UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA

PLANIFICACION Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO DEL CANTON LA LIBERTAD, OLINTEPEQUE, QUETZALTENANGO. Y DE LA LINEA DE CONDUCCION Y TANQUE DE DISTRIBUCION DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA UN SECTOR DE LA ZONA 1 DE QUETZALTENANGO.

TESIS

PRESENTADA A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA

FACULTAD DE INGENIERIA

POR

CARLOS RAFAEL YXQUIAC BAMACA

AL CONFERIRSELE EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, ENERO DE 1,997.

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de tesis titulado:

PLANIFICACION Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO DEL CANTON LA LIBERTAD, OLINTEPEQUE, QUETZALTENANGO. Y DE LA LINEA DE CONDUCCION Y TANQUE DE DISTRIBUCION DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA UN SECTOR DE LA ZONA 1 DE QUETZALTENANGO.

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 20 de agosto de 1,996.

Atentamente

Carlos Rafael Yxquiac Bámaca

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA

MIEMBROS DE LA JUNTA DIRECTIVA

DECANO:	ING. HERBERT RENE MIRANDA BARRIOS
VOCAL 1°.:	ING. MIGUEL ANGEL SANCHEZ GUERRA
VOCAL 2°.:	ING. JACK DOUGLAS IBARRA SOLORZANO
VOCAL 3°.:	ING. JUAN ADOLFO ECHEVERRIA MENDEZ
VOCAL 4°.:	BR. VICTOR RAFAEL LOBOS ALDANA
VOCAL 5°.:	BR. WAGNER GUSTAVO LOPEZ CACERES
SECRETARIO:	ING. GILDA MARINA CASTELLANOS DE ILLESCAS

TRIBUNAL QUE PRACTICO EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO:	ING. JULIO ISMAEL GONZALEZ PODZUECK
EXAMINADOR:	ING. PEDRO ANTONIO AGUILAR POLANCO
EXAMINADOR:	ING. SILVIO JOSE RODRIGUEZ SERRANO
EXAMINADOR:	ING. JUAN MERCK COS
SECRETARIO:	ING. FRANCISCO JAVIER GONZALEZ LOPEZ

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA
Unidad de Prácticas de Ingeniería
Ejercicio Profesional Supervisado
E.P.S
Ciudad Universitaria, Zona 12
01012 Guatemala, Centroamérica

Guatemala, 26 de noviembre de 1996

Señor
Ing. Pedro Quiroa Méndez
Coordinador de la Unidad
de Prácticas de Ingeniería y E.P.S.
Presente

Señor Coordinador:

Por este medio informo a usted, que como Asesor y Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) del estudiante universitario de la Carrera de Ingeniería Civil, CARLOS RAFAEL YXQUIAC BAMACA; procedí a revisar el Informe Final de la Práctica de EPS, realizada en la Institución CARE; cuyo título es PLANIFICACION Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO DEL CANTON LA LIBERTAD, OLINTEPEQUE, QUETZALTENANGO Y DE LA LINEA DE CONDUCCION Y TANQUE DE DISTRIBUCION DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA UN SECTOR DE LA ZONA 1 DE QUETZALTENANGO, el cual lo encuentro muy satisfactorio, por las soluciones que se proponen, asi como por la proyección que se hace, de nuestra Universidad hacia los sectores mas necesitados de nuestro pais, como lo es el área rural.

En tal virtud, lo DOY POR APROBADO, solicitándole darle el trámite correspondiente.

Sin otro particular, me es grato suscribirme de usted.

Deferentemente,

"ID Y ENSEÑAD A TODOS"

Ing. Juan Merck Cos
ASESOR SUPERVISOR DE E.P.S.

FACULTAD DE INGENIERIA
Universidad de San Carlos de Guatemala
SUPERVISOR DE E.P.S.
Ejercicio Profesional Supervisado

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA
Unidad de Prácticas de Ingeniería
Ejercicio Profesional Supervisado
E.P.S
Ciudad Universitaria, Zona 12
01012 Guatemala, Centroamérica

Guatemala 27 de noviembre de 1996

Señor
Ing. Jack Douglas Ibarra Solorzano
Director de la Escuela
de Ingeniería Civil
Presente

Señor Director:

Por este medio, le estamos adjuntando el Informe Final, correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) titulado PLANIFICACION Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO DEL CANTON LA LIBERTAD, OLINTEPEQUE, QUETZALTENANGO Y DE LA LINEA DE CONDUCCION Y TANQUE DE DISTRIBUCION DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA UN SECTOR DE LA ZONA 1 DE QUETZALTENANGO. El cual fue desarrollado por el estudiante universitario de la Carrera de Ingeniería Civil, CARLOS RAFAEL YXQUIAC BAMACA y debidamente asesorado y supervisado por el Ingeniero Juan Merck Cos.

Habiéndose cumplido con los objetivos de la práctica, y existiendo la aprobación al mismo, por parte del Asesor-Supervisor, esta COORDINACION también APRUEBA el contenido del mismo; y solicita el trámite respectivo.

Sin otro praticular, me suscribo de usted.

Muy Atentamente,

"ID Y ENSEÑAD A TODOS"

Ing. Pedro Quiroa Méndez
COORDINADOR DE LA UNIDAD
DE PRACTICAS Y E.P.S.

FACULTAD DE INGENIERIA
Universidad de San Carlos de Guatemala
COORDINADOR DE E. P. S
Ejercicio Profesional Supervisado

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería Mecánica Industrial, Ingeniería Química, Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica y Regional de Post-grado de Ingeniería Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12
Guatemala, Centroamérica

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del asesor: Ing. Juan Merck Cos. Así como del Coordinador del E P S; Ing. Pedro Quiroa Méndez. Del trabajo de tesis del estudiante Carlos Rafael Yxquiac Bámaca, titulado **"PLANIFICACION Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO DEL CANTON LA LIBERTAD, OLINTEPEQUE, QUETZALTENANGO Y DE LA LINEA DE CONDUCCION Y TANQUE DE DISTRIBUCION DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA UN SECTOR DE LA ZONA 1 DE QUETZALTENANGO"**, da por este medio su aprobación a dicha tesis.

Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
DIRECTOR
FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala, enero de 1,997.

JDIS/isa.

NIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA

CULTAD DE INGENIERIA
elas de Ingeniería Civil, Ingeniería
nica Industrial, Ingeniería Química,
nieria Mecánica Eléctrica, Técnica
egional de Post-grado de Ingeniería
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12
Guatemala, Centroamérica

El Decano de la Facultad de Ingeniería, luego de conocer la autorización por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano, al trabajo de tesis PLANIFICACION Y DISEÑO DEL SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO DEL CANTON LA LIBERTAD, OLINTEPEQUE, QUETZALTENANGO Y DE LA LINEA DE CONDUCCION Y TANQUE DE DISTRIBUCION DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA UN SECTOR DE LA ZONA 1 DE QUETZALTENANGO, del estudiante Carlos Rafael Yxquiac Bámaca, procede a la autorización para la impresión de la misma.

IMPRIMASE:

Ing. Herbert René Miranda Barrios
DECANO

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DECANO
FACULTAD DE INGENIERIA
DE GUATEMALA

Guatemala, enero de 1,997

AGRADECIMIENTO A:

DIOS	Por darme vida y salud.
MIS PADRES	Por su cariño, apoyo y comprensión.
LA FACULTAD DE INGENIERIA	
MIS TIOS	En especial a Lic. Pedro E. Ixquiac.
MIS COMPAÑEROS Y AMIGOS	
ING. JUAN MERCK COS	Por su valiosa colaboración en el desarrollo del presente trabajo.
INSTITUCION CARE GUATEMALA	En especial a PROSANA región occidente.

ACTO QUE DEDICO A:

MIS ABUELOS	Eustaquio Ixquiac Josefina Sum.
MIS PADRES	Víctor S. Yxquiac S. Jovita Bámaca Ramírez
MIS HERMANOS	Norma, Sonia, Fabiola, Elmer, Susy y Erick.
MIS TIOS	Lic. Pedro Edin Ixquiac Dr. Mario M. Ixquiac Feliza Ixquiac
MIS PRIMOS	
MIS AMIGOS Y AMIGAS	

INDICE GENERAL

CAPITULO IV.

DISEÑO DE LA RED DE DRENAJE SANITARIO.

CAPITULO V.

TRATAMIENTO DE LAS AGUAS NEGRAS DOMESTICAS.

LISTA DE SIMBOLOS

C	Coeficiente de fricción de Hazen Williams.
C	Coeficiente de escorrentía de una superficie.
D	Diámetro de la tubería.
hf	Pérdida de carga por fricción en las tuberías.
km (kms)	Kilómetro(s).
d	Altura del tirante de agua en la tubería.
m (mts)	Metro(s).
v	Velocidad de flujo en la alcantarilla.
V	Velocidad del flujo a sección llena.
q, Qdis, Qd.	Caudal de diseño.
Q	Caudal a sección llena.
a	Area que ocupa el tirante de agua en la alcantarilla.
A	Area de la tubería (en el caso a/A).
A	Area de terreno (en el caso Q = CIA/360).
I(i)	Intensidad de lluvia.
FH	Factor de Harmon.
m^2, M2	Metros cuadrados.
m^3, M3	Metros cúbicos.
lts	Litros.
lts/seg	Litros por segundo.
gal/min	Galones por minuto.
pend	Pendiente.
n	Coeficiente de rugosidad.
DH	Distancia horizontal.
mm/hora	Milímetros por hora.
S	Pendiente.
Mín.	Mínimo.
Máx.	Máximo.
PV	Pozo de visita.
lts/hab/día	Litros por habitante por día.
PVC	Material fabricado a base de cloruro de polivinil.
qq, QQ	Quintales.
H.G.	Hierro galvanizado.
H.F.	Hierro fundido.
mca.	Metros columna de agua.
psi	Libras por pulgada cuadrada.
T.C.	Tubería de cemento.
R	Radio hidráulico.
INFOM	Instituto de Fomento Municipal
DGOP	Dirección General de Obras Públicas.
INE	Instituto Nacional de Estadística.
DPC.	Diagnóstico participativo comunal.

GLOSARIO

AGUAS NEGRAS: Agua que se desecha después de haber servido para un fin, pueden ser domésticas, comerciales o industriales.

AGUAS SERVIDAS: También conocidas como aguas negras.

ALTIMETRIA: Parte de la topografía que enseña a medir las alturas, sirve para la representación de secciones o perfiles de una sección de terreno, cuyas alturas están referidas a eje llamado línea de horizonte.

CANDELA: Receptáculo donde se reciben las aguas negras provenientes del interior de la vivienda y que conduce al sistema de drenaje.

COLECTOR: Conjunto de tuberías, canales, pozos de visita y obras accesorias que sirven para el desalojo de aguas negras o aguas de lluvia (pluviales).

CONTAMINACION: Efecto nocivo sobre el medio ambiente que afecta a todos los seres vivos.

CONTAMINACION DEL AGUA: Se considera como la introducción o emisión en las aguas de organismos patógenos o substancias tóxicas que la hacen inapropiada para el consumo humano o el uso doméstico, comercial o industrial.

CONEXION DOMICILIAR: Tubería que conduce las aguas negras desde el interior de la vivienda hasta el frente de ésta, donde se encuentra la candela.

COTA INVERT: Cota o altura de la parte inferior interior del tubo ya instalado.

CRIBA: Artefacto con aberturas, generalmente de tamaño uniforme, usado para retener o separar los sólidos suspendidos o flotantes de una corriente de agua o aguas negras y para prevenir que entren a la toma o pasen de un determinado punto, en un conducto. El elemento filtrante puede consistir en barras o barrotes paralelos, varillas, alambres, tela de alambre o placas perforadas y las aberturas pueden tener cualquier forma, aunque generalmente son circulares o rectangulares. También se utilizan para separar por tamaños el material granular, como por ejemplo arena, pedacería de piedra y estiércol.

DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO (DBO): Es la cantidad de oxígeno utilizado en la oxigenación bioquímica de la materia orgánica, en un tiempo y una temperatura especificadas. guarda relación con los requerimientos de oxígeno para la combustión química, dependiendo enteramente de la disponibilidad de materia utilizable como alimento biológico y de la cantidad de oxígeno utilizado por los microorganismos durante la oxidación.

DENSIDAD DE VIVIENDA: Relación existente entre el número de viviendas por unidad de área.

DESCARGA: Lugar a donde se vierten las aguas negras provenientes de un colector, las que pueden estar crudas o tratadas.

DESINFECCION: Es la destrucción de la mayor parte (pero no necesariamente la totalidad) de los microorganismos dañinos o perjudiciales, que se encuentren en un medio, por la acción de productos químicos, calor, luz ultravioleta, etc.

DOTACION: Estimación de la cantidad de agua que en promedio consume cada habitante por día.

EFICIENCIA O RENDIMIENTO: La relación entre la capacidad real de un aparato y su capacidad teórica total; usualmente se expresa en porcentajes.
De bombeo: La relación entre la energía convertida en trabajo útil y la energía aplicada a la flecha de la bomba o la diferencia de energías contenidas en el agua a la descarga y en la toma, dividida por la energía aplicada a la flecha de la bomba.
De filtración: El resultado de la operación de un filtro medido en varias formas: como porcentaje en que disminuyen la materia suspendida, los sólidos totales, la DBO, las bacterias, el color, etc.

EFLUENTE DEL EMISARIO: Caudal de aguas negras que salen de la alcantarilla en la descarga.

FACTOR DE CAUDAL MEDIO: Relación entre la suma de los caudales y los habitantes a servir.

FACTOR DE HARMON: Factor de seguridad para las horas pico, está en relación con la población.

FACTOR DE RUGOSIDAD: Factor que expresa qué tan lisa es una superficie.

FACTOR DE RETORNO: Porcentaje de agua potable que después de utilizada va al sistema de drenaje.

FORMULA DE MANNING: Fórmula utilizada para determinar la velocidad de un flujo a cielo abierto, relaciona la rugosidad de la superficie, la pendiente y el radio hidráulico de la sección.

INTENSIDAD DE LLUVIA: Relación entre la precipitación pluvial y su duración.

LODO: Los sólidos depositados por las aguas negras, o desechos industriales, crudos o tratados, acumulados por sedimentación en tanque o estanques y que contienen más o menos agua para formar una masa semilíquida.

MONOGRAFIA: Breve descripción sobre las características físicas, económicas, sociales y culturales de una región o pueblo.

PERIODO DE DISEÑO: Período de tiempo durante el cual un sistema de drenaje, de agua potable, o en general una obra de infraestructura prestará un servicio eficiente.

PLANIMETRIA: Parte de la topografía que describe una sección de terreno en dos dimensiones sobre el horizonte, es decir largo y ancho.

PORCENTAJE DE ESCORRENTIA: Porcentaje del agua pluvial que va a la alcantarilla o sistema de drenaje.

POZO DE VISITA: Estructura subterránea que sirve para el cambio de dirección, pendiente, diámetro, unión de tuberías y para iniciar un tramo en el sistema de drenaje.

PRONOSTICO DE POBLACION: Estimación sobre el crecimiento futuro de una población basado en datos estadísticos.

RAMAL O TRAMO INICIAL: Es el primer tramo en un sistema de drenaje.

RED DE ALCANTARILLADO: También denominado sistema de drenaje; es el conjunto de tuberías, canales, pozos de visita, y obras accesorias que sirven para drenar o desalojar las aguas negras y/o pluviales.

SALUD: Es un estado de completo bienestar físico, mental y social y no solamente la ausencia de enfermedades.

SANEAMIENTO: Es la rama de la salubridad destinada a eliminar los riesgos del ambiente natural, sobre todo los resultantes de la vida común.

SISTEMA DE DRENAJE SANITARIO: Es el conjunto de tuberías, canales, pozos de visita y todas las obras accesorias, que sirven para drenar o desalojar las aguas negras.

TIRANTE: Altura de las aguas negras o pluviales dentro de una alcantarilla.

TOPOGRAFIA: Ciencia y arte de determinar posiciones relativas de puntos situados encima de la superficie terrestre, sobre dicha superficie y abajo de la misma.

INTRODUCCION

El ser humano para vivir adecuadamente necesita satisfacer una serie de necesidades, en las que conservar la salud es uno de los factores determinantes en el bienestar de las poblaciones, una población enferma es poco productiva y por tal razón no puede mejorar su desarrollo. Son muchas las causas que provocan la contaminación del medio, una de las más significativas es la inadecuada disposición de las aguas servidas, que también contribuye a la contaminación de las aguas subterráneas y superficiales, limitando de esta forma el uso que se le pueda dar al recurso agua. En los últimos años la conservación de las fuentes de agua ha tomado mayor importancia, por lo que se ha hecho necesario en muchas poblaciones no solo evacuar adecuadamente las aguas negras, sino también tratar estas aguas de tal forma que los cuerpos receptores puedan recuperar su calidad, aguas abajo. La distribución de agua potable adecuadamente contribuye a mantener la salud, un buen servicio debe contemplar: cantidad suficiente para el desarrollo de las actividades del ser humano, presiones adecuadas y continuidad en el servicio.

El presente trabajo de tesis presenta una solución para evacuar y disponer las aguas negras del Cantón La Libertad del municipio de Olintepeque, Quetzaltenango. Así también se presenta una solución al problema de discontinuidad en el servicio de agua en un sector de la zona 1 de Quetzaltenango.

En el capitulo I, se describen las características monográficas tanto del cantón La Libertad, como de un sector de la zona 1 de Quetzaltenango; luego en el capitulo II, se describen los métodos más utilizados para la proyección de población futura, al final se presenta un resumen de los resultados para el cantón La Libertad. El capitulo III, presenta un resumen de la investigación diagnóstica del cantón La Libertad, y un breve comentario de los efectos por una inadecuada disposición de aguas residuales.

En el capitulo IV, se describen los elementos que intervienen en el diseño de una alcantarilla, al final del capitulo se presenta el cálculo de un tramo del sistema como ejemplo. El capitulo V, menciona los tipos de tratamiento para aguas negras; luego se presenta un resumen del diseño de las unidades de tratamiento seleccionadas para el cantón La Libertad.

El capitulo VI, se enfoca a la proyección de la población futura en un sector de la zona 1 de Quetzaltenango, y se describe en forma breve el problema existente. En el capitulo VII, se describen los elementos que intervienen en el diseño del sistema; al final se presenta un resumen del cálculo, así como una breve descripción del diseño estructural del tanque de distribución, por el método de bandas. En los anexos aparecen los planos típicos y el presupuesto de cada proyecto y ejemplos de las libretas de topografía.

JUSTIFICACION GENERAL DE LOS PROYECTOS

El cantón La Libertad, del municipio de Olintepeque de Quetzaltenango, actualmente tiene una disposición inadecuada de las aguas servidas lo que ocasiona muchos problemas, principalmente porque estas aguas son dispuestas hacia las calles o los terrenos alrededor de las viviendas, creando focos de contaminación que afectan a toda la comunidad; también esta mala disposición de aguas servidas afecta al ornato del cantón porque presenta una apariencia desagradable de las calles, ocasionando además que éstas se deterioren.

Con el proyecto del sistema de drenaje sanitario, se pretende eliminar los focos de contaminación ocasionados por las aguas servidas, contribuyendo así a que la salud y bienestar de los pobladores mejore, así como también las vías de acceso y el ornato del cantón.

En el caso de un sector de la zona 1 de Quetzaltenango, la deficiente distribución del servicio de agua potable, constituye uno de los problemas más importantes; que afectan a la población. Para abastecer al sector se obtiene agua de un pozo mecánico, el cual está conectado directamente a la red de distribución, debido al funcionamiento del equipo de bombeo se producen variaciones de presión en el sistema, lo que daña las tuberías, ocasionando interrupciones en el servicio.

Por lo que con el proyecto de construcción del tanque de distribución y línea de conducción del sistema de agua potable, se prestará un servicio en forma continua y así de esta manera contribuir a mejorar el servicio de agua potable para un sector de la zona 1 de Quetzaltenango.

Con la realización de estos proyectos, se pretende que el epesista pueda integrar cursos del área estructural e hidráulica; obteniendo de esta manera diseños unificados y eficientes.

OBJETIVOS

1. Desarrollar el proyecto de planificación y diseño del sistema de Drenaje Sanitario y planta de tratamiento para el cantón La Libertad del municipio de Olintepeque, Quetzaltenango.

2. Desarrollar el proyecto de planificación y diseño del tanque de distribución y línea de conducción del sistema de distribución de agua potable de un sector de la zona 1 de Quetzaltenango.

3. Contribuir con la formulación de estos proyectos para que las municipalidades de Olintepeque y Quetzaltenango puedan resolver algunos de los problemas que las comunidades plantearon durante la investigación diagnóstica realizada.

HIPOTESIS

1) Los vecinos del cantón La Libertad no cuentan con un sistema adecuado para la disposición de las aguas servidas, lo que provoca que la comunidad disponga sus aguas servidas hacia las calles y alrededores de las viviendas, como consecuencia se crean focos de contaminación y proliferación de enfermedades que afectan a toda la población del cantón, también se ocasiona el deterioro de las calles y caminos del cantón lo cual afecta el ornato del mismo.

Con la realización de un sistema de alcantarillado sanitario se contribuirá al saneamiento ambiental del cantón, de tal forma que se eliminen los focos de contaminación y proliferación de enfermedades ocasionados por la mala disposición de las aguas servidas.

2) El sector de la zona 1 de Quetzaltenango conocido como San José la Viña se encuentra localizado hacia el sudoeste del centro de la ciudad de Quetzaltenango aproximadamente a una distancia de 3 km. Los vecinos de este sector de la zona 1 de Quetzaltenango, carecen de servicios básicos, principalmente el servicio de agua potable, esto como consecuencia de un sistema inadecuado de distribución de agua, el servicio es discontinuo y deficiente; el sistema actual no cuenta con un tanque de almacenamiento que permita satisfacer las demandas en la horas de máximo consumo; y a la red de distribución se conecta directamente el pozo mecánico que abastece el sector, esto tiene como consecuencia que las tuberías cercanas se deterioren, provocando rupturas en las misma y como resultado discontinuidad en el servicio.

Con la construcción del tanque de distribución y línea de conducción del sistema de distribución de agua potable se podrá tener un servicio continuo y eficiente, lo que contribuirá en parte al saneamiento del sector evitando la proliferación de enfermedades; principalmente las de tipo gastrointestinal.

CAPITULO I.
INVESTIGACION

1.1 ASPECTOS MONOGRAFICOS DEL CANTON LA LIBERTAD.

1.1.1 UBICACION:

El cantón La Libertad del municipio de Olintepeque, está ubicado hacia el norte de la ciudad de Quetzaltenango, con las siguientes coordenadas latitud norte 14 grados 52 minutos 10 segundos, longitud oeste 19 grados 30 minutos 50 segundos, con una elevación de 2,390 metros sobre el nivel del mar. Tiene una extensión territorial aproximadamente de 62 hectáreas.

1.1.2 VIAS DE ACCESO:

El cantón La Libertad se encuentra a 207 kilómetros de la ciudad capital, de los cuales 201 kilómetros a través de la ruta CA-1 occidente, desviándose luego 6 kilómetros hasta la entrada del cantón por la ruta que conduce al municipio de Olintepeque. (ver mapa de ubicación).

1.1.3 ASPECTOS CLIMATOLOGICOS:

El clima predominante es frío y más intenso en los meses de noviembre a febrero; con una temperatura promedio de 21°C y una precipitación anual de 954 milímetros.

1.1.4 TOPOGRAFIA DEL TERRENO:

En el cantón La Libertad se pueden distinguir dos sectores, de los cuales la parte alta presenta una topografía bastante plana registrándose pendientes menores al 5%; la parte baja presenta una topografía con mayor pendiente registrándose alrededor del 15%.

1.1.5 LIMITES Y COLINDANCIAS:

El cantón La Libertad, colinda al noroeste con el municipio de Olintepeque; al sur con el cantón Llano de la Cruz del municipio de Quetzaltenango, al oeste con aldea Barrios del municipio de Olintepeque, y al este con San José Chiquilajá del municipio de Quetzaltenango.

1.1.6 TIPO DE VIVIENDA:

La mayoría de la viviendas están construidas con paredes de adobe, techo de madera y teja, piso de tierra; y en algunos casos viviendas de mampostería reforzada con terrazas de concreto armado.

1.1.7 ACTIVIDADES ECONOMICAS:

Según la investigación diagnóstica que se realizó en el cantón La Libertad, se determinó que existen 68 comerciantes, 31 albañiles, 8 ayudantes de albañil, 18 agricultores, 13 jornaleros, 8 herreros, 5 bordadores,

4 carpinteros, 6 sastres, 3 modistas, 1 maestro de obra, 1 plomero, 1 mecánico, 1 topógrafo y 1 electricista; el resto de los habitantes son obreros, empleados públicos, estudiantes y domésticas. Pero en forma indirecta se dedican a la agricultura en su tiempo libre ya que la mayoría de las viviendas cuenta con terreno disponible para cultivo.

1.2 ASPECTOS MONOGRAFICOS DE UN SECTOR DE LA ZONA 1 DE QUETZALTENANGO CONOCIDO COMO SAN JOSE LA VIÑA.

1.2.1 UBICACION:

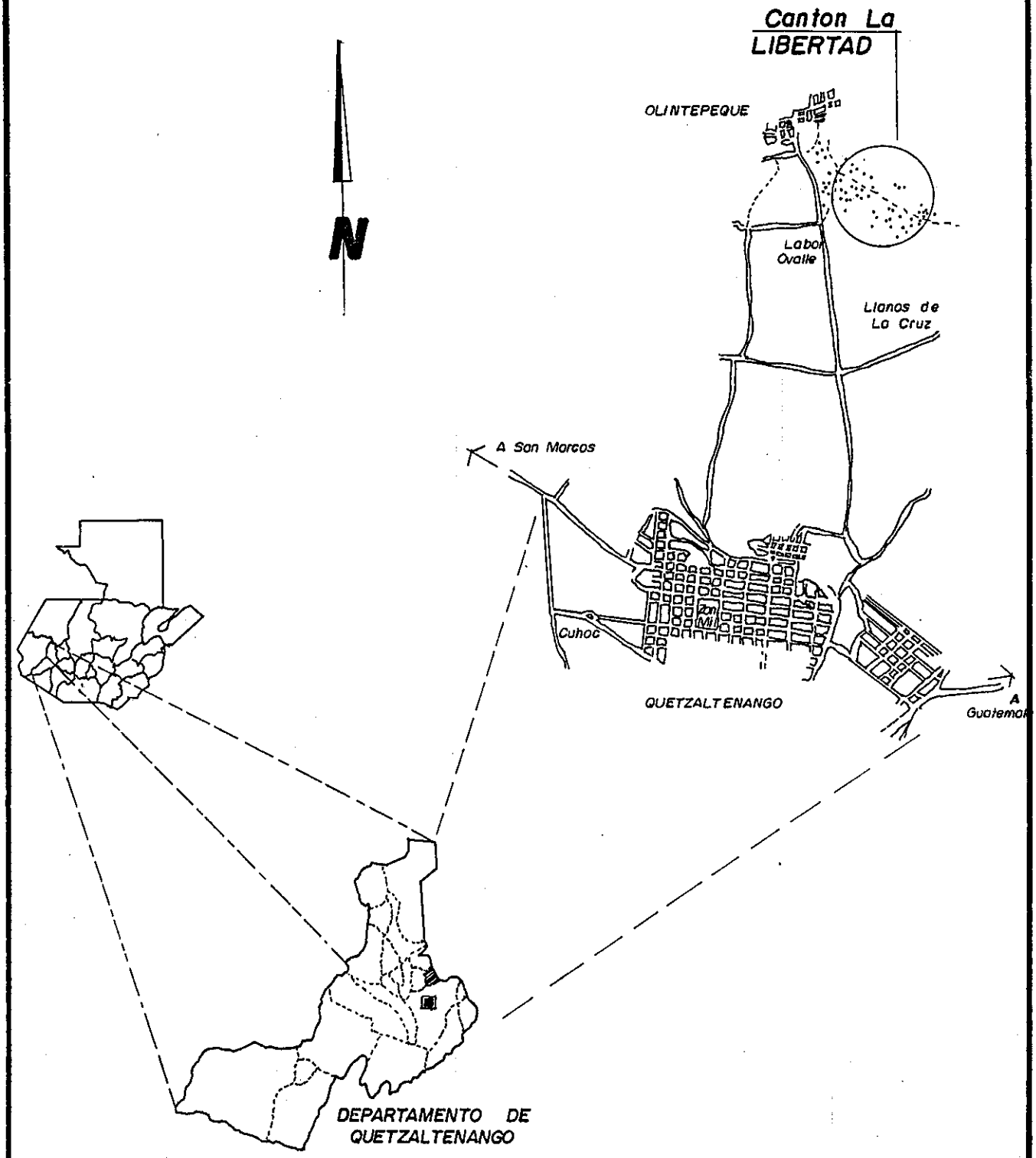
Este sector de la zona 1 de Quetzaltenango, se encuentra localizado a una distancia de 3 kms. del parque central hacia el sudoeste.

1.2.2 VIAS DE ACCESO:

Las vías principales que conducen al sector son: la 11 calle de la zona 1, Avenida Las Américas que va de la zona 10 hacia el sector; también por las diagonales 11, 11B y 12. De estas solamente la 11 calle y diagonal 11 se encuentran parcialmente pavimentadas.

1.2.3 LIMITES Y COLINDANCIAS:

Este sector colinda al noroeste con el cantón Pacajá zona 10, al norte con el barrio El Calvario, al sur con el barrio La Pedrera, al noroeste con el barrio Las Flores y el centro de la ciudad de Quetzaltenango.



PLANO DE UBICACION Y LOCALIZACION

CANTON LA LIBERTAD , OLINTEPEQUE QUETZALTENANGO

Sin Escala

PROSANA / CARE USAC

CAPITULO II.
ESTUDIOS DE POBLACION Y PRONOSTICOS DE CRECIMIENTO DEL CANTON LA LIBERTAD.

El estudio de la población se realizó a través de un diagnóstico participativo comunal, en el mes de marzo del año 1,996.

2.1 CENSO DE POBLACION ACTUAL (1,996):

El número de habitantes del cantón La Libertad según la investigación que se realizó fue 700 habitantes, los que habitan en 122 viviendas, los datos se resumen en los siguientes cuadros:

SEXO	NO. HABITANTES	PORCENTAJES
MASCULINO	334	47.71
FEMENINO	366	52.29
TOTAL	700	100.00

Fuente: DPC 1,996.

La población femenina está distribuida por edades de la siguiente manera:

EDADES	NO. HABITANTES	PORCENTAJES
DE 0 A 3 AÑOS	38	10.38
DE 4 A 6 AÑOS	30	8.20
DE 7 A 12 AÑOS	35	9.58
DE 13 A 18 AÑOS	62	16.94
DE 19 A MAS	201	54.92
TOTAL	366	100.00

Fuente: DPC 1,996.

La población masculina se distribuye por edades de la siguiente forma:

EDADES	NO. HABITANTES	PORCENTAJES
DE 0 A 3 AÑOS	28	8.38
DE 4 A 6 AÑOS	20	5.99
DE 7 A 12 AÑOS	51	15.27
DE 13 A 18 AÑOS	60	17.96
DE 19 A MAS	175	52.40
TOTAL	334	100.00

Fuente: DPC 1,996.

2.2 CALCULO DE POBLACION FUTURA:

La proyección del crecimiento de la población en los proyectos de alcantarillado y sistemas de agua potable son de suma importancia ya que una sobre estimación de la población puede conducir a costos exagerados,

por el contrario una subestimación tiene como consecuencia que la vida útil del proyecto será menor al período de diseño que se haya asumido, resultando un servicio deficiente.

Para los pronósticos de crecimiento se recurrió a la información recopilada por el Instituto Nacional de Estadística (INE), los datos se resumen en los siguientes cuadros para el cantón La Libertad y el municipio de Olintepeque:

CANTON LA LIBERTAD			
AÑO	POBLACION TOTAL	MASCULINO	FEMENINO
1973	643	320	323
1984	1014	497	517
1992	1643	793	850

Fuente: INE.

MUNICIPIO DE OLINTEPEQUE			
AÑO	POBLACION TOTAL	MASCULINO	FEMENINO
1973	10394	4990	5404
1984	11962	5717	6245
1992	15608	7715	7893

Fuente: INE.

Una población crece por nacimientos y migración, también por anexión; decrece por defunciones y emigración. El crecimiento o decremento de la población en un lugar está influido por factores de tipo social, económico, climáticos, topográficos y algunos otros como la violencia, las vías de acceso a las comunidades, los servicios públicos, etc.

Para la estimación de la población se pueden recurrir a varios métodos como lo son: el método de crecimiento aritmético, el método de crecimiento geométrico, crecimiento ponderado; la selección de cualquiera de los métodos dependerá de la experiencia y criterios del diseñador.

2.2.1 METODO DE CRECIMIENTO ARITMETICO

Se dice que el crecimiento de la población es aritmético si el aumento de población dp, en el intervalo de tiempo dt, es invariante e independiente del tamaño de la población, es decir:

$$dp/dt = k.$$

La proyección de la población debe hacerse a medio año, para lo cual se utiliza la siguiente fórmula:

caso intercensal:

$$pm = pe + (p1 - pe) * (tm - te) / (t1 - te)$$

caso postcensal:

$$pm = p1 + (p1 - pe) * (tm - t1) / (t1 - te)$$

donde:

pm = población deseada a medio año.
tm = fecha deseada.
te = fecha del censo anterior.
t1 = fecha del censo posterior.
pe = población del censo anterior.
p1 = población del censo posterior.

Ventajas y desventajas del método:

Este método solo requiere de dos datos de censos de población; pero si el comportamiento del crecimiento de la población no es lineal, los resultados al estimar la población futura pueden estar por debajo de lo real.

2.2.2 METODO DE CRECIMIENTO GEOMETRICO

El crecimiento de población obedece a un modelo geométrico cuando dp/dt es proporcional al tamaño de la población p, es decir:

$$dp/dt = kp$$

en donde k es un factor de proporcionalidad, y kp es la tasa de crecimiento poblacional, en habitantes por unidad de tiempo, esta tasa de crecimiento está dada por la siguiente fórmula:

$$r = (p1/pe) \wedge 1/(t1 - te) - 1$$

donde r = tasa de crecimiento geométrico. Para la estimación de la población se emplea la siguiente fórmula:

$$Pm = p1 * (1 + r) \wedge (tm - t1)$$

donde Pm = población estimada para la fecha deseada.
pe = población del censo anterior.
p1 = población del último censo.
tm = fecha deseada.
te = fecha del penúltimo censo.
t1 = fecha del último censo.

