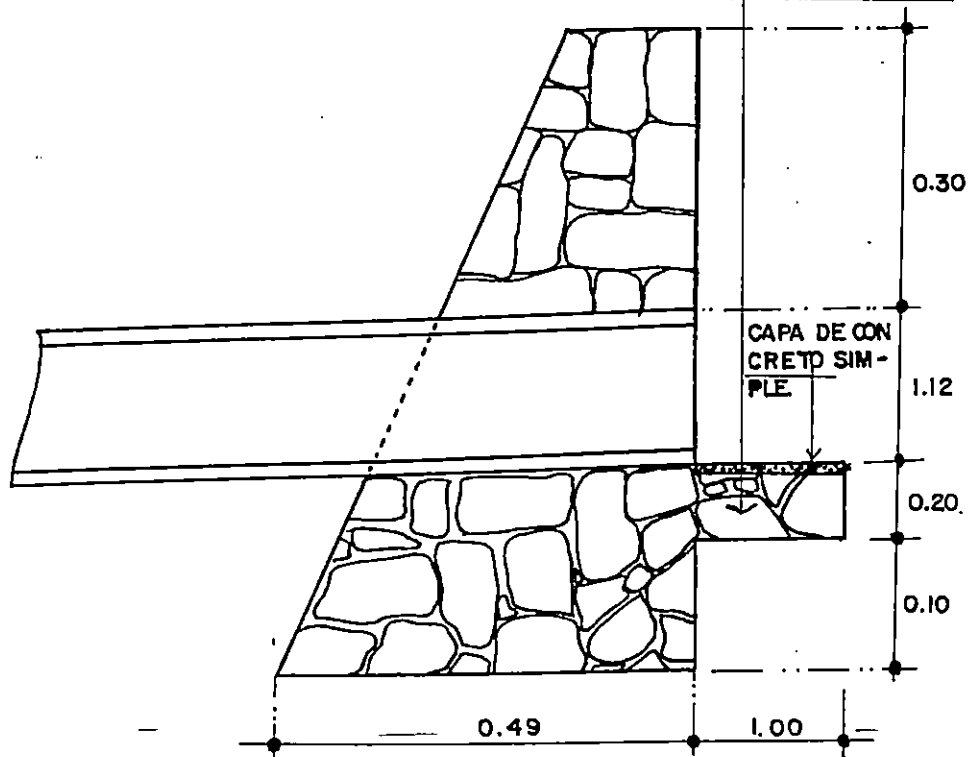
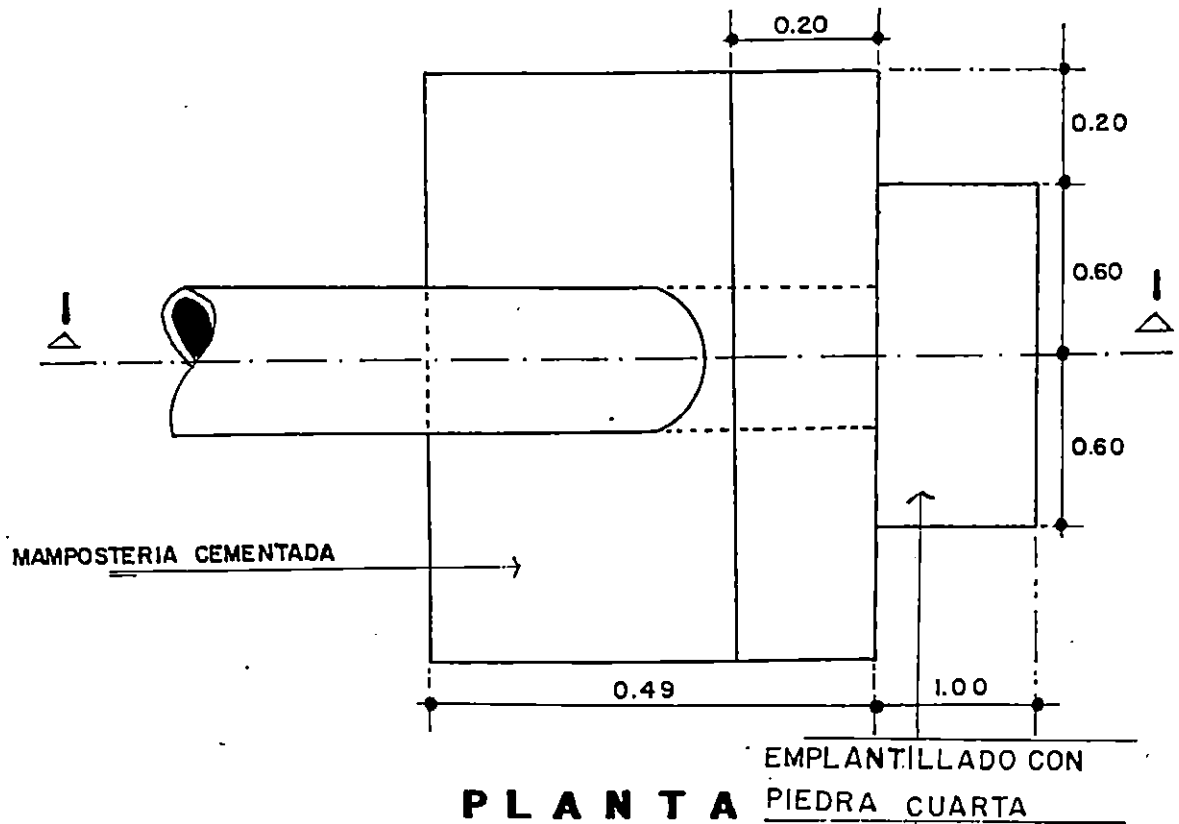
STAGE PERFORMANCE

