



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**DISEÑO DE: INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE AL
CASERÍO EL LIMONAR Y CENTRO RECREATIVO DE LA
CABECERA MUNICIPAL DE AGUACATÁN,
HUEHUETENANGO.**

GELER KENNYN MÉRIDA MORALES

Asesorado por: Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, septiembre de 2004

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE: INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE AL CASERÍO EL
LIMONAR Y CENTRO RECREATIVO DE LA CABECERA
MUNICIPAL DE AGUACATÁN, HUEHUETENANGO.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

GELER KENNYN MÉRIDA MORALES
ASESORADO POR ING. JUAN MERCK COS
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, SEPTIEMBRE DE 2004

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing.	Sydney Alexander Samuels Milson
VOCAL I	Ing.	Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL II	Lic.	Amahán Sánchez Álvarez
VOCAL III	Ing.	Julio David Galicia Celada
VOCAL IV	Br.	Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V	Br.	Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIO	Ing.	Pedro Antonio Aguilar Polanco

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN PRIVADO

DECANO	Ing.	Sydney Alexander Samuels Milson
EXAMINADOR	Ing.	Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing.	Juan Merck Cos
EXAMINADOR	Ing.	Carlos Salvador Gordillo García
SECRETARIO	Ing.	Pedro Antonio Aguilar Polanco

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 graduación titulado:

**DISEÑO DE: INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE AL
CASERÍO EL LIMONAR Y CENTRO RECREATIVO DE LA
CABECERA MUNICIPAL DE AGUACATÁN,
HUEHUETENANGO.**

Tema que fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 8 de mayo de 2003.

Geler Kennyn Mérida Morales

AGRADECIMIENTO A

DIOS

Quien me protegió y cuidó en todo tiempo, a Él sea la gloria y la honra.

LIC. FRANCISCO MÉRIDA

Por ser mi padre y por todo la comprensión, amor y esfuerzo.

FAM. HERNÁNDEZ CASTILLO

Por su protección, cuidado y apoyo: moral, espiritual y económico.

ING. JUAN MERCK

Por su tiempo y asesoría durante el EPS y el trabajo de graduación.

ACTO QUE DEDICO A

MIS PADRES

Francisco Mérida López

Melvy Ludovina Morales Alvarado

Como un reconocimiento a sus múltiples
esfuerzo y sacrificios para alcanzar este triunfo.

MIS HERMANOS

Jesler Juan José, Andder Francisco, Melvy
Yuliana

MIS SOBRINOS

Ana Lucía, Jema Alejandra, Andder Fernando,
José Francisco, Ángel José, Marlon Daniel.

MIS TÍOS

Carlos Hernández, Flora de Hernández, Leticia
Morales.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XI
RESUMEN	XIII
OBJETIVOS	XV
INTRODUCCIÓN	XVII
1. INVESTIGACIÓN	1
1.1. Monografía del municipio	1
1.1.1. Antecedentes históricos	1
1.1.2. Descripción territorial	2
1.1.3. Aspectos físicos	2
1.1.3.1. Localización	2
1.1.3.2. Extensión territorial	2
1.1.3.3. Ubicación geográfica	2
1.1.3.4. Límites y colindancias	3
1.1.3.5. Vías de acceso	3
1.1.3.6. Clima	3
1.1.3.7. Población	3
1.1.3.8. Idioma	4
1.1.3.9. Actividades económicas	4
1.1.3.10. Servicios existentes	5
1.1.3.10.1. Salud	5
1.1.3.10.2. Agua potable	5

1.1.3.10.3.	Drenajes	6
1.1.3.10.4.	Energía eléctrica	6
1.1.3.10.5.	Transporte	6
1.1.3.10.6.	Educación	7
1.1.3.10.7.	Otros servicios existentes	7
1.1.4.	Organización político-administrativo	8
1.1.5.	Organización comunitaria	8
1.1.6.	Presencia institucional	9
1.1.7.	Investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos y de infraestructura	10
1.1.7.1.	Priorización de las necesidades	10
2.	SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	11
2.1.	Diseño del sistema de agua potable	11
2.1.1.	Descripción del proyecto	11
2.1.2.	Levantamientos topográficos	11
2.1.3.	Período de diseño	12
2.1.4.	Crecimiento poblacional	12
2.1.5.	Fuentes de agua	13
2.1.5.1.	Aforo de fuente	14
2.1.5.2.	Calidad del agua	15
2.1.6.	Datos de diseño	16
2.1.7.	Dotación	17
2.1.8.	Factores de consumo	18
2.1.8.1.	Factor de día máximo (F.D.M.)	19
2.1.8.2.	Factor de hora máximo (F.H.M.)	19
2.1.9.	Caudales de diseño	20
2.1.9.1.	Caudal medio diario	20
2.1.9.2.	Caudal máximo diario	20

2.1.9.3.	Caudal de hora máximo	21
2.1.9.4.	Factor de gasto	21
2.1.10.	Diseño de la línea de conducción	21
2.1.11.	Diseño de la red de distribución	23
2.1.12.	Diseño del tanque de distribución	27
2.1.13.	Sistema de desinfección	34
2.1.14.	Diseño de paso aéreo	35
2.1.15.	Caja de captación	45
2.1.16.	Caja de válvulas	46
2.1.17.	Caja Rompe-presión	47
2.1.18.	Presupuesto del sistema de abastecimiento de agua	48
2.2.	Diseño del centro de recreativo	50
2.2.1.	Descripción del proyecto	50
2.2.2.	Localización	50
2.2.3.	Levantamiento topográfico	50
2.2.4.	Requerimiento de áreas	50
2.2.5.	Diseño de elementos	51
2.2.5.1.	Diseño de la estructura del salón	51
2.2.5.1.1.	Diseño de la cubierta	51
2.2.5.1.1.1.	Diseño de costaneras	51
2.2.5.1.1.2.	Diseño del tendal	55
2.2.5.1.2.	Diseño de columnas	57
2.2.5.1.3.	Diseño de zapatas	58
2.2.5.1.4.	Diseño de muros	61
2.2.5.2.	Diseño de muro de contención	62
2.2.5.3.	Diseño de churrasqueras, mesas y bancas	63
2.2.5.4.	Parqueo del centro	63
2.2.5.5.	Diseño de vestidores y baños	63