Ventajas y desventajas:

Este método se acopla más a las poblaciones en vías de desarrollo como es el caso de nuestro país, debido a que estas poblaciones crecen a un ritmo geométrico o exponencial, por lo que este método se adopta más a la realidad. Pero es posible que la estimación de la población esté arriba de la

realidad y como consecuencia se podría estar sobre diseñando. La desventaja es que si la estimación está muy por arriba de la realidad traerá como consecuencia una mayor inversión inicial del proyecto.

2.2.3 METODO DE CRECIMIENTO PONDERADO A OJO

Este método es un promedio de los dos anteriores y por lo tanto se calcula con base a las estimaciones de los métodos anteriormente descritos, para la estimación de la población se utiliza la siguiente fómula:

$$pm = pa - 2/3 * (pa - pg)$$

donde:

pm = población deseada a medio año.
pa = población estimada por el método aritmético.
pg = población estimada por el método geométrico.

A continuación se presenta un resumen de las estimaciones de la población utilizando los tres métodos anteriormente descritos, tomando como base para la proyección la población que se obtuvo del estudio realizado (700 habitantes).

POBLACION	POBLACION ESTIMADA				METODO UTILIZADO
1,996	2,001	2,006	2,011	2,018	
700	845	992	1138	1342	ARITMETICO
700	831	987	1172	1492	GEOMETRICO
700	836	998	1161	1442	PONDERADO

Para las estimaciones utilizando el método aritmético se utilizaron los datos de los censos del año 1,973 y 1,984 recopilados en el INE.

Para el caso del cantón La Libertad, para efectos de diseño, se eligió como proyección de la población, el resultado obtenido a través del método geométrico.

2.2.4 PERIODO DE DISEÑO

El período de diseño se define como el tiempo durante el cual un sistema ya sea de alcantarillado o de agua potable funcionará eficientemente.

Para determinar el período de diseño real, se debe realizar un análisis económico del proyecto, el cual dará como resultado un período de diseño óptimo. Para este caso el período de diseño adoptado se hizo con base a las normas del Instituto Nacional de Fomento Municipal y de la Dirección de Obras Públicas; tomando en consideración los recursos económicos del cantón y la vida útil de los materiales.

Para determinar la población futura se adoptó el método de incremento geométrico, por las razones que se describieron anteriormente,

la tasa de crecimiento se adoptó igual a 3.5% anual después de analizar los datos del INE, realizando un promedio con las tasas obtenidas; se proyectó la población a 22 años, tomando en consideración que el proyecto no se empezará a ejecutar en este año.

CAPITULO III.
INVESTIGACION DIAGNOSTICA.

3.1 INVESTIGACION DIAGNOSTICA:

En las visitas a la comunidad se comprobó que el cantón carece de muchos servicios e infraestructura tales como: centro de salud, farmacia, salón comunal, servicio de drenajes, servicio de alumbrado público y otros. Otra característica del cantón es que las calles son estrechas y sin pavimento. Se observó que la mala disposición de las aguas servidas ocasiona muchos problemas uno de los más notorios es el deterioro de las calles; el agua estancada provoca la proliferación de insectos, que juntamente con la acumulación de basuras y animales alrededor de las viviendas crea focos de contaminación.

En asamblea general, la comunidad priorizó sus necesidades de infraestructura y servicios de la siguiente forma, en orden de importancia:

a) Sistema de drenaje sanitario.
b) Pavimentar las calles.
c) Alumbrado público.
d) Puesto de salud.
e) Servicio Telefónico.
f) Salón comunal.
g) Mercado.
h) Area recreativa.

Con base a lo anterior el Ejercicio Profesional Supervisado, se orientó a la planificación y diseño de un sistema de alcantarillado sanitario para el cantón.

El cantón está constituido por 122 viviendas (habitadas), de las cuales 103 cuentan con servicio de agua potable domiciliar; las otras se surten con el sistema de llenacantaros (11 viviendas) y pozos familiares (8 viviendas).

Actualmente la población evacúa sus aguas servidas de la siguiente forma: un 16%(20 viviendas) las ingiere hacia pozos ciegos, un 37% (45 viviendas) hacia las calles, un 47% (57 viviendas) las disponen en los terrenos alrededor de las viviendas. Para evacuar las excretas, 108 viviendas tienen un lugar específico, de las cuales 37 utilizan letrinas y 3 viviendas cuentan con inodoros lavables; las otras (66 viviendas) disponen sus excretas hacia pozos ciegos.

Con respecto a la disposición de basuras, por no contar con un sistema de recolección, la población las dispone de la siguiente forma: 78 viviendas queman la basura, 10 viviendas entierran la basura y 34 la tiran en los terrenos alrededor de las viviendas.

3.2 EFECTOS SOBRE LA POBLACION POR UNA INADECUADA DISPOSICION DE AGUAS SERVIDAS

Uno de los mayores problemas que se observan en las poblaciones es que, al no contar con un sistema adecuado para disponer sus aguas servidas, las hechan a las calles, y es común observar por las calles correr a flor de tierra aguas negras; los niños juegan dentro de estas aguas, contaminándose y contaminando posteriormente a su familia. Los efectos negativos en las comunidades se pueden resumir en los siguientes aspectos: proliferación de parásitos como las amebas, los oxiuros, ascariosis, etc., la propagación de enfermedades como fiebre tifoidea, cólera, chigelosis, y otras.

La contaminación de las aguas servidas no es solamente debido a que contiene organismos patógenos, sino también el mal olor que provocan y el mal aspecto que presenta, en las poblaciones con este problema, la infiltración de las aguas servidas puede contaminar las fuentes de agua.

En la actualidad se ha incrementado el interés no solamente en disponer las aguas servidas adecuadamente, sino que también en tratarlas, principalmente cuando su disposición final es hacia cursos de agua (esto se discutirá en el capitulo 5), en algunos casos esto no es posible por no contar con el espacio suficiente para construir las instalaciones que sean requeridas, pero debiera procurarse como mínimo un tratamiento primario de las aguas servidas.

CAPITULO IV.
DISEÑO DE LA RED DE DRENAJE SANITARIO DEL CANTON LA LIBERTAD.

4.1 ESTUDIOS TOPOGRAFICOS:

En todo proyecto de ingeniería es importante el estudio topográfico, el cual describe las condiciones del terreno donde se proyecta realizar obras de infraestructura.

4.1.1 PLANIMETRIA

El levantamiento planimétrico en el caso de sistemas de drenaje sirve para localizar la red dentro de las calles, ubicar los pozos de visita así como todos los puntos que sean de importancia. Para realizar este levantamiento se pueden utilizar varios métodos, tales como: conservación de azimut, deflexiones, etc. El más utilizado en estos trabajos es el método de conservación de azimut que puede ser con una poligonal cerrada o abierta, la poligonal cerrada ofrece la ventaja de garantizar un buen levantamiento, ya que permite conocer el error de cierre, pero no siempre puede ser aplicado a menos que las manzanas en la comunidad estén bien definidas por las calles.

En el presente estudio el levantamiento fue realizado utilizando el método de conservación de azimut, haciendo algunas radiaciones para localizar estructuras de importancia o el ancho de las calles. Para ello se utilizó un teodolito y una cinta métrica, las libretas correspondientes quedan archivadas en las institución PROSANA/CARE región occidente (ver ejemplo de libreta en anexo no. 1, ver planos correspondientes en anexo no. 4 y 5).

4.1.2 ALTIMETRIA

La altimetría es la parte de la topografía que describe un terreno respecto a las alturas referidas a un plano (horizonte).

4.1.2.1 CURVAS A NIVEL:

Las curvas a nivel son la representación gráfica del perfil del terreno sobre un plano, esta representación es en cuanto a elevaciones. Las curvas a nivel son líneas que unen diferentes puntos de igual altitud sobre el terreno. Las curvas a nivel tienen ciertas características como son:

a) Una curva a nivel no se une con otra de diferente nivel.
b) Una curva a nivel no cruza sobre otra.
c) Una curva a nivel suficientemente amplia define un plano.

Para el desarrollo del presente estudio fue necesario realizar un levantamiento topográfico del perfil del terreno, con el objeto de determinar

las diferentes elevaciones y pendientes del mismo, con los datos del levantamiento altimétrico se calculan y trazan las curvas a nivel. En este caso el levantamiento fue de primer orden, por tratarse de un proyecto de drenajes que requiere gran precisión en los datos. Para el trabajo se utilizó un nivel autonivelante, una estadia y cinta métrica (ver ejemplo de libreta en anexo no. 1, ver planos correspondientes en anexo no. 4 y 5).

4.2 CALCULO DE CAUDALES

4.2.1 CONSIDERACIONES GENERALES:

La determinación de los diferentes caudales que componen el flujo de aguas negras, se realiza mediante la aplicación de diferentes factores, en los que interviene la población, la dotación de agua potable, usos del agua en las viviendas, uso industrial y su dotación si lo hubiera, uso comercial y su dotación, intensidad de lluvia en la población, estimación de las conexiones ilícitas, cantidad de agua que puede infiltrarse en el sistema de drenaje y las condiciones económicas y sociales de la población.

4.2.1.1 CAUDAL

El caudal que puede transportar el sistema de drenaje está determinado por el diámetro, pendiente y velocidad del flujo dentro de la tubería. Se supone que las alcantarillas funcionan como un canal abierto, es decir el agua no es conducida a presión, el tirante del flujo a transportar lo da la relación d/D, donde d es la altura o profundidad del flujo, D es el diámetro interior de la tubería, esta relación debe ser mayor de 0.10 para que exista arrastre de las excretas y menor de 0.80 para que funcione como canal abierto.

4.2.1.2 TIRANTE O PROFUNDIDAD DE FLUJO

El tirante del flujo debe ser mayor del 10% del diámetro de la tubería y menor del 80% de la misma, con lo que se asegura que funcione como canal abierto y el arrastre de los sedimentos, aunque al utilizar por norma los diámetros mínimos podría no cumplirse que el tirante sea mayor del 10%.

4.2.2 CAUDAL DE DISEÑO

Es el caudal para el cual se diseña un tramo del sistema de drenaje, cumpliendo con los requerimientos de velocidad y tirante.

Existen dos formas para poder estimar el caudal de diseño a través de un tramo en el alcantarillado. La primera es estimando las aportaciones de los diferentes caudales al sistema, y se calcula para cada tramo como sigue:

$$Qdis = Qd + Qi + Qc + Qin + Qil \text{ (lts/seg)}$$

donde: Qdis = caudal de diseño
Qd = caudal doméstico
Qi = caudal industrial

Qc = caudal comercial
Qin = caudal de infiltración
Qil = caudal de conexiones ilícitas

La segunda forma, es estimando la aportación (caudal promedio) por habitante, y se calcula con la siguiente fórmula:

$$Qdis = N * fqm * FH$$

donde:

Qdis = caudal de diseño para un tramo determinado expresado en lts/seg.
N = número de habitantes a servir en el tramo.
fqm = factor de caudal medio expresado en lts/seg/hab.
FH = factor de Harmon.

Para el presente estudio el caudal de diseño se estimó utilizando la segunda forma, ya que el cálculo es menos complicado, y permite calcular el caudal de diseño en forma más directa.

4.2.3 CAUDAL DOMICILIAR

El caudal domiciliar es la cantidad de agua que se evacúa hacia el drenaje luego de ser utilizada en las viviendas. Es función directa de la dotación de agua, para el caso del cantón La Libertad se estimó como 85 litros por habitante y por día (se determinó este valor, por medio de un análisis de los registros durante un año de los consumos; el servicio de agua potable es predial y con contadores) .

4.2.3.1 FACTOR DE RETORNO:

El factor de retorno es el porcentaje de agua, que después de ser usada, se conduce hacia el drenaje, en este caso se considera que un ochenta por ciento del agua utilizada irá al sistema de drenaje (tomando en consideración para ello las actividades de la población así como también que las viviendas cuentan con poca área impermeabilizada), por lo que el factor de retorno es 0.80.

Para el presente caso el caudal domiciliar será:

Qd = No. habitantes * dotación * factor de retorno:
Qd = (700 hab * 85 lts/hab/día * 0.80)/86400 = 0.55 lts/seg.

4.2.4 CAUDAL DE CONEXIONES ILICITAS

En el caso de sistemas de drenaje sanitario, este caudal lo constituye el agua de lluvia que llega a las tuberías del drenaje como consecuencia de que algunos usuarios, conectan sus bajadas de aguas pluviales al sistema. Este caudal es perjudicial para el sistema y debe evitarse para no causar daños y posible destrucción del drenaje. Para su estimación se recomienda calcularlo como un porcentaje del total de conexiones, como una función del

área de techos y patios, y de su permeabilidad, así como de la intensidad de lluvia. Se utiliza la siguiente fórmula:

$$Q = CIA/360$$

donde:

Q = caudal de conexiones ilícitas (lts/seg.).
C = coeficiente de escorrentía que depende de la superficie.
I = intensidad de lluvia en el área (mm/hora).
A = área en hectáreas.

Para cada área existe un factor de escorrentía, por lo que generalmente en un tramo se promedia el coeficiente y en el cálculo se adopta este valor. Existen otras formas de calcular el caudal de conexiones ilícitas tales como considerarlo como un porcentaje del caudal domiciliar, como un porcentaje de la precipitación, etc.

4.2.4.1 INTENSIDAD DE LLUVIA:

Es la cantidad de lluvia que cae en un área por unidad de tiempo, se expresa en milímetros por hora (mm/hora).

4.2.4.2 PORCENTAJE DE ESCORRENTIA:

Es la cantidad de lluvia que escurre en una superficie y depende de la permeabilidad de la superficie.

Para el caso del cantón La Libertad, el caudal se de conexiones ilícitas se estimó igual a 1.83 lts/seg.

4.2.5 CAUDAL DE INFILTRACION:

Se considera como la cantidad de agua que se infiltra o penetra a través de las paredes de la tubería, éste depende de: la permeabilidad de la tubería, la transmisibilidad del suelo, la longitud de la tubería, la profundidad a la que se coloca la tubería. Por depender de muchos factores externos, se calcula en función de la longitud de la tubería y del tiempo y generalmente se expresa en litros por kilómetro por día, su valor puede variar entre 12,000 y 18,000 lts/km/día.

Para este caso se estimó que el caudal de infiltración es igual a 0.90 lts/seg.

4.2.6 CAUDAL COMERCIAL

Se define como la cantidad de aguas negras que desecha el comercio, esta en función de la dotación de agua asignado para este fin. En el cantón La Libertad no se cuenta con comercios por lo que este caudal es nulo. Se expresa en litros por segundo.

4.2.7 CAUDAL INDUSTRIAL

Es la cantidad de aguas negras que se desechan de las actividades de la industria, al igual que el anterior está en función de la dotación de agua asignado para este fin. Por no existir ninguna industria en el cantón este caudal también es nulo y se expresa en litros por segundo.

4.2.8 FACTOR DE CAUDAL MEDIO

Este caudal expresa el volumen de aguas negras que en promedio escurre por la alcantarilla. Se considera como la suma de todos los caudales anteriormente descritos dividido por el número de habitantes a servir, de acuerdo con las normas vigentes en el país este factor debe ser mayor a 0.0020 y menor que 0.0050, si por alguna razón el valor calculado estuviera abajo de 0.0020 se adoptará este; y si por el contrario el valor calculado estuviere arriba de 0.0050 se tomará como valor para el diseño el de 0.0050. Este factor se expresa en litros por segundo por habitante. Cuando no se pueden obtener los datos requeridos puede asumirse de acuerdo al criterio del diseñador tomando como modelo una población similar a la que se esta estudiando.

Este factor de caudal medio, se puede calcular con la siguiente expresión:

fqm = (Qd + Qi + Qc + Qin + Qil)/No. hab. (lts/seg/hab)
En el presente caso es:
fqm = (0.55 + 0 + 0 + 0.90 + 1.83)/700hab = 0.0047 lts/seg/hab

4.2.9 FACTOR DE HARMON

El factor de Harmon o factor de flujo instantáneo, es un factor de seguridad que involucra al número de habitantes a servir en un tramo determinado. Este factor actúa principalmente en las horas pico, es decir en las horas en que más se utiliza el sistema de drenaje.

Para cada tramo se calcula con la siguiente fórmula:

FH = (18 + P^½) / (4 + P^½)

donde P es el número de habitantes a servir expresado en miles de habitantes. El valor del factor de Harmon se encuentra entre 1.5 y 4.5, de acuerdo al tamaño de la población.

4.3 PENDIENTES

Se recomienda que en lo posible la pendiente utilizada en el diseño sea la misma del terreno, para evitar sobrecosto por excavación excesiva, pero debe cumplirse con las relaciones hidráulicas y las velocidades

permisibles. Generalmente dentro de las viviendas se sugiere utilizar una pendiente mínima del 2 por ciento, lo que asegura el arrastre de las excretas.

4.4 VELOCIDADES DE DISEÑO

4.4.1 MINIMAS Y MAXIMAS:

Dentro de la alcantarilla, la velocidad de flujo mínima deberá ser igual 0.60 m/s con lo que se asegura que no exista sedimentación de los sólidos que transporta el flujo; como máxima velocidad se permite 3.00 m/s para que el flujo no erosione y consecuentemente no deteriore la tubería del sistema de drenaje. Cuando la velocidad no se encuentre dentro del rango mencionado deberá modificarse la pendiente para poder estar dentro de los límites. En todo caso se recomienda verificar la velocidad de flujo en la alcantarilla tanto para los caudales de la población actual como para los que puedan producirse con la población futura.

4.4.2 FORMULA DE MANNING

Esta fórmula es experimental y se deriva de la fórmula de Chezy, en la que la velocidad V, es igual a una constante C, que depende de la rugosidad de la superficie del conducto, multiplicada por la raíz cuadrada del producto del radio hidráulico R, por la pendiente S, es decir:

$$V = C * (R * S)^{1/2}$$

Manning descubrió mediante experimentos, que la constante C, en la fórmula de Chezy varía de acuerdo a la siguiente expresión:

$$C = (R^{1/6})/n$$

que al sustituirla en al fórmula de Chezy y simplificando nos queda:

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

que es la fórmula de Manning para canales abiertos, donde:

R = radio hidráulico.
S = pendiente de la tubería.
n = factor de rugosidad que depende de la superficie.

4.4.3 FACTOR DE RUGOSIDAD

El factor de rugosidad depende del tipo de material con que esté construido un canal, expresa qué tan lisa es la superficie del material por donde se desplaza el flujo, puede variar con el tiempo, en la siguiente tabla se presentan algunos valores para diferentes tipos de superficie.

Factor de rugosidad		
Tipo de superficie	Mínimo	Máximo
Superficie de mortero de cemento	0.011	0.030
Mampostería	0.017	0.030
Tubos de concreto diámetro menor de 24"	0.011	0.016
Tubos de concreto diámetro mayor de 24"	0.013	0.018
Tubería de asbesto-cemento	0.009	0.011
Tubería de PVC	0.006	0.011

Es recomendable utilizar un valor promedio entre el mínimo y el máximo, debido a que la tubería no se comporta de la misma forma a lo largo de su vida útil. Para el caso del presente estudio el valor de este factor se adoptó como 0.013 por utilizarse tubería de concreto con diámetro menor a 24 pulgadas.

4.5 COTAS INVERT

Se denomina cota invert a la distancia existente entre el nivel de la rasante del suelo y el nivel inferior interior de la tubería, debe verificarse que la cota invert sea al menos igual a la que asegure el recubrimiento mínimo necesario de la tubería. Para calcular las cotas invert se toma como base la pendiente del terreno y la distancia entre pozos, deben seguirse las siguientes reglas para el cálculo de las cotas invert:

a) La cota invert de salida de un pozo, se coloca al menos tres centímetros más baja que la cota invert de llegada de la tubería más baja que llegue al pozo.

b) Cuando el diámetro de la tubería que entra a un pozo, es menor que el diámetro de la tubería que sale, la cota invert de salida estará al menos, una altura igual a la diferencia de los diámetros más baja que la cota invert de entrada.

4.6 DIAMETRO DE LA TUBERIA

En el diseño del drenaje, es uno de los elementos que hay que calcular, para lo cual se deben seguir ciertas normas, para evitar que la tubería se obstruya. Según las normas del Instituto Nacional de Fomento Municipal y de la Dirección General de Obras Públicas, se debe utilizar para sistemas de drenaje sanitario un diámetro mínimo de 8", cuando se utilice tubería de cemento y de 6" cuando la tubería sea de PVC; para las conexiones domiciliares el diámetro mínimo con tubería de cemento es de 6" y con tubería de PVC el diámetro mínimo es 4".

4.7 PROFUNDIDAD DE LA TUBERIA

Para determinar la profundidad de la tubería, se hace mediante el cálculo de las cotas invert, en todo caso debe chequearse que la tubería

tenga un recubrimiento adecuado, para no dañarse con el paso de vehículos y peatones o que se quiebre por la caída o golpe de algún objeto pesado. El recubrimiento mínimo es 1.20 metros para las áreas de circulación de vehículos, en algunos casos, puede utilizarse un recubrimiento menor, pero se debe estar seguro sobre el tipo de circulación que habrá en el futuro en esa área. A continuación se presenta una tabla con la profundidad mínima de la cota invert (en metros) para evitar rupturas según el diámetro de la tubería:

Diámetro pulgadas	8	10	12	16	18	21	24	30	36
tránsito normal	1.22	1.28	1.33	1.41	1.50	1.58	1.66	1.84	1.99
tránsito pesado	1.42	1.48	1.53	1.61	1.70	1.78	1.86	2.04	2.19

El sistema de drenaje sanitario del cantón La Libertad, se proyectó para atender a 166 viviendas actuales (ver plano habitacional) que incluye, viviendas habitadas, viviendas deshabitadas y viviendas que se encuentran en construcción.

4.8 CALCULO DE UN TRAMO DEL ALCATARILLADO COMO EJEMPLO

Se diseñará un tramo inicial. Este tramo será del desfogue No. 1 que va del PV1 al PV2.

Se tiene:

cota inicio = 999.710 cota final = 999.748

distancia horizontal = 60.00m.

entonces:

pendiente del terreno (%) = (999.710 - 999.748)/60.00*100 = -0.06%

de acuerdo con el plano de localización de viviendas, se tienen en el tramo: 4 casas; por ser tramo inicial, el total acumulado es igual a 4 casas

de la investigación se tiene que la densidad de vivienda es igual 5.74 hab/vivienda (700hab/122 viviendas), se adopta como valor de diseño 6 hab/vivienda.

De lo anterior tiene No. de habitantes (actual) = No. de viviendas en el tramo * densidad de vivienda:

No. de hab = 4 viv. * 6hab/viv. = 24 habitantes.

No. de hab (futuros) = 24 * (1+0.035) ^22 = 51 hab.

Para el caudal de diseño, se utiliza la siguiente fórmula:

Qdis = No. hab * fqm * FH

donde fqm = factor de caudal medio (ver párrafo no. 4.2.9)

FH = factor de Harmon

caso 1 (población actual):

No. de habitantes = 24

FH = (18 + (24/1000)^½)/(4 + (24/1000)^½) = 4.369

fqm = 0.0047 lts/seg/hab

Qdis = 24 * 0.0047 * 4.369 = 0.493 lts/seg.

Caso 2 (población futura):
No. de habitantes = 51
FH = (18 + (51/1000)^½)/(4 + (51/1000)^½) = 4.313
fqm = 0.0047 lts/seg/hab
Qdis = 51 * 0.0047 * 4.313 = 1.034 lts/seg.

Como siguiente paso, se propone un diámetro de tubería y la pendiente de la tubería (preferiblemente igual a la del terreno), en este caso por ser tramo inicial y utilizar tubos de cemento se usará tubería de 8" de diámetro, con una pendiente de 1.75%; utilizando la fórmula de Manning, se determina el caudal y la velocidad del flujo a sección llena:
Q = 39.230 lts/seg.
V = 1.21 m/seg.

Verificamos las relaciones hidráulicas:
Caso 1 (población actual):
Qdis/Q = 0.493/39.230 = 0.01257, con la ayuda de nomogramas o tablas, determinamos la relación v/V que para este caso es igual a 0.3438 entonces, la velocidad a sección parcialmente llena será:
v = 1.21m/seg * 0.3438 = 0.416m/seg.; la relación d/D = 0.079

Caso 2 (población futura):
Qdis/Q = 1.034/39.230 = 0.02636, la relación v/V = 0.4297; entonces v = 0.4297 * 1.21m/seg. = 0.520 m/seg.; la relación d/D = 0.1115

En este caso tanto en la condición actual, como en la futura; las velocidades a través de la alcantarilla están abajo de 0.60m/seg., pero para evitar excavaciones excesivas en los tramos posteriores y tomando en consideración que se pueden adoptar velocidades de flujo no menores de 0.40 m/seg. se diseña este tramo con la pendiente y tubería descrita anteriormente.

Se calculan las cotas invert de la siguiente manera:
cota invert inicio = cota terreno inicio - 2.00 = 999.710 - 2.00 = 997.710
cota invert final = cota invert inicio - pendiente tubería * distancia horizontal/100 = 997.710 - 1.75 * 60/100 = 996.660
para la altura de pozos se tiene:
altura inicio = cota terreno inicio - cota invert inicio = 999.710 - 997.710 = 2.00m.
altura final = cota terreno final - cota invert final = 999.748 - 996.660 = 3.088m.

Volumen de excavación = (altura final + altura inicio)/2 * distancia horizontal * ancho de zanja = (3.088 + 2.00)/2 * 60 * 0.70 = 106.85 m^3.

El calculo de los tramos siguientes, se resume en los cuadros que se presentan a continuación. Los planos correspondientes se adjuntan en el anexo no. 4.

CUADRO DE RESUMEN DEL CALCULO HIDRAULICO DESFOGUE 1
ALCANTARILLADO SANITARIO
COMUNIDAD: LA LIBERTAD, OLINTEPEQUE, QUETZALTENANGO
CALCULO: CARLOS RAFAEL YXQUIAC BAMACA

DE	A	COTAS	TERRENO	DH	PEND.	No. DE	CASAS	No. HAB.	A SERVIR	FACTOR	HARDMO	CAUDAL	DISEÑO
PV	PV	INICIO	FINAL	(m)	TERR (%)	LOCAL	ACUM.	ACTUAL	FUTURO	ACTUAL	FUTURO	ACTUAL	FUTURO
PV1	PV2	999.710	999.748	60.00	-0.0633	4	4	24	51	4.369	4.313	0.493	1.034
PV2	PV3	999.748	997.989	64.07	2.7454	5	9	54	115	4.308	4.226	1.093	2.284
PV3	PV4	997.989	990.178	78.58	9.9402	2	11	66	141	4.289	4.200	1.330	2.783
PV5	PV6	997.997	998.732	53.09	-1.3844	1	1	6	13	4.434	4.403	0.125	0.269
PV6	PV7	998.732	999.313	60.00	-0.9683	4	5	30	64	4.355	4.292	0.614	1.291
PV7	PV8	999.313	999.081	36.46	0.6363	1	6	36	77	4.341	4.273	0.735	1.546
PV8	PV4	999.081	990.178	103.85	8.5729	5	11	66	141	4.289	4.200	1.330	2.783
PV4	PV9	990.178	985.186	37.60	13.2766	0	22	132	281	4.209	4.090	2.611	5.402
PV9	PV10	985.186	979.013	37.88	16.2962	4	26	156	333	4.185	4.059	3.069	6.352
PV10	PV11	979.013	971.162	78.61	9.9873	3	29	174	371	4.169	4.037	3.410	7.040
PV11	PV12	971.162	972.034	37.18	-2.3453	1	30	180	384	4.164	4.031	3.523	7.274
PV12	PV13	972.034	971.549	19.30	2.5130	1	31	186	396	4.159	4.024	3.636	7.490
PV13	PV14	971.549	969.673	43.96	4.2675	3	34	204	435	4.145	4.005	3.974	8.187
PV14	PV15	969.673	970.135	21.87	-2.1125	1	35	210	448	4.140	3.998	4.086	8.419
PV15	PV16	970.135	971.947	48.23	-3.7570	1	36	216	460	4.136	3.993	4.199	8.632
PV16	PV17	971.947	973.726	52.64	-3.3796	1	37	222	473	4.131	3.987	4.310	8.862
PV18	PV17	978.380	973.726	84.59	5.5018	3	3	18	38	4.386	4.337	0.371	0.775
PV17	PV19	973.726	967.353	51.00	12.4961	1	41	246	524	4.114	3.964	4.756	9.762
PV19	PV20	967.353	967.348	60.00	0.0083	2	43	258	550	4.106	3.953	4.978	10.217
PV20	PV21	967.348	969.712	55.00	-4.2982	0	43	258	550	4.106	3.953	4.978	10.217
PV21	PV32	969.712	964.345	63.03	8.5150	7	50	300	639	4.078	3.917	5.751	11.764
PV7	PV22	999.313	998.342	60.00	1.6183	4	4	24	51	4.369	4.313	0.493	1.034
PV22	PV23	998.342	997.249	74.23	1.4725	5	9	54	115	4.308	4.226	1.093	2.284
PV23	PV24	997.249	996.387	101.27	0.8512	4	13	78	166	4.272	4.176	1.566	3.258
PV24	PV25	996.387	993.583	60.20	4.6578	0	13	78	166	4.272	4.176	1.566	3.258
PV25	PV26	993.583	990.451	36.70	8.5341	1	14	84	179	4.264	4.165	1.683	3.504
PV26	PV28	990.451	980.218	57.65	17.7502	3	17	102	217	4.241	4.135	2.033	4.217
PV27	PV28	983.150	980.218	31.86	9.2028	1	1	6	13	4.434	4.403	0.125	0.269
PV28	PV29	980.218	973.378	60.00	11.4000	4	22	132	281	4.209	4.090	2.611	5.402
PV29	PV30	973.378	973.638	59.24	-0.4389	3	25	150	320	4.191	4.066	2.955	6.116
PV30	PV31	973.638	968.434	44.95	11.5773	2	27	162	345	4.180	4.052	3.183	6.570
PV31	PV32	968.434	964.345	40.00	10.2225	1	28	168	358	4.175	4.045	3.296	6.805
PV32	PV33	964.345	962.491	27.29	6.7937	3	81	486	1036	3.981	3.790	9.092	18.454
PV33	PV34	962.491	959.859	38.65	6.8098	1	82	492	1049	3.978	3.787	9.198	18.669
PV34	PV35	959.859	956.694	36.50	8.6712	0	82	492	1049	3.978	3.787	9.198	18.669
PV35	PV36	956.694	954.256	11.88	20.5219	0	82	492	1049	3.978	3.787	9.198	18.669
PV36	PV37	954.256	952.560	9.71	17.4665	0	82	492	1049	3.978	3.787	9.198	18.669
PV37	ENT	952.560	942.950	34.12	28.1653	0	82	492	1049	3.978	3.787	9.198	18.669
ENT	ENTRADA A LA PLANTA DE TRATAMIENTO												

CUADRO DE RESUMEN DEL CALCULO HIDRAULICO DESFOGUE 1
ALCANTARILLADO SANITARIO
COMUNIDAD: LA LIBERTAD, OLINTEPEQUE, QUETZALTENANGO
CALCULO: CARLOS RAFAEL YXQUIAC BAMACA

DE PV	A PV	DIAM. PULG.	PEND. TUB. (%)	SECCION V	LLENA Q	v ACTUAL	v FUTURO	COTAS INICIO	INVERT FINAL	ALTURA INICIO	POZOS FINAL	ANCHO ZANJA	EXC M^3
PV1	PV2	8	1.75	1.210	39.230	0.416	0.520	997.710	996.660	2.000	3.088	0.70	106.85
PV2	PV3	8	1.75	1.210	39.230	0.530	0.660	996.630	995.509	3.118	2.480	0.70	125.54
PV3	PV4	8	9.00	2.743	88.970	0.993	1.243	995.479	988.407	2.510	1.771	0.65	109.34
PV5	PV6	8	5.20	2.085	67.630	0.400	0.505	996.297	993.536	1.700	5.196	0.75	137.28
PV6	PV7	8	1.50	1.120	36.320	0.421	0.527	993.506	992.606	5.226	6.707	0.80	286.39
PV7	PV8	8	1.25	1.022	33.160	0.418	0.522	992.576	992.120	6.737	6.961	0.80	199.77
PV8	PV4	8	3.25	1.649	53.460	0.697	0.870	992.090	988.715	6.991	1.463	0.75	329.24
PV4	PV9	10	12.50	3.752	190.100	1.326	1.653	988.357	983.657	1.821	1.529	0.60	37.79
PV9	PV10	10	16.25	4.278	216.750	1.525	1.899	983.627	977.472	1.559	1.541	0.60	35.23
PV10	PV11	10	10.00	3.356	170.030	1.327	1.653	977.442	969.581	1.571	1.581	0.60	74.33
PV11	PV12	10	0.40	0.671	34.010	0.434	0.534	969.551	969.402	1.611	2.632	0.70	55.21
PV12	PV13	10	0.40	0.671	34.010	0.438	0.539	969.372	969.295	2.662	2.254	0.70	33.21
PV13	PV14	10	3.00	1.838	93.130	0.914	1.132	969.265	967.946	2.284	1.727	0.70	61.71
PV14	PV15	10	0.40	0.671	34.010	0.453	0.557	967.916	967.829	1.757	2.306	0.70	31.10
PV15	PV16	10	0.40	0.671	34.010	0.456	0.560	967.799	967.606	2.336	4.341	0.75	120.76
PV16	PV17	10	0.40	0.671	34.010	0.460	0.564	967.576	967.365	4.371	6.361	0.80	225.96
PV18	PV17	8	6.00	2.240	72.640	0.585	0.734	976.360	971.305	2.000	2.421	0.65	121.55
PV17	PV19	10	2.75	1.760	89.170	0.936	1.155	967.335	965.933	6.391	1.420	0.80	159.35
PV19	PV20	10	0.75	0.919	46.570	0.599	0.737	965.903	965.453	1.450	1.895	0.70	70.24
PV20	PV21	10	0.25	0.531	26.880	0.405	0.495	965.423	965.286	1.925	4.427	0.75	131.00
PV21	PV32	10	4.25	2.188	110.850	1.154	1.424	965.256	962.577	4.456	1.768	0.75	147.11
PV7	PV22	8	1.60	1.157	37.510	0.403	0.505	997.613	996.653	1.700	1.689	0.60	61.00
PV22	PV23	8	1.50	1.120	36.320	0.502	0.625	996.623	995.510	1.719	1.739	0.60	77.02
PV23	PV24	10	0.80	0.949	48.090	0.436	0.541	995.459	994.649	1.790	1.738	0.60	107.19
PV24	PV25	10	4.50	2.251	114.060	0.796	0.993	994.619	991.910	1.768	1.673	0.60	62.14
PV25	PV26	10	8.50	3.094	156.760	1.016	1.268	991.880	988.761	1.703	1.691	0.60	37.36
PV26	PV28	10	17.75	4.471	226.540	1.389	1.730	988.731	978.498	1.720	1.720	0.60	59.49
PV27	PV28	8	9.00	2.743	88.970	0.484	0.610	981.450	978.583	1.700	1.635	0.70	37.19
PV28	PV29	10	11.25	3.559	180.350	1.277	1.591	978.468	971.718	1.750	1.660	0.60	61.38
PV29	PV30	10	0.50	0.750	38.020	0.445	0.550	971.688	971.392	1.690	2.246	0.65	75.78
PV30	PV31	10	11.00	3.519	178.330	1.340	1.675	971.362	966.418	2.276	2.016	0.65	62.71
PV31	PV32	10	9.50	3.271	165.730	1.290	1.608	966.388	962.588	2.046	1.757	0.65	49.44
PV32	PV33	10	6.75	2.757	139.700	1.554	1.911	962.528	960.686	1.817	1.805	0.60	29.65
PV33	PV34	10	6.75	2.757	139.700	1.560	1.918	960.656	958.047	1.835	1.812	0.60	42.29
PV34	PV35	10	8.50	3.094	156.760	1.691	2.083	958.017	954.915	1.842	1.779	0.60	39.65
PV35	PV36	10	18.00	4.502	228.130	2.201	2.700	954.885	952.746	1.809	1.510	0.60	11.83
PV36	PV37	10	13.00	3.826	193.870	1.964	2.420	952.716	951.454	1.540	1.108	0.60	7.71
PV37	ENT	10	17.25	4.407	223.320	2.168	2.653	950.005	944.119	2.555	-1.169	0.60	14.18
ENT	ENTRADA												