Curve No.
R.P.M. 3450
Bowl 6 J C M

Performance based on pumping clear, fresh water at a temperature not over 85°F., and free of gas, air or abrasives, and with bowls properly adjusted and submerged.

ANEXO 4.2

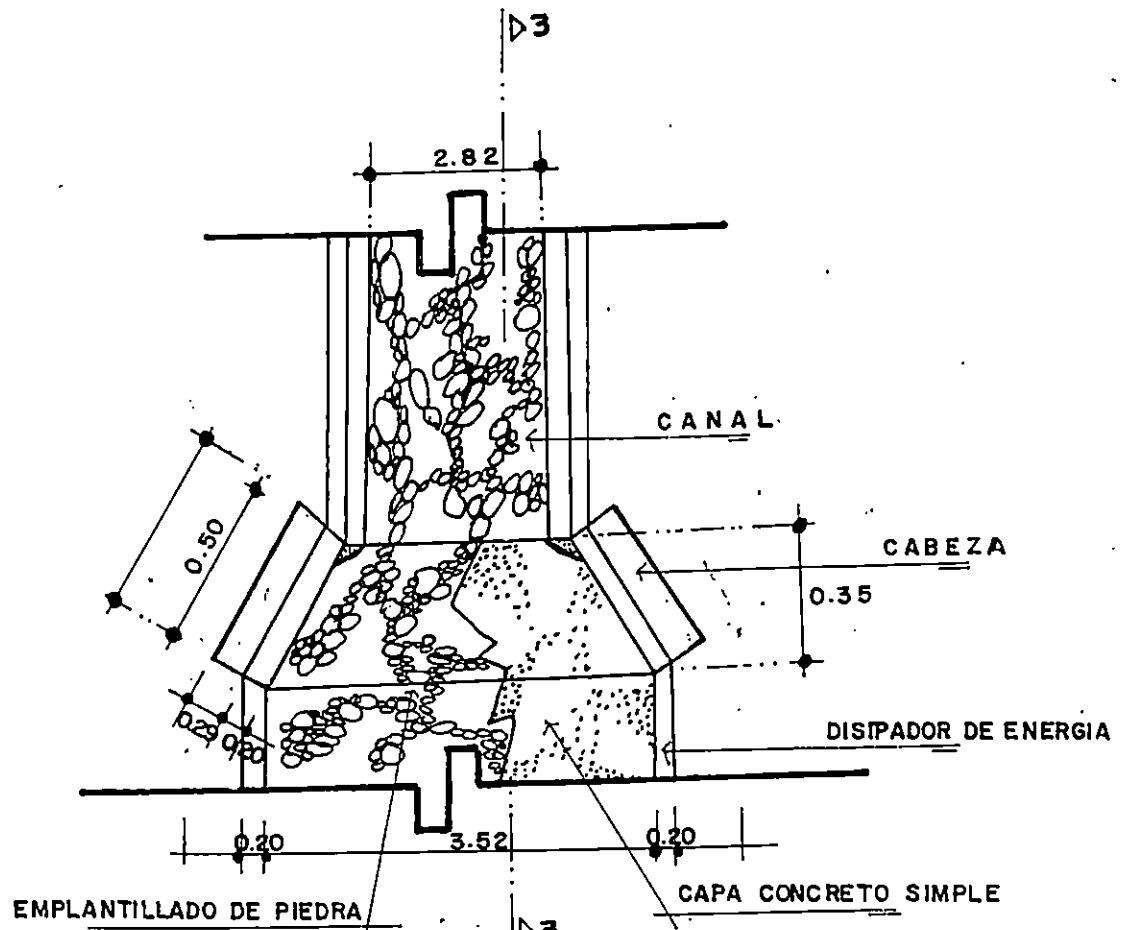
CABEZAL TIPO "A", EN DESCARGA DE RED N° 1