2.2.5.5.1.	Muros	63
2.2.5.5.2.	Cimiento corrido	64
2.2.5.5.3.	Techo	66
2.2.5.6.	Diseño del puente peatonal	67
2.2.5.6.1.	Diseño de losa	67
2.2.5.6.2.	Viga principal	69
2.2.5.7.	Diseño de la garita de acceso	72
2.2.5.7.1.	Muros	72
2.2.5.7.2.	Techo	73
2.2.6.	Presupuesto del centro recreativo	73
CONCLUSIONES		81
RECOMENDACIONES		83
BIBLIOGRAFÍA		85
APÉNDICE		87

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Dimensionamiento de losa	28
2	Geometría del muro del tanque	31
3	Distribución de presiones en el muro del tanque	32
4	Hipoclorador PPG modelo 3015	34
5	Columna del paso aéreo	40
6	Zapata del paso aéreo	43
7	Anclaje de concreto	44
8	Costaneras tipo “C”	52
9	Columna principal del salón	58
10	Zapata principal del salón	61
11	Cimiento corrido	66
12	Viga principal del puente peatonal	71
13	Planta general de línea de conducción y red de distribución	87
14	Planta perfil línea de conducción, de la estación E-0 a E-35	88
15	Planta perfil línea de conducción, de la estación E-35 a E-53	89
16	Planta perfil red de distribución, ramal 2 y ramal 4	90
17	Planta perfil red de distribución, ramal 6 y ramal principal	91
18	Planta perfil red de distribución, ramal 9 y ramal 1	92
19	Planta perfil red de distribución, ramal 3 y ramal 5	93
20	Planta perfil red de distribución, ramal 7 y ramal 8	94
21	Detalles de caja de captación y caja rompe-presión	95

22	Detalles de válvulas de aire y de limpieza	96
23	Detalles del tanque de distribución	97
24	Detalles de pasos aéreos	98
25	Planta de conjunto, centro recreativo	99
26	Salón de usos múltiples	100
27	Detalles de techo y electricidad	101
28	Detalles del muro y puente peatonal	102
29	Detalles de batería sanitaria	103
30	Detalles de vestidores	104
31	Detalles de garita de acceso	105
32	Detalles de churrasqueras	106
33	Análisis del agua	107

TABLAS

I	Datos recolectados del aforo de los nacimientos	14
II	Datos de diseño	16
III	Uso y consumo del agua	17
IV	Dotaciones para sistemas de agua potable	18
V	Memoria de cálculo hidráulico	26
VI	Fuerzas verticales aplicadas en el tanque de distribución	32
VII	Tensiones en los cables	38
VIII	Presupuesto por cantidad de trabajo	49
IX	Dimensiones de costaneras	52
X	Secciones de costaneras	53
X	Costo total del centro recreativo	73
XII	Presupuesto del salón	74
XIII	Presupuesto de baños	75

XIV	Presupuesto de vestidores	76
XV	Presupuesto churrasqueras, mesas y bancas	77
XVI	Presupuesto puente peatonal	78
XVII	Presupuesto de la garita de acceso	79

LISTA DE SÍMBOLOS

C	Coficiente de Hazen-Williams
HG	Hierro galvanizado
PVC	Policloruro de vinilo
N.E.	Nivel estático
C.T.F.	Cota de terreno final
C.T.I.	Cota de terreno inicial
Hf	Pérdida de carga en metros
Q	Caudal en litros por segundo
PSI	Libras por pulgada cuadrada
m.c.a.	Metros columna de agua
msnm	Metros sobre el nivel del mar
Gal	Galones
L/s	Litros sobre segundos
L/Hab/día	Litro por habitante por día
As	Área de acero
As min	Área de acero minina
As max	Área de acero máxima
Ast	Área de acero por temperatura
M	Momento
V	Corte
ρ	Porcentaje de acero
δ	Peso específico
W	Carga total

GLOSARIO

ACI	Instituto Americano del Concreto.
Agua potable	Agua sanitariamente segura y agradable a los sentidos.
Agua sanitariamente segura	Agua exenta de microorganismos patógenos y de sustancias químicas dañinas a la salud humana.
Aforo	Operación que consiste en medir un caudal
Azimut	Ángulo horizontal referenciado desde un norte magnético o arbitrario; su rango va de 0 a 360 grados.
Caudal	Cantidad de agua que circula por una sección de flujo por una unidad de tiempo. Este es expresado en litro por segundo.
Consumo	Es la cantidad de agua que realmente es usada por una persona o población.
Demanda	Es la cantidad de agua, deseada por una persona o población.
Dotación	Es la cantidad de agua que se le asigna a una persona por día.