CUADRO DE RESUMEN DEL CALCULO HIDRAULICO DESFOGUE 2
ALCANTARILLADO SANITARIO
COMUNIDAD: LA LIBERTAD, OLINTEPEQUE, QUETZALTENANGO.
CALCULO: CARLOS RAFAEL YXQUIAC BAMACA

DE PV	A PV	EST	PO	COTAS INICIO	TERRENO FINAL	DH (m)	PEND. TERR (%)	No. DE LOCAL	CASAS ACUM.	No. HAB. ACTUAL	A SERVIR FUTURO	FACTOR ACTUAL	HARDMO FUTURO	CAUDAL ACTUAL	DISEÑO FUTURO
PV39	PV40	E13	E12+60	991.557	991.077	75.83	0.6330	4	4	24	51	4.369	4.313	0.493	1.034
PV40	PV41	E12+60	E12	991.077	990.853	60.00	0.3733	2	6	36	77	4.341	4.273	0.735	1.546
PV41	PV42	E12	E11	990.853	990.963	32.90	-0.3040	0	6	36	77	4.341	4.273	0.735	1.546
PV42	PV43	E11	E10	990.963	991.179	56.60	-0.3993	2	8	48	102	4.318	4.241	0.974	2.033
PV43	PV44	E10	E9	991.179	991.433	54.40	-0.4669	5	13	78	166	4.272	4.176	1.566	3.258
PV44	PV45	E9	E8+60	991.433	992.136	91.54	-0.7680	6	19	114	243	4.228	4.116	2.265	4.701
PV45	PV58	E8+60	E8	992.136	992.919	80.00	-0.9788	1	20	120	256	4.221	4.107	2.381	4.942
PV46	PV47	E27	E26	993.962	992.648	97.92	1.3419	4	4	24	51	4.369	4.313	0.493	1.034
PV47	PV48	E26	E25	992.648	993.385	52.26	-1.4103	3	7	42	90	4.329	4.256	0.855	1.800
PV48	PV49	E25	E23+60	993.385	992.92	52.36	0.8881	6	13	78	166	4.272	4.176	1.566	3.258
PV49	PV51	E23+60	E23	992.92	992.986	60.00	-0.1100	1	14	84	179	4.264	4.165	1.683	3.504
PV50	PV51	E24	E23	991.716	992.986	80.44	-1.5788	5	5	30	64	4.355	4.292	0.614	1.291
PV51	PV52	E23	E22	992.986	993.342	17.54	-2.0296	1	20	120	256	4.221	4.107	2.381	4.942
PV52	PV53	E22	E21	993.342	993.162	25.25	0.7129	0	20	120	256	4.221	4.107	2.381	4.942
PV53	PV54	E21	E20	993.162	992.964	92.48	0.2141	9	29	174	371	4.169	4.037	3.410	7.040
PV54	PV57	E20	E18	992.964	992.496	99.49	0.4704	7	36	216	460	4.136	3.993	4.199	8.632
PV55	PV56	E19	E18+60	991.253	991.87	68.15	-0.9054	11	11	66	141	4.289	4.200	1.390	2.783
PV56	PV57	E18+60	E18	991.87	992.496	60.00	-1.0433	2	13	78	166	4.272	4.176	1.566	3.258
PV57	PV58	E18	E8	992.496	992.919	95.78	-0.4416	1	50	300	639	4.075	3.917	5.751	11.764
PV58	PV59	E8	E7+60	992.919	990.836	76.54	2.7215	3	73	438	934	4.003	3.819	8.241	16.764
PV59	PV63	E7+60	E7'	990.836	990.859	76.35	-0.0294	2	75	450	959	3.997	3.812	8.454	17.160
PV60	PV61	E30	E31	993.294	992.501	28.05	2.8271	1	1	6	13	4.434	4.403	0.125	0.269
PV61	PV63	E31	E7'	992.501	990.859	67.80	2.4218	2	3	18	38	4.386	4.337	0.371	0.775
PV23	PV62	E6	E6+60	997.249	995.16	60.00	3.4817	1	1	6	13	4.434	4.403	0.125	0.269
PV62	PV63	E6+60	E7'	995.16	990.859	73.85	5.8240	3	4	24	51	4.369	4.313	0.493	1.034
PV63	PV64	E7'	E61	990.859	990.634	22.10	1.0181	0	81	486	1036	3.981	3.790	9.092	18.454
PV64	PV65	E61	E62	990.634	989.349	45.80	2.8057	1	82	492	1049	3.978	3.787	9.198	18.669
PV65	PV66	E62	E63	989.349	987.209	60.60	3.5314	0	82	492	1049	3.978	3.787	9.198	18.669
PV66	PV67	E63	E64	987.209	985.696	25.37	5.9637	2	84	504	1074	3.972	3.780	9.410	19.080
PV67	PV68	E64	E65	985.696	983.629	37.70	5.4828	0	84	504	1074	3.972	3.780	9.410	19.080
PV68	PV69	E65	E66A	983.629	977.630	75.94	7.8997	0	84	504	1074	3.972	3.780	9.410	19.080
PV69	ENTRA	E66A	E0	977.630	975.720	33.00	5.7879	0	84	504	1074	3.972	3.780	9.410	19.080
SALE	PV72	E4	E69	970.800	962.089	31.10	26.0096	0	84	504	1074	3.972	3.780	9.410	19.080
PV72	PV73	E69	E70	962.089	958.526	13.02	27.3656	0	84	504	1074	3.972	3.780	9.410	19.080
PV73	PV74	E70	E71	958.526	956.535	6.77	29.4092	0	84	504	1074	3.972	3.780	9.410	19.080
PV74	PV75	E71	E72	956.535	948.423	49.55	16.3713	0	84	504	1074	3.972	3.780	9.410	19.080
PV75	PV76	E72	E73	948.423	946.927	42.62	3.5101	0	84	504	1074	3.972	3.780	9.410	19.080
PV76	PV77	E73	E74	946.927	944.515	14.40	16.7500	0	84	504	1074	3.972	3.780	9.410	19.080
PV77	PV78	E74	E75	944.515	941.031	69.25	5.0310	0	84	504	1074	3.972	3.780	9.410	19.080
PV78	PV79	E75	E76	941.031	940.898	22.56	0.5895	0	84	504	1074	3.972	3.780	9.410	19.080
PV79	PV80	E76	E77	940.898	940.688	33.10	0.6344	0	84	504	1074	3.972	3.780	9.410	19.080
PV80	PV81	E77	E78	940.688	940.641	19.18	0.2450	0	84	504	1074	3.972	3.780	9.410	19.080
PV81	PV82	E78	E79	940.641	940.516	19.10	0.6545	0	84	504	1074	3.972	3.780	9.410	19.080
PV82	PV83	E79	E80	940.516	940.510	99.60	0.0060	0	84	504	1074	3.972	3.780	9.410	19.080

CUADRO DE RESUMEN DEL CALCULO HIDRAULICO DESFOGUE 2
ALCANTARILLADO SANITARIO
COMUNIDAD: LA LIBERTAD, OLINTEPEQUE, QUETZALTENANGO.
CALCULO: CARLOS RAFAEL YXQUIAC BAMACA

DE PV	A PV	DIAM PULG.	PEND. TUB. (%)	SECCION V	LLENA Q	v ACTUAL	v FUTURO	COTAS INICIO	INVERT FINAL	ALTURA INICIO	POZOS FINAL	ANCHO ZANJA	EXC M^3
PV39	PV40	8	1.60	1.157	37.510	0.403	0.505	989.957	988.744	1.600	2.333	0.70	104.39
PV40	PV41	8	1.25	1.022	33.160	0.418	0.522	988.714	987.964	2.363	2.869	0.70	110.29
PV41	PV42	8	1.25	1.022	33.160	0.418	0.522	987.934	987.523	2.919	3.430	0.70	73.11
PV42	PV43	8	1.00	0.914	29.660	0.421	0.523	987.493	986.927	3.460	4.252	0.75	163.69
PV43	PV44	8	0.75	0.792	25.680	0.438	0.542	986.897	986.489	4.282	4.944	0.75	188.21
PV44	PV45	8	0.50	0.647	20.970	0.423	0.521	986.459	986.001	4.974	6.135	0.80	406.76
PV45	PV58	8	0.50	0.647	20.970	0.429	0.529	985.971	985.571	6.165	7.348	0.80	432.42
PV46	PV47	8	1.75	1.210	39.230	0.416	0.520	992.462	990.748	1.500	1.900	0.65	108.19
PV47	PV48	8	1.00	0.914	29.660	0.404	0.505	990.718	990.195	1.930	3.190	0.70	93.64
PV48	PV49	8	0.75	0.792	25.680	0.438	0.542	990.165	989.772	3.220	3.148	0.70	116.69
PV49	PV51	8	0.75	0.792	25.680	0.447	0.555	989.742	989.292	3.178	3.694	0.70	144.31
PV50	PV51	8	1.50	1.120	36.320	0.421	0.527	990.216	989.009	1.500	3.977	0.70	154.19
PV51	PV52	8	0.50	0.647	20.970	0.429	0.529	988.979	988.891	4.007	4.451	0.75	55.63
PV52	PV53	8	0.50	0.647	20.970	0.429	0.529	988.861	988.735	4.481	4.427	0.75	84.35
PV53	PV54	8	0.50	0.647	20.970	0.475	0.583	988.705	988.243	4.457	4.721	0.75	318.31
PV54	PV57	8	0.50	0.647	20.970	0.505	0.615	988.213	987.716	4.751	4.780	0.75	355.61
PV55	PV56	8	1.25	1.022	33.160	0.499	0.619	989.553	988.701	1.700	3.169	0.70	116.13
PV56	PV57	8	1.50	1.120	36.320	0.559	0.695	988.671	987.771	3.199	4.725	0.70	166.40
PV57	PV58	10	0.50	0.750	38.020	0.540	0.661	987.666	987.187	4.830	5.732	0.80	404.65
PV58	PV59	10	0.50	0.750	38.020	0.599	0.727	985.521	985.138	7.398	5.698	0.80	400.94
PV59	PV63	10	0.50	0.750	38.020	0.604	0.731	985.108	984.716	5.728	6.143	0.80	372.03
PV60	PV61	8	10.00	2.892	93.780	0.503	0.632	991.874	989.069	1.420	3.432	0.75	51.04
PV61	PV63	8	5.25	2.095	67.950	0.558	0.700	989.039	985.480	3.462	5.380	0.80	239.78
PV23	PV62	8	10.00	2.892	93.780	0.503	0.632	995.649	989.649	1.600	5.511	0.80	170.66
PV62	PV63	8	6.00	2.240	72.640	0.639	0.800	989.619	985.188	5.541	5.671	0.80	331.20
PV63	PV64	10	0.50	0.750	38.020	0.616	0.745	984.686	984.576	6.173	6.058	0.80	108.13
PV64	PV65	10	0.50	0.750	38.020	0.618	0.747	984.546	984.317	6.088	5.033	0.80	203.74
PV65	PV66	10	0.50	0.750	38.020	0.618	0.747	984.287	983.984	5.063	3.225	0.75	188.34
PV66	PV67	10	0.50	0.750	38.020	0.622	0.751	983.954	983.827	3.255	1.869	0.75	48.76
PV67	PV68	10	5.00	2.373	120.230	1.411	1.731	983.797	981.912	1.899	1.717	0.75	51.13
PV68	PV69	10	8.75	3.139	159.050	1.720	2.117	981.882	975.237	1.747	2.393	0.75	117.91
PV69	ENTRA	10	3.15	1.883	95.430	1.200	1.470	975.187	974.147	2.443	1.573	0.75	49.69
SALE	PV72	12	24.75	5.961	434.990	2.418	2.989	967.000	959.303	3.800	2.786	0.75	76.81
PV72	PV73	12	24.75	5.961	434.990	2.418	2.989	959.273	956.050	2.816	2.476	0.75	25.84
PV73	PV74	12	26.50	6.169	450.100	2.475	3.060	956.020	954.226	2.506	2.309	0.75	12.22
PV74	PV75	12	16.50	4.868	355.160	2.097	2.593	954.196	946.021	2.339	2.402	0.75	88.10
PV75	PV76	12	3.75	2.321	169.320	1.248	1.537	945.991	944.392	2.432	2.535	0.75	79.39
PV76	PV77	12	16.00	4.793	349.740	2.075	2.565	944.362	942.058	2.565	2.457	0.75	27.12
PV77	PV78	12	4.75	2.612	190.560	1.356	1.673	942.028	938.739	2.487	2.292	0.75	124.10
PV78	PV79	12	0.50	0.847	61.830	0.611	0.746	938.709	938.596	2.322	2.302	0.75	39.12
PV79	PV80	12	0.50	0.847	61.830	0.611	0.746	938.566	938.401	2.332	2.287	0.75	57.34
PV80	PV81	12	0.50	0.847	61.830	0.611	0.746	938.371	938.275	2.317	2.366	0.75	33.69
PV81	PV82	12	0.50	0.847	61.830	0.611	0.746	938.245	938.149	2.396	2.367	0.75	34.12
PV82	PV83	12	0.25	0.599	43.720	0.478	0.579	938.119	937.870	2.397	2.640	0.75	188.12

CAPITULO V.
TRATAMIENTO DE LAS AGUAS NEGRAS.

5.1 DISPOSICION FINAL DE LAS AGUAS NEGRAS

Debido al desarrollo de los suministros de agua a las poblaciones y al uso del agua para arrastrar o transportar los desechos de la actividad de los seres humanos, cada vez se ha hecho más necesario encontrar métodos para disponer no solamente los desechos, sino también el agua portadora; para la disposición de las aguas negras generalmente se emplean tres métodos: la irrigación, la disposición subsuperficial y la dilución.

5.1.1 LA IRRIGACION

La irrigación consiste en derramar las aguas negras sobre la superficie del terreno lo que se logra con zanjas de regadío. Este método solamente es aplicable para pequeños volúmenes (poblaciones relativamente pequeñas); y en donde se disponga del espacio necesario. Su mejor aplicación es en zonas áridas o semiáridas. Deben ser excluidos los desechos industriales; y no es conveniente producir alimentos para consumo humano irrigados con estas aguas (principalmente los ingeridos sin cocimiento).

5.1.2 DISPOSICION SUBSUPERFICIAL

Este método consiste en hacer llegar las aguas negras a la tierra por debajo de la superficie a través de excavaciones o zanjas de absorción. Usualmente solo para evacuar aguas negras sedimentadas provenientes de edificaciones o residencias en las que el volumen es limitado (provenientes de sistemas de fosas sépticas).

5.1.3 DISPOSICION POR DILUCION

La disposición por dilución consiste simplemente en descargar las aguas negras en aguas superficiales tales como: ríos, lagos o mares. Contaminando el agua receptora, la contaminación depende del volumen de las aguas negras y de su composición en comparación con el volumen de agua con que se mezclan.

Aun cuando las aguas receptoras mantengan su condición aerobia, la contaminación bacteriana sigue siendo una amenaza para la salud, y si no se eliminan de las aguas negras los sólidos flotantes éstos serán una evidencia de la contaminación. Con base a lo anterior y al aumento proporcional del volumen de aguas negras y desechos orgánicos, se fue haciendo necesario el tratamiento de las aguas negras antes de su disposición final.

5.2 ESTADO DE LAS AGUAS NEGRAS

La extensión y naturaleza de la descomposición bacteriana de los sólidos en las aguas negras, han dado origen a ciertos términos que describen las condiciones o estado de las aguas negras.

5.2.1 AGUAS NEGRAS FRESCAS

Son las aguas negras en su estado inicial, inmediatamente después de que se han agregado los sólidos al agua.

Contienen el oxígeno presente en el agua del abastecimiento y permanecen frescas mientras haya oxígeno suficiente para mantener la descomposición aeróbica. Estas aguas son turbias, con sólidos en suspensión o flotando, generalmente de color grisáceo con olor mohoso.

5.2.2 AGUAS NEGRAS SEPTICAS

Son aguas en las que se ha agotado completamente el oxígeno disuelto, de manera que han entrado en descomposición anaeróbica los sólidos con la consiguiente producción de ácido sulfhídrico y de otros gases, su color es negruzco, su olor fétido y desagradable, se caracterizan también por tener sólidos en suspensión y flotantes de color negro.

5.2.3 AGUAS NEGRAS ESTABILIZADAS

Son las aguas negras en las que los sólidos han sido descompuestos hasta sólidos relativamente inertes que no están sujetos a descomposiciones ulteriores, o que son descompuestos muy lentamente. El oxígeno disuelto esta nuevamente presente por haber sido absorbido de la atmósfera, su olor es ligero o nulo, y tienen pocos sólidos en suspensión.

5.3 RAZONES PARA TRATAR LAS AGUAS NEGRAS.

Para reducir las contaminación de las aguas negras se requiere someterlas a un proceso especial, el proceso de purificación es complejo ya que la composición de las aguas negras es variable. Aun cuando las aguas negras sanitarias aproximadamente en un 99.9% sean agua, con frecuencia necesitan tratamiento si se quiere evitar cualquier molestia.

El tratamiento de las aguas negras y disposición final tiene por objeto principal el evitar que las aguas receptoras se transformen en ofensivas o inapropiadas en relación a higiene, consideraciones urbanísticas (vista, olfato) y consideraciones económicas. Las razones para tratar las aguas negras se pueden resumir en tres incisos:

a) Consideraciones higiénicas: eliminar o reducir al máximo los organismos patógenos de origen entérico, para evitar la contaminación que contribuya a trastornos orgánicos en las personas.

b) Consideraciones estéticas: eliminar todas aquellas materias orgánicas o de otro tipo que son ofensivas para el bienestar, agrado y salud de las comunidades; que inciden en el aspecto estético y urbanístico de los sectores cercanos a donde escurren las aguas negras.

c) Consideraciones económicas: las aguas negras sin tratamiento diluidas a un río, lago u otro; podría desvalorizar la propiedad, perjudicar los servicios de agua para el consumo humano, industrial; disminuir la calidad del agua de regadío y ocasionar embancamientos.

5.4 OBJETIVOS QUE SE DEBEN CONSIDERAR EN EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS NEGRAS

El tratamiento de las aguas negras es el proceso mediante el cual los sólidos, que el líquido contiene, son separados parcialmente, haciendo que el resto de los sólidos orgánicos complejos muy putrescibles queden convertidos en sólidos minerales o en sólidos orgánicos relativamente estables.

Los principales procesos de tratamiento son los físicos, químicos y los biológicos:

a) Los procesos físicos: se basan en las propiedades físicas que incluyen la separación de sólidos sedimentables presentes en las aguas residuales y su estabilización, la remoción de partículas flotantes, la retención de partículas de gran tamaño, etc.

b) Los procesos químicos: consisten en la separación o transformación de las sustancias sedimentables, flotantes y disueltas mediante el uso de sustancias químicas. Un sistema de este proceso es el uso de algún desinfectante para eliminar patógenos presentes en el agua.

c) Procesos biológicos: estos procesos se realizan gracias a la actividad de ciertos microorganismos para la oxidación y mineralización de sustancias orgánicas presentes en las aguas residuales.

La selección de los procesos adecuados para tratar las aguas residuales no deben pasar por alto los objetivos que a continuación se describen:

a) La conservación de las fuentes de abastecimiento de agua para el uso doméstico.

b) La prevención de enfermedades que puedan afectar el desarrollo de la población.

c) Las aguas residuales no ocasionen molestias y malos olores.

d) Se debe procurar también el mantener las aguas limpias para la propagación y supervivencia de peces y vida acuática en general.

e) En muchas poblaciones, la agricultura y la industria son las actividades que sostienen el desarrollo de estas; por lo que debe conservarse el agua para que se le puedan dar usos agrícolas e industriales.

f) Es necesario prevenir el azolve de los canales navegables.

5.5 TIPOS DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS NEGRAS

Como se puede observar el tratamiento de las aguas negras es el conjunto de procesos por medio de los cuales es posible verificar las diferentes etapas que tienen lugar en la autopurificación de una corriente, lo que se realiza dentro de un área limitada y aportada bajo condiciones controladas.

Los tipos de tratamiento se pueden clasificar de la siguiente forma:

5.5.1 TRATAMIENTO PRELIMINAR O PRE-TRATAMIENTO

Se puede decir que es el conjunto de unidades cuya finalidad es eliminar materiales que perjudiquen el sistema de conducción; es decir proteger el equipo instalado en la planta tal como las bombas, y también son utilizadas para facilitar los procesos subsecuentes; los dispositivos que se utilizan comúnmente son los siguientes:

a) Rejas de barras, rejillas y cribas.
b) Desmenuzadores (cortadoras, trituradores, otros).
c) Desarenadores.
d) Tanques de preareación.

5.5.2 TRATAMIENTO PRIMARIO

El objetivo de estas unidades es la remoción de sólidos en suspensión, lo que se puede realizar por medio de procesos físicos como la sedimentación (asentamiento), en los que se logra eliminar de un 40 a un 60% de sólidos, al agregar agentes químicos (coagulación y floculación) se eliminan entre un 80 y 90% del total de sólidos. Otros procesos son la filtración. Las unidades empleadas tratan de disminuir la velocidad de las aguas negras para que se sedimenten los sólidos, los dispositivos comúnmente utilizados son los siguientes:

a) Tanques sépticos (fosas sépticas).
b) Tanques de doble acción Imhof.
c) Tanque de sedimentación simple con eliminación de lodos manual o mecánica.
d) Reactores anaerobios de flujo ascendente (RAFA).

Al utilizar substancias químicas se emplean otras unidades auxiliares como lo son: unidades alimentadoras de reactivos, mezcladores y floculadores.

5.5.3 TRATAMIENTO SECUNDARIO

La finalidad de las unidades utilizadas es la remoción de material coloidal y en suspensión. Para ello al utilizar procesos biológicos, se aprovecha la acción de microorganismos presentes en las aguas residuales, los que en su proceso de alimentación degradan la materia orgánica, convirtiéndola en materia celular, productos inorgánicos o material inerte. Los microorganismos pueden ser: aerobios y anaerobios.

Los dispositivos utilizados pueden enumerarse de la siguiente forma:

a) Filtros percoladores con tanque de sedimentación secundaria.
b) Tanques de aireación.
   1) Lodos activados con tanque de sedimentación simple.
   2) Aireación por contacto.
c) Filtros de arena intermitentes.
d) Lagunas de estabilización.

Dependiendo de la forma en que están soportados los microorganismos, las unidades de tratamiento pueden ser:

a) Con microorganismos fijos:
   1) Filtro anaerobio.
   2) Reactor tubular de película fija.
   3) Filtros percoladores (rociadores).
   4) Biodiscos (filtros rotativos).

b) Con microorganismos suspendidos:
   1) Lagunas aerobias.
   2) Lagunas anaerobias.
   3) Lagunas facultativas.
   4) Lagunas aireadas.
   5) Lodos activados.
   6) Aireación extendida.
   7) Zanjas de oxidación.

5.5.4 CLORACION

La cloración puede emplearse para muchos propósitos y en cualquier etapa del tratamiento. Se aplica cloro a las aguas negras para:

a) Desinfección o destrucción de organismos patógenos.
b) Prevención de la descomposición de aguas negras para:
   1) Controlar olor.
   2) Proteger las estructuras de la planta.
c) Como auxiliar en la operación de la planta para:
   1) La sedimentación.
   2) Los filtros percoladores.
   3) Abultamiento de lodos activados.

d) Ajuste o abatimiento de la DBO.

5.5.5 TRATAMIENTO DE LODOS

El tratamiento de los lodos se hace necesario para disponerlos sin originar condiciones inconvenientes, los objetivos son:

a) Disminuir el volumen de los lodos.
b) Que se descompongan todos los sólidos orgánicos estables.

Los métodos empleados son:

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.

Una planta de tratamiento debe diseñarse para quitar de las aguas negras la cantidad suficiente de sólidos orgánicos e inorgánicos que permitan la disposición final sin pasar por alto los objetivos del tratamiento de las aguas residuales.

La autopurificación es el lineamiento principal para determinar los procesos de tratamiento, el grado de tratamiento dependerá de un lugar a otro. Pero existen tres factores que determinan éste:

a) Las características y la cantidad de sólidos acarreados por las aguas negras.
b) Los objetivos que se propongan en el tratamiento.
c) La capacidad o aptitud del terreno (cuando se disponga las aguas por irrigación o superficialmente), o la capacidad del agua receptora; para verificar la autopurificación o dilución necesaria de los sólidos de las aguas negras, sin sobrepasar los objetivos propuestos.

Un tratamiento adecuado, previo a la disposición, para alcanzar ciertos objetivos es necesario, pero debe considerarse el espacio disponible para las instalaciones, la topografía del terreno, el costo de construcción y mantenimiento requerido para seleccionar las unidades adecuadas a la población.

5.5.6 DISEÑO DE LAS UNIDADES DE TRATAMIENTO PROPUESTAS PARA EL CANTON LA LIBERTAD

Para el cantón La Libertad se contemplan dos desfogues, cada desfogue conducirá las aguas negras de 84 viviendas; la disposición final de las aguas se hará hacia el río Xequijel, el cual aguas arriba recibe otras descargas de aguas negras, dentro de las que se puede mencionar las siguientes: 3 descargas provenientes del municipio de Olintepeque, resultantes del evacuar el drenaje de 250 viviendas, 1 descarga de la Aldea Barrios del municipio de Olintepeque, que evacúa las aguas negras de 30 viviendas; además en la orilla del río existen varias descargas individuales de las viviendas cercanas. La entidad (Fondo de Inversión Social) que desea financiar el proyecto del drenaje del cantón La Libertad, exige para su aprobación que las aguas negras sean tratadas por lo menos con un tratamiento de tipo primario. Para este caso se proponen que las plantas de tratamiento del sistema de drenaje del cantón La Libertad contenga las siguientes unidades: canal de rejas, desarenador, sedimentadores primarios, filtros percoladores, sedimentadores secundarios y patio para secado de los lodos.

Se eligió este sistema debido a que el espacio disponible no permite proyectar otro tipo de tratamiento más eficiente (por ejemplo lagunas de estabilización), también considerando la topografía que predomina en el lugar destinado a la planta de tratamiento, y el mantenimiento requerido, además considerando las condiciones actuales del río Xequijel, como se describió en el párrafo anterior. A continuación se presenta un cuadro con los índices de las reducciones de algunas características físicas de las aguas negras a ser tratadas, según una serie de tipos de tratamiento.

TIPO DE TRATAMIENTO	(DBO) 5	SOLIDOS SEDIMENTABLES	N. TOT.	SOLIDOS. DISUEL-TOS..	FOSFO RO TOTAL
REDUCCIONES EN PORCENTAJES					
SEDIMENTACION PRIMARIA	25-50	20-60	10-20		
TRATAMIENTO QUIMICO INTERMEDIO	40-65	60-80	20-30		
TRATAMIENTO SECUNDARIO (PRIMARIO Y FILTROS PERCOLADORES)	65-85	60-80	20-40		
TRATAMIENTO SECUNDARIO (PRIMARIO Y LODO ACTIVADO)	85-90	90	20-40	5	10
TRATAMIENTO SECUNDARIO, NITRIFICACION Y DESNITRIFICACION	90-95	95	90	5	10
TRATAMIENTO SECUNDARIO, COAGULACION, SEDIMENTACION Y ABSORCION	99	99	55	15	95
TRATAMIENTO SECUNDARIO, COAGULACION, ABSORCION Y ELECTRODIALISIS	99	99	75	50	97

Fuente: Referencia bibliográfica no. 1.

5.5.6.1 ESTIMACION DE CAUDALES:

Para la estimación de los caudales se tienen los siguientes datos:

Dotación: 85 lts/hab/día.

No. de habitantes por desfogue: 504 hab (1996)

La población de diseño se calculó con una proyección a 20 años de la población actual, de acuerdo con el método geométrico y con una tasa de crecimiento igual a 3.5 % (del análisis de datos recopilados en el INE).

entonces tenemos:

Pf = pa * (1 + r) ^ n con pa = 504 hab.
r = 3.5%.
n = 20 años.

sustituyendo valores, pf = 1003 habitantes, se toma como población de diseño 1000 habitantes.

Qmín = No. hab * Dot * FR = 1000 * 85 * 0.80/86400 = 0.787 lts/s
= 68 m^3/día.

Qmedio = No.hab * fqm = 1000 * 0.0047 = 4.7 lts/s
= 406.08 m^3/día.

5.5.6.2 DISEÑO DEL CANAL DE REJAS:

Qdiseño = 4.7 lts/ s = 406.08 m^3/día

Ancho propuesto del canal = 0.20 m. (se estimó este ancho, para que el tirante a través del canal no fuese muy pequeño).

Velocidad de paso = 0.60 m/s (a través del canal) para evitar la sedimentación de sólidos, y considerando la pérdida de carga a través de las rejas.

Inclinación de las rejas = 45° (por tratarse de rejas de limpieza manual)

Sección de barras (t) = 0.00635 m. (¼ de pulgada).

Separación de barras (e) = 0.021 m. (espaciadas así para lograr una distribución uniforme en el ancho del canal).

Con los datos anteriores, se procede a realizar los cálculos correspondientes:

área útil = Q/v entonces Au = .0047/ 0.60 = 0.0078 m2.

eficiencia E = e/(t + e) E = 0.021/(0.00635+.021) = .77 = 77%

S = Au/E entonces S = 0.0078/0.77 = 0.010 m^2.

S = b * h como el ancho del canal es igual a 0.20 se tiene entonces:

h = S/b = 0.010/0.20 = 0.05m. (que sería el tirante del flujo a través del canal).

Para la altura del canal se adoptó un valor h = 0.15 m., para determinar la pendiente mínima del canal se utilizó la ecuación de Manning:

Q = 1/n * A * R^(2/3) * s ^ (1/2); para este caso
n = 0.015
A = 0.010 m2

$R = 0.010/(2*0.05+0.20) = 0.031m$
$Q = 0.0047\ m^3/s$

despejando s, y sustituyendo valores queda $s = 0.005\ m/m = 0.5\%$
con esta pendiente en el canal se tendrá un tirante igual a 0.05 m.

Estimación de la pérdida de carga: (fórmula de Metcalf Eddy)

$hf = 1.43 * (V^2 - v_1^2)/(2*g)$ donde:
$V = 2*v$
$v_1 = v * E$
(velocidad de aproximación)

de los datos se sabe que $v = 0.60\ m/s$, entonces:

$$hf = 1.43*((2*0.60)^2 - (.77*0.60)^2)/(2*9.81) = 0.09\ m.$$

5.5.6.3 DISEÑO DEL DESARENADOR:

$Qdis = 406.08\ m^3/día = 0.0047\ m^3/s$
velocidad = 0.30 m/s (velocidad recomendada para estas obras)
velocidad de arrastre (va) = 0.02 m/s (para retener partículas de 0.02mm de diámetro)
ancho propuesto del desarenador = 0.20 m.
tasa de aplicación (ta) = 1000 $m^3/día X m^2$ (cus) (para lograr un período de retención de 20 a 60 minutos)

$ta = Q/A$ entonces $A = Q/ta$; sustituyendo valores tenemos:
$A = 406.08/1000 = 0.406\ m^2$

$A = b * L$ entonces $L = A/b = 0.406/0.20 = 2.03m$, adoptamos $L = 2.05m$

área transversal $At = Q/v$ entonces $At = 0.0047/0.30 = 0.016\ m2$
$At = b *h$ entonces $h = At/b = 0.016/0.20 = 0.08m$.
entonces para la sección del canal se adopta h = 0.20 m.

$Aa = Q/va = 0.0047/0.02 = 0.235\ m^2$.
$Aa = b * La$ entonces $La = Aa/b = 0.235/0.20 = 1.175$
se adopta La = 1.18m.
$L_2 = L - La$; entonces $L_2 = 2.05 - 1.18 = 0.87m$.

Si se propone un período de limpieza cada 7 días; el volumen estimado de arenas es el siguiente:
contenido de arenas = 1.5e-5 m^3/m^3 de caudal.
volumen $V = 406.08 * 1.5e-5 *7 = 0.043\ m^3$.
$V = L_2 * b * h_2$ entonces $h_2 = 0.043/(0.20*0.87) = 0.25\ m$.
(ver es planos típicos en anexo no. 4).