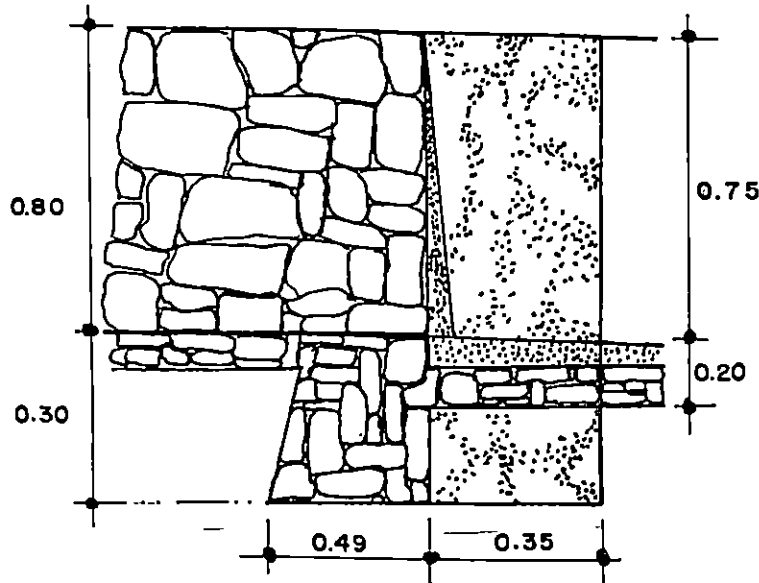
cotas en metros

ANEXO 4.3

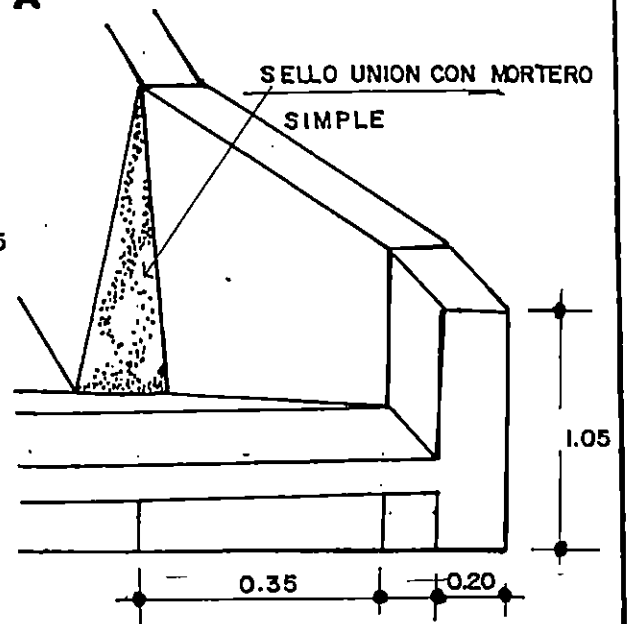
CABEZAL TIPO "B", EN DESCARGA DE RED N° 2
 (Hacia el dissipador de energía)