Fuente	Manantial de agua que brota de la tierra.
Gravedad	Fuerza que hace que los cuerpos sean atraídos hacia la tierra.
Hipoclorador	Aparato que sirve para la dosificación de pequeñas cantidades de hipoclorito de calcio a la entrada de un tanque de distribución de agua potable.
Mampostería	Es un sistema constructivo que se basa en los elementos que van unidos entre sí, por medio de una mezcla conocida como mortero: arena y cemento, para soportar cargas que se le apliquen.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación contiene, en forma detallada, el procedimiento con el cual se desarrolló el proyecto denominado Diseño de introducción de agua potable al caserío El Limonar y centro recreativo de la cabecera municipal de Aguacatán.

El mismo, contiene la investigación de campo realizada, la cual generó la información monográfica del lugar, ésta, muestra un cuadro general de las condiciones físicas, económicas y sociales de la población, que regirán todos los criterios adoptados en este estudio.

Además, se describe el servicio técnico profesional el cual incluye los diseños a usar, basados en criterios técnicos, como también, el cálculo necesario para garantizar que sean eficientes y vayan conforme a la capacidad económica y necesidades de la población a servir.

OBJETIVOS

General

Realizar el diseño de introducción de agua potable al caserío El Limonar y centro recreativo del municipio de Aguacatán, cumpliendo con los criterios, normas y especificaciones técnicas requeridas.

Específicos

1. Diseñar el sistema de introducción de agua potable al caserío El Limonar y centro recreativo de la cabecera municipal de Aguacatán, Huehuetenango.
2. Desarrollar una investigación de tipo monográfica y diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos y de infraestructura del lugar objeto de este estudio.
3. Capacitar a los miembros del comité de la comunidad El Limonar sobre aspectos de operación y mantenimiento del sistema de abastecimiento de agua potable.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de graduación, contiene el diseño de dos proyectos para el municipio de Aguacatán, éstos son:

El caserío El Limonar, que cuenta actualmente con una población de 148 habitantes, el cual tiene el problema de la falta de un sistema de agua potable, esto, pone en riesgo la salud y la calidad de vida de la comunidad, por lo que se propone el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable, aplicando los criterios que garanticen un sistema adecuado y eficiente.

La cabecera municipal de Aguacatán, cuenta con un centro recreativo, el que, debido al tiempo, su uso, y la falta de mantenimiento se ha venido perdiendo, por lo que se propone el diseño de un centro recreativo que genere con éste, la reactivación económica en cuanto al turismo en la región.

En la primera parte, se presenta la investigación monográfica del municipio de Aguacatán, la cual muestra su situación geográfica, social y de infraestructura.

El siguiente, está conformado por dos secciones, la primera, el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable al caserío El Limonar y, la segunda, el diseño de un centro recreativo de la cabecera municipal de Aguacatán. En estas dos secciones, se presentan los diferentes parámetros, criterios, normas y cálculos, que dan como resultado la elaboración de los planos y presupuestos de cada uno de los diseños.

1. INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del municipio

1.1.1. Antecedentes históricos

El territorio del municipio de Aguacatán ha estado habitado desde tiempos inmemoriales por los pueblos de descendencia maya, tal como se desprende de los estudios antropológicos y etnohistóricos.

Según los documentos de la Academia de Lenguas Mayas Awakateka, la antigua ciudad Awakateka, situada al oeste de la cabecera municipal, en lo que hoy es el cantón Aguacatán, hizo su aparición en la etapa clásica (del 300 al 1,000 d.C.) aunque no fue hasta la etapa post-clásica tardía (de 1,200 a 1,524 d.C.), que este centro tomó auge. En esta época, los dos centros aparecen como ciudades fortificadas, con características de una cultura estratégica y guerrera, debido a la amenaza de la expansión del imperio K'iché.

Actualmente, Aguacatán se encuentra formada por la unión de dos antiguos municipios, el de Aguacatán y el de Chalchitán, según acuerdo gubernativo del año de 1891 y en cuyas bases nombra al nuevo municipio con el nombre de Aguacatán.

1.1.2. Descripción territorial

El municipio de Aguacatán es atravesado de oeste a este por la cordillera de los Cuchumatanes. En el centro del municipio se extiende un valle al pie de los Cuchumatanes, en el que se sitúa la cabecera municipal y las tierras más fértiles, a una altitud de 1,670 msnm. Este valle es atravesado por varios ríos que riegan las huertas, los cuales son: Blanco, San Juan, Bucá y Seco.

1.1.3. Aspectos físicos

1.1.3.1. Localización

Aguacatán es uno de los 31 municipios del departamento de Huehuetenango. Se encuentra a 285 Kilómetros al noroeste de la ciudad capital y aproximadamente a 25 Kilómetros al este de la cabecera departamental de Huehuetenango.

1.1.3.2. Extensión territorial

Su extensión territorial es de 300 Km² y su densidad demográfica es de 151.55 habitantes por Km², dispersos dentro de este territorio hay 80 núcleos habitados, distribuidos en: aldeas, caseríos, cantones, barrios y la cabecera municipal.

1.1.3.3. Ubicación geográfica

El municipio de Aguacatán se encuentra a una altitud de 1,670 msnm, y sus coordenadas son 15° 20' 26" de latitud norte y 91° 18' 50" de longitud oeste.

1.1.3.4. Límites y colindancias

El municipio colinda al norte con Chiantla (Huehuetenango) y Nebaj (Quiché), al este con Sacapulas, al sur con San Pedro Jocopilas (ambos pertenecientes al departamento del Quiché) y al oeste con Huehuetenango y Chiantla.

1.1.3.5. Vías de acceso

Al municipio de Aguacatán se accede desde Huehuetenango a través de una carretera de terracería bastante accidentada que transcurre al pie de la cordillera de los Cuchumatanes, se trata de la ruta 7-W, el eje norte que comunica los departamentos de Huehuetenango, Quiché y Alta Verapaz.