5.5.6.4 DISEÑO DEL SEDIMENTADOR PRIMARIO

Para este caso se propone colocar dos unidades en paralelo, entonces se tiene:

Qdis = 203.04 m^3/día = 0.00235 m^3/s

Carga por unidad de superficie (cus) = 37 m^3/díaxm2. (valor recomendado para sedimentadores primarios)

Período de retención = 2 horas

área A = Q/cus = 203.04/37 = 5.49 m^2

se propone que el largo sea 5 veces el ancho, entonces se tiene:

A = 5*a^2 entonces a = (5.49/5)^½ = 1.098 se adopta a = 1.10 m.

entonces el largo será L = 5*1.10 = 5.50 m.

el volumen del tanque está relacionado con el período de retención entonces:

V = Q * T sustituyendo valores V = 20.3.04 * 2/24 = 16.92 m^3

V = L * a * h, despejando h y sustituyendo valores queda h = 2.79 m., entonces se adopta h = 2.80 m.

Para salir de los sedimentadores, se recomienda colocar vertederos de tal forma que el flujo en la salida sea de tipo laminar.

Si se colocan vertederos de sección triangular (a 90°) se tiene que: el caudal por vertedero es:

Q = 2.36 * c * h^(5/2)

donde c = 0.60 (constante para vertederos triangulares a 90° de concreto), h es la altura del tirante a través del vertedero y Q el caudal que pasa por el vertedero. Se propone colocar 2 vertederos, entonces el caudal por vertedero será:

q diseño = 203.04/2 = 101.52 m3/día = 0.0012 m^3/s.

En la ecuación anterior si se despeja h y se sustituye los valores correspondientes se tiene:

h = (0.0012/(2.36 * 0.60))^(2/5) = 0.059 m (tirante del flujo), se adopta h = 0.08 m.

el ancho del vertedero se calcula de la forma siguiente:

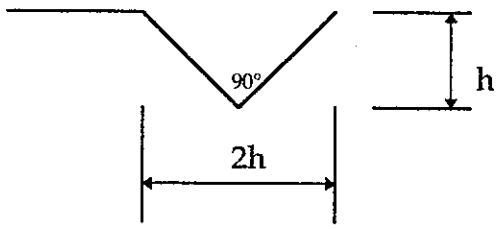
d = 2 * h /tanø = 2 * 0.08/tan45° = 0.16 m.

La longitud requerida del vertedero será: L = Q/ta, se recomienda que ta (tasa de aplicación) sea igual 133 m^3 por día y por metro de longitud de vertedero.

entonces: L = Q/ta = 101.52/133 = 0.76 m.

También es necesario estimar un espacio para la acumulación de los lodos, se supone que esta acumulación corresponde a un valor comprendido entre 15 a 30 lts/hab/año, con base en lo anterior y proponiendo un período de limpieza de 7 días se tiene:
volumen total = 500 hab * 0.030 m3/hab/año * 7 días/365 días/año
= 0.288 m^3.
pero como se colocarán dos sedimentadores entonces el volumen de lodos acumulado por cada sedimentador durante 7 días será ~ 0.15 m^3.

se sugiere adoptar un espacio con la siguiente forma:



Vol = ½ * 2h * h * ancho
ancho = 1.10 m.
vol = h^2 * ancho
como vol = 0.15 m^3
tenemos h = (0.15/1.10)^½
h = 0.37 m.

5.5.6.5 DISEÑO DEL SEDIMENTADOR SECUNDARIO:

Al igual que los sedimentadores primarios, se colocaran dos unidades en paralelo.
Q diseño = 203.04 m^3/día = 0.0047 m^3/s.
Carga por unidad de superficie (cus) = 40 m^3/día.
(este puede ser similar al adoptado para el sedimentador primario pero puede ser hasta de 49 m^3/día)
Período de retención (T) = 1.5 horas (90 minutos).

área A = Q/cus = 203.04/40 = 5.076 m^2.
si el ancho es = 1.00 entonces L = A/1.00 = 5.076/1.00 = 5.076 se adopta L = 5.10 m.

volumen del tanque V = Q * T = 203.04 * 1.5/24 = 12.69 m^3.
V = A * h , entonces h = V/A = 12.69/5.10 = 2.48 m. se adopta h = 2.50 m.
(Ver planos típicos en anexo No. 4.)

5.5.6.6 DISEÑO DEL FILTRO PERCOLADOR (BIOLOGICO):

Para el diseño de esta unidad se recurre al modelo matemático desarrollado por el ing. Arturo Pazos.
Q diseño = 406.08 m3/día = 0.0047 m^3/s.
La ecuación que el ingeniero propone es:
Le/Lo = e^(-0.139 * h/ch^1.02), donde:
Le = DBO del efluente.
Lo = DBO del afluente.

h = altura del medio filtrante (m.)
ch = carga hidráulica (lts/s)

Como medio filtrante se deberá colocar grava de 4" de diámetro, se sugiere una eficiencia del 75% en remoción de DBO, entonces se tiene:

Le/Lo = 1 - 0.75 = 0.25, sustituyendo éste valor en la ecuación anterior, se tiene:

0.25 = e^(-0.139 * h/ch^1.02), al despejar h la expresión queda de la siguiente manera:

h = ln(0.25)/(-0.139) * ch^1.02, el volumen del medio filtrante será:
V = Q * h/ch y el área del medio filtrante se determinará por la siguiente expresión:

A = V/h. Con estas expresiones, determinamos h para diferentes valores de ch, los resultados se presentan en el siguiente cuadro:

ch (m3/día/m2)	Q (m3/día)	h (m)	Volumen (m3)	Area (m2)
4	406.08	0.43	43.65	101.52
8	406.08	0.88	44.66	50.76
10	406.08	1.10	44.66	40.61

Se selecciona como aceptable los valores de la tercera opción, la que da una altura de lecho filtrante igual a 1.10 metros, un volumen del medio filtrante igual a 44.66 metros cúbicos con una área de 40.61 metros cuadrados. La forma geométrica que se adopte será la que mejor se adapte al espacio disponible, pero en este estudio se propone: que el ancho sea 3.20 metros, y el largo igual 12.80 metros (ver planos en anexo no. 4).

5.5.6.7 DISEÑO DEL PATIO DE LODOS:

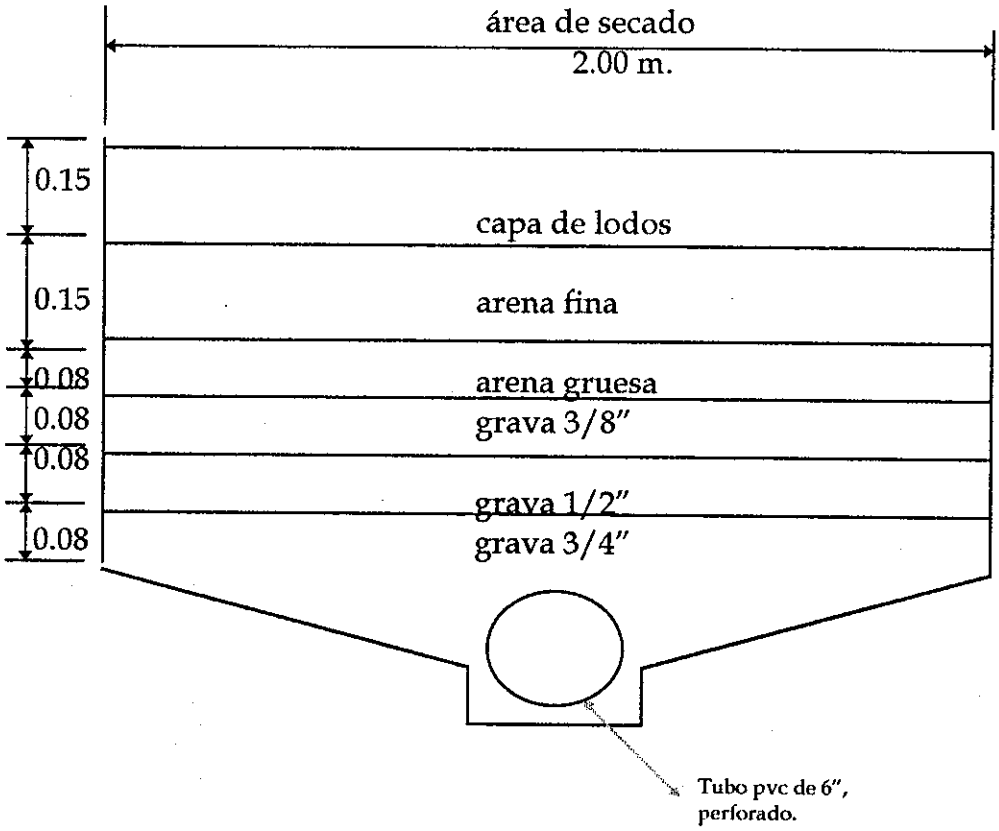
Lo que se pretende es secar los lodos, las áreas de secado de lodos se utilizan para deshidratar el lodo digerido, extendiéndolo sobre éstas en una capa de 0.10 a 0.25 m. El lodo ya seco se puede utilizar como material fertilizante.

Entonces, se propone una acumulación de lodos para 30 días, con un espesor de la capa de lodos igual a 0.15 m, por encontrarse la población en un clima frío, se tiene:

Volumen = 120 ppm * 406.08 m^3/día = 0.049 m3/día
volumen en 30 días = 30 * 0.049 = 1.47 m3.
como se sugiere un espesor de lodos igual a 0.15, entonces el área requerida será:

A = 1.47/0.15 = 9.8 m², si se propone un ancho igual a 5.50 metros, el largo deberá ser = 1.78 metros; se adoptan como dimensiones las siguientes: ancho = 5.50 metros, largo = 2.00 metros.

Sección del patio de lodos:



A continuación se presenta un resumen con las estimaciones de la calidad del afluente a las plantas de tratamiento y la calidad esperada del efluente que se ingerirá al río Xequijel.

PARAMETRO	Contribución unitaria, intervalo de valores de contribuciones en los desfogues (g/per cápita/día)	No. hab.	AFLUENTE Contribución estimada g/día	EFLUENTE Contribución estimada g/día
DBO_5	45 - 54	1000	50000	12500
DQO	1.6 a 1.9 * (DBO_5)	1000	85000	21250
Sólidos totales	170 - 220	1000	200000	150000
Sólidos en suspensión	70 - 145	1000	100000	30000
Sólidos disueltos	50 - 150	1000	75000	75000
Arena (inorgánica 0.2 mm.)	5 - 12	1000	8000	2400

(ver planos correspondientes en anexo no. 4).

CAPITULO VI.
ESTUDIOS DE POBLACION DE UNA SECTOR DE LA ZONA DE QUETZALTENANGO.

El estudio de la población se realizó a través de una encuesta sanitaria, en la cual se recopilaron una serie de datos, de los cuales se discutió en el capítulo I. En este estudio se determinó que el número de habitantes actual (1,996) es igual a 6180 habitantes los que ocupan 1030 viviendas. La población está distribuida por sexo y por edades de la siguiente forma:

POBLACION POR SEXO	NO. HABITANTES	PORCENTAJES
MASCULINO	3,187	52
FEMENINO	2,993	48
TOTAL	6,180	100

Fuente: encuesta sanitaria 1,996.

POBLACION POR EDADES	NO. HABITANTES	PORCENTAJES
De 0 a 3 años	613	11
De 4 a 6 años	819	13
De 7 a 12 años	930	15
De 13 a 18 años	1,001	16
De 19 a 55 años	2,301	37
De 55 años a más	516	8
TOTAL	6,180	100

Fuente: encuesta sanitaria 1,996.

Como resultado de la encuesta sanitaria se determinó que el 88% (903 viviendas) de la población en estudio cuenta con servicio de agua potable domiciliar, pero éste es deficiente; por tal razón se proveen de agua de otras formas: 179 viviendas utilizan el sistema de llenacantaros, 25 viviendas utilizan pozos artesianos y 53 viviendas compran agua.

El 90% (931 viviendas) cuenta con servicio de drenaje; el 96% (987 viviendas) cuenta con servicio de energía eléctrica; y 905 viviendas cuenta con servicio del tren de aseo municipal.

La mayoría de las calles que se encuentran dentro de este sector cuentan con servicio de alumbrado público.

6.1 PRONOSTICOS DE CRECIMIENTO DE LA POBLACION:

Al igual que en el cantón La Libertad, la población se proyectó a 20 años utilizando el método de crecimiento geométrico, descrito en el capítulo

II. Los datos recopilados en el Instituto nacional de Estadística se resumen en los siguientes cuadros:

MUNICIPIO DE QUETZALTENANGO			
AÑO	POBLACION TOTAL	MASCULINO	FEMENINO
1973	65733	31544	34189
1984	72922	34236	38686
1992	103724	50005	53719

Fuente: INE.

DEPARTAMENTO DE QUETZALTENANGO			
AÑO	POBLACION TOTAL	MASCULINO	FEMENINO
1973	311613	155825	155788
1984	366949	181768	185181
1992	470100	231093	239007

Fuente: INE.

Con base en los cuadros anteriores se determinó como tasa de crecimiento 2.5% anual, se considera a este sector como urbano, y el crecimiento que pueda darse no será tan acelerado de acuerdo con lo que se observó en la investigación; para efectos del diseño se estimó una población para el año 2016 igual a 10130 habitantes, después de proyectar el crecimiento de la población utilizando los métodos que se describieron en el capitulo II; los resultados se presentan en el siguiente cuadro:

POBLACION	POBLACION ESTIMADA				METODO UTILIZADO
1,996	2,001	2,006	2,011	2,016	
6180	6457	6734	7011	7288	ARITMETICO
6180	6992	7911	8950	10126	GEOMETRICO
6180	6813	7519	8303	9180	PONDERADO

6.2 DESCRIPCION DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION EXISTENTE

De la investigación realizada en este sector de la zona 1 de Quetzaltenango, se determinó que uno de los problemas más importantes para la población es la falta de continuidad en el servicio de agua potable. Después de analizar los datos de la encuesta sanitaria, se determinó que en esta área el 75% de la población cuenta con un servicio deficiente.

El sector es abastecido por tres caudales, los cuales provienen de diferentes pozos; dentro del sector se encuentra localizado el pozo denominado Thelma Quixtán, del que originalmente se pretendía abastecer a toda la población de este sector. De los otros caudales uno proviene del barrio El Calvario y el otro proviene del lugar denominado Tierra Colorada. El pozo Thelma Quixtán, está conectado directamente a la red de

distribución lo que provoca que frecuentemente hayan rupturas en las tuberías y como consecuencia discontinuidad del servicio.

Como puede observarse en el plano esquemático de la red de distribución existente (ver anexo No. 3), ésta está formada por tramos con tubería HG y PVC, y los diámetros varían de 2" a 6"; esta red fue instalada sin efectuarse los diseños correspondientes.

Por otra parte, la municipalidad de Quetzaltenango, no cuenta con la información requerida; la oficina de la municipalidad responsable del servicio de agua potable no lleva un control adecuado de las instalaciones domiciliares; y la población manifestó en reuniones generales que existen muchas conexiones ilícitas.

Todo el sector en estudio está conformado por 8 áreas, que comprenden:

1. Diagonal 12 baja y sus callejones.
2. Diagonal 12 alta y sus callejones.
3. Diagonal 8 y sus callejones.
4. Diagonal 11B.
5. Barrio Santa Ana.
6. 11 calle.
7. 10 calle.
8. San José la Viña.

Estos sectores se organizaron y formaron una coordinadora de comités, esta coordinadora ha realizado varias gestiones con los gobiernos municipales para solucionar el problema de discontinuidad en el servicio de agua para el sector.

La coordinadora, hizo los tramites correspondientes para ceder a la municipalidad de Quetzaltenango un terreno en el que se pretendía construir un tanque de distribución para todo el sector.

Después de conocer la información del pozo Thelma Quixtán, y hacer las estimaciones del caudal requerido, para atender a todo el sector durante un período de 20 años, se determinó que el caudal de este pozo no es suficiente para atender a toda la población, que comprende el sector de la zona 1 de Quetzaltenango.

Se realizaron varias reuniones con la coordinadora de comités, y las autoridades de la Municipalidad de Quetzaltenango, se determinó que se solucionará por etapas el problema de todo el sector. Lo primero es delimitar áreas más pequeñas que puedan ser atendidas en forma individual. Se deberá buscar nuevas fuentes, que en este caso por no contar

con nacimientos cercanos, se tiene como posible solución la perforación de nuevos pozos.

Posterior a esto se deberá diseñar la red de distribución de cada área; el presente estudio se limita al diseño de la línea de conducción y tanque de distribución de una de estas áreas. Este pequeño sector comprende: la 11 calle, la diagonal 12 parte alta y baja, y la diagonal 8, que es la población que puede ser atendida con el caudal del pozo denominado Thelma Quixtán..

Con este proyecto se pretende mejorar la continuidad del servicio para los sectores anteriormente mencionados, pero posterior a esto deberá diseñarse la red, para formar circuitos cerrados en el sector, de tal forma que aseguren adecuadas presiones en el servicio tomando en cuenta que las calles están bastante definidas.

6.3 INFORMACION

El proyecto se enfocó al diseño de la línea de conducción y tanque de distribución del caudal proveniente del pozo denominado Thelma Quixtán, el cual después de que se sectorice toda el área solamente atenderá a 375 viviendas (las cuales se distribuyen en los sectores que comprenden: la 11 calle, la diagonal 12 parte alta y baja, y la diagonal 8) permitiéndose conexiones futuras hasta llegar a un máximo de 630, que de acuerdo a la proyección del crecimiento de la población que se estimó, se logrará en un período de 20 años.

CAPITULO VII.
DISEÑO HIDRAULICO DE LA LINEA DE CONDUCCION Y ESTRUCTURAL DEL TANQUE DE DISTRIBUCION

7.1 DETERMINACION DE CAUDALES

La determinación de los caudales se realizó de acuerdo a los parámetros de diseño que se adoptaron. En este caso como se mencionó en el capítulo anterior, el número de viviendas actuales a servir es igual a 375 las que corresponden a 2,250 habitantes; con este número de habitantes se proyectó el crecimiento a 20 años, a partir de 1,997 (considerándose el tiempo que se requiere para iniciar los trabajos de construcción); se estimó una población futura igual a 3,780 habitantes.

El período de diseño que se plantea se determinó de acuerdo a las normas vigentes para el diseño de sistemas de agua potable, pero este período puede ser menor si se realizan los estudios de costo beneficio lo que da un período de diseño óptimo.

La dotación se determinó igual a 180 lts/hab/día, para lo cual se consideró el clima predominante (frío) de la ciudad de Quetzaltenango, la categoría de la municipalidad y nivel socioeconómico de la población.

7.1.1 CAUDAL MEDIO DIARIO.

El caudal medio diario representa el consumo promedio diario durante el año, por lo que existirán días en que exista un mayor o menor consumo.

Se determina con la siguiente expresión:

$$Qmd = Pob * Dot/86400$$ donde:

Qmd = caudal medio diario (lts/s).
Pob = número de habitantes (población de diseño).
Dot = dotación expresada en lts/hab/día

7.1.2 CAUDAL DE DIA MAXIMO

Es el consumo máximo que se registra en un día durante un año de observación. El caudal de día máximo se determina mediante la siguiente expresión:

$$QDM = Qmd * FDM$$ donde:

QDM = caudal día máximo.
Qmd = caudal medio diario.
FDM = factor de día máximo.

El factor de día máximo, es la relación entre el valor del consumo máximo diario registrado en 1 año y el consumo medio diario relativo a ese año. Su valor puede variar entre 1.2 y 2.0; será más alto en regiones con clima más variable, la Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos

Rurales (UNEPAR) recomienda que para poblaciones actuales con un número de habitantes menor a 1,000 se adopte un valor de 1.3 y para poblaciones con más de 1,000 habitantes se adopte un valor igual a 1.2.

7.1.3 CAUDAL HORA MAXIMA

Es el consumo máximo que se registra en una hora durante un día de consumo, puede calcularse con la siguiente expresión:

QHM = Qmd * FHM donde:

QHM = caudal máximo horario.
Qmd = caudal medio diario.
FHM = factor de hora máxima.

Factor de hora máxima: el propósito de este factor es considerar las fluctuaciones de consumo en las horas de máxima demanda. En nuestro medio el valor de este factor oscila entre 2.0 a 4.0, y dependerá del tamaño de la población. Se recomienda utilizar valores altos para las pequeñas poblaciones debido a que la variación del consumo horario está relacionado con las actividades de la población.

7.1.4 CAUDAL DE BOMBEO

El caudal de bombeo depende del período de bombeo que se adopte, este período deberá estar comprendido entre 8 y 12 horas diarias preferiblemente (de tal forma que el equipo de bombeo pueda tener una vida útil mayor). Se puede estimar mediante la siguiente expresión:

Qb = QDM * 24/T

donde:

Qb = caudal de bombeo
QDM = caudal de día máximo.
T = período de bombeo (horas).

La estimación del tiempo o período de bombeo, debe realizarse tomando en consideración la capacidad de producción del pozo, es decir el caudal que puede ser explotado.

Para el diseño de la línea de conducción (impulsión) se tiene los siguientes datos:
Población de diseño = 3,780 habitantes.
Dotación asumida = 180 lts/hab/día.
Factor de día máximo = 1.2
Factor de hora máxima = 2.3
Período de bombeo al final = 12 horas.

Con los datos anteriores, se calculan los caudales anteriormente descritos, en la siguiente tabla se resumen los resultados:

No. hab	Qmd (lts/s)	QDM (lts/s)	QHM (lts/s)	Qb (lts/s)
3,780	7.88	9.45	18.11	18.90

Como puede observarse en el cuadro anterior, el caudal de bombeo requerido es igual a 18.90 lts/seg., el cual es menor que el caudal que puede explotarse del pozo que es igual a 18.92 lts/seg. (300 gal/min).

7.2 DIMENSIONAMIENTO DEL TANQUE DE DISTRIBUCION

El volumen de almacenamiento en Guatemala, generalmente se calcula en función del caudal medio diario; para sistemas por gravedad el valor de este volumen esta alrededor del 25% del caudal medio diario. Para sistemas por bombeo el almacenamiento es un tanto mayor y se recomienda que el volumen sea como mínimo un 40% del caudal medio diario. Cuando existen registros del consumo de la población a través de macro medición, el volumen de almacenamiento se determina mediante una curva de demanda. La función principal del tanque de almacenamiento es abastecer a la población en las horas de máximo consumo.

El volumen de almacenamiento se determinó de acuerdo las recomendaciones de UNEPAR, de la siguiente forma:

V = No. hab diseño * dotación * (% de almacenamiento)/1000
V = 3,780 * 180 * 0.40/1000 = 272.16 m3

7.3 DISEÑO DE LA LINEA DE CONDUCCION (IMPULSION)

7.3.1 DIAMETRO ECONOMICO

En sistemas por bombeo la determinación del diámetro económico es uno de los aspectos más importantes; para determinar este diámetro se puede optar por utilizar fórmulas tal como la que sugiere Wibert, o por un análisis de costos mensuales.

Caso 1: utilizando la fórmula de Wibert, la expresión es la siguiente:

D = 1.547 * (n * e /f)^0.154 * Qb^0.46

donde:
- D = diámetro de la tubería (m.)
- n = período de bombeo (horas/día)
- e = precio del kilowatt--hora
- f = precio de la tubería (Quetzales/kg)
- Qb = caudal de bombeo (m3/s)

Con la expresión anterior se determina un diámetro teórico, posteriormente se analiza las condiciones para los diámetros comerciales más cercanos a este valor.

Caso 2: haciendo un análisis de costos mensuales:

Esta forma de determinar el diámetro económico, se lleva a cabo realizando un análisis del costo mensual del bombeo y de la tubería (este es el método más recomendado, y el que se adoptó en este estudio).

Del estudio topográfico se determinó que la distancia horizontal del pozo al lugar donde se piensa construir el tanque es de 687.84 metros, los datos que se tienen son:
Q = 18.90 lts/s (caudal de bombeo)
L = 687.84 m.

El diámetro se determina con la siguiente fórmula:
D = (1.974 * Q/v) donde Q = caudal de bombeo (lts/seg)
v = velocidad de flujo en la tubería (m/s).
la velocidad de flujo en la tubería se recomienda que esté dentro del rango de 0.60 a 2.00 m/s, para evitar problemas por sedimentación y sobrepresiones en las tuberías.

Se determina el diámetro para las dos condiciones de velocidad, lo que dará el rango dentro del cual se encuentra el diámetro económico, entonces:
para v = 0.60 m/s se tiene D = (1.974 * 18.90/0.60)^½ = 7.88"
para v = 2.00 m/s se tiene D = (1.974 * 18.90/2.00)^½ = 4.32"
estos diámetros no son comerciales, entonces se analizan los probables diámetros que son: 4", 6" y 8", como siguiente paso determinamos el costo de la tubería por mes.

Se puede analizar el costo por kilómetro o bien por la longitud real, en este caso se optó por utilizar la longitud real = 687.84 metros, se propone utilizar tubería pvc clase 160 psi, para determinar el costo mensual, se toma como referencia la tasa de interés anual igual al 22%, se considera como período útil para el análisis 10 años.

Para determinar el costo mensual, se utiliza la siguiente expresión:
Ct = A * c donde c = costo total de la tubería
A = r * (r + 1)^n/((r + 1)^n - 1) donde r = tasa de interés mensual
n = período en meses
los cálculos se resumen en el siguiente cuadro:

DIAMETRO	LONGITUD	COSTO/M	TOTAL	C	COSTO/MES
4	687.84	Q 57.82	Q 39,770.91	0.020398	Q 811.25
6	687.84	Q 125.20	Q 86,117.56	0.020398	Q 1,756.63
8	687.84	Q 212.32	Q 146,042.19	0.020398	Q 2,978.97

Se calcula la pérdida de carga en las tuberías para la longitud que se tiene, para lo cual se utiliza la ecuación de Hazen Williams:
hf = 1743.811 * L * Q^1.852/(C^1.852 * D^4.87)

donde: L = longitud del tramo en metros.
Q = caudal (lts/s)
C = coeficiente, para pvc C = 140
D = diámetro de la tubería (pulgadas)

para realizar, los cálculos se puede utilizar el diámetro nominal, o preferiblemente el diámetro interior, los resultados se resumen en la siguiente tabla:

DIAMETRO	DIAMETRO INTERIOR	LONGITUD	Q (lts/s)	C	hf (m)
4	4.154	687.84	18.90	140	28.60
6	6.115	687.84	18.90	140	4.35
8	7.961	687.84	18.90	140	1.20

para estas pérdidas de carga, se determina la potencia requerida para elevar el caudal ésta altura, la potencia se puede calcular con la fórmula siguiente:

$P = Q * h/(76 * e)$ donde: P = potencia (hp)
Q = caudal (lts/s)
h = altura (m)
e = eficiencia (%)

la eficiencia puede considerarse como igual al 60%; se estimó como período de bombeo 12 horas (al final), con este período se calcula el número de horas de bombeo por mes, entonces se tiene:
horas/mes = 12 horas/día * 30 días/mes = 360 horas/mes, los resultados de los cálculos se resumen en el siguiente cuadro:

hf (m)	DIAMETRO	HP	kw	kw-h/mes
28.60	4	11.85	8.84	3183.49
4.35	6	1.80	1.35	484.20
1.20	8	0.50	0.37	133.57

Nota: en el cuadro anterior, la columna que corresponde a los hp, es la potencia requerida para vencer los efectos por fricción en los distintos diámetros.

El servicio de energía eléctrica, para este caso, es considerado por la empresa eléctrica municipal como de tipo industrial; el costo del kilowatt-hora varía entre Q0.50 y Q0.58, cuanto más sea el consumo, menor será el precio, para el análisis el costo se estimó igual a Q 0.58/kw-h.

Los costos totales por mes se resumen en el siguiente cuadro:

DIAMETRO	LONGITUD (m)	COSTO TUBERIA/MES	kw-h/mes	costo kw-h	costo energía/mes	costo total/mes
4	687.84	Q 811.25	3183.49	0.58	Q 1,846.42	Q 2,657.67
6	687.84	Q 1,756.63	484.20	0.58	Q 280.84	Q 2,037.47
8	687.84	Q 2,978.97	133.57	0.58	Q 77.47	Q 3,056.44

con base a los resultados del cuadro anterior, el diámetro económico será el de 6".

7.3.2 SELECCION DE TIPO DE TUBERIA

Para seleccionar el tipo de tubería se debe estimar el caudal a conducir, las condiciones en la que estará la tubería, las presiones a las que estará sometida. Se propone utilizar tubería PVC clase 160 psi, entonces se verifican las presiones en la tubería.

Debido al golpe de ariete existen sobre presiones en la tubería, esta sobre presión se puede determinar de la siguiente forma:

$a = 1420 / (1 + k/E * Di/e)^{1/2}$

donde:

a = celeridad de onda (m/s)
k = módulo de elasticidad volumétrica del agua (2.07e4 kg/cm2)
E = módulo de elasticidad del material de la tubería (en este caso para PVC, E = 3e4 kg/cm2)
Di = diámetro interno del tubo (mm)
e = espesor de las paredes del tubo (mm).

la sobrepresión expresada en metros columna de agua (mca) se determina con la siguiente fórmula:

$dp = a * v/g$ donde v = velocidad del flujo en la tubería y se determina con la fórmula $v = 1.974 * Q/Di^2$

sustituyendo valores se tiene, $v = 1.974 * 18.90/6.115^2 = 0.99$ m/s

$a = 1420/(1 + 2.07e4/3.0e4 * 155.32/6.48)^{1/2} = 339.07$ m/s

entonces la sobre presión será $dp = 339.07 * 0.99/9.81 = 34.21$ mca.
la presión total en la tubería a la salida del pozo se determina como sigue:
altura de la boca del pozo al nivel de entrada en el tanque = 46.34 m.
perdida de carga en la línea de conducción (Hazen Williams) = 4.35 m.
carga de velocidad = $v^2/2g = 0.99^2/(2 * 9.81) = 0.05$ m.
Altura total = 34.21m + 46.34m + 4.35m + 0.05m = 84.95 m = 120.54 psi que es menor que 160 psi, y corresponde aproximadamente al 75% de la presión de trabajo de la tubería que se propuso.

7.4 DETERMINACION DE LA POTENCIA DE LA BOMBA

Para los pozos profundos, se recomienda utilizar bomba centrifuga de tipo sumergible, aunque esto puede estar limitado por el diámetro de la camisa del pozo; cuando éste es pequeño y no se pueda instalar el motor sumergible se deberá utilizar una bomba centrifuga con motor externo. Los datos del pozo (denominado Thelma Quixtán) son:

Profundidad del pozo = 500 pies
Nivel estático = 160 pies
Profundidad de setting = 240 pies (profundidad hasta donde se encuentra el cuerpo de la bomba)
Diámetro de la camisa del pozo = 8 pulgadas
Caudal aprovechable = 300 gal/min (18.92 lts/s)

La carga total para la cual funcionará la bomba se determina considerando los siguientes aspectos:

1) Nivel dinámico del pozo, que en este caso se asumió como igual al nivel del setting, por no contar con registro alguno de este dato.
2) Pérdida de carga en la columna (se calcula con la fórmula de Hazen Williams).
3) Altura de la boca del pozo a la descarga.
4) Pérdida de carga en la línea de impulsión.
5) Carga de velocidad (v^2/2g).
6) Pérdidas menores en el sistema.

los cálculos se resumen en el siguiente cuadro:

dimensio-nales	inciso (1)	inciso (2)	inciso (3)	inciso (4)	inciso (5)	inciso (6)	carga total
metros	73.15	4.11	46.34	4.35	0.05	0.90	128.90
pies	240	13.4	152	14.27	0.16	2.95	422.78

la estimación de potencia se efectúa con la siguiente expresión:

$P = Q * CT/(76 * E)$ donde:

CT = carga total (m)
Q = caudal (lts/s)
E = eficiencia
P = potencia requerida (hp)

En la estimación se puede suponer una eficiencia, luego de acuerdo con las curvas características de las bombas se seleccionará la que mejor se adapte a las condiciones requeridas.

entonces se tiene $P = 18.92 * 129/(76 * 0.70) = 45.7$ hp.

se necesita entonces una bomba, para producir 300 gpm, con un CDT igual a 422 pies, con eficiencia del 75%, con motor de 45 hp, trifásico de 480 voltios; al instalarse la bomba se debe diseñar el cable para la conducción de la energía eléctrica del tablero de control hasta donde se coloca la bomba, de tal forma que las pérdidas por deficiencia en el cable no sean considerables.

7.5 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TANQUE DE DISTRIBUCION

7.5.1 SELECCION DEL MATERIAL A UTILIZAR

Los tanques de almacenamiento para proyectos de agua potable, generalmente se construyen con mampostería reforzada, concreto ciclópeo, concreto reforzado y en los tanques elevados predominan la utilización del acero. Debido a las características del suelo y de los requerimientos de presión en la red de distribución se proyectan tanques que pueden estar totalmente enterrados, semienterrados, superficiales o elevados. Para el presente caso el terreno en el que se ubicará el tanque ofrece una difícil excavación por constituirse de material rocoso; se proyecto utilizar un tanque superficial, el cual se construirá con concreto reforzado; la elección del material se realizó tomando en consideración los siguientes aspectos:

a) El concreto reforzado ofrece menores pérdidas por filtración de agua.

b) Al construir el tanque en forma monolítica (que es el caso propuesto) se tienen menos riesgos de grietas por asentamientos diferenciales.