PLANTA

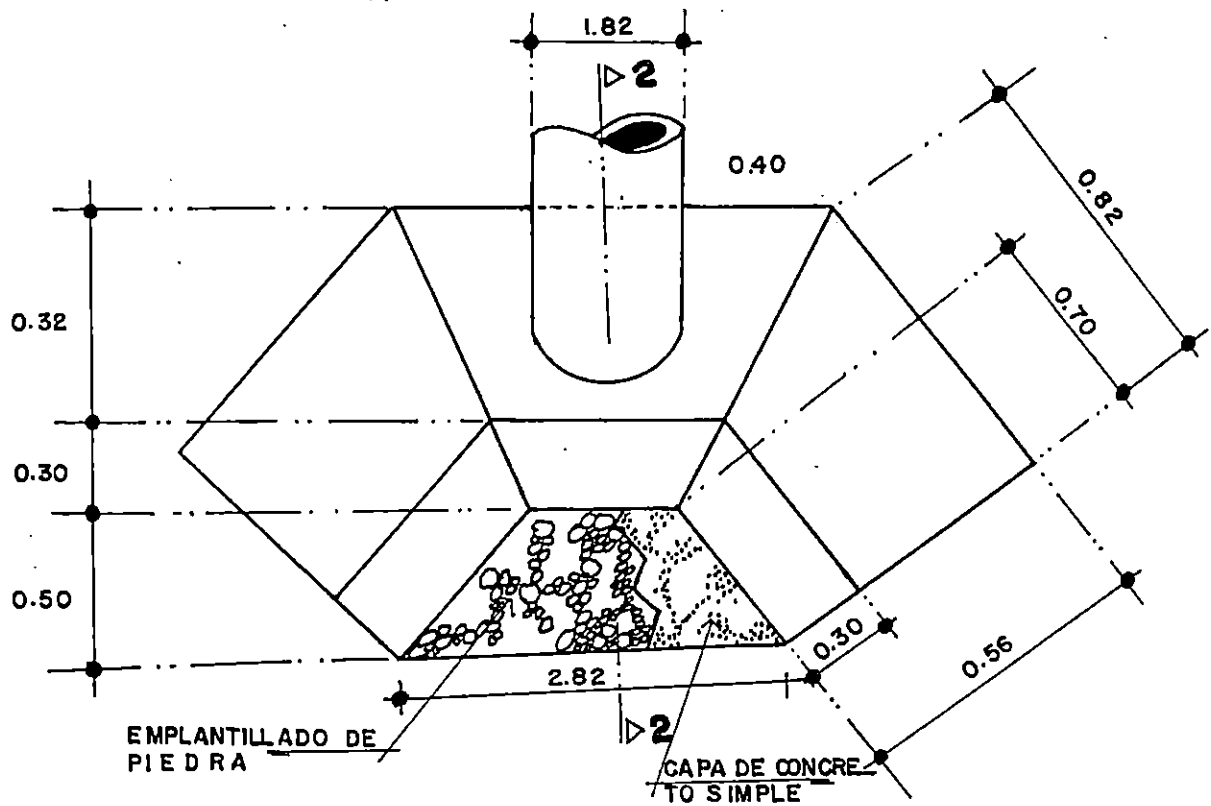


CORTE

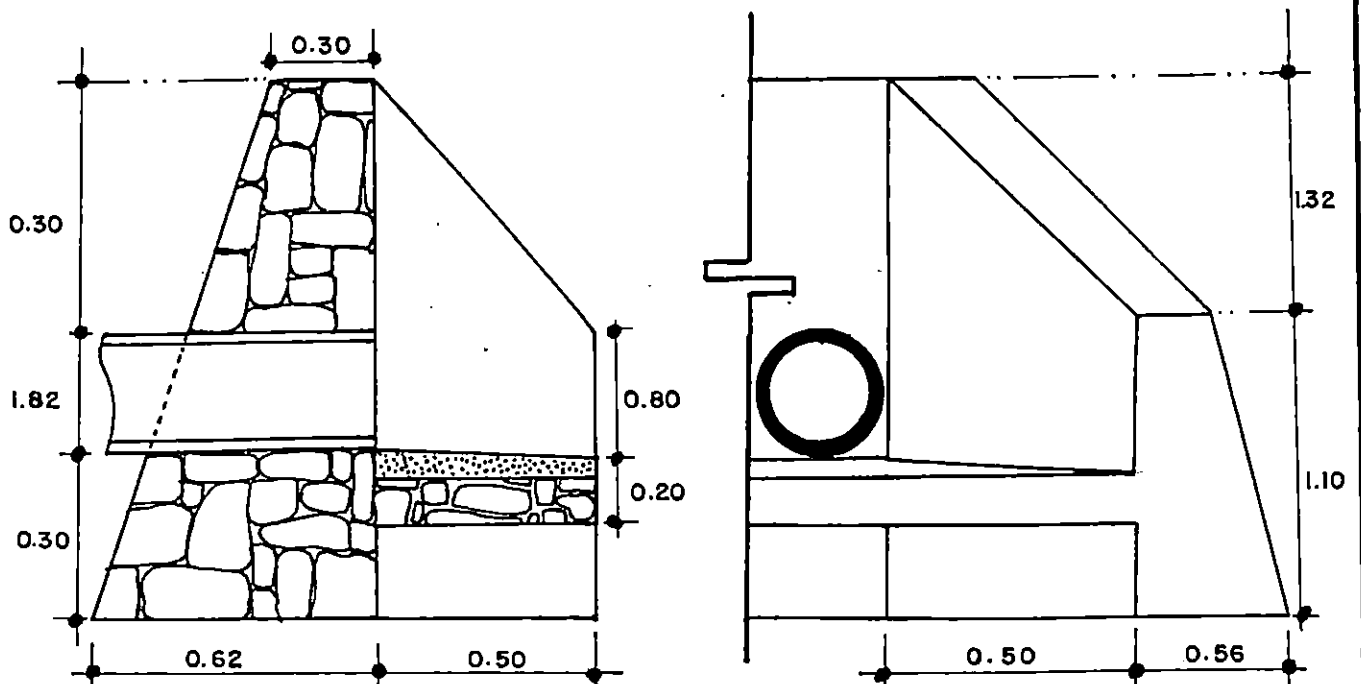


ELEVACION FRONTAL
 cotas en metros

CABEZAL TIPO "B", EN DESCARGA DE RED N° 2
 (Transición de diámetro 60" a canal)