1.1.3.6. Clima

En la parte sur que viene siendo la parte más baja, el clima es cálido y seco, el terreno es bastante árido, rocoso y escasea el agua. Al norte, en las alturas de los Cuchumatanes el clima es frío durante todo el año y en la parte central el clima es templado.

1.1.3.7. Población

Aguacatán es un municipio con una población pluricultural, multilingüe y multiétnica conformada por cinco grupos étnicos: chalchitecos, awakatekos, quichés, mames y ladinos. Cada grupo genera aportes importantes en la vida social, cultural y económica del municipio.

La población del municipio de Aguacatán según el último censo realizado en el año 2001 muestra que existe una población de 45,465 habitantes, de los cuales 22,913 son mujeres (50.1 %) y 22,552 son hombres (49.4%).

1.1.3.8. Idioma

Los idiomas varían dependiendo de la comunidad y grupo étnico, siendo los principales: chalchiteco, awakateko, quiché, mam y el español en un 85% de la población.

1.1.3.9. Actividades económicas

Aguacatán es un municipio de vocación agrícola y por tanto, la mayor parte de sus habitantes, especialmente en el área rural se dedican a la agricultura, buena parte de los ingresos del municipio proceden de la comercialización de productos como el ajo y la cebolla en mercados nacionales e internacionales.

En cuanto a la cabecera municipal, donde habita el 18% de la población, toma importancia el sector servicio como: el transporte de camionetas, picops, y los comercios.

Además de la agricultura y el comercio, otra fuente de ingreso para la actividad económica del municipio son las remesas monetarias que regularmente envían desde los Estado Unidos.

1.1.3.10. Servicios existentes

Los servicios en el área rural, donde habita el 82% de la población del municipio, son bastante precarios a nivel general. Servicios e infraestructura básica como la atención sanitaria, la educación, el abastecimiento de agua y las vías de accesos a las comunidades, por citar algunos, son aún bastantes deficientes en la mayoría de los casos.

1.1.3.10.1. Salud

En lo referente a la infraestructura de salud, se tiene: 1 centro de salud situado en la cabecera municipal y 8 puestos de salud en el área rural.

1.1.3.10.2. Agua potable

En el caso de área rural de 6,227 familias, el 53% dispone de agua entubada aunque el servicio es muy irregular, el 18% hace uso de pozos, el 10.8% tiene acceso a nacimientos, el 6.68% recurre a aguas estancadas, el 11% van a buscar agua a los ríos, mientras que el 0.16% consigue agua de lagunas, es significativo que el 0.36% afirma no tener ningún medio para abastecerse de agua.

El servicio en el área urbana se abastece del agua proveniente de tres tanques de distribución, para una población estimada de 8,000 habitantes que conforman las 1,071 familias que gozan del servicio del agua entubada.

1.1.3.10.3. Drenajes

El sistema de drenaje solamente existe en el área urbana y se conectan a este, 850 familias de un total de 1,196 es decir que 346 no poseen todavía este servicio.

El mecanismo de disposición de excreta que utiliza la población en el área rural son: letrinas tradicionales y aboneras en 3,453 familias, al aire libre 1,952 familias, mientras que familias que poseen inodoro solamente son 281.

1.1.3.10.4. Energía eléctrica

La empresa Distribuidora Eléctrica de Occidente S.A. (DEOCSA) y parte del consorcio de capital español Unión FENOSA, son las que abastecen de electricidad a la gran parte de los usuarios de todo el municipio, sin embargo algunas comunidades de la parte sur reciben el servicio de la Empresa Eléctrica de Huehuetenango.

En el área rural actualmente un 62% de la población posee energía eléctrica, mientras que en el área urbana la totalidad cuenta ya con este servicio.

1.1.3.10.5. Transporte

En cuanto a este servicio, el medio más importante es el de camioneta o servicio colectivo, que comunica Aguacatán con los municipios vecinos; Huehuetenango, Chiantla y Sacapulas.

Además de estos servicios, existen también algunas líneas internas de transporte como: Xixviac-Pichiquil, Ojo de Agua-Cantzela y Nueva Esperancita-Exchimal, que operan sólo determinados días a la semana. En las zonas donde no llega el servicio de transporte colectivo y las vías son transitables existe la alternativa de los picops o fleteros.

1.1.3.10.6. Educación

Es un servicio que presta principalmente el Ministerio de Educación y cubre a un 80% del municipio, el cual cuenta con un total de 50 establecimientos en los que se imparte educación primaria, 1 Instituto de Tele-secundaria, y 1 Centro de Atención Integral. Además, funciona el Comité Nacional de Alfabetización (CONALFA) y el Programa de Autogestión para el Desarrollo Educativo (PRONADE) que tiene a su cargo 20 centros que imparten educación primaria.

También existen en el municipio otras instituciones de enseñanza privada y organizaciones no gubernamentales de desarrollo, que apoyan la labor de alfabetizar y de ofrecer educación formal, como es el caso de la escuela privada COCMA, el Instituto Mayence, el Centro Evangélico Belén, el Colegio San Juan Bosco, la asociación ASDIA, entre otros.

1.1.3.10.7. Otros servicios existentes

Radios, servicio de correos, Policía Nacional Civil, Juzgado de Paz, bancos, cooperativas y organizaciones de desarrollo como PRODESSA y MAIZACA.

1.1.4. Organización político-administrativo

La Municipalidad de Aguacatán como eje máximo en la organización política del municipio tiene como objetivo principal; ofrecer los servicios administrativos básicos de atención a la población, cuyas funciones están debidamente especificadas en el código Municipal reformado en el año 2002.