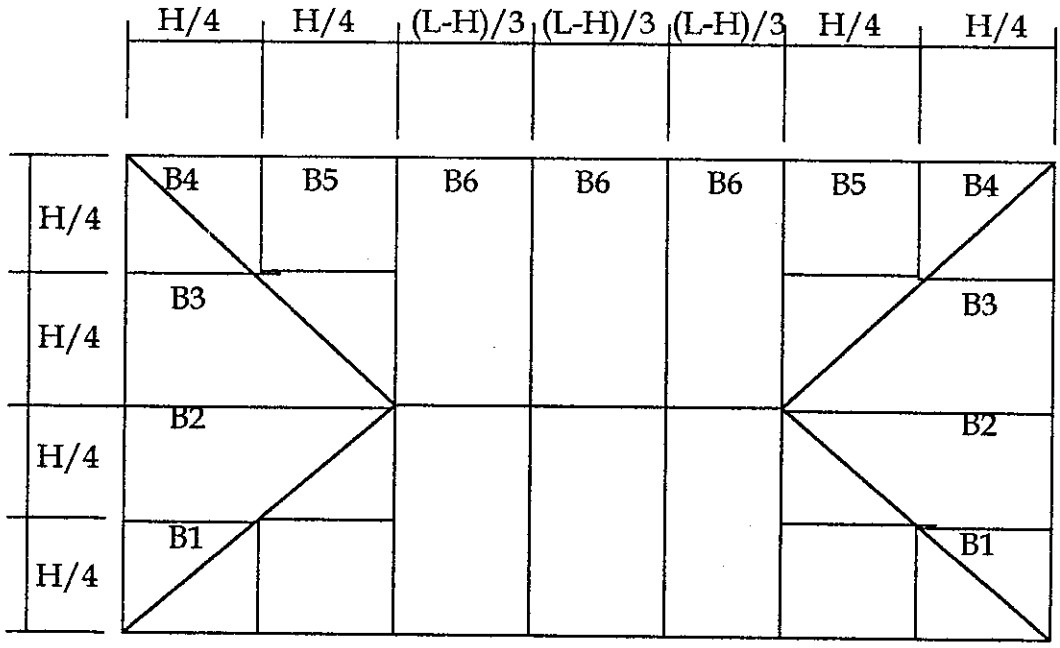
c) El costo de construcción, es similar y en algunos casos es menor que el costo de los tanques construidos con mampostería (Referencia bibliográfica no. 3).

7.5.2 DESCRIPCION DEL METODO DE DISEÑO UTILIZADO

El método utilizado es el método de bandas, el procedimiento de cálculo es sencillo y permite elegir la colocación del refuerzo en el proceso de cálculo, siendo necesario para su aplicación que se definan líneas de discontinuidad de esfuerzos para la dispersión de la carga en los muros o losas. Esto permite obtener bandas que se calculan como vigas simplemente soportadas o empotradas. Generalmente se han calculado los tanques de concreto reforzado suponiendo, que los muros actúan como muros en voladizo y que el piso y éstos no trabajan juntamente, pero es muy difícil tener estas condiciones y en las juntas generalmente se tienen muchos problemas por filtración, el método de bandas que se utiliza supone que el tanque funciona como una caja, la deformación en las paredes no es igual en todo su largo, ya que las paredes laterales ofrecen restricciones en los extremos; como consecuencia el refuerzo puede ser distribuido de mejor forma (para tener una explicación más detallada sobre los principios con los que actúa el método que se describe, consultar la referencia bibliográfica no. 2).

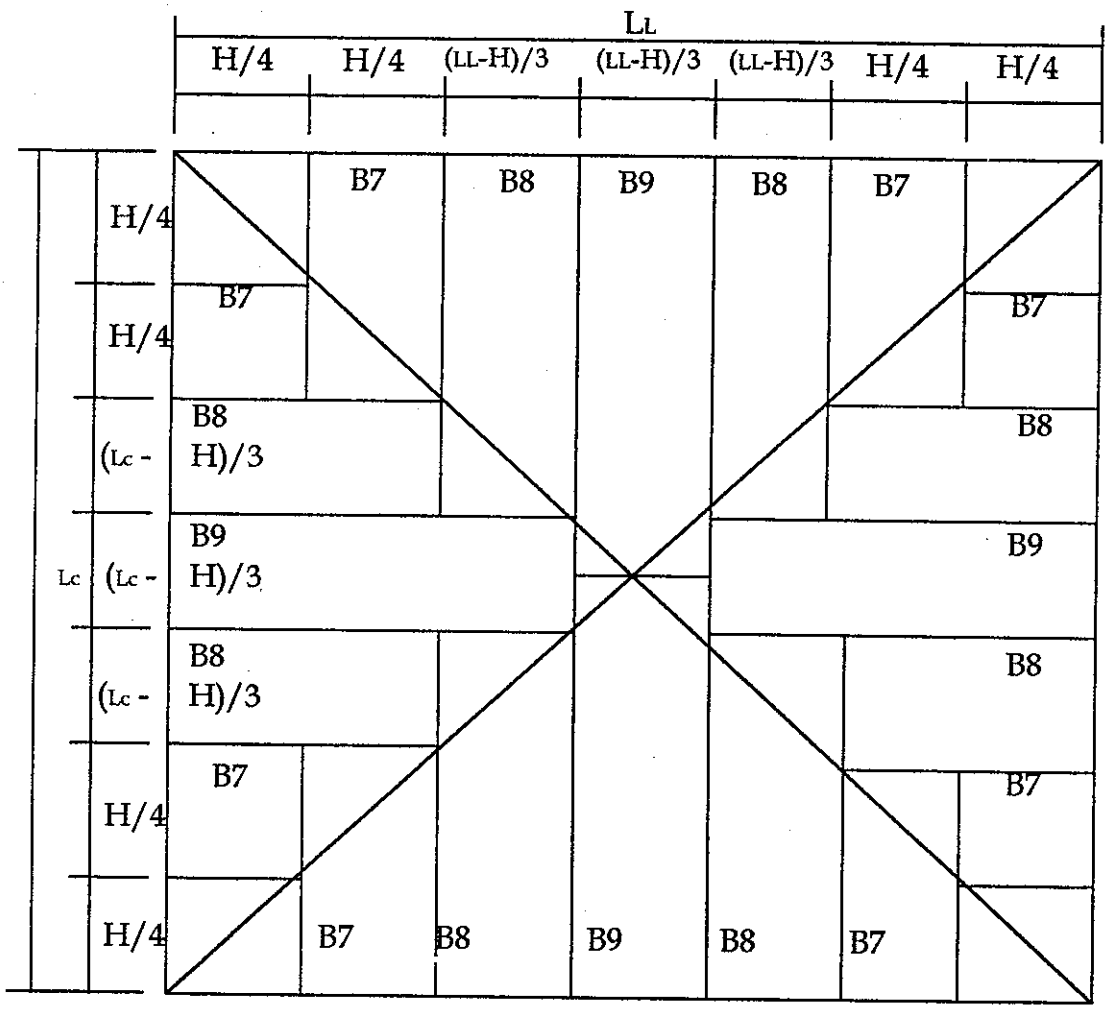
7.5.3 EJEMPLO DE CALCULO

En el párrafo 7.2 se determinó que el volumen de almacenamiento requerido es 272 m3, se diseñará un tanque con dos cámaras para facilitar las operaciones de mantenimiento y limpieza, cada cámara tendrá como medidas interiores las siguientes: largo = 7.60 m, ancho = 5.70 m, y alto = 3.50 m; para el dimensionamiento se tomó en consideración el área del terreno que se tenía disponible. A continuación se presenta el esquema de las bandas que se asumieron, en las paredes será:



donde: H = altura del tanque
L = longitud del tanque (en el sentido corto y largo)

Para la losa de piso se tiene:



donde: H = altura del tanque.
Ll = longitud en el sentido largo.
Lc = longitud en el sentido corto.

en este caso Ll = 7.60 m, H= 3.50 m, L_c = 5.70 m.
los muros tendrán un espesor de 0.20 m, se asume para el diseño un peso específico del concreto igual a 2400 kg/m³ y como peso específico del agua 1000 kg/m³.

Para el análisis se consideran los casos críticos, por tratarse de un tanque superficial, el caso crítico será cuando está lleno, por lo que estará sometido a las presiones producidas por el agua, como el tanque consiste en dos cámaras se diseña una como típica.

Como ejemplo se analizarán las bandas B4, para refuerzo horizontal en paredes, la banda B6 sentido largo combinada con la banda B9, para refuerzo vertical en paredes y horizontal en losa de piso.

a) Como primer paso se chequean las presiones sobre el suelo:
peso del tanque (concreto):
muros: (5.70 * 3.50 * 0.20 * 2 + 7.60 * 3.50 * 0.20 * 2 + 4 * 0.20 * 0.20 * 3.50) * 2.4 ton/m³ = 46.03 ton.
losa de fondo: (6.10 * 8.00 * 0.20) * 2.4 ton/m³ = 23.42 ton.
losa superior: (6.10 * 8.00 * 0.10) * 2.4 ton/m³ = 11.71 ton.
viga: (6.10 * 0.40 * 0.20 * 2.4 ton/m³ = 1.17 ton.
peso del agua: (5.70 * 7.60 * 3.50) * 1.0 ton/m³ = 151.62 ton.
P = (46.03 + 23.42 + 11.71 + 1.17 + 151.62)/(6.10 * 8.00) = 4.79 ton/m².
Para este caso se considera como capacidad soporte del suelo existente igual a 8 ton/m², por lo que comparado con el resultado anterior que es menor, las presiones no excederán los límites permisibles.
CASO 1, banda 4

b) Cargas:
Xl = 0.875
Xc = 0.875
W = 1.4 * 1000 * Hx * H/4, para la banda 4 Hx = H/4, entonces
W = 1.4 * 1000 * 3.50/4 * 3.5/4 = 1071.80 kg/m.

c) Momentos fijos:
MF = W * X² * (3 * L - 2 * X)/(6 * L)
MF_L = 1071.80 * 0.875^2 * (3 * 7.60 - 2 * 0.875)/(6 * 7.60) = 378.81 kg-m.
MF_C = 1071.80 * 0.875^2 * (3 * 5.70 - 2 * 0.875)/(6 * 5.70) = 368.31 kg-m.

d) Reacciones:
R = W * X
R_L = 1071.80 * 0.875 = 937.83 kg.
R_C = 1071.80 * 0.875 = 937.83 kg.

e) Momento al centro sin corregir:
M = W * X^3/(3 * L)
M_L = 1071.80 * 0.875^3/(3 * 7.60) = 31.49 kg-m.
M_c = 1071.80 * 0.875^3/(3 * 5.70) = 41.99 kg-m.

f) Momentos reales en los extremos:
M- = (MF_L - MFc) * L_L/(L_L + Lc) + Mfc
M- = (378.81 - 368.31) * 7.60/(7.60+5.70) + 368.31 = 374.31 kg-m.

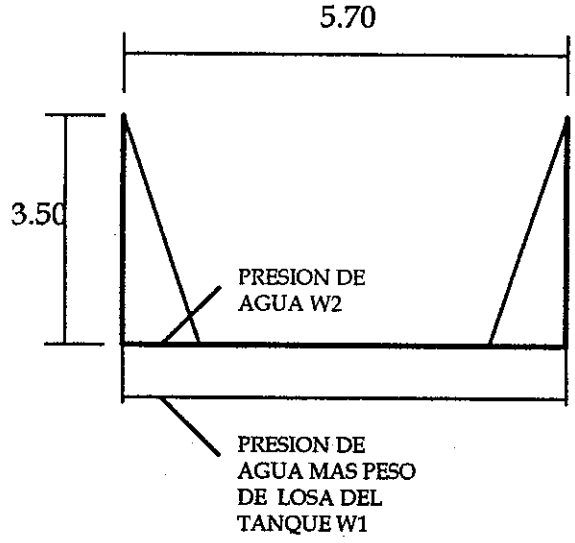
g) Momentos reales al centro:
M+ = MF - M- + Mcentro
M+ = 378.81 - 374.31 + 31.49 = 35.99 kg-m.
M+ = 368.31 - 374.31 + 41.99 = 35.99 kg-m.

h) Puntos de inflexión:
se determinan con la siguiente ecuación, W Y^2 - 2RY + 2M- = 0
en el sentido largo Y = 0.62 m. y en el corto y = 0.62

i) Esfuerzos de corte
Vu = Fapoyo/Øbd
Vu = 937.83/(0.85 * 87.5 * 17.5) = 0.72 kg/cm2
Vc = 0.5 * (210)^½ /2 = 3.62 kg/cm2. No se necesita refuerzo.

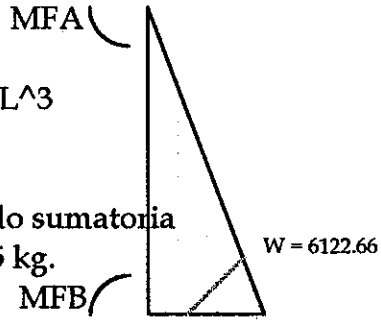
j) Areas de acero:
Asmin = 0.0020 * 87.5 * 20 = 3.5 cm2
espaciamiento máximo = 45 cm.
Para M = 374.31, b = 87.5 cm., d = 17.5 cm., entonces As = 0.85 cm2
Para M = 35.99, b = 87.5 cm., d = 7.5 cm., entonces As = 0.081 cm2.

CASO 2, banda 6 con banda 9.
Diagrama de fuerzas a analizar:



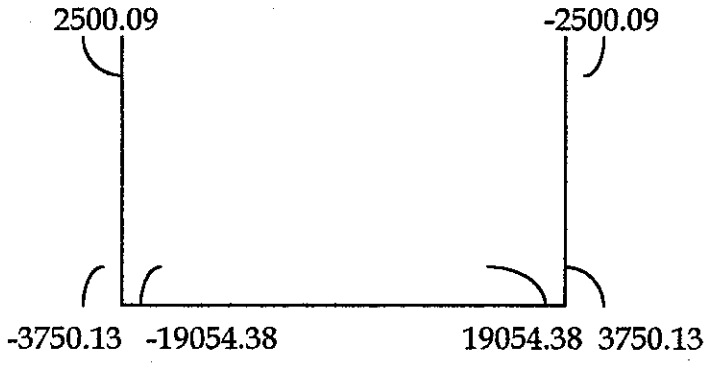
b) Cargas:
W = 1.4 * (1000 * 3.20 + 2400 * 0.20) * 1.366 = 7037.63 kg/m.
W = 1.4 * 1000 * 3.20 * 1.366 = 6122.66 kg/m.

c) Momento fijos en paredes verticales:
MFA = WL^2/30
MFA = 6122.66*3.50^2/30 = 2500.09 kg-m.
RA = (12MAL^2 - 2WX^3L + 3WX^2L^2)/6L^3
RA = 3214.40 kg.
haciendo sumatoria de momentos en B = 0
se tiene, que MFB = 3750.13 kg-m. y haciendo sumatoria
de fuerzas horizontales se tiene RB = 7500.25 kg.



para bandas horizontales en losa:
MF = WX^2(3L-2X)/6L
MF = 19054.38 kg-m.
momento positivo al centro sin corregir, reacciones:
M = WX^3/3L R = WX
M = 9527.19 kg-m. R = 20057.25 kg.

d) Distribución de momentos (utilizando método de Hardy cross):



por ser simétrico solo se analiza la mitad, como sigue:

A	B		NUDO
AB	BA	BD	MIEMBRO
3.50	3.50	5.70	L
0.29	0.29	0.18	K
1.00	0.62	0.38	FD
2500.09	-3750.13	-19054.38	MF
-2500.09	15613.90	7190.61	1
7806.95	-1250.04	-3595.31	
-7806.95	3317.54	1527.81	2
1658.77	-3903.48	-763.91	
-1658.77	3195.68	1471.70	3
1597.84	-829.38	-735.85	
-1597.84	1071.69	493.54	4
535.85	-798.92	-246.77	
-585.35	715.97	329.72	5
357.98	-267.92	-164.86	
-357.98	296.32	136.46	6
148.16	-178.99	-68.23	
-148.16	169.27	77.95	7
0.00	13403.69	-13403.69	REALES

e) Reacciones en las bandas verticales, se determinan por estática, haciendo sumatoria de momentos en B = 0 y haciendo sumatoria de fuerzas horizontales = 0, entonces se tiene:
RA = -258.08 kg.
RB = 10972.73 kg.

f) Puntos de inflexión (bandas verticales)

y = (6 * RA * H/W)^½,, siempre que y sea menor que X, de lo contrario se debe determinar con un análisis por estática.

Para banda horizontal se determinan resolviendo la siguiente ecuación:

WY^2/2 - RY + M- = 0, para la banda 9 es y = 0.77

g) Momento positivo máximo en paredes:
se dará en Z = (2 * RA * H/W)^½, entonces Z = 0.543 m.
de donde M = W * Z^3/(6 * H) - RA * Z
M = 186.91
Momento positivo máximo en losa
M+ = MF - M- + Mcentro.
M = 15177.88 kg-m.

Los demás cálculos son similares, a los del caso 1. Para las otras bandas se presenta el resumen del cálculo en los cuadros que se presentan en las páginas siguientes.

Banda	ancho de banda		X (m)		W (kg/m)		MF (kg-m)	
	sl	sc	sl	sc	sl	sc	sl	sc
B1	0.88	0.88	0.88	0.88	4287.50	4287.50	1515.33	1515.33
B2	0.88	0.88	1.75	1.75	3215.63	3215.63	4168.07	3916.11
B3	0.88	0.88	1.75	1.75	2143.75	2143.75	2778.71	2610.74
B4	0.88	0.88	0.88	0.88	1071.80	1071.80	378.81	368.31
B5	0.88	0.88	0.88	0.88	3920.00	3920.00	331.39	331.39
							919.13	919.13
B6	1.37	0.73	1.75	1.75	6122.66	6122.66	2500.09	1341.38
							3750.13	2012.06
B6	1.37	0.73	1.75	1.75	6122.66	6122.66	2500.09	1341.38
							3750.13	2012.06
B7	0.88	0.88	1.75	0.88	4508.00	4508.00	5490.01	1593.26
B8	1.37	0.73	2.48	1.75	7037.63	3778.13	15397.51	4897.17
B9	1.37	0.73	2.85	3.12	7037.63	3778.13	19054.38	13333.00

banda	M+ sin correc. (kg-m)		M- (extremos) (kg-m)		M+ corregido (kg-m)		puntos de inflexión.	
	Sl	sc	sl	sc	sl	sc	sl	sc
B1	125.98	167.97	1515.33	1515.33	125.98	167.97	0.63	0.63
B2	755.87	1007.82	4060.09	4060.09	863.85	863.85	1.02	1.02
B3	503.91	671.88	2706.72	2706.72	575.90	575.90	1.02	1.02
B4	31.49	41.99	374.31	374.31	35.99	35.99	0.62	0.62
B5								
	--	--	3945.49	964.15	472.39	-259.23	--	0.42
B6								
	--	--	10605.87	3116.58	-283.89	-1011.07	1.36	0.89
B6								
	--	--	13403.69	9570.71	186.91	1440.59	0.94	--
B7	1412.87	132.46	3945.49	964.15	2957.38	761.57	0.60	0.29
B8	6302.83	888.09	10605.87	3116.58	11094..46	2668.68	0.71	0.56
B9	9527.19	5016.64	13403.69	9570.71	15177.88	8778.93	0.77	0.96

V *(kg)*		Vu (kg/cm2)		AS- (cm2)		AS+ (cm2)		Asmin (cm2)	
sl	sc	sl	sc	sl	sc	sl	sc	sl	sc
3751.56	3751.56	2.88	2.88	3.4864	3.4864	0.2851	0.3803	3.50	3.50
5627.35	5627.35	4.32	4.32	9.6527	9.6527	1.9618	1.9618	3.50	3.50
3751.56	3751.56	2.88	2.88	6.3212	6.3212	1.3056	1.3056	3.50	3.50
937.83	937.83	0.72	0.72	0.8495	0.8495	0.0814	0.0814	2.10	2.10
-412.70	439.11								
3842.70	2990.89	2.95	2.30	9.37	2.20	1.07	0.58	2.10	2.10
541.30	1025.80								
10173.35	4722.95	5.00	4.33	26.23	7.38	0.64	2.27	3.28	1.76
-259.08	-818.24								
10972.73	6566.99	5.40	6.02	34.12	25.67	0.42	3.28	5.47	2.93
7898.00	3944.50	6.06	3.03	9.37	2.20	6.80	1.74	3.50	3.50
17476.78	6611.73	8.60	6.06	26.23	7.38	26.32	6.13	5.47	2.93
20057.25	11775.17	9.87	10.79	34.12	25.67	36.38	20.44	5.47	2.93

Para más detalles sobre el método ver referencia bibliográfica no. 2

El refuerzo se distribuye por banda; por ejemplo si se considera la banda B1, el ancho de banda es 88 cm. Para el refuerzo de momentos negativos (que en este caso es la cama interior, ya que se propone armar con dos camas, y como consecuencia de las cargas que se aplican son del interior del tanque hacia afuera "presión del agua", cuando el tanque está lleno) se requiere tanto en el sentido largo como en el corto 3.48 cm^2 de acero; el acero mínimo para esta banda es 3.50 cm^2, por lo que se toma este valor como el de diseño. Si se colocan varillas No. 4, se tiene: una distribución similar a la que se hace en losas planas.

Area de acero del No. 4 = 1.267 cm^2

Area de acero requerida en la banda = 3.50 cm^2

Ancho de banda = 88 cm.

Entonces por simple relación se tiene: 3.50 cm^2 --------- 88cm

1.267 cm^2 -------- S

de lo anterior S = 31.85 cm, el espaciamiento máximo permitido es 45 cm entre varilla y varilla; entonces colocar refuerzo No. 4 @ 31.5 cm. (ver plano típico en anexo no. 5).

CONCLUSIONES

1) Como resultado del trabajo de investigación, se determinó como solución para la evacuación de las aguas residuales del cantón La Libertad, un sistema de alcantarillado sanitario, en este sistema se instalará tubería de cemento con diámetros de 8", 10" y 12", el colector general comprende una longitud total de 4,311.72 metros. Al sistema se conectarán 166 candelas domiciliares. Debido a las condiciones topográficas del lugar fue necesario planificar dos desfogues (descargas).

2) El río Xequijel, está bastante contaminado, como consecuencia de ser el lugar a donde descargan las aguas negras de los sistemas de drenaje del municipio de Olintepeque. Pero para evitar que se contamine aun más este curso de agua, y para crear un precedente; se consideró conveniente tratar las aguas negras provenientes del sistema de drenaje sanitario del cantón La Libertad, que se proyecta realizar en los próximos años. Las plantas tendrán las siguientes unidades: sedimentadores primarios, filtros percoladores, sedimentadores secundarios, y patio para el secado de los lodos; esto como consecuencia del espacio y la topografía de los terrenos que se tenían disponibles para tal efecto.

3) El presente trabajo, presenta como solución para la discontinuidad en el servicio de agua de un sector de la zona 1 de Quetzaltenango, la construcción de un tanque de distribución y la línea de conducción, para aprovechar el caudal extraído del pozo denominado Thelma Quixtán. Este sistema atenderá a 375 viviendas actuales, permitiéndose conexiones futuras hasta llegar a un total 630 viviendas.

4) El método de análisis estructural para el diseño de tanques, que se presenta en este estudio; permite economizar el refuerzo y distribuirlo en mejor forma, pero tiene el inconveniente de necesitar que en obra sea construido en forma monolítica, de tal forma que se cumplan las suposiciones que se hacen, por lo que requerirá de un mejor control de calidad que el que se tendría en otros modelos.

5) Para determinar un período de diseño optimo para la obras de infraestructura se requiere de un análisis económico, en el cual deben intervenir diversos profesionales; de tal forma que se consideren tanto los aspectos, técnicos y económicos como los sociales y culturales; ya que cada población responde en forma diferente a los cambios de vida.

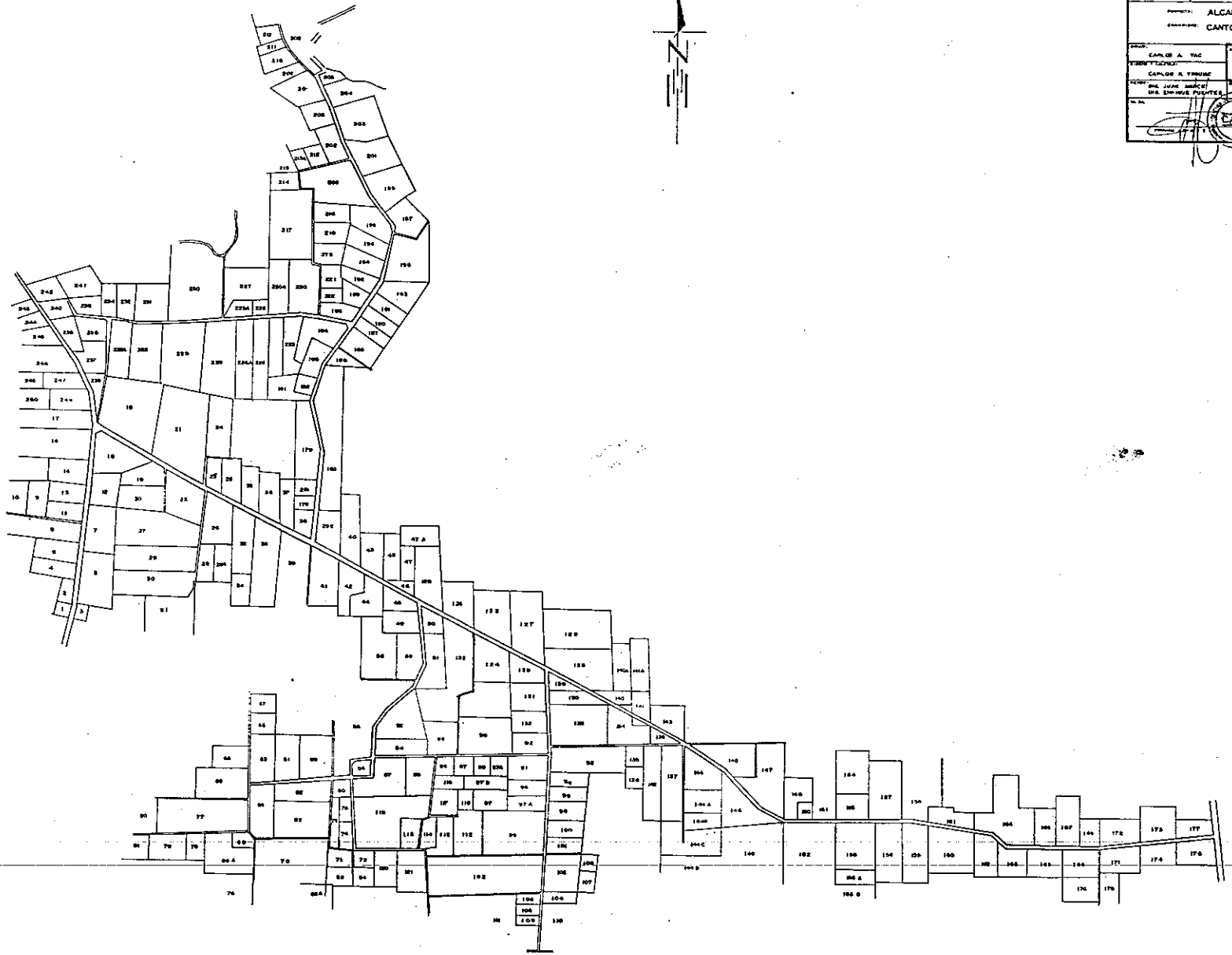
RECOMENDACIONES

1) Se recomienda al comité de la comunidad del cantón La Libertad gestionar, conjuntamente con la colaboración de la Institución PROSANA/CARE, el financiamiento para la construcción del sistema de drenaje sanitario y la construcción de las plantas de tratamiento.

2) Después de haber logrado el financiamiento para este proyecto, se recomienda al Comité del Cantón La Libertad obtener asesoría técnica para la supervisión y ejecución del proyecto, del tal forma que se garantice la construcción adecuada del sistema para que el proyecto después de ser construido funcione adecuadamente.

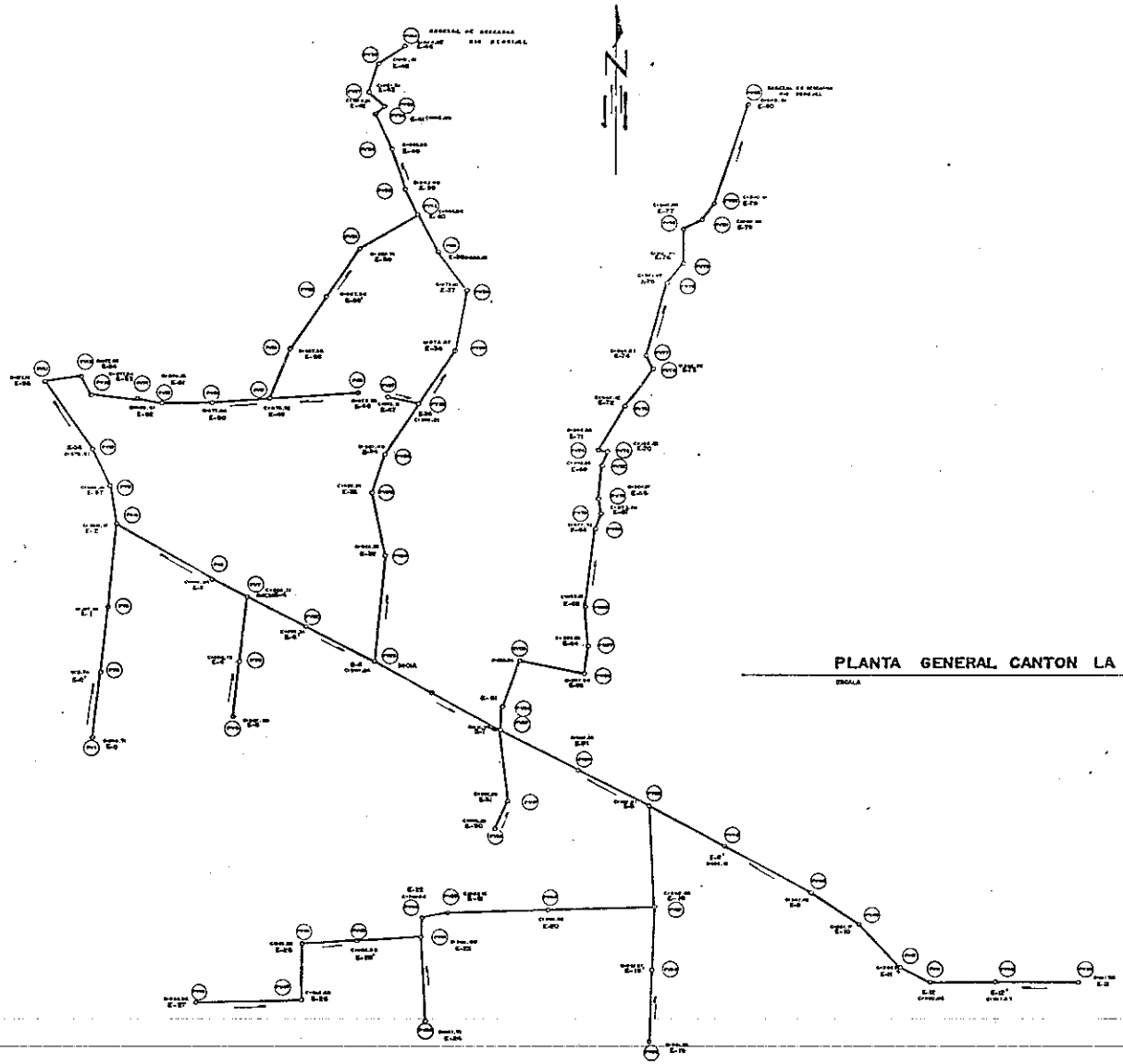
3) Para resolver el problema de agua potable del sector de la zona 1 de Quetzaltenango, que involucra este estudio, se recomienda a la municipalidad de Quetzaltenango, que la solución presentada para un sector involucrado, se lleve a cabo en los otros sectores que no pudieron beneficiarse con el proyecto, para lo cual deberán buscarse nuevas fuentes, y diseñarse las redes de distribución para cada uno de los sectores.

5) Se recomienda al Departamento de Aguas de la municipalidad de Quetzaltenango, crear un banco de datos, en el que se tenga la información sobre los sistemas de distribución de agua, que abastecen a los diferentes sectores de la ciudad, de las fuentes existentes y un registro adecuado de la perforación de pozos, sus rendimientos y niveles.



CARE	Convenio: PROSARA / C A R E — USAC UNIDAD DE EPS FACULTAD DE INGENIERIA MUNICIPALIDAD DE QUETZALTENANGO.
PROYECTO:	ALCANTARILLADO SANITARIO
UBICACION:	CANTON LA LIBERTAD, OLINTEPEQUE
DIBUJO: CARLOS A. TAC DIBUJO TECNICO: CARLOS R. TRUJILLO	DENSIDAD DE VIVIENDA
REVISO: ING. JUAN MARCH ING. ENRIQUE PUENTES	ESCALA: 1:500 CARTA — FECHA: SEPTIEMBRE / 88
No. DIB.	No. HOJA — VISTO BUENO DE E.P.S.