PLANTA

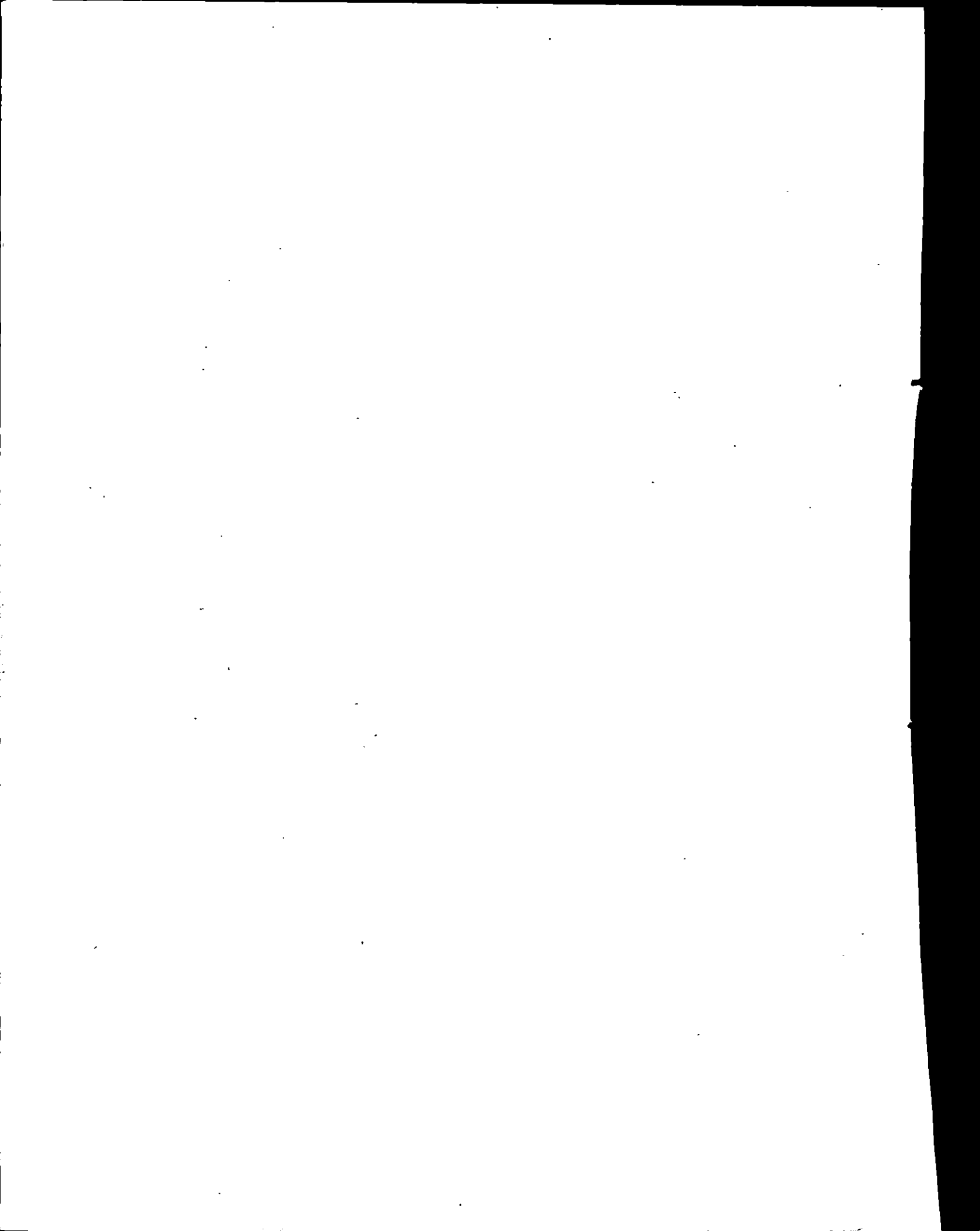


CORTE

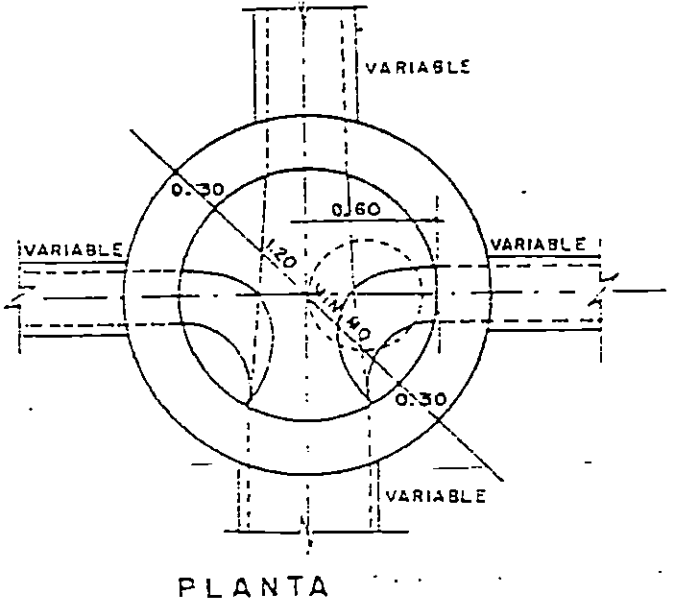
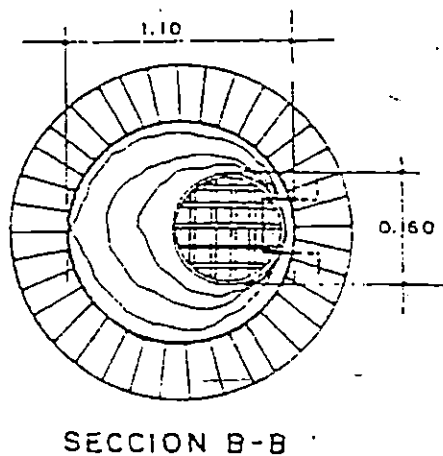