Los departamentos existentes en la Municipalidad al servicio de la población son: recepción, tesorería, secretaría, registro civil, registro de vecindad, unidad técnica municipal, oficina forestal. Además, tiene bajo su responsabilidad otros servicios que contribuyen al buen desenvolvimiento de la vida y las actividades diarias de los vecinos como lo son: mercado, rastro, recolección de basura, mantenimiento de las calles, parques, así como la biblioteca entre otros.

1.1.5. Organización comunitaria

En cada comunidad existen grupos integrados por autoridades comunitarias, directivas de comités, comisiones, etc. Y todos los integrantes de la comunidad tienen la obligación de prestar sus servicios a estas estructuras comunitarias, que tienen como función principal velar por las necesidades y el mejoramiento de la calidad de vida de la población que representan.

Dentro de las estructuras comunitarias del municipio de Aguacatán se pueden mencionar: alcaldes auxiliares o comunitarios, comités pro-mejoramiento, comités educativos, líderes espirituales o religiosos, promotores de salud, comadronas, guardabosques, grupos de mujeres y grupos juveniles.

1.1.6. Presencia institucional

La presencia institucional se encuentra dentro del municipio, tanto gubernamentales como no gubernamentales, entre las cuales se pueden mencionar:

- **Instituciones gubernamentales:**

Comisión Presidencial para la Reforma del Estado Descentralización y Participación Ciudadana (COPRE), Fondo de Inversión Social (FIS), Fondo para la Paz (FONAPAZ), Fondo de Desarrollo Indígena de Guatemala (FODIGUA), Secretaría para la Paz (SEPAZ), ONG nacionales: Servicios Jurídicos y Sociales (SERJUS), Centro de Acción Legal para los Derechos Humanos (CALDH).

- **Instituciones no gubernamentales:**

Dentro de estas instituciones se encuentran: MAIZCA, de Córdoba España, CISP de Italia, PRODESSA, de origen religioso que recibe fondos de España, las cuales promueven la inversión tanto económica como social, con la creación de proyectos que llegan directamente a las comunidades necesitadas del municipio.

1.1.7. Investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos y de infraestructura

1.1.7.1. Priorización de las necesidades

Tomando como base los listados de necesidad expresadas por las comunidades a través de encuestas comunales, se evidencia que las principales necesidades en infraestructura y servicios son:

- Abastecimiento de agua.
- La ampliación de la cobertura de salud, con la construcción de centros y puestos de salud.
- La construcción de escuelas e institutos de enseñanza básica en algunos puntos estratégicos del territorio municipal, así como mejoramiento de las ya existentes.
- La implementación de una red vial que facilite la comunicación entre las comunidades con los departamentos vecinos.
- La mejora de las instalaciones del centro recreativo del municipio de Aguacatán, que garantice a los pobladores la obtención de recursos económicos a través de la venta de artesanías, con la llegada del turismo al lugar.

Partiendo de estas necesidades y las planteadas por la municipalidad, se dio como prioridad dentro del Ejercicio Profesional Supervisado, al diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para el caserío El Limonar y al diseño del centro recreativo del municipio de Aguacatán, como una solución a sus necesidades.

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño del sistema de agua potable

2.1.1. Descripción del proyecto

El proyecto, consiste en el diseño del sistema de agua potable por gravedad, para el caserío El Limonar, aldea Tuixcox, del municipio de Aguacatán, el cual beneficiará a una población actual de 148 habitantes.

Este sistema, contará con dos partes principales las cuales son: la línea de conducción con una longitud aproximada de 3 Km., que consiste en conducir el agua desde la captación formada por dos nacimientos de brote definido, a través de tuberías que llevarán: válvulas de aire, limpieza, cajas rompe-presiones, pasos aéreos, donde se requieran, hasta finalizar en la construcción de un tanque de distribución de concreto ciclópeo de 15 m³ de volumen. La segunda parte, consistirá en una red abierta de distribución que parte desde el tanque hacia cada casa por medio de 9 ramales, siendo conducida el agua por medio de tuberías de PVC de diámetros variados.

2.1.2. Levantamientos topográficos

La topografía para acueductos contendrá los dos métodos principales, la planimetría y altimetría:

La planimetría que consiste en la proyección del terreno sobre un plano horizontal para la cual se utilizará el método conservación del azimut. La altimetría considera las diferencias de nivel entre puntos de un terreno, para este levantamiento se utilizará el método taquimétrico.

El equipo utilizado para la topografía fue el siguiente:

- Teodolito de precisión
- Cinta métrica de 50 metros
- Brújula
- Estadal
- Plomada

Los datos como los resultados obtenidos se traducen en la formación de los planos, los cuales se presentan en el apéndice.

2.1.3. Período de diseño

El período de diseño es el tiempo en el cual el sistema proveerá un servicio satisfactorio a la población, y esta en función de algunos criterios como: la vida útil de los materiales, crecimiento económico y poblacional, como también la existencia de otros servicios dentro de la comunidad.

Para este caso se estimó, un período de diseño de 20 años, además se debe contemplar un tiempo adicional por gestión administrativa y financiera de 1 año, dando como resultado un período de diseño total de 21 años.

2.1.4. Crecimiento poblacional

Para calcular la proyección futura de la población, se considerará como el método más adecuado para la obtención de estos datos, el método geométrico, ya que toma como base los datos del último censo y la tasa de crecimiento poblacional del municipio, basados en las estimaciones calculadas por el INE (Instituto Nacional de Estadística) y censos realizados por la municipalidad y la propia comunidad.

La fórmula empleada para este método, es la siguiente:

$$Pf = Pa (1+i)^{(N+n)}$$

Donde:

Pf = Población futura.

Pa = Población actual.

i = Tasa de crecimiento.