PLANTA GENERAL DENSIDAD DE VIVIENDAS



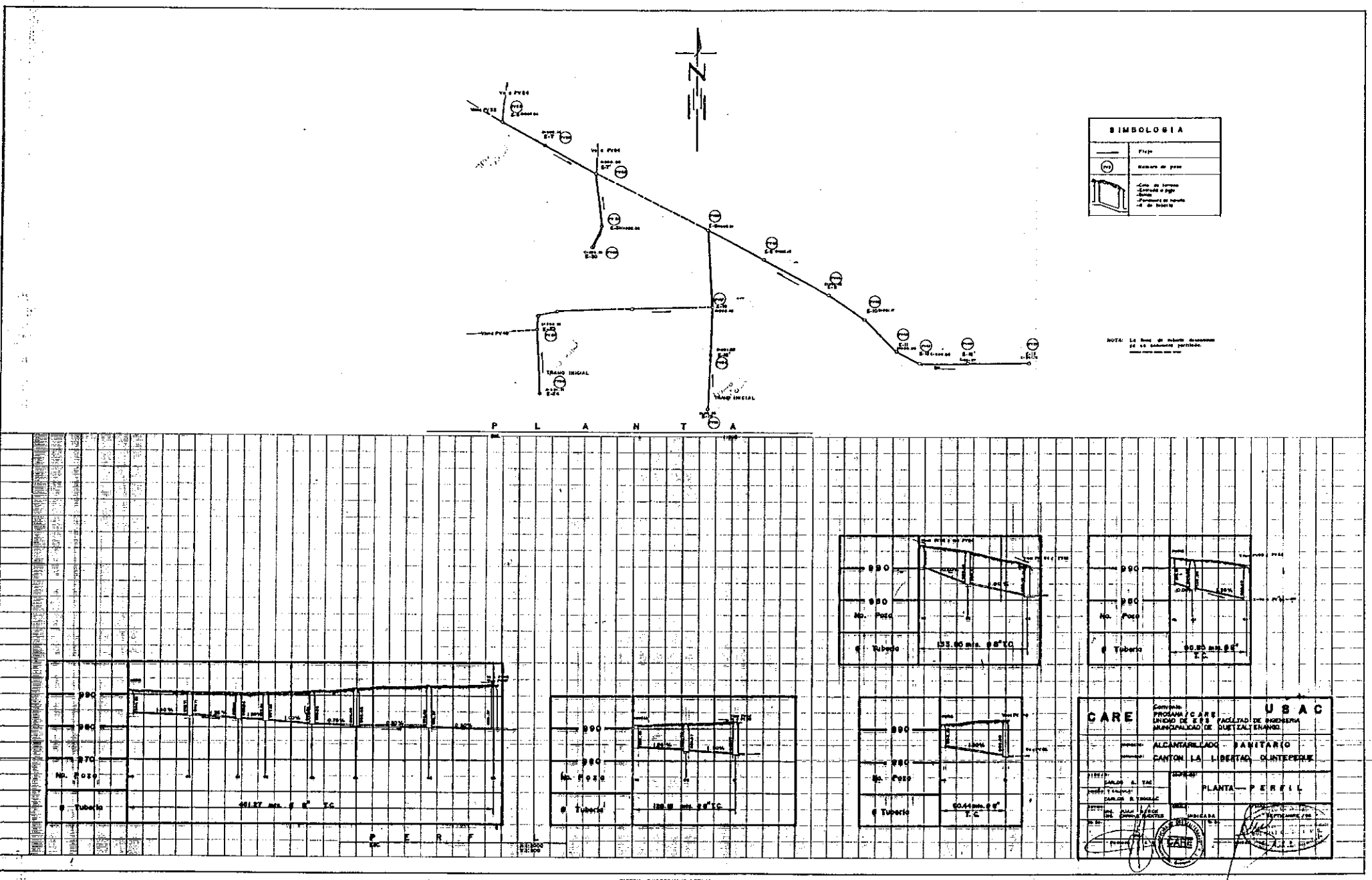
SIMBOLOGIA

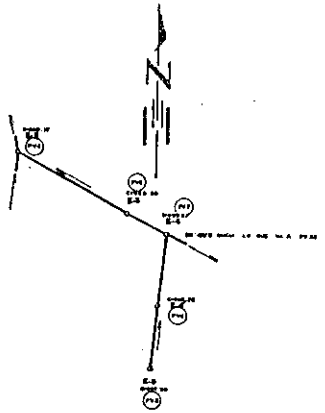
	Flujo
	Numero de pozo
	Corte de terreno Entrada a pozo Detalle Perforación de tubería Ø de tubería de alcantarillado

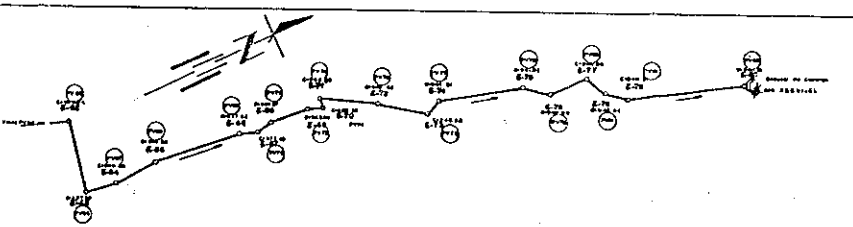
PLANTA GENERAL CANTON LA LIBERTAD, OLINTEPEQUE

ESCALA 1:2000

CARE	Convenio: PROSANA / CARE UNIDAD DE EPS FACULTAD DE INGENIERIA MUNICIPALIDAD DE QUETZALTENANGO. USAC
Proyecto: ALCANTARILLADO SANITARIO	
Localidad: CANTON LA LIBERTAD, OLINTEPEQUE	
Dibujó: CARLOS A. YAC	Contenido: PLANTA GENERAL
Revisó y Calculó: CARLOS R. YAQUIAC	
Asesores: ING. JUAN MEFOK ING. ENRIQUE PLANTE	Escala: INDICADA Fecha: SEPTIEMBRE / 96
No. Dib.:	No. Dib.:
Revisado por: CAPE	Fecha: 19 A.D.


SIMBOLOGIA
TRAMO INICIAL
TRAMO INICIAL
PLANTA
PERFIL
990
990
970
No. Pozo
Ø Tubería
441.27 mts. Ø 8" T.C.
990
990
No. Pozo
Ø Tubería
990
990
No. Pozo
Ø Tubería
133.90 mts. Ø 8" T.C.
990
990
No. Pozo
Ø Tubería
90.80 mts. Ø 8" T.C.
990
990
No. Pozo
Ø Tubería
60.41 mts. Ø 8" T.C.
CARE
Convenio
PROSANA / CARE
UNIDAD DE E.P.S.
FACULTAD DE INGENIERIA
MUNICIPALIDAD DE QUETZALTENANGO
USAC
ALCANTARILLADO - SANITARIO
CANTON LA LIBERTAD, QUINTEPEQUE
PLANTA — PERFIL
CARLOS R. TAC
CARLOS R. TAC
SEPTIEMBRE / 98
CARE

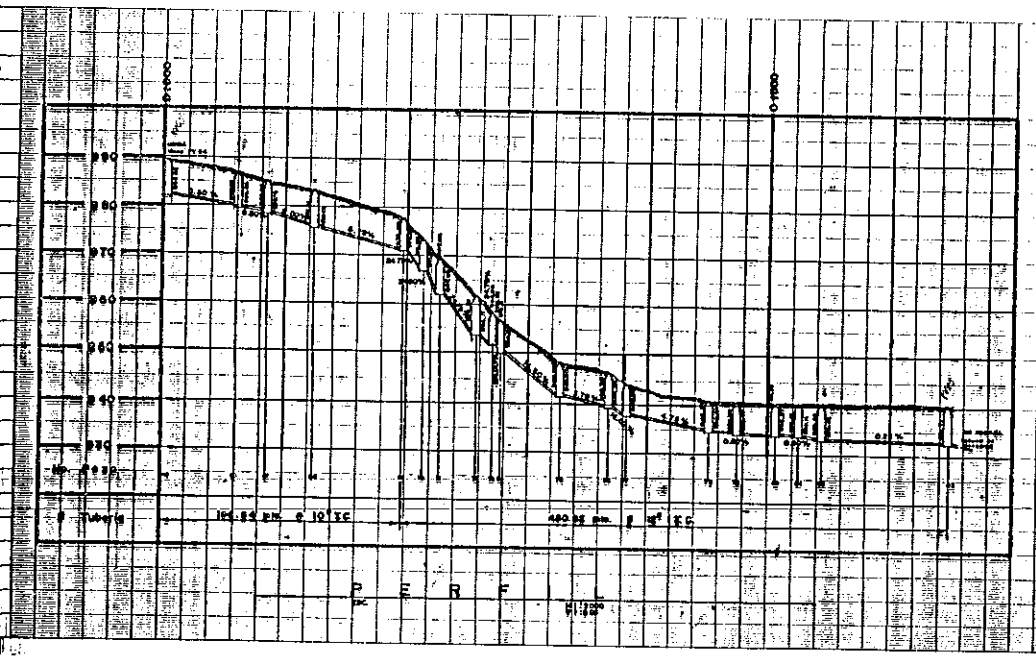


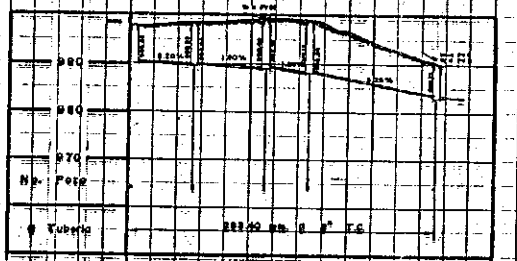


P L A N T A

SIMBOLOGIA

	Flujo
	Número de pozo
	Caja de terracería Estructura de Pozo Grada Profundidad de tubería Ø de tubería de desagüe (TC)





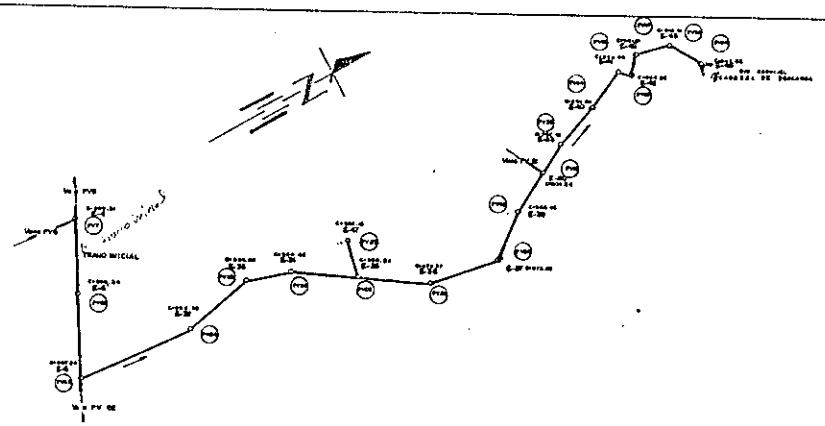
QARE

USAC

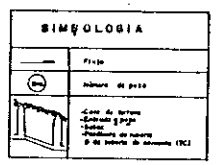
CANTON LA LIBERTAD QUETZALTENANGO

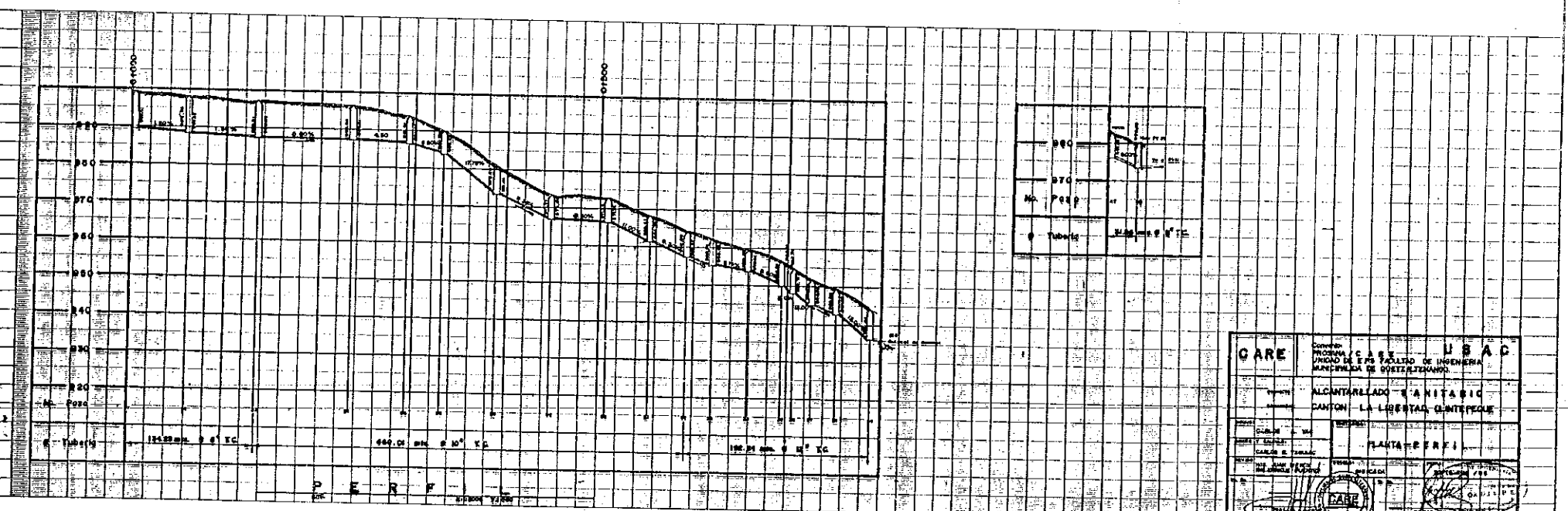
ALCANTARILLADO SANITARIO

PLANTA - PERFIL

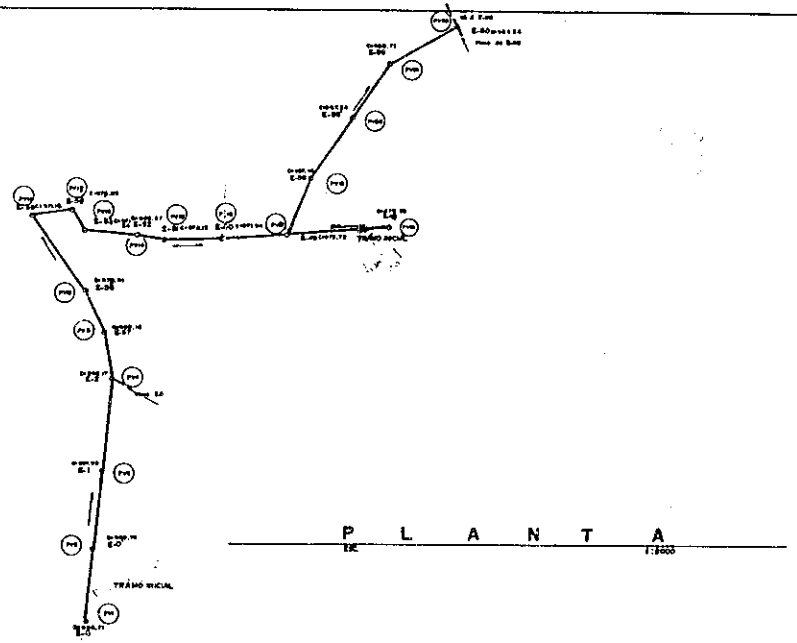


P L A N T A





CARE	Convenio PROGRAMA CARE UNIDAD DE EPS FACULTAD DE INGENIERIA MUNICIPALIDAD DE QUETZALTENANGO — USAC
PROYECTO	ALCANTARILLADO SANITARIO
UBICACIÓN	CANTON LA LIBERTAD, QUINTEPEQUE
DIBUJO	CARLOS E. TAMBAC
REVISO	ING. JUAN FRANCISCO MARROQUIN RODAS
	PLANTA-PERFIL
	ESCALA
	FECHA



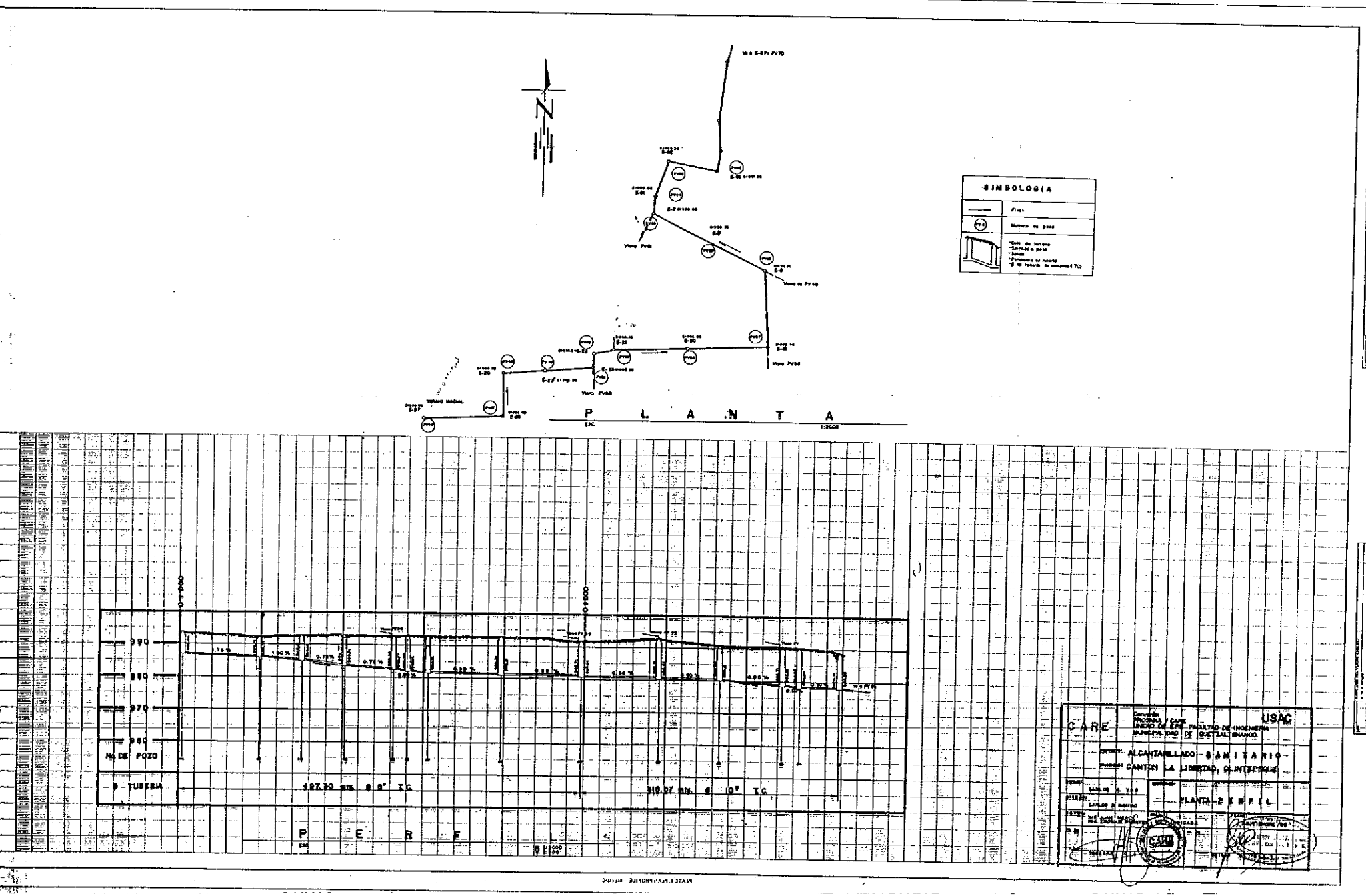
P L A N T A

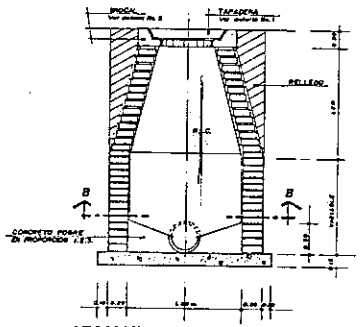
SIMBOLOGIA	
	Flujo
	Número de pozo
	Ancho de tubería Altura o prof. Tubería Pendiente de tubería Ø de tubería de concreto (TC)

P E R F I L

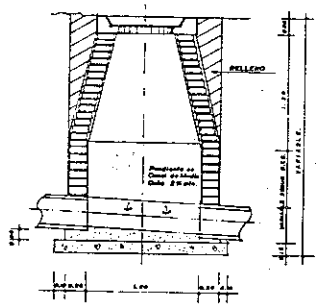
Pozo	
Ø Tubería	
EL. ESTACION	
Ø TUBERIA	202.65 Mts. Ø 8" T.C. / 377.27 Mts. Ø 10" T.C. / 225.03 Mts. Ø 10" T.C.

CARE	Convenio PROGRAMA / C.A.R.E. UNIDAD DE E.P.S. FACULTAD DE INGENIERIA MUNICIPALIDAD DE QUETZALTENANGO. — USAC
Proyecto:	ALCANTARILLADO SANITARIO
Diseñó:	CARLOS A. YAC
Revisó:	CARLOS R. THOMAS
Revisó:	ING. JUAN BERGER ING. ENRIQUE PUZSTAI
Asesor:	
Dibujó:	CARLOS A. YAC
Revisó:	CARLOS R. THOMAS
Fecha:	NOVIEMBRE
Fecha:	SEPTIEMBRE 7-94
Plano No.	
Fecha:	
Fecha:	
Fecha:	
Fecha:	

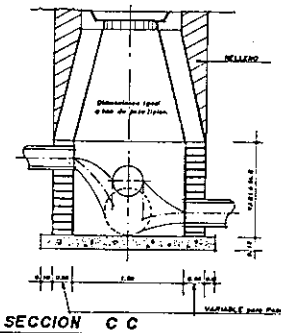

SIMBOLOGIA
PLANTA
PERFIL
990
980
970
960
No. DE POZO
Ø TUBERIA
427.20 mts. Ø 8" T.C.
318.07 mts. Ø 10" T.C.
CARE
USAC
ALCANTARILLADO SANITARIO
CANTON LA LIBERTAD, QUINTEROQUE
PLANTA-PERFIL



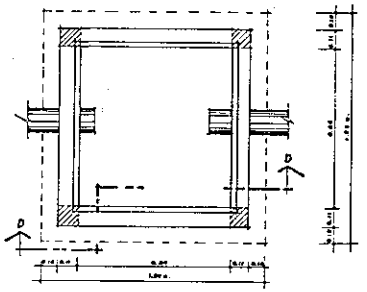
SECCION
POZO DE VISITA TIPICO
esc: 1/25



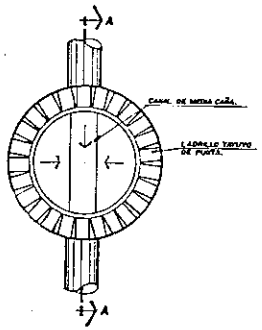
SECCION A A
POZO DE VISITA.
esc: 1/25



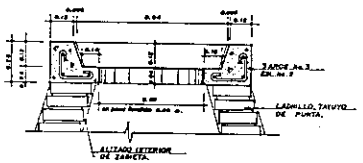
SECCION C C
POZO DE VISITA 3 entradas.
esc: 1/25



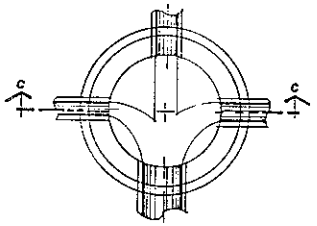
PLANTA
CAJA DE REGISTRO.
esc: 1/12.5



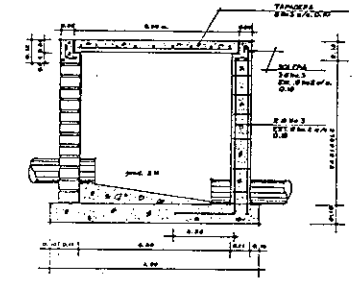
PLANTA
POZO DE VISITA TIPICO (SECCION B B)
esc: 1/25



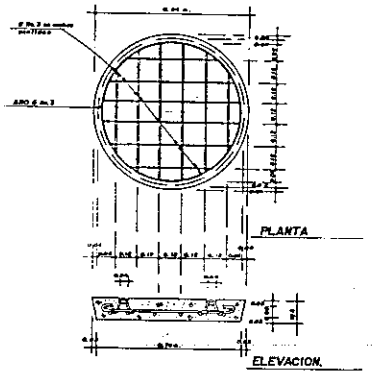
DETALLE No. 2
BROCAL.
esc: 1/12.5



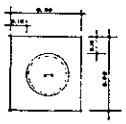
PLANTA
POZO DE VISITA 3 entradas
esc: 1/25



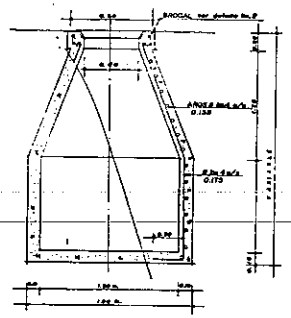
SECCION D D
CAJA DE REGISTRO
esc: 1/12.5



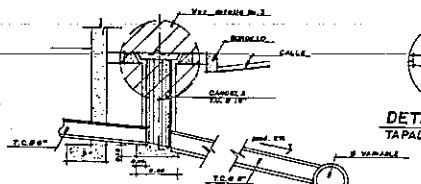
DETALLE No. 1.
TAPADERA
esc: 1/12.5



PLANTA
TAPADERA
esc: 1/25



SECCION
POZO FUNDIDO
esc: 1/25

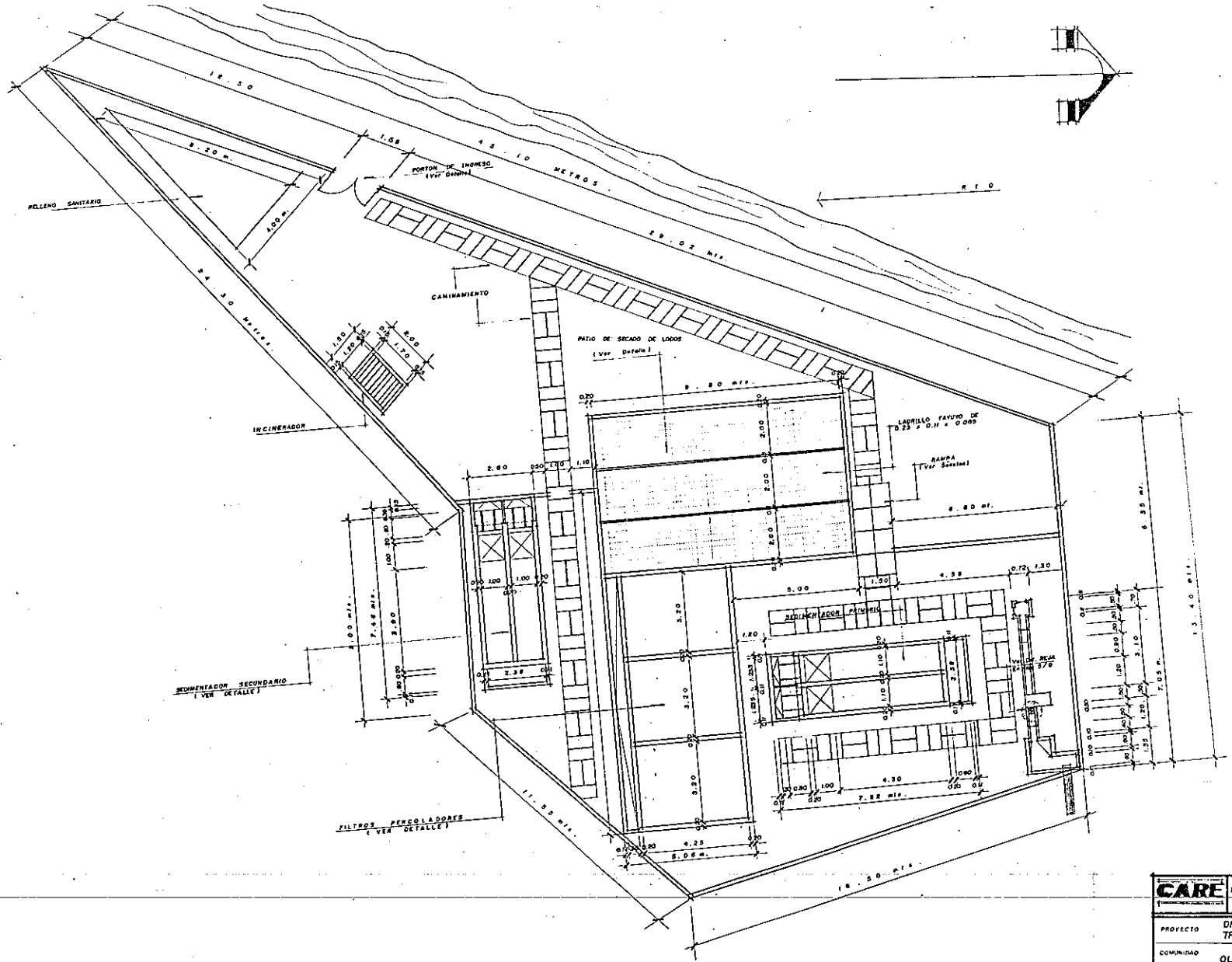


DETALLE
ACOMETIDA DOMICILIAR.
esc: 1/25

NOTA:
DETALLE CUANDO EL TUBO NO TIENE CAMPANA.

DETALLE No. 3
TAPADERA (candela)
esc: 1/25.

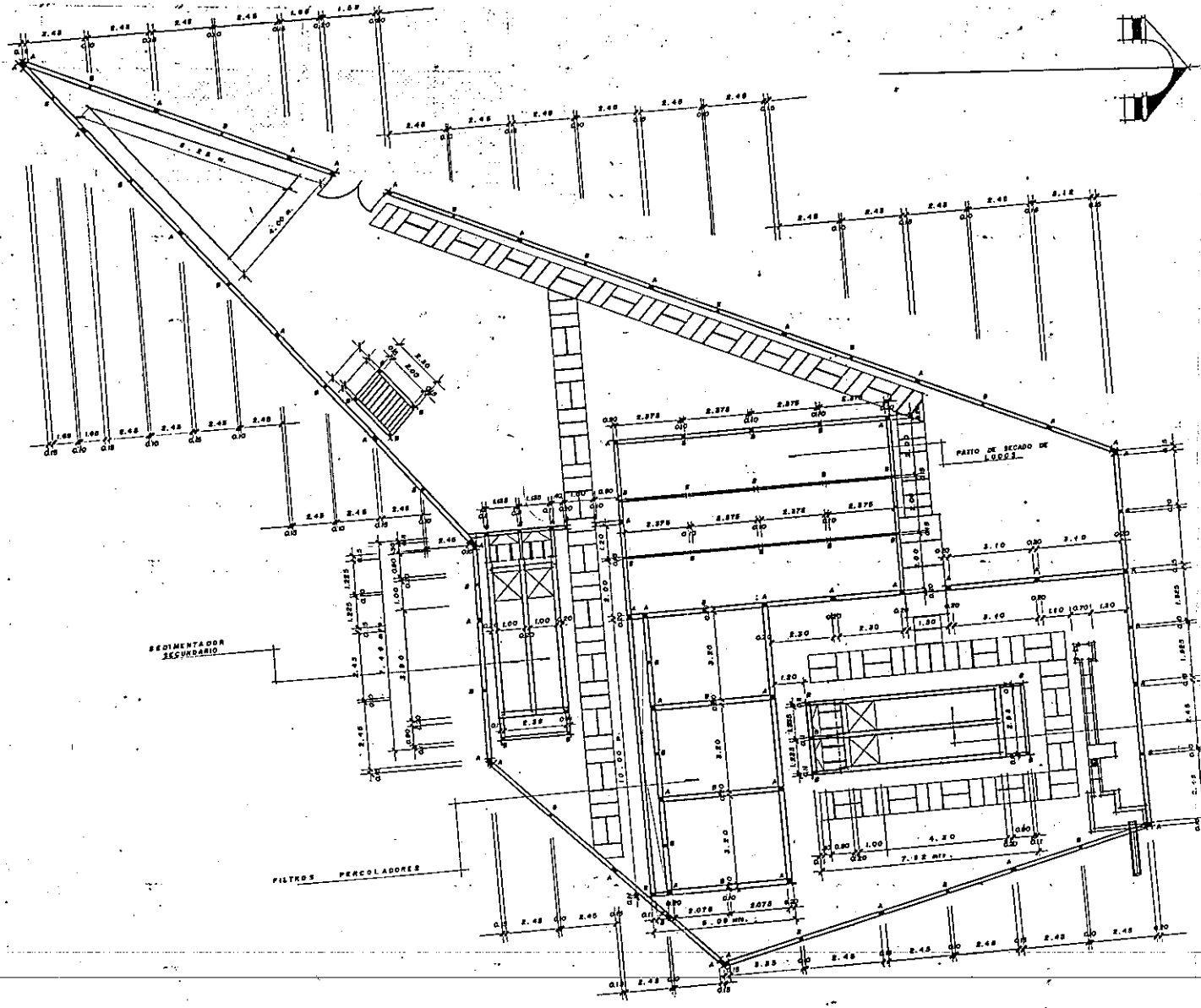
CARE	Comisión PROSAMA / CARE UNIDAD DE EPS PROYECTO DE INGENIERIA MUNICIPALIDAD DE QUETZALTENANGO.	USAC
PROYECTO:	ALCANTARILLADO SANITARIO	
UBICACION:	CANTON LA LIBERTAD, QUINTEPEQUE	
DIBUJO: CARLOS TXOJIAC	POZOS TIPICOS.	
REVISO: ING. ENRIQUE PUIGNER / ING. JUAN MERCK	ESCALA: 1:25 / 1:12.5 ACOTADA	FECHA: SEPTIEMBRE 1996.
No. REG:	No. HOJA:	

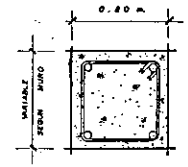


PLANTA DE COTAS DE
PLANTA DE TRATAMIENTO

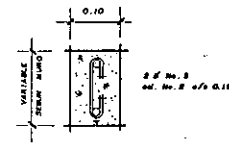
ESC. 1/75

CARE	PROYECTO SANEAMIENTO AMBIENTAL URBANO / PROSANA	
PROYECTO	DRENAJE SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	HOJA No. 1/9
COMUNIDAD	CANTON LA LIBERTAD OLINTEPEQUE , QUETZALTENANGO	
CALCULO Carlos Izquiac B.	CONTENIDO PLANTA ACOTADA	DIBUJO Br. M. Moreno.
DISEÑO Carlos Izquiac B.		ESCALA Indicada
REVISO Ing. Enrique Fuentes		FECHA Nov. del '96





Columnas "A"



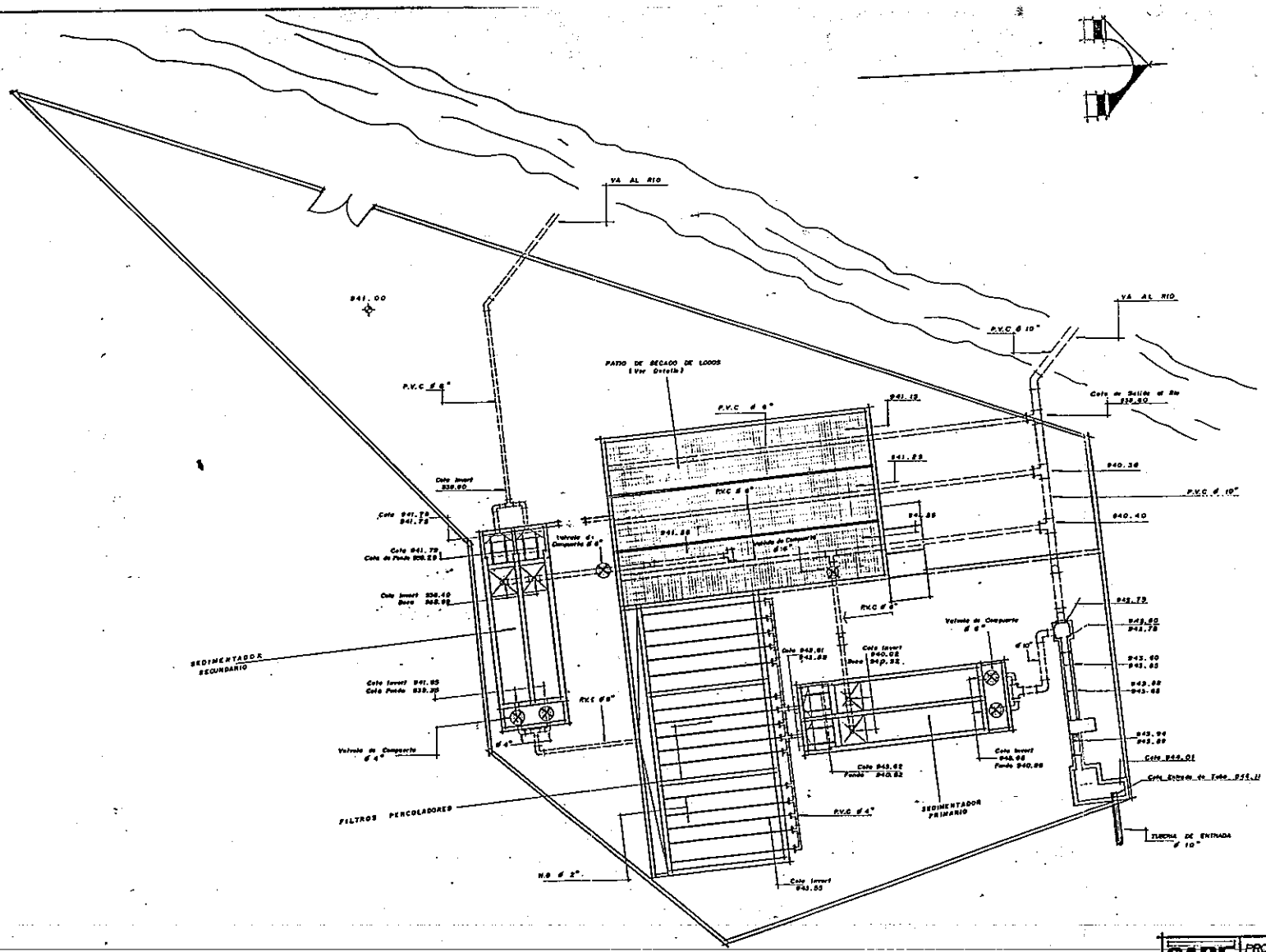
Columnas "B"

Esc. 1/5

PLANTA GENERAL DE LOCALIZACION DE COLUMNAS

Esc. 1/75

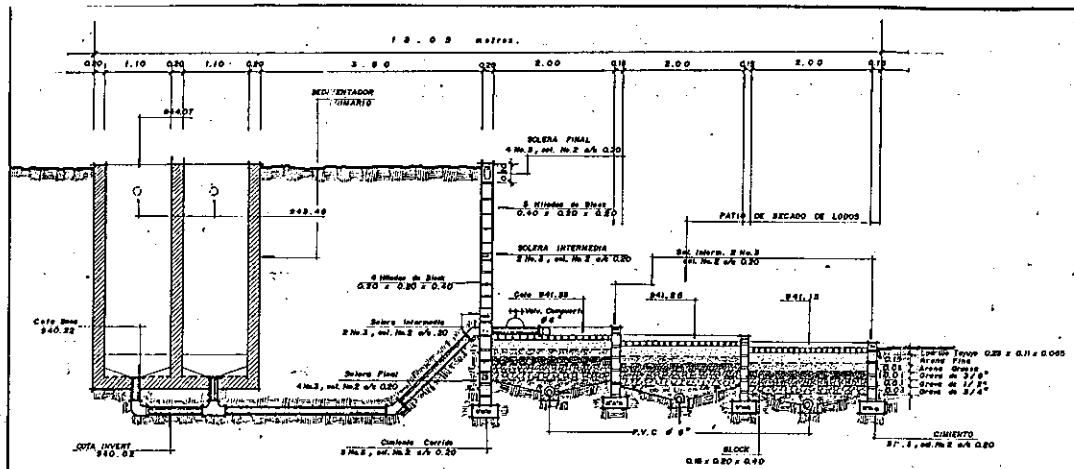
CARE	PROYECTO SANEAMIENTO AMBIENTAL URBANO / PROSANA	
PROYECTO	DRENAJE SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	HOJA No. 2/9
COMUNIDAD	CANTON LA LIBERTAD OLINTEPEQUE , QUETZALTENANGO	
CALCULO: Carlos Izquiloc B. / DISEÑO: Carlos Izquiloc B. / REVISO: Ing. Enrique Fuentes	CONTIENE: PLANTA GENERAL DE COLUMNAS	DIBUJO: Br. M. Morena. / ESCALA: Indicada / FECHA: Nov. del '96
Vo. Bo.	Vo. Bo.	