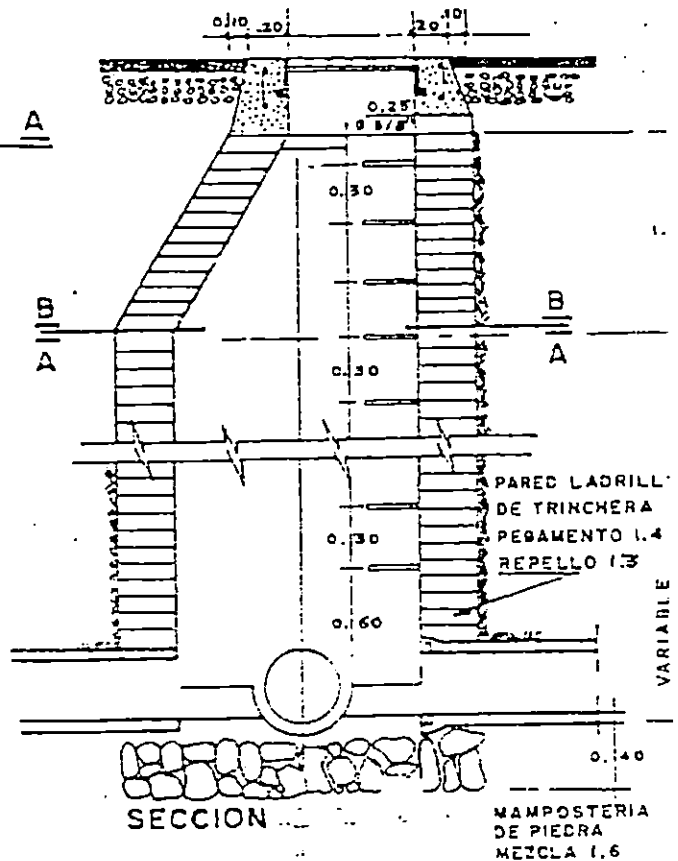
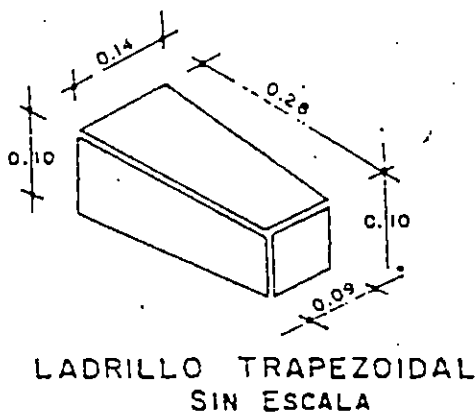
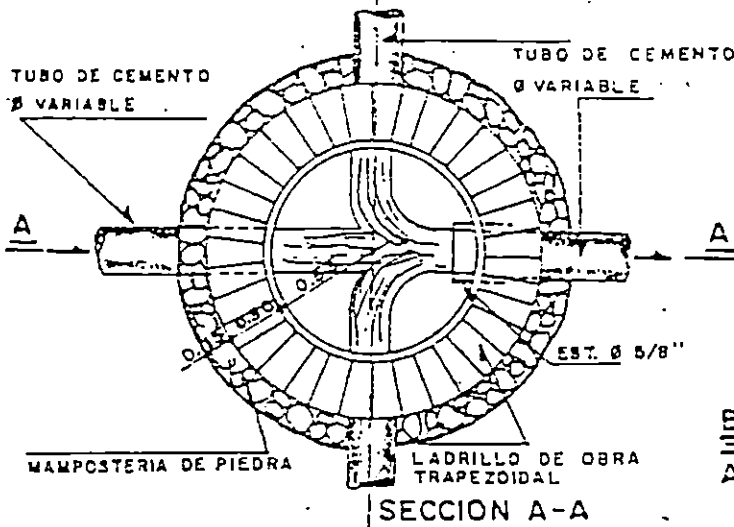
ELEVACION