N = Período de diseño.

n = Período adicional por gestión administrativa-financiera.

Para el proyecto en estudio se tiene la siguiente información:

Población actual Pa = 148 Hab.

Tasa de crecimiento para el municipio de Aguacatán i = 2.4%

Período de diseño N = 20 años.

Período adicional n = 1 año.

$$Pf = 148 * (1+0.024)^{(20+1)} = 243.53 \text{ Hab.} \approx 244 \text{ Hab.}$$

2.1.5. Fuentes de agua

Las fuentes de aguas se pueden clasificar en: aguas de lluvia, superficiales y subterráneas.

En el caso particular interesa analizar principalmente las aguas superficiales, dado que la fuente de abastecimiento son dos nacimientos de brote definido, que es por definición el surgimiento a la superficie del agua subterránea en forma natural.

2.1.5.1. Aforo de fuente

El método utilizado para aforar los nacimientos fue el volumétrico, en el cual se realizaron tres mediciones a los dos nacimientos. Tomando como resultado el promedio de las mismas, se obtiene como caudal de aforo total entre los dos nacimientos 0.45 L/s.

Tabla I. Datos recolectados del aforo de los nacimientos

Nacimiento 1 del caserío El Limonar	
Volumen (Galones)	5.00
Tiempo 1 (seg)	65.10
Tiempo 2 (seg)	64.95
Tiempo 3 (seg)	65.35
Caudal de aforo (Gal/s)	0.08
Caudal de aforo (L/s)	0.29
Nacimiento 2 del caserío El Limonar	
Volumen (Galones)	5.00
Tiempo 1 (seg)	118.75
Tiempo 2 (seg)	118.26
Tiempo 3 (seg)	117.95
Caudal de aforo (Gal/s)	0.04
Caudal de aforo (L/s)	0.16

2.1.5.2. Calidad del agua

Los resultados obtenidos sobre la calidad del agua de los nacimientos del caserío El Limonar, fueron analizados por el centro de salud de la cabecera de Aguacatán, en los cuales se indica que el nacimiento es “apto para consumo humano”, estos resultados están basados a través del análisis bacteriológico, que tiene como objetivo principal proporcionar la información necesaria sobre la cantidad de contaminación bacteriana y principalmente fecal presentes en el agua, es decir; que para que el agua sea sanitariamente segura debe de estar exenta de agentes patógenos de origen entérico y parasitario. Estos resultados se presentan en el apéndice.

2.1.6. Datos de diseño

Tabla II. Datos de diseño

Clima	Frío
Fuente	Nacimiento
Sistema	Gravedad
Período de diseño (años)	21
Tasa de crecimiento (%)	2.4
Población actual	148
Población futura	244
Densidad por vivienda (Hab/casa)	5.5
Viviendas actuales	27
Viviendas futuras	44
Dotación (L/Hab/día)	80
Caudal de aforo total (L/s)	0.45
Caudal medio (L/s)	0.226
Factor de día máximo	1.2
Caudal de conducción (L/s)	0.271
Factor hora máximo	1.8
Caudal de distribución (L/s)	0.407

2.1.7. Dotación

La dotación es la cantidad de agua que se le asigna a una persona durante un día de actividad, dentro de una población. Esta dotación debe de suplir todas las necesidades en cuanto a utilización del agua se requiera, generalmente se expresa en Litros/Habitantes/por día (L/Hab/día).

La dotación se encuentra en función al uso y consumo del agua por las personas debido al clima, educación y costumbres principalmente, para su estimación fue necesario realizar entrevistas a los pobladores de la comunidad para cuantificar la cantidad de agua utilizada para diferentes actividades cotidianas, lográndose establecer los siguientes datos:

Tabla III. Uso y consumo del agua

Uso o actividad	Consumo estimado
Consumo humano	2.00 L/Hab/día
Cocinar	3.00 L/Hab/día
Utensilios de cocina	4.00 L/Hab/día
Aseo de casa	4.00 L/Hab/día
Lavar ropa	15.00 L/Hab/día
Aseo personal	11.00 L/Hab/día
Actividades varias	25.00 L/Hab/día
Consumo total estimado	64.00 L/Hab/día

Partiendo del consumo estimado se podrá obtener una dotación, tomando como parámetros las especificaciones o criterios que sirven de apoyo, entre las cuales están:

Tabla IV. Dotaciones para sistemas de agua potable

Dotación (L/Hab/día)	Sistema de abastecimiento
De 30 a 40	Pozo excavado y bomba manual
De 40 a 50	Llena cántaros en clima frío
De 50 a 60	Llena cántaros en clima cálido
De 60 a 80	Conexión predial en clima frío
De 80 a 100	Conexión predial en clima cálido
De 100 a 150	Conexión domiciliar en clima frío
De 150 a 200	Conexión domiciliar en clima cálido
De 200 a 250	Colonias residenciales, urbanas

Para el proyecto en estudio, se utilizará una dotación de 80 L/Hab/día.

2.1.8. Factores de consumo

Estos son factores de seguridad, se utilizan para garantizar el buen funcionamiento del sistema en cualquier época del año, bajo cualquier condición.

2.1.8.1. Factor de día máximo (F.D.M.)

Este factor es un incremento porcentual, el cual esta en función de la población a servir:

- Poblaciones menores de 1000 habitantes se usa 1.8
- Poblaciones mayores de 1000 habitantes se usa 1.2

Para este diseño en particular se utilizará en factor de día máximo de 1.2, debido a que el caudal de producción es muy pequeño y un factor muy alto sobrepasaría este caudal.