PLANTA GENERAL DE COTAS
DE PLANTA DE TRATAMIENTO

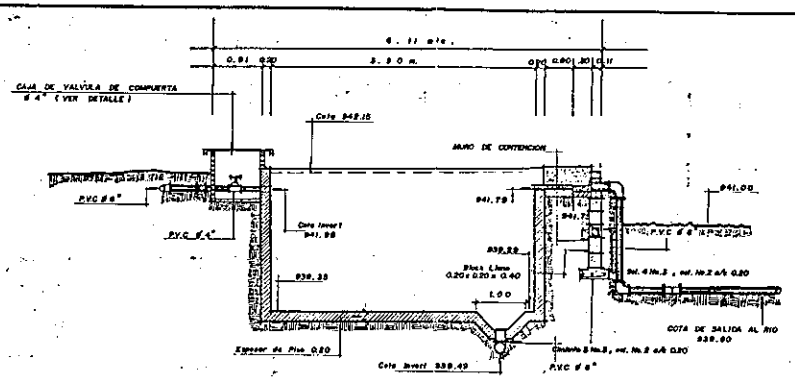
ESC. 1/75

CARE	PROYECTO SANEAMIENTO AMBIENTAL URBANO / URBANO	
COMUNIDAD	CANTON LA LIBERTAD OLINTEPEQUE , QUETZALTENANGO	HOJA No 3/9
PROYECTO	DRENAJE SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	
CALCULO Carlos Izquiac B.	CONTIENE PLANTA GENERAL DE COTAS	DIBUJO Br. M. Moreno.
DISEÑO Carlos Izquiac B.		ESCALA Indicada
REVISO Ing. Enrique Fuentes		FECHA Nov. del '95



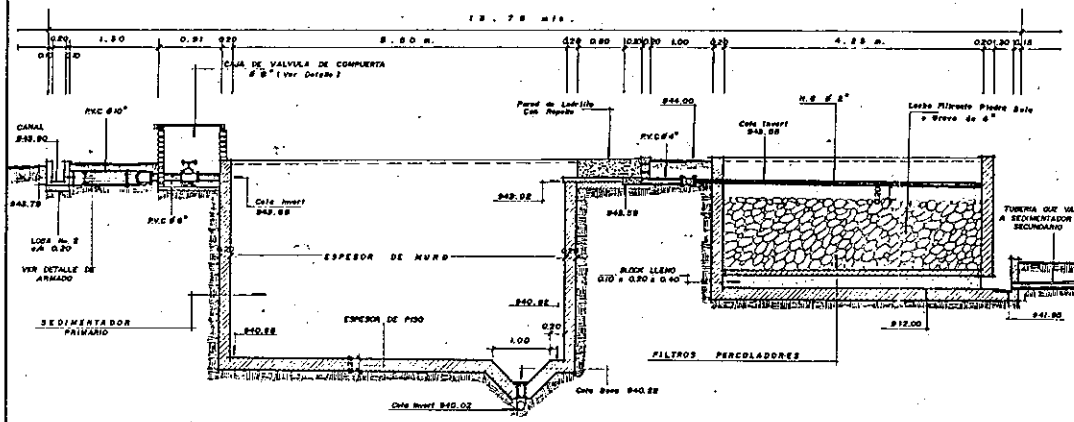
SECCION SEDIMENT. PRIMARIO Y PATIO DE SECADO

Esc. 1/40



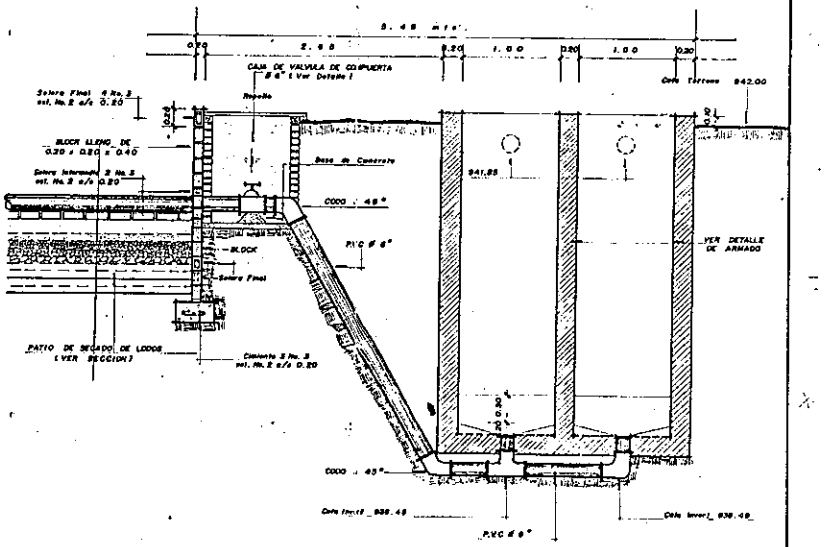
SECCION DE SEDIMENTADOR SECUNDARIO

ESC. 1/50



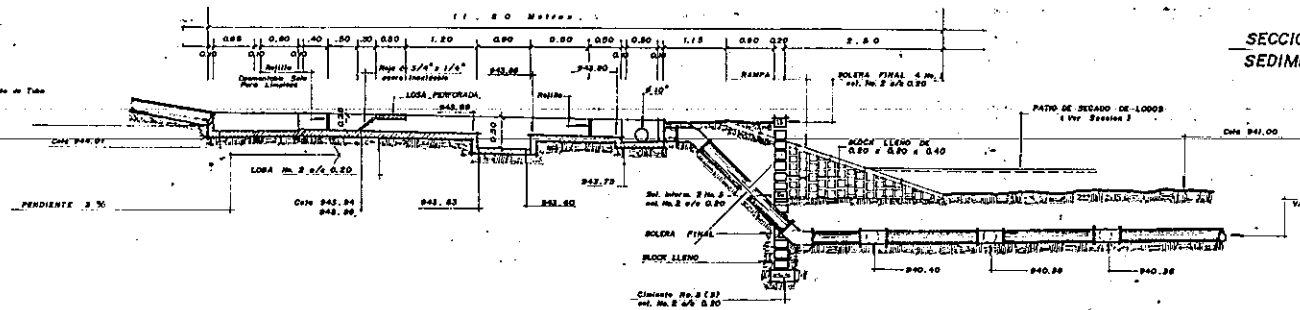
SECCION DE SEDIMENTADOR PRIMARIO Y FILTRO PERCOLADOR

ESC. 1/40



SECCION DE SEDIMENTADOR SECUNDARIO

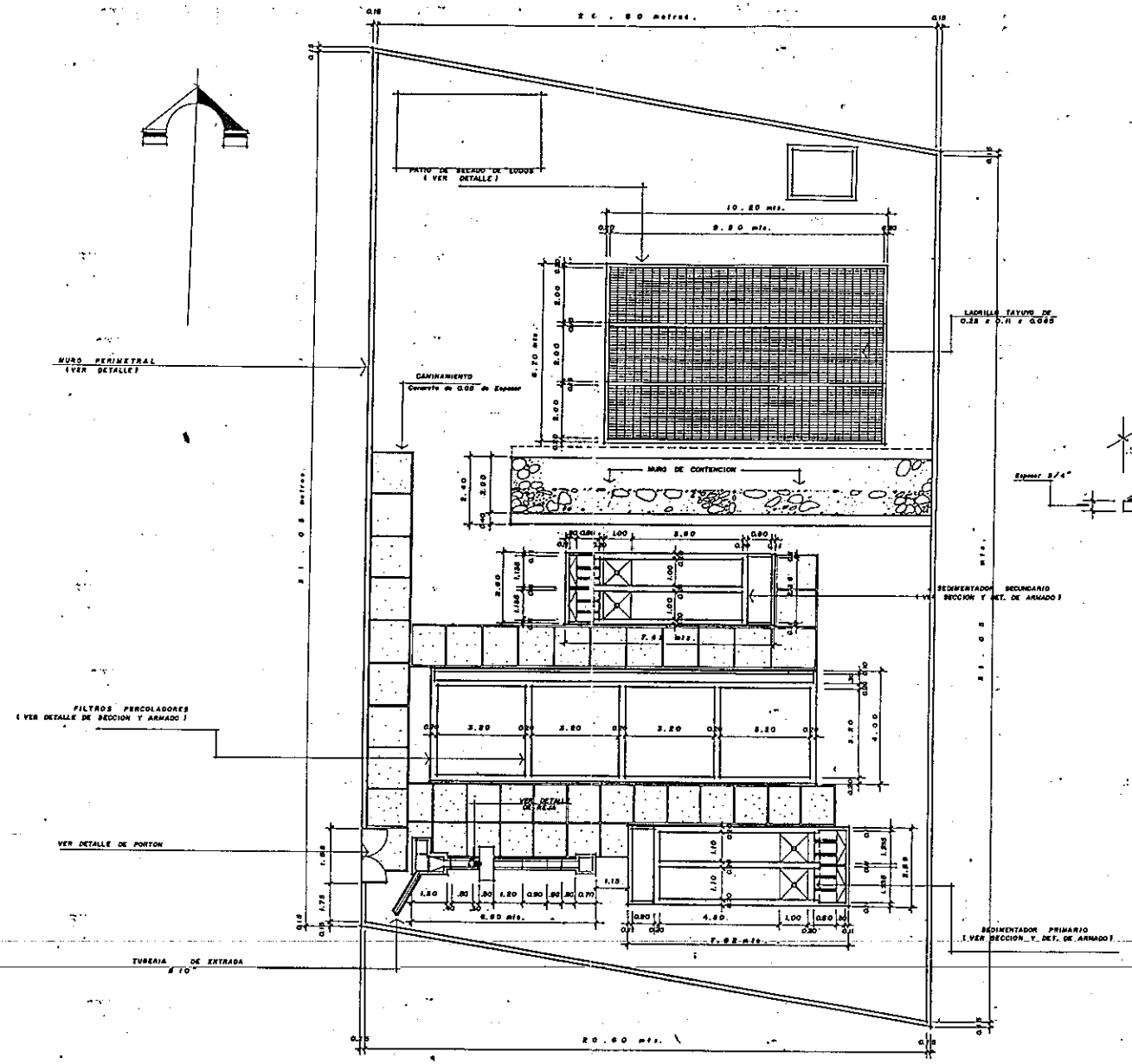
ESC. 1/25



SECCION LONGITUDINAL DE CANAL Y TUBERIA

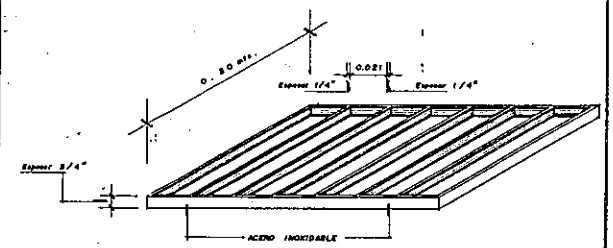
ESC. 1/40

CARE	PROYECTO SANEAMIENTO AMBIENTAL URBANO / PROSANA	
PROYECTO	DRENAJE SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	HOJA No. 4/9
COMUNIDAD	CANTON LA LIBERTAD OLINTEPEQUE, QUETZALTENANGO	
CALCULO: Carlos Izquiloc B.	CONTIENE: SECCIONES DE Filtro y Sedimentador	DIBUJO: Br. M. Moreno.
DISEÑO: Carlos Izquiloc B.		ESCALA: Indicada
REVISO: Ing. Enrique Fuentes		FECHA: Nov. del '96



PLANTA ACOTADA DE PLANTA DE TRATAMIENTO

ESC. 1/75

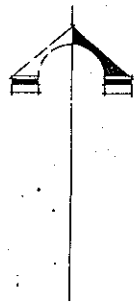


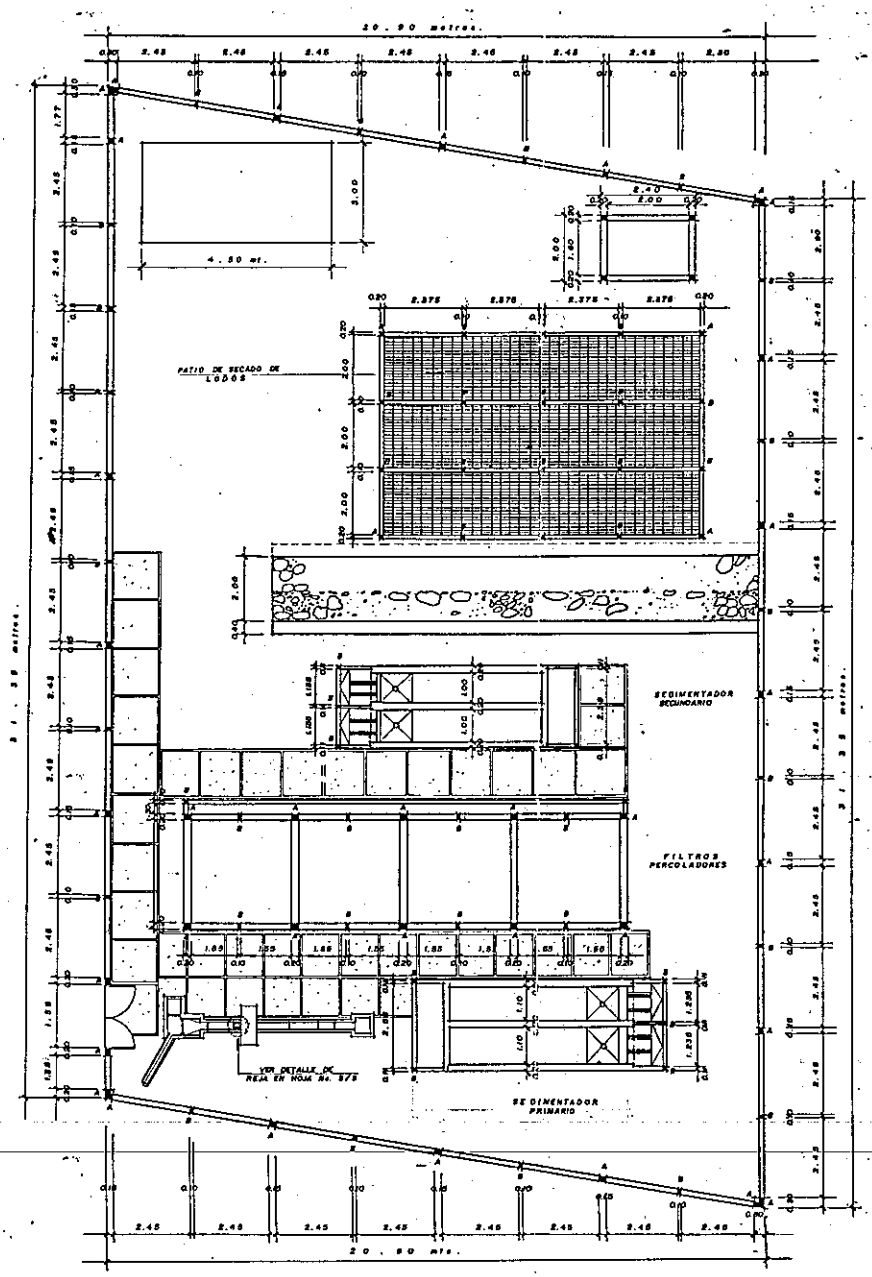
Detalle de REJA

ESC. 1/12.5

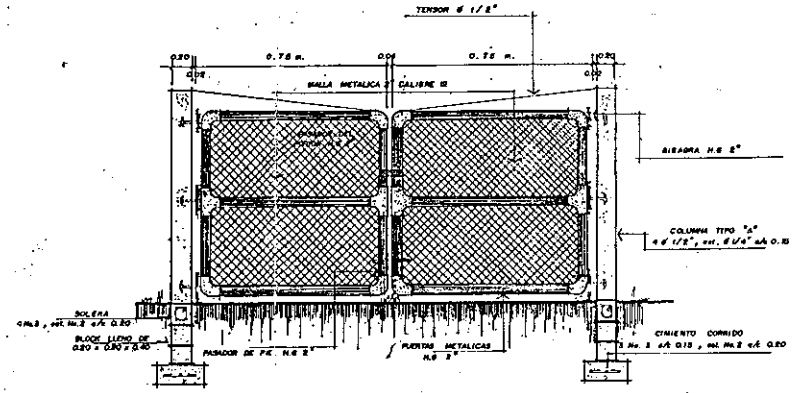
CARE	PROYECTO SANEAMIENTO AMBIENTAL URBANO / PROSANA	
PROYECTO	DRENAJE SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	HOJA No. 5/9
COMUNIDAD	CANTON LA LIBERTAD OLINTEPEQUE, QUETZALTENANGO	
CALCULO: Carlos Izquiatc B.	CONTIENE: PLANTA ACOTADA	DIBUJO: Br. M. Moreno
DISEÑO: Carlos Izquiatc B.		ESCALA: Indicada
REVISO: Ing. Enrique Fuentes		FECHA: Nov. del '96

Vo. Bo. Vo. Bo.

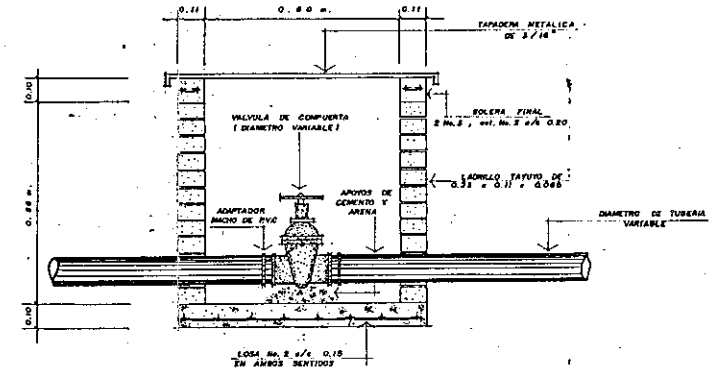




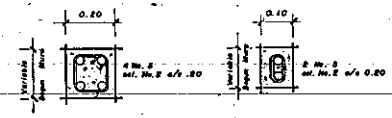
LOCALIZACION DE COLUMNAS
PLANTA DE TRATAMIENTO
ESC. 1/75



DETALLE DE
PORTON DE LOS PREDIOS
ESC. 1/15

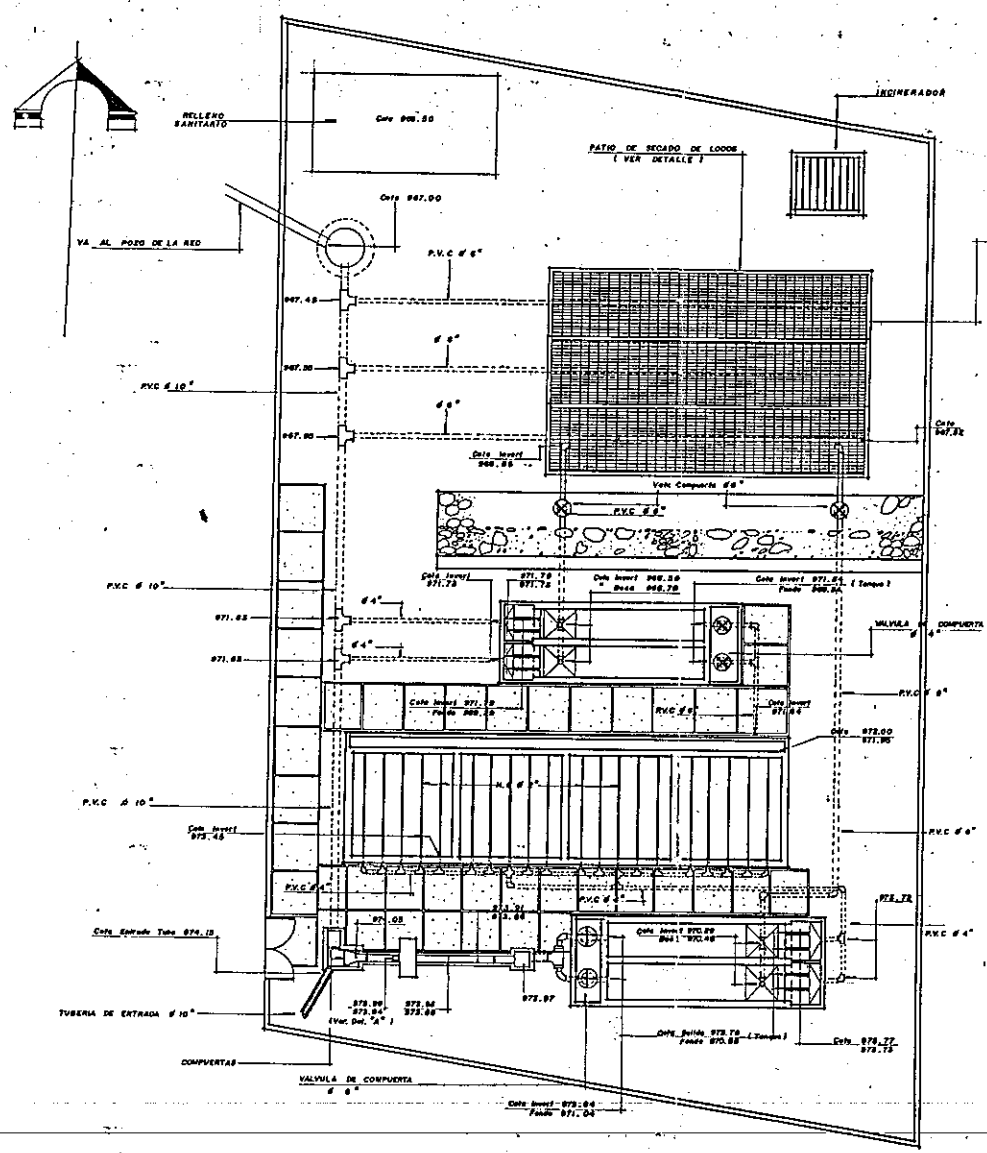


DETALLE DE
CAJA DE VALVULAS
ESC. 1/10



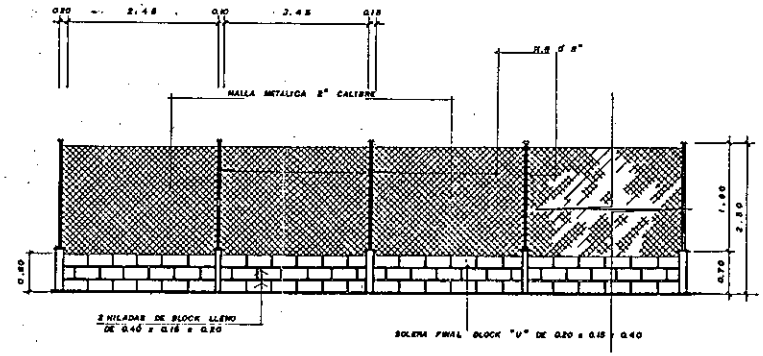
Columna "A" Columna "B"
ESC. 1/10

CARE	PROYECTO SANEAMIENTO AMBIENTAL URBANO / PROSANA	
PROYECTO: DRENAJE SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES		HOJA No 6/9
COMUNIDAD: CANTON LA LIBERTAD OLINTEPEQUE, QUETZALTENANGO		
CALCULO: Carlos Izquiloc B.	CONTIENE: PLANTA DE COLUMNAS + DETALLES	DIBUJO: Br. M. Moreno
DISEÑO: Carlos Izquiloc B.		ESCALA: Indicada
REVISO: Ing. Enrique Fuentes		FECHA: Nov. del '96
Vo. Bo.	Vo. Bo.	



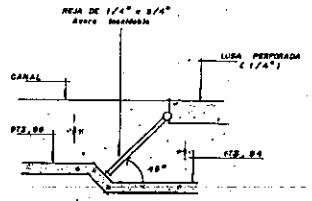
PLANTA GENERAL DE COTAS DE PLANTA DE TRATAMIENTO

ESC. 1/75



DETALLE DE MURO PERIMETRAL

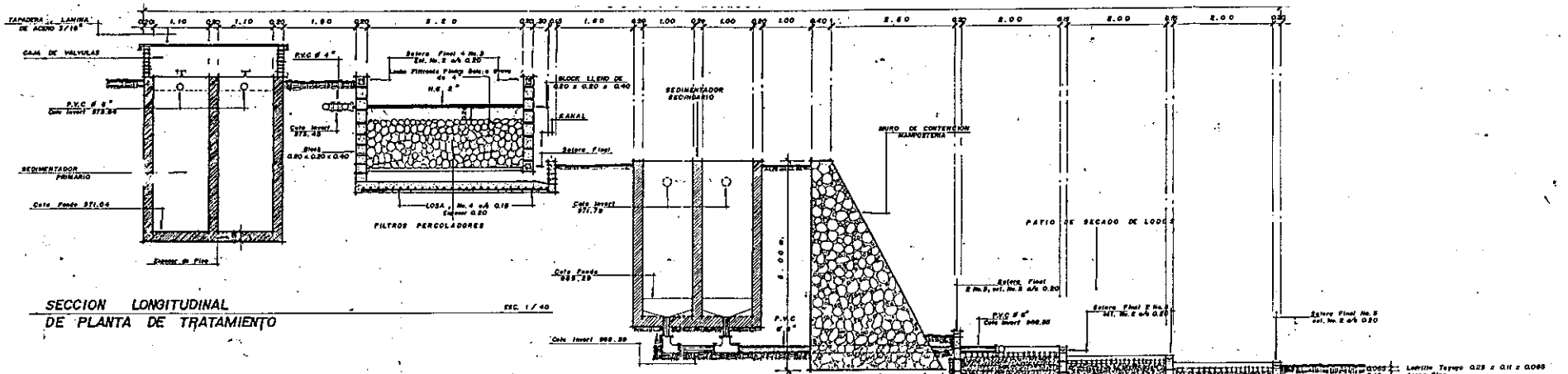
ESC. 1/40



Detalle "A"

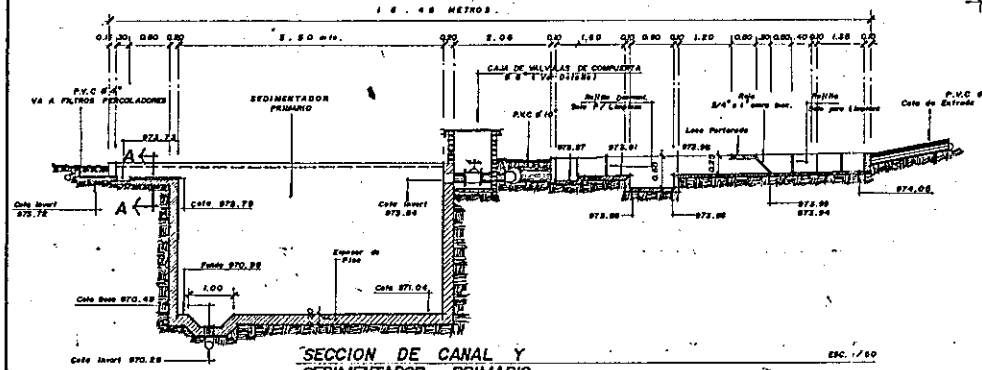
Esc. 1/20

CARE	PROYECTO SANEAMIENTO AMBIENTAL URBANO / PROSANA	
PROYECTO	DRENAJE SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	HOJA No. 7/9
COMUNIDAD	CANTON LA LIBERTAD OLINTEPEQUE , QUETZALTENANGO	
CALCULO: Carlos Izquiloc B. / DISEÑO: Carlos Izquiloc B. / REVISO: Ing. Enrique Fuentes	CONTIENE: Planta General de Cotas y Detalles	DIBUJO: Br. M. Moreno. / ESCALA: Indicada / FECHA: Nov. del '96
Vo. Bo.	Vo. Bo.	