cotas en metros

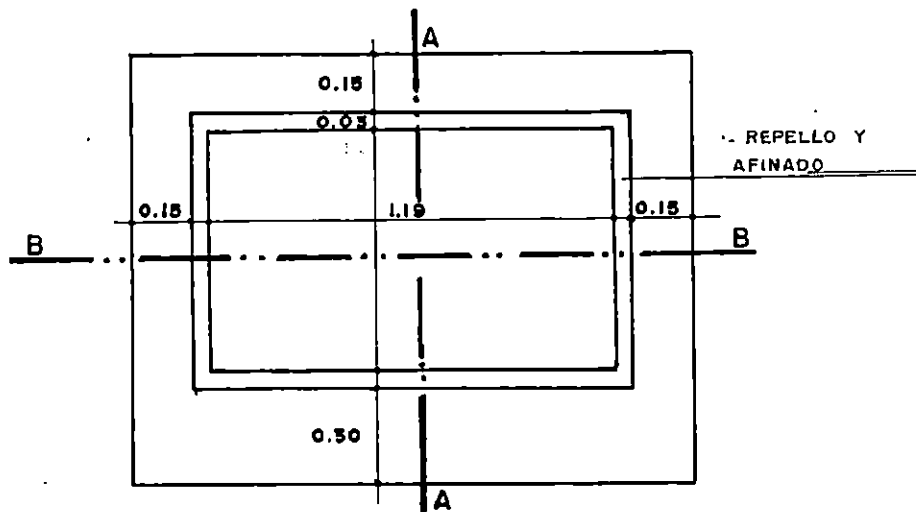
ANEXO 4.4



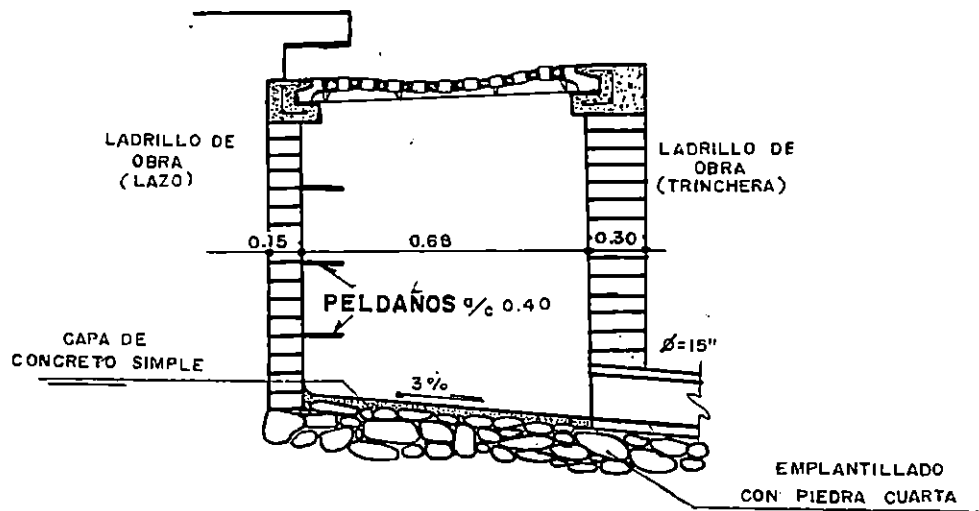
DETALLE POZO TIPO PARA AGUAS LLUVIAS Y AGUAS NEGRAS



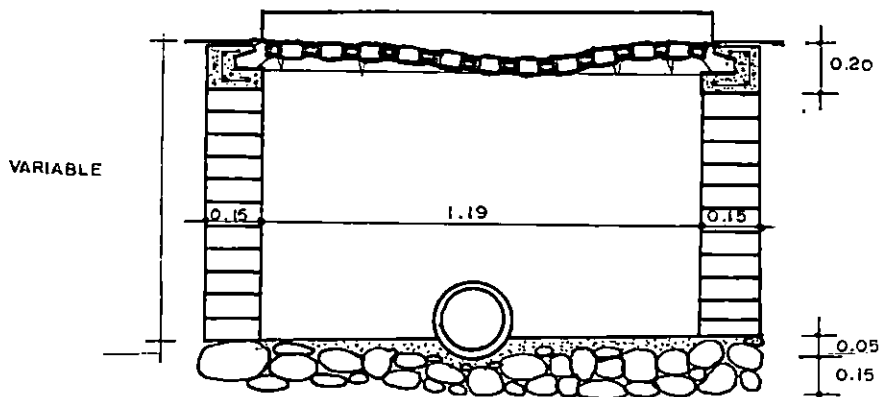
DETALLE DE TRAGANTE CON PARRILLA
DE HIERRO FUNDIDO.