2.1.8.2. Factor de hora máximo (F.H.M.)

Este factor es un incremento porcentual que esta en función al tamaño de la población de la siguiente forma:

- Poblaciones menores de 1000 habitantes se usa 2.5
- Poblaciones mayores de 1000 habitantes se usa 1.8

Para este diseño en particular se tomará como factor de hora máxima 1.8, debido a que el caudal de producción es muy pequeño y un factor muy alto sobrepasaría este caudal.

2.1.9. Caudales de diseño

2.1.9.1. Caudal medio diario

Es el promedio de los consumos diarios de agua realizados por una población, durante un período de registro de un año, expresándolo en L/s.

Para su cálculo se utilizó la siguiente fórmula:

$$Q_m = \frac{\text{dotación} * \text{Población futura}}{86400} \quad (\text{L/s.})$$

$$Q_m = \frac{80 \text{ L/Hab/día} * 244 \text{ Hab}}{86400}$$

$$Q_m = 0.226 \text{ L/s.}$$

2.1.9.2. Caudal máximo diario

Este caudal es el máximo consumo de agua que puede haber en 24 horas en una población, durante un período de registro de un año. Este caudal se ve afectado por el factor de día máximo y el valor obtenido es utilizado, para el diseño de la línea de conducción.

Para su cálculo se utilizó la siguiente fórmula:

$$Q_c = Q_m * \text{F.D.M.} \quad (\text{L/s})$$

$$Q_c = 0.226 \text{ L/s.} * 1.2$$

$$Q_c = 0.2712 \text{ L/s.}$$

2.1.9.3. Caudal de hora máximo

Este caudal es el máximo consumo de agua en una hora del día en una población, se ve afectado por el factor de hora máxima y el valor obtenido se usará para el diseño de la red de distribución.

$$Q_d = Q_m * F.H.M. \text{ (L/s)}$$

$$Q_d = 0.226 \text{ L/s.} * 1.8$$

$$Q_d = 0.4068 \text{ L/s.}$$

2.1.9.4. Factor de gasto

Este factor se considera como el consumo de agua por vivienda y es con base a este factor que el caudal de hora máxima, se distribuye dentro de los tramos que forman la red de distribución, se obtiene de la división del caudal de hora máxima entre el número total de conexiones prediales futuras.

$$FG = Q_d / \text{No. total de viviendas actuales} \text{ (L/s.)}$$

$$FG = 0.4068 / 27 = 0.015 \text{ L/s.}$$

$$FG = Q_d / \text{No. total de viviendas futuras} \text{ (L/s.)}$$

$$FG = 0.4068 / 44 = 0.0092 \text{ L/s.}$$

2.1.10. Diseño de la línea de conducción

La línea de conducción es la tubería que puede ser de P.V.C. ó H.G., que sale desde la caja de captación o de una caja reunidora de caudales hacia el tanque de distribución. En ella se considera las siguientes obras que dependerán de la topografía del terreno, estas son: válvula de limpieza y de aire, pasos aéreos y caja rompe-presión.

Para una línea de conducción por gravedad deben de tenerse en cuenta los siguientes criterios:

- a). Carga disponible o diferencia de altura entre la captación y el tanque de distribución.
- b). Capacidad para transportar el caudal de conducción.
- c). Tipo de tubería capaz de soportar las presiones hidrostáticas.
- d). Considerar todas las obras necesarias para el buen funcionamiento del sistema.
- e). Importante considerar diámetros mínimos para la economía del proyecto.
- f). La presión dinámica se recomienda mantenerla abajo de 60 m.c.a.
- g). La presión estática se recomienda mantenerla abajo de los 80 m.c.a.

Para el diseño de la línea de conducción se utilizó la fórmula de Hazen-Williams, la cual es la siguiente:

$$H_f = \frac{1743.811141 * L * Q_c^{1.85}}{D_i^{4.87} * C^{1.85}}$$

$$V = \frac{1.973525241 * Q_c}{D_i^2}$$

Donde:

H_f = Pérdida de carga (m).

V = Velocidad (m/s).

L = Longitud de la tubería más un factor del 3% por la topografía del terreno. (m).

Q_c = Caudal de día máximo, o caudal de conducción (L/s).

D_i = Diámetro interno de tubería.

C = Coeficiente de rugosidad. Para PVC se usará 150 y para HG se usará 100.

Memoria de cálculo:

Del diseño se presenta el cálculo del tramo de tubería entre las estaciones E-2 a E-11.1 que corresponden a la línea de conducción, cuyo cálculo se encuentra en la tabla V.

Cota del terreno inicial = C.T.I. = 999.25

Cota del terreno final = C.T.F. = 972.13

Diferencia de cotas = 27.12 m

Longitud real = 326.00 m

Caudal de conducción = 0.271 L/s

$$D = \sqrt[4.87]{(1743.81141 * L * Q^{1.85} / (H_f * C^{1.85}))}$$

$$D = \sqrt[4.87]{((1743.81141 * 326 * 0.271^{1.85} / (27.12 * 150^{1.85}))}$$

D teórico = 0.70”

Este diámetro teórico se encuentra entre los diámetros comerciales de:

D comercial = 3/4” \approx 0.75”, cuyo diámetro interno es; Di = 0.926”

D comercial = 1”, cuyo diámetro interno es; Di = 1.195”

Utilizando para este diseño el diámetro comercial de 1”, Di = 1.195” se obtiene:

$$H_f = (1743.81141 * 326 * 0.271^{1.85} / (1.195^{4.87} * 150^{1.85})) = 2.011 \text{ m}$$

Cálculo de presiones

Presión estática = Nivel estático (N.E.) – C.T.F. = 999.25 – 972.13 = 27.12 m

Piezométrica = C.T.I. – Hf = 999.25 – 2.011 = 997.24 m

Presión dinámica = piezométrica – C.T.F. = 997.24 – 972.13 = 25.11 m

2.1.11. Diseño de la red de distribución

Son todas las tuberías de PVC o HG que distribuyen el agua en forma de ramales abiertos o en forma de circuitos cerrados, que salen desde el tanque de distribución hasta los puntos de toma, los cuales pueden ser: conexiones prediales, llena cántaros, etc.