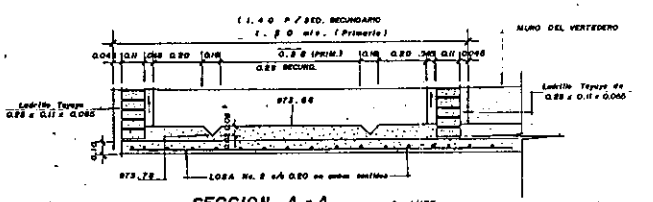
SECCION LONGITUDINAL DE PLANTA DE TRATAMIENTO

ESC. 1/40



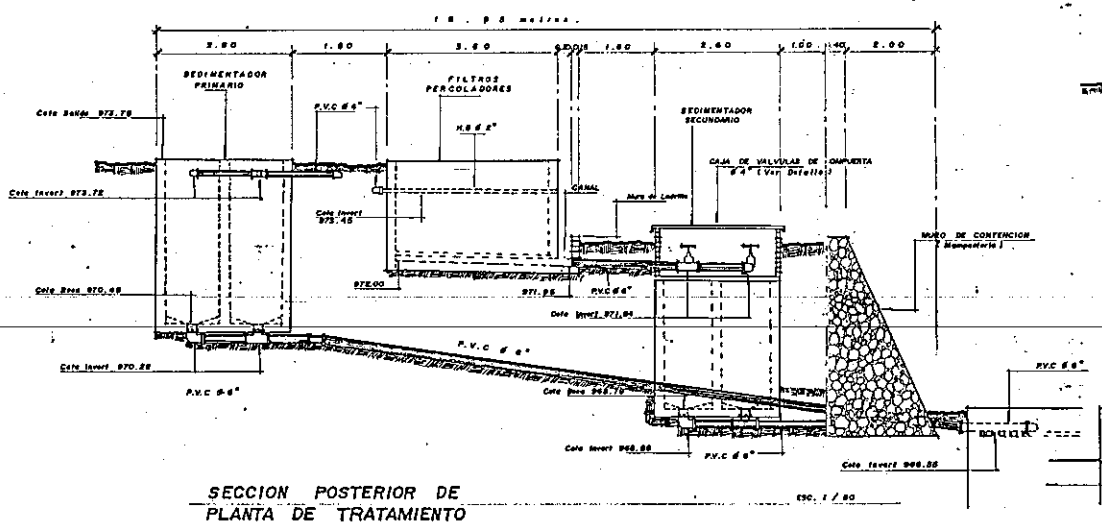
SECCION DE CANAL Y SEDIMENTADOR PRIMARIO

ESC. 1/50



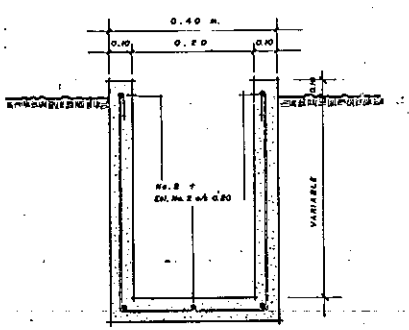
SECCION A-A

Esc. 1/125



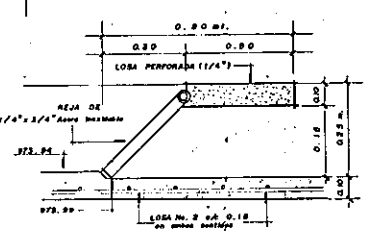
SECCION POSTERIOR DE PLANTA DE TRATAMIENTO

ESC. 1/50



SECCION DE CANAL

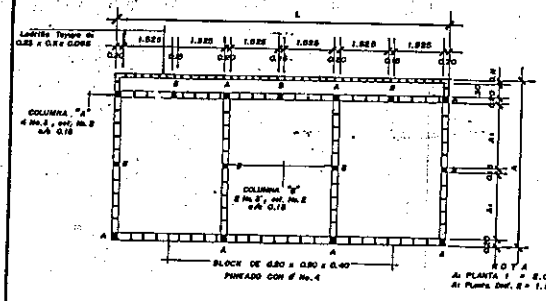
Esc. 1/12.5



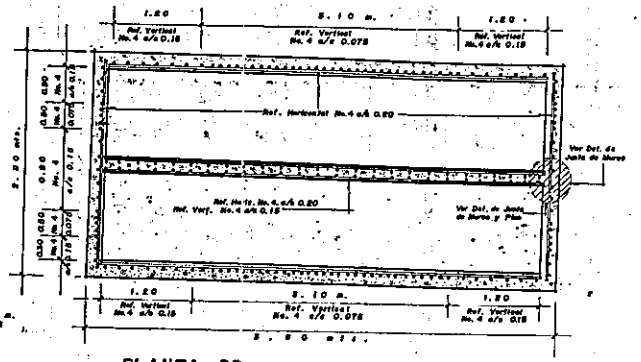
DETALLE DE LOSA Y REJA

Esc. 1/12.5

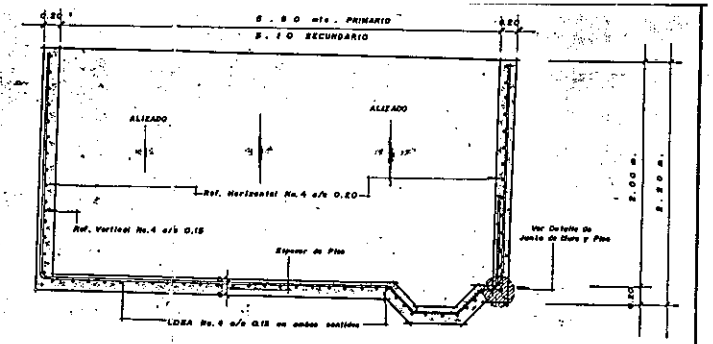
CARE	PROYECTO SANEAMIENTO AMBIENTAL URBANO / PROSANA	
COMUNIDAD	CANTON LA LIBERTAD OLINTEPEQUE , QUETZALTENANGO	HOJA No. 8/9
PROYECTO	DRENAJE SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	
CALCULO: Carlos Izquiac B.	CONTENIDO: Secciones de Planta de Tratamiento	DIBUJO: Br. M. Moreno
DISEÑO: Carlos Izquiac B.		ESCALA: Indicada
REVISO: Ing. Enrique Fuentes		FECHA: Nov. del '96



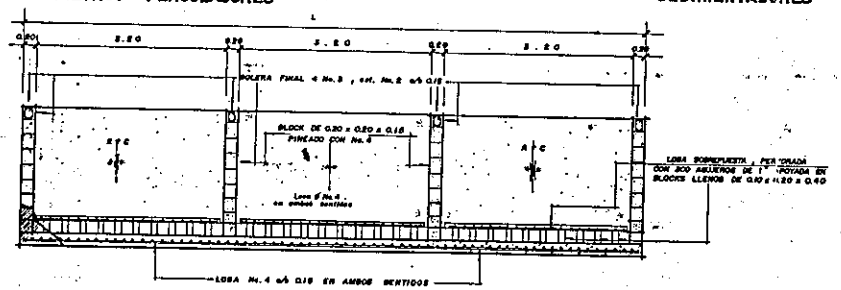
PLANTA DE FILTROS PERCOLADORES — ESC. 1/75



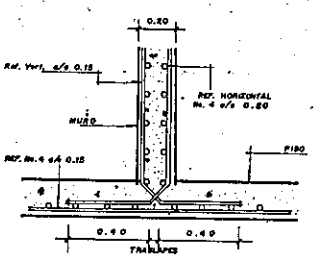
PLANTA DE SEDIMENTADORES — ESC. 1/40



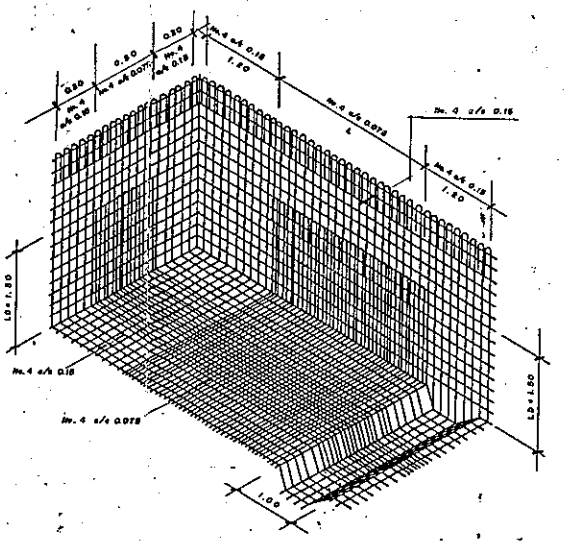
SECCION B - B SEDIMENTADORES — ESC. 1/40



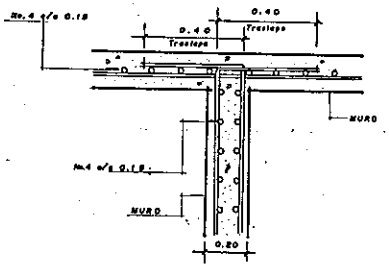
SECCION A - A FILTROS PERCOLADORES — ESC. 1/40



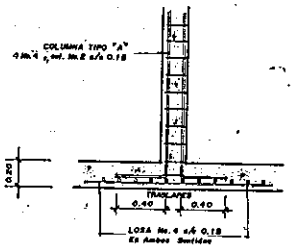
DET. DE JUNTA centro MURO Y PISO — Esc. 1/12.5



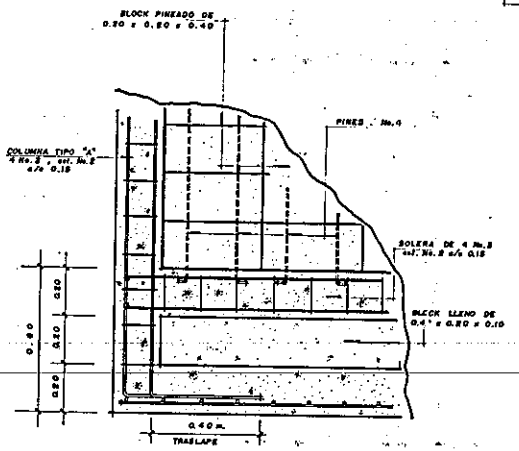
ISOMETRICO DE ARMADO SEDIMENTADORES — esc. 1/50



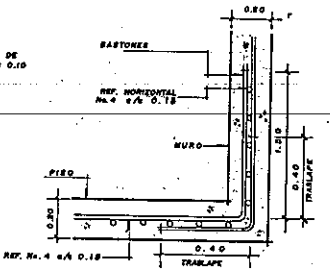
JUNTA DE MUROS SEDIMENTADOR — esc. 1/12.5



Junta Muro y Piso Filtro Percolador — esc. 1/20



SECCION DE MURO FILTROS PERCOLADORES — Esc. 1/10



JUNTA PISO Y MURO LAT. SEDIMENTADOR — esc. 1/12.5

Especificaciones =

1) SE USARA: CONCRETO CLASE "B" ESTRUCTURAL CON REFUERZO A RUPTURA DE COMPRESION f'c = 210 kg. / cm² (3,000 Lbs. / Pg.²)

2) SE USARA ACERO DE REFUERZO DE GRADO ESTRUCTURAL 40, fy = 2,810 kg. / cm² DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES A-15 DE LA ASTM

NOTA

L VARIA DE ACUERDO AL TIPO DE SEDIMENTADOR QUE SEA. EN FILTROS PERCOLADORES VARIA DE ACUERDO AL TERRENO.

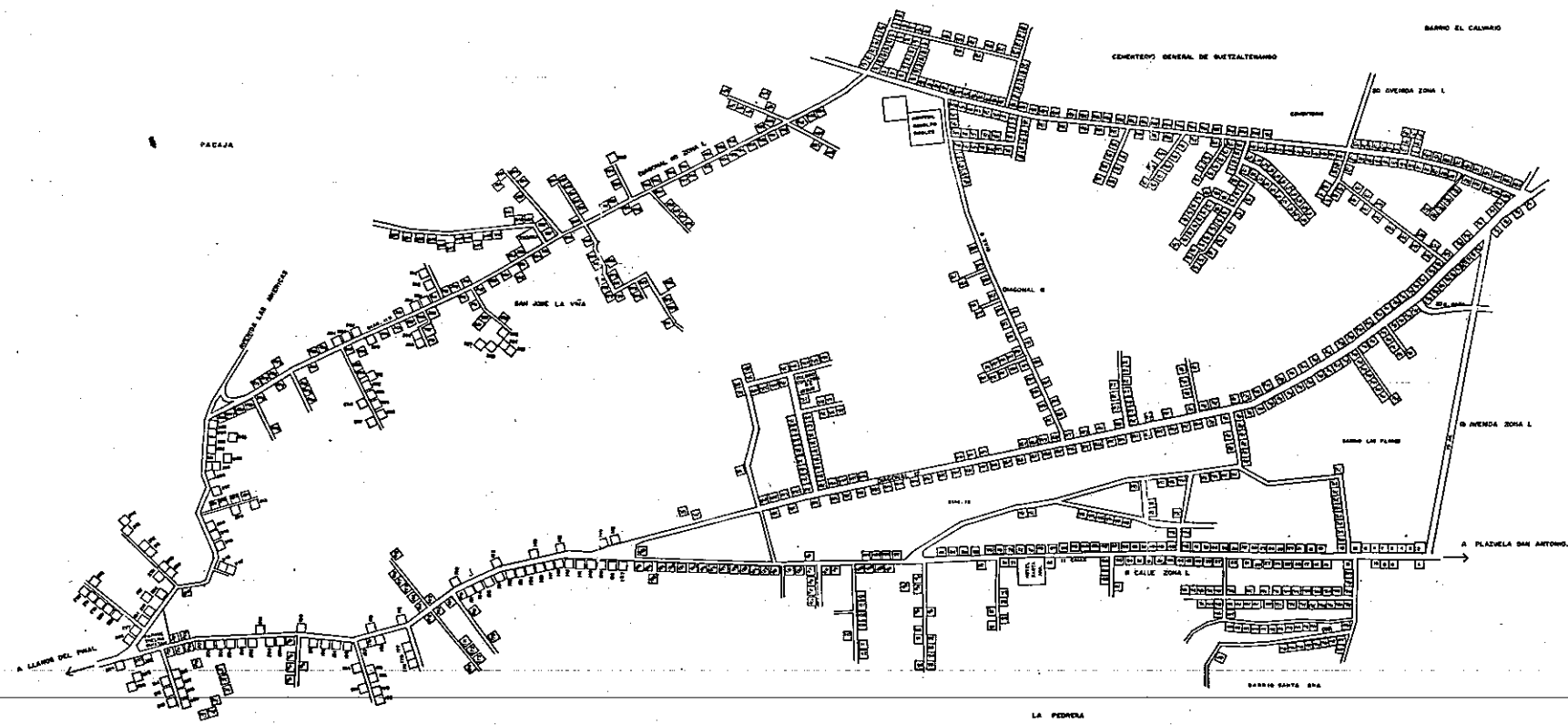
PARA SEDIMENTADOR PRIMARIO L = 5.50 m.
PARA SEDIMENTADOR SECUNDARIO L = 5.10 m.

esc. 1/12.5

CARE	PROYECTO SANEAMIENTO AMBIENTAL URBANO / PROSANA	
PROYECTO:	DRENAJE SANITARIO Y PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	HOJA No. 9/9
COMUNIDAD	CANTON LA LIBERTAD OLINTEPEQUE, QUETZALTENANGO	
CALCULO: Carlos Izquiac B.	CONTIENE: ARMADO DE - Filtros Percoladores - Sedimentadores	DIBUJO: Br. M. Moreno.
DISEÑO: Carlos Izquiac B.		ESCALA: Indicada
REVISO: Ing. Enrique Fuentes		FECHA: Nov. del '95

Vo. Bo. Vo. Bo.

CARE	PROSANA / CARE UNIDAD DE EPS FACULTAD DE INGENIERIA MUNICIPALIDAD DE QUETZALTENANGO.	USAC
PROYECTO: AGUA POTABLE		
UBICACION: SAN JOSE LA VIÑA, QUETZALTENANGO.		
DISEÑO: CARLOS R. YXQUIAC B.	CONTENIDO: PLANO HABITACIONAL	
DIBUJO: CARLOS R. YXQUIAC B.		
REVISO:	ESCALA: S/N ESCALA	FECHA: JUNIO 1996
Vo.Bo. PROSANA / CARE	CARE	Vo.Bo. UNIDAD DE EPS

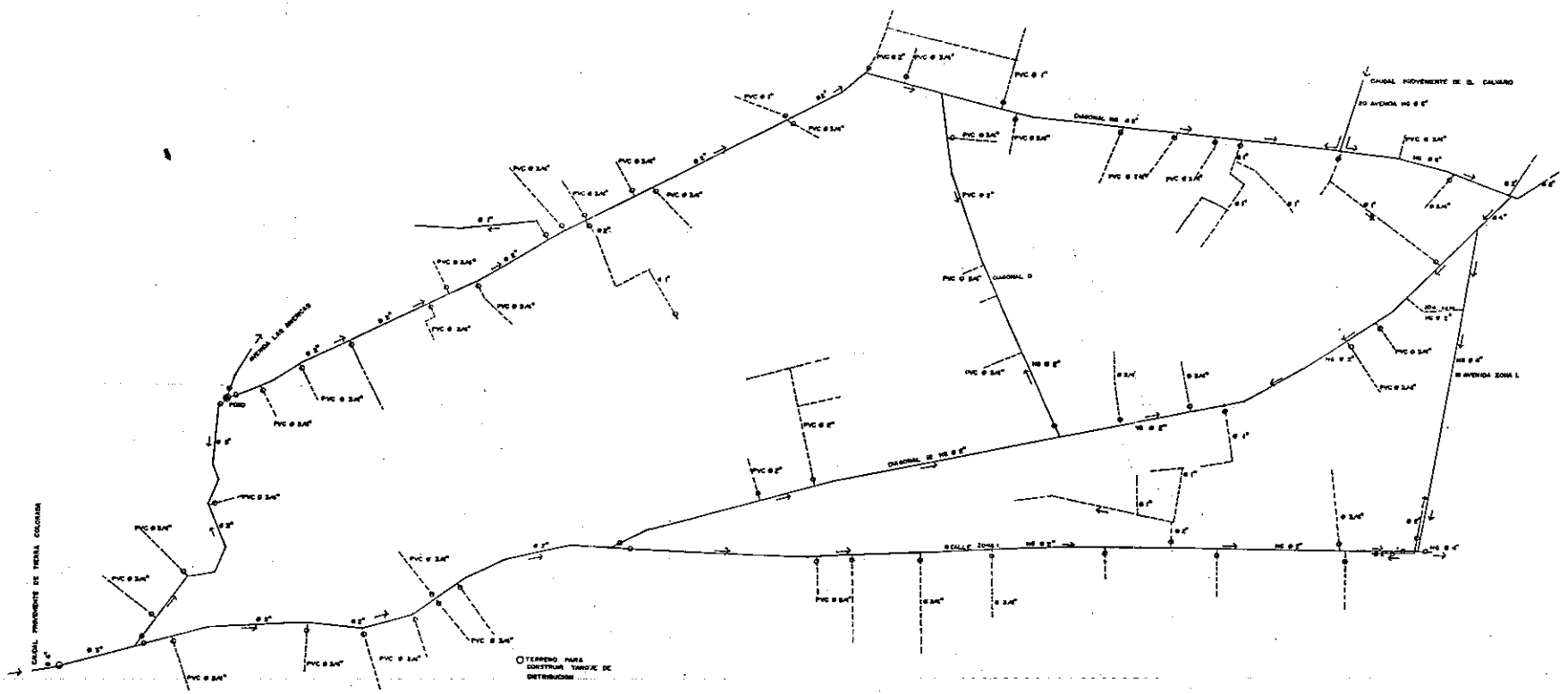


PLANO HABITACIONAL

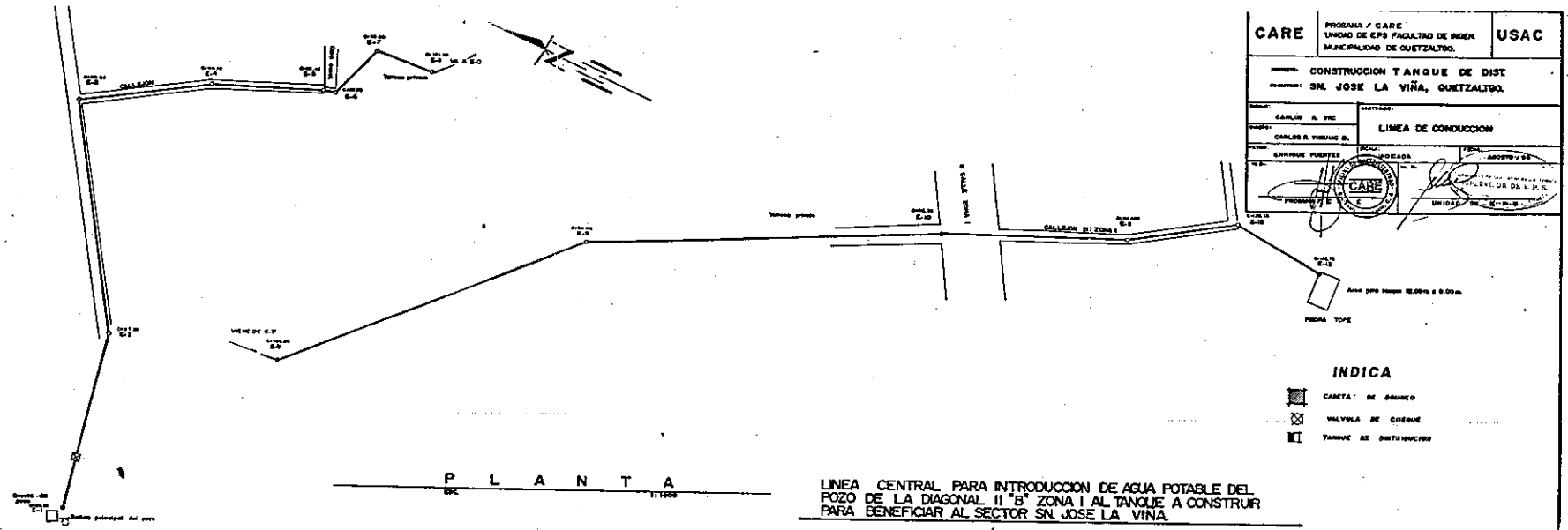
CARE	CONVENIO: PROGRAMA / CARE UNIDAD DE EPS FACULTAD DE INGENIERIA MUNICIPALIDAD DE QUETZALTENANGO.	USAC
PROYECTO: AGUA POTABLE		
COMUNIDAD: SAN JOSE LA VIÑA ZONA I QUETZALTENANGO.		
DIBUJO: - EPS. ING. CARLOS TIBUAC	CONTENIDO: RED DE DISTRIBUCION ACTUAL	
LEVANTO: EPS. ING. CARLOS TIBUAC	NO. ESCALA	FECHA: JULIO 1995
Vo.Bo. ING. ENRIQUE FUENTES, COORDINADOR CARE	Vo.Bo. ING. JUAN MERCK, SUPERVISOR EPS.	

REFERENCIAS

- POZO DENOMINADO THELMA QUINTAN
- TUBERIA HCO PRINCIPAL
- TUBERIA DE RAMALES
- VALVULA PVC COMPUERTA O DE PASO
- SENTIDO DEL FLUJO.

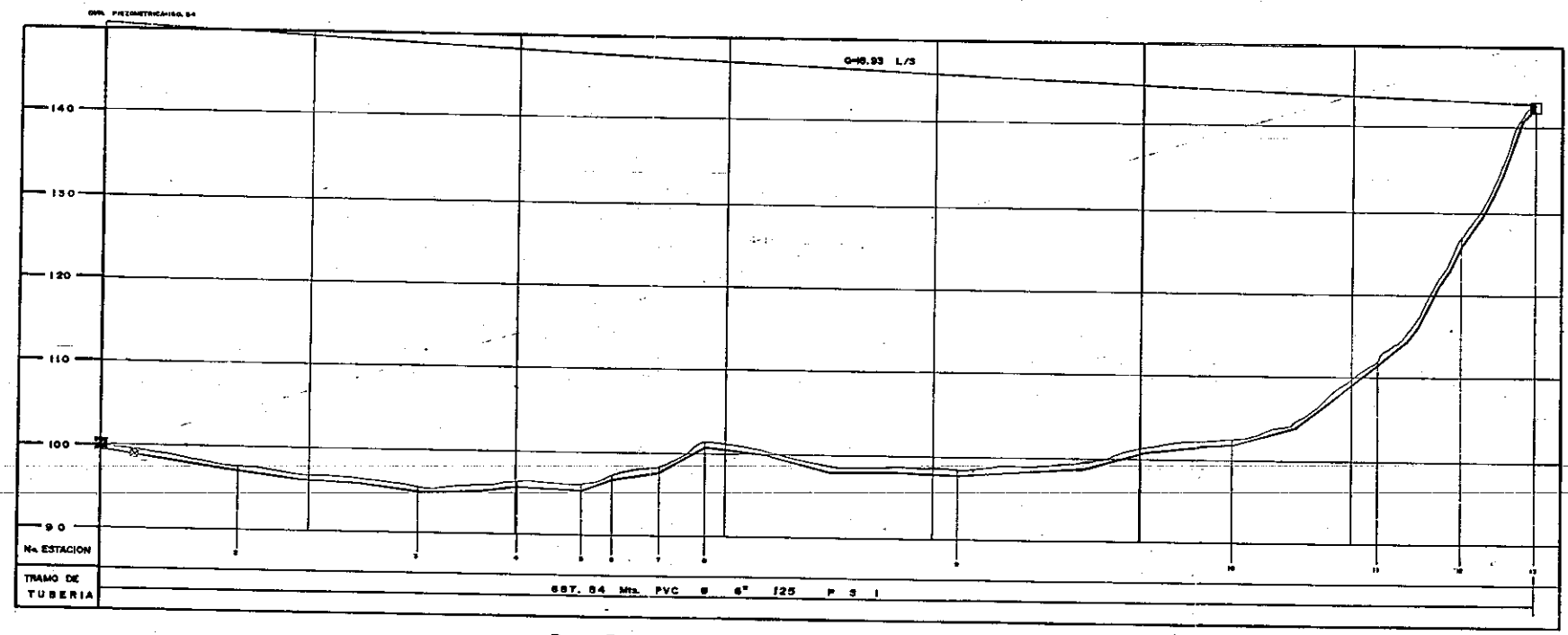


CARE	PROSANA / CARE UNIDAD DE EPS FACULTAD DE INGEN. MUNICIPALIDAD DE QUETZALTEO.	USAC
PROYECTO:	CONSTRUCCION TANQUE DE DIST.	
UBICACION:	SN. JOSE LA VIÑA, QUETZALTEO.	
DIBUJO: CARLOS A. VAC	CONTENIDO: LINEA DE CONDUCCION	
DISEÑO: CARLOS R. YUBINAC G.		
REVISO: ENRIQUE FUENTES	ESCALA: INDICADA	FECHA: AGOSTO / 95
No. Dr.	No. Ex.	
PROGRAMA: E	UNIDAD DE: E-P-S	

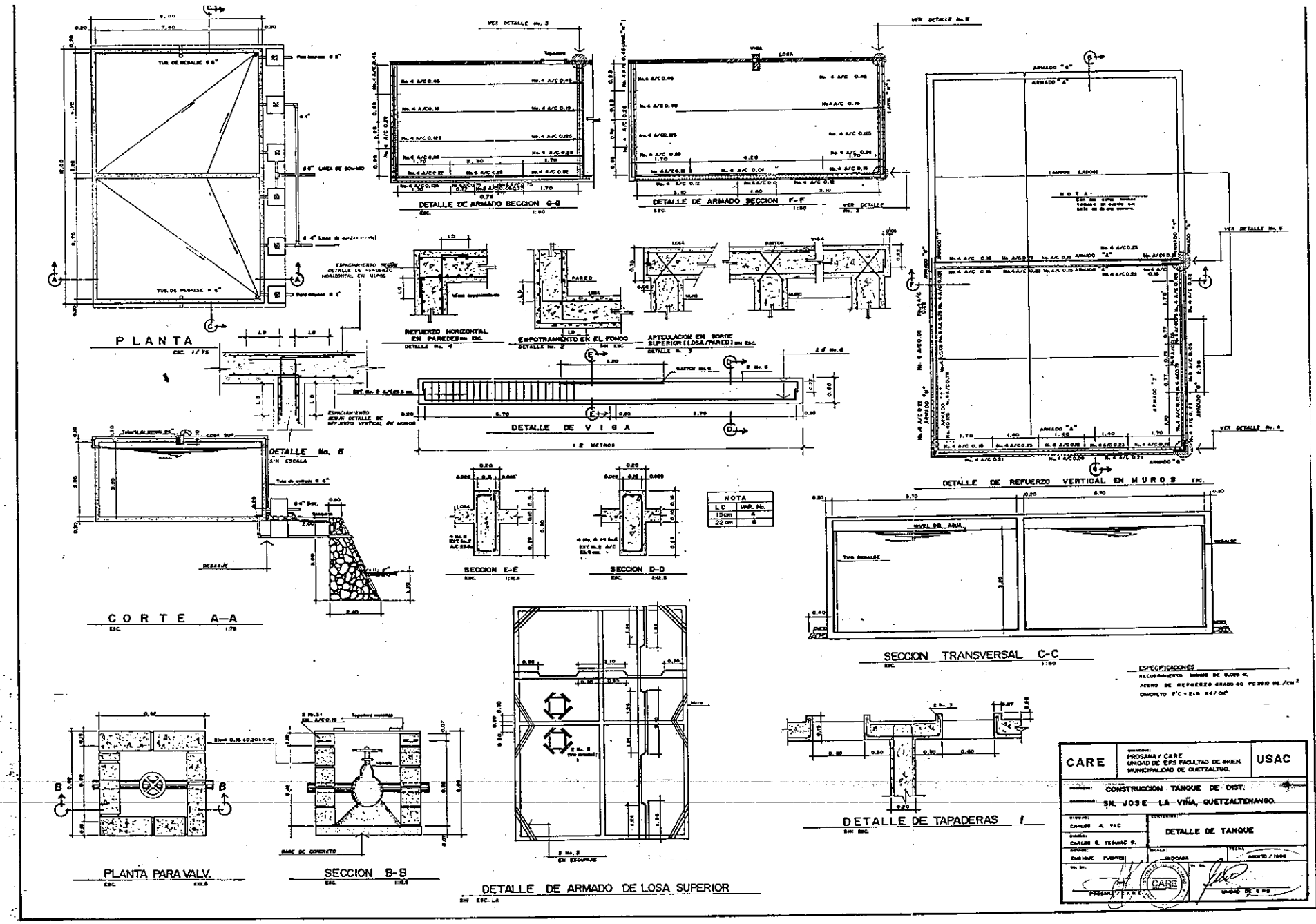


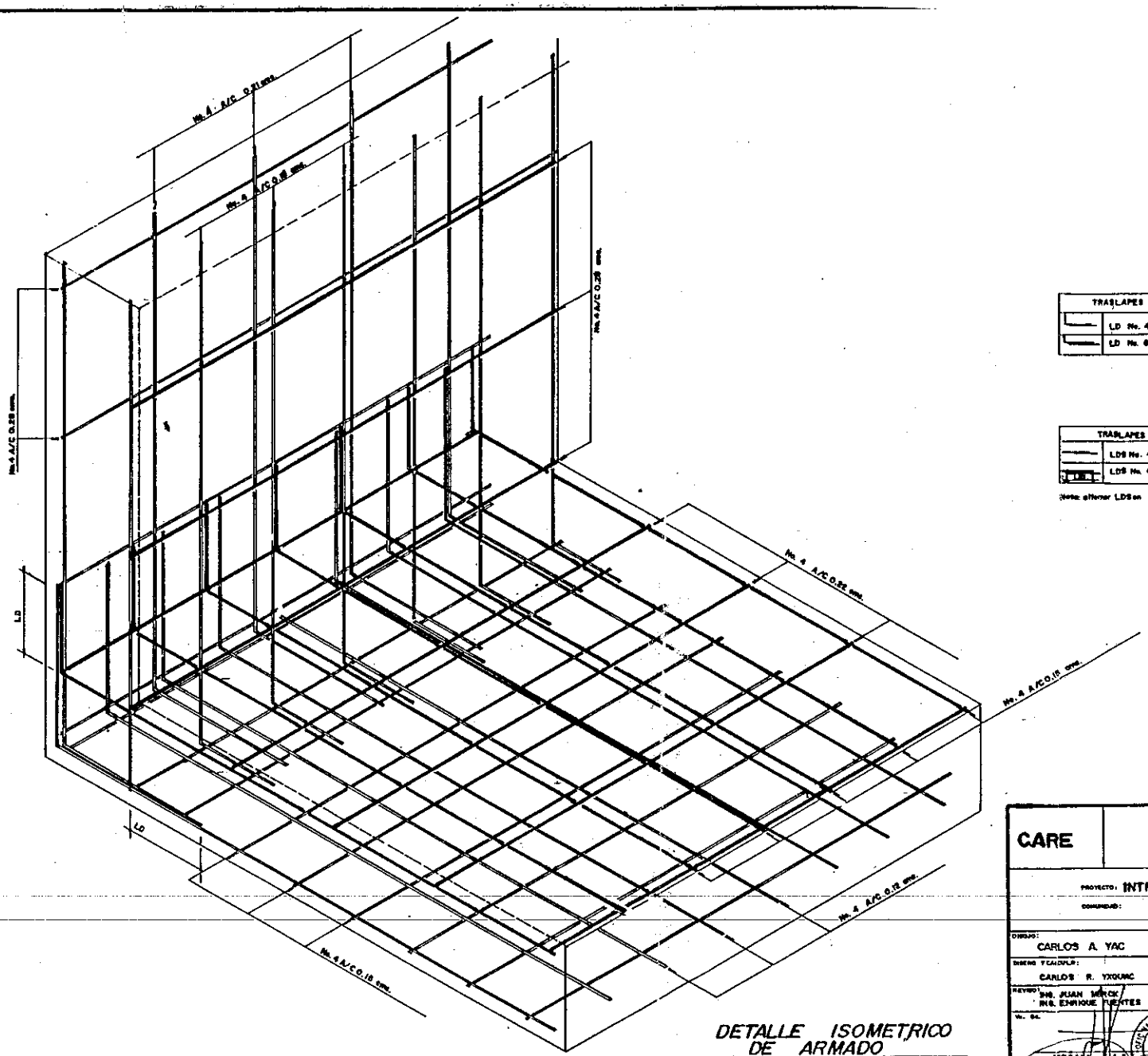
P L A N T A

LINEA CENTRAL PARA INTRODUCCION DE AGUA POTABLE DEL POZO DE LA DIAGONAL 11 "B" ZONA I AL TANQUE A CONSTRUIR PARA BENEFICIAR AL SECTOR SN. JOSE LA VIÑA



P E R F I L


PLANTA
DETALLE DE ARMADO SECCION G-G
DETALLE DE ARMADO SECCION F-F
DETALLE DE VIGA
DETALLE DE REFUERZO VERTICAL EN MUROS
REFUERZO HORIZONTAL EN PAREDES
EMPOTRAMIENTO EN EL FONDO
ARTICULACION EN BORDE SUPERIOR (LOSA/PARED)
DETALLE No. 5
CORTE A-A
SECCION E-E
SECCION D-D
NOTA
LD
VAR. No.
15cm
22cm
SECCION TRANSVERSAL C-C
ESPECIFICACIONES
PLANTA PARA VALV.
SECCION B-B
DETALLE DE ARMADO DE LOSA SUPERIOR
DETALLE DE TAPADERAS
CARE
USAC
CONSTRUCCION TANQUE DE DIST.
SN. JOSE LA VIÑA, QUETZALTENANGO.
DETALLE DE TANQUE
CARLOS A. VAZ
CARLOS E. TZUNUAC P.
ENRIQUE FUENTES
AGOSTO / 1998



TRASLAPES	
	LD No. 4 = 0.22 cms.
	LD No. 6 = 0.18 cms.

TRASLAPES	
	LDS No. 4 = 20 cms.
	LDS No. 6 = 45 cms.

Nota: alternar LDS en lugares diferentes

DETALLE ISOMETRICO DE ARMADO

ESC. 1:5

CARE

PROYECTO: INTRODUCCION AGUA POTABLE

COMUNIDAD:

DIBUJO: CARLOS A. YAC

DISEÑO Y CALCULO: CARLOS R. YXQUIC

REVISO: ING. JUAN MENCK / ING. ENRIQUE FUENTES

CONTENIDO: - DETALLE ISOMETRICO DE ARMADO

ESCALA: INDICADA

FECHA:

No. DE:

No. DE:

VISTO BUENO: A. R. [illegible]

VISTO BUENO: [illegible]