PLANTA



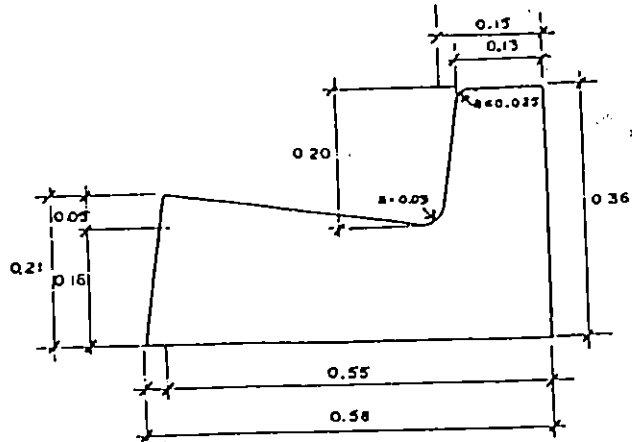
SECCION A-A



SECCION B-B

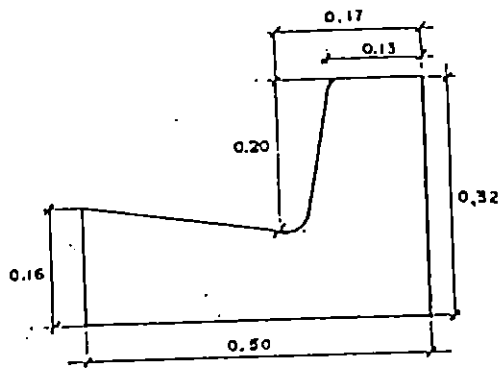
CORDONES Y CUNETAS

CORDON CUNETA NORMAL

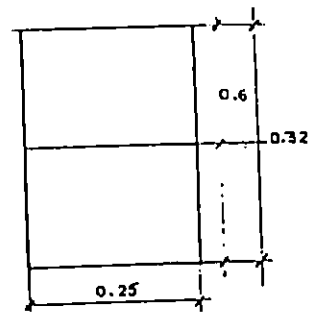


ELEVACION LATERAL Esc. 1:100

CORDON CUNETA PREFABRICADO

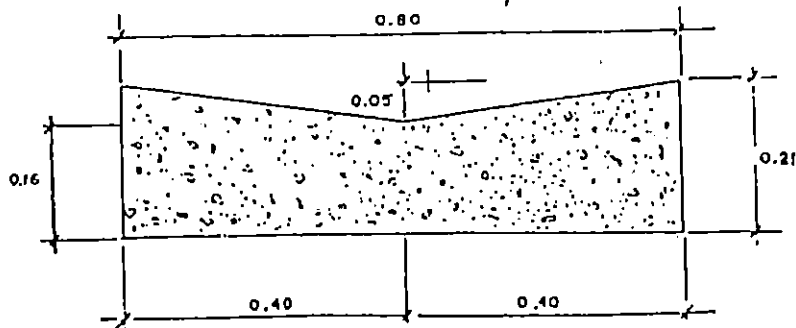


ELEVACION LATERAL Esc. 1:100

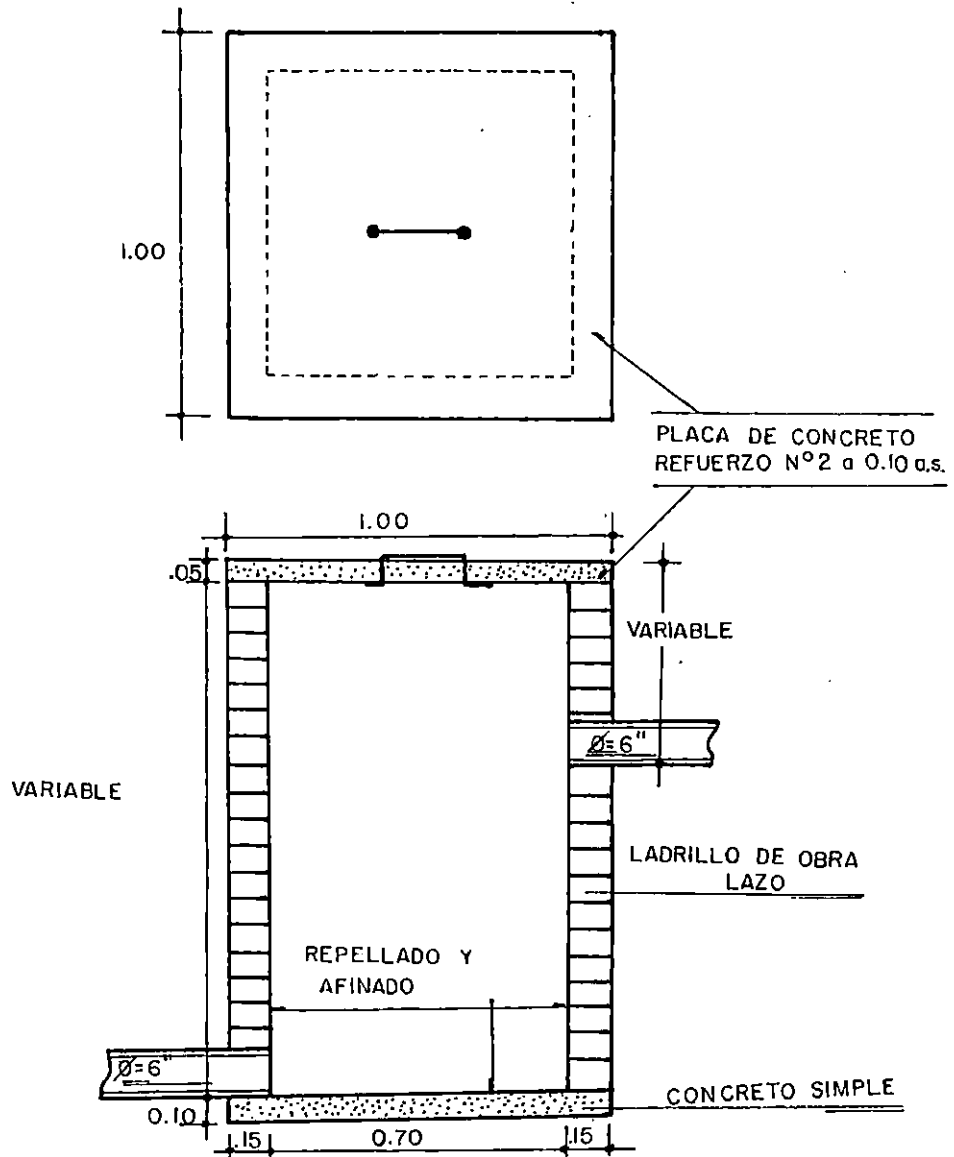


ELEVACION FRONTAL Esc. 1:100

DOBLE CUNETA Esc. 1:100



CAJA DE CONEXION DE AGUAS NEGRAS



ANEXOS

REFERENTES AL CAPITULO III