Para el diseño de la red de distribución deben de tomarse en cuenta las distintas obras como: caja de válvula de compuerta, cajas rompe-presiones, pasos aéreos, entre otros que dependerán de la topografía del terreno y los criterios en el diseño.

Para una red de distribución deben de tenerse en cuenta los siguientes criterios:

- a) Carga disponible o diferencia de altura entre el tanque de distribución y la última casa de la red de distribución.
- b) Capacidad para transportar el caudal de distribución.
- c) Tipo de tubería capaz de soportar las presiones hidrostáticas.
- d) Considerar todas las obras necesarias para el buen funcionamiento del sistema.
- e) Importante considerar diámetros mínimos para la economía del proyecto.
- f) La presión dinámica se recomienda mantenerla dentro del rango de: 10 m.c.a como mínimo y de 40 m.c.a. como máximo.
- g) La presión estática se recomienda mantenerla abajo de los 60 m.c.a.

Para el diseño de la red de distribución se utilizó la fórmula de Hazen-Williams, la cual es la siguiente:

$$H_f = \frac{1743.811141 * L * Q_d^{1.85}}{D_i^{4.87} * C^{1.85}}$$

$$V = \frac{1.973525241 * Q_d}{D_i^2}$$

Donde:

H_f = Pérdida de carga (m)

V = Velocidad (m/s)

L = Longitud de la tubería más un factor del 3% por la topografía del terreno. (m.)

Q_d = Caudal de hora máximo, o caudal de distribución (L/s).

D_i = Diámetro interno de tubería.

C = Coeficiente de rugosidad de la tubería. Para PVC se usará 150 y para HG se usará 100.

Memoria de cálculo:

Del diseño se presenta el cálculo del tramo de tubería entre las estaciones E-53 a E-53.7 que corresponden al ramal 1 de la red de distribución, cuyo resumen y cálculo se encuentra en la tabla V.

C.T.I. = 876.42

C.T.F. = 856.61

Diferencia de cotas = 19.81 m

Longitud real = 355.35 m

Caudal de conducción = 0.045 L/s

$$D = \sqrt[4.87]{(1743.81141 * L * Q^{1.85} / (H_f * C^{1.85}))}$$

$$D = \sqrt[4.87]{((1743.81141 * 355.35 * 0.045^{1.85} / (19.81 * 150^{1.85})))}$$

D teórico = 0.38"

Este diámetro teórico se encuentra entre los diámetros comerciales de:

D comercial = 1/2" \approx 0.5", cuyo diámetro interno es; $D_i = 0.716$ "

D comercial = 3/4" \approx 0.75", cuyo diámetro interno es; $D_i = 0.926$ "

Utilizando para este diseño el diámetro comercial de 3/4", $D_i = 0.926$ " se obtiene:

$$H_f = (1743.81141 * 355.35 * 0.045^{1.85} / (0.926^{4.87} * 150^{1.85})) = 0.274 \text{ m}$$

Cálculo de presiones

$$\text{Presión estática} = \text{N.E.} - \text{C.T.F.} = 876.42 - 856.61 = 19.81 \text{ m}$$

$$\text{Piezométrica} = \text{C.T.I.} - H_f = 876.42 - 0.274 = 876.15 \text{ m}$$

$$\text{Presión dinámica} = \text{piezométrica} - \text{C.T.F.} = 876.15 - 856.61 = 19.54 \text{ m}$$

Tabla V. Memoria de cálculo hidráulico para la línea de conducción y la red de distribución

PROYECTO: INTRODUCCION DE AGUA POTABLE																
UBICACION: CASERIO EL LIMONAR ALDEA TUIXCOC																
MUNICIPIO DE AGUACATAN, HUEHUETENANGO																
CALCULO HIDRAULICO																
TRAMO DE ESA EST.	DISTANCIA HORIZONTAL	LONGITUD REAL	DIAMETRO NOMINAL	DIAMETRO INTERNO	CLASES DE TUBERIA	COEFICIENTE HAZEN & WILLIAM	CAUDAL	VELOCIDAD	PERDIDA DE CARGA	COTA PIEZOMETRICA			COTA DE TERRENO		PRESION DINAMICA	PRESION ESTATICA
										CPI.	CTO.	CTT.	CPI.	CTO.		
E-2 E-11.1	316.50	326.00	1	1.195	180	150	0.271	0.375	2.011	989.25	997.24	989.25	972.13	972.13	25.11	27.12
CRP E-11.1																
E-11.1 E-40	1409.92	1462.22	1	1.195	180	150	0.271	0.375	8.960	972.13	963.17	972.13	923.86	923.86	39.51	48.47
E-40 E-53	1202.40	1238.47	1	1.195	180	150	0.271	0.375	7.641	923.86	916.02	923.86	876.42	876.42	39.60	47.24
Distribución																
Ramal 1																
E-53 E-53.7	346.00	355.35	3/4	0.926	250	150	0.046	0.104	0.274	876.42	876.15	876.42	856.61	856.61	19.54	19.81
Ramal 2																
E-53 E-56	189.80	195.49	3/4	0.926	250	150	0.105	0.242	0.722	876.42	875.70	876.42	821.25	821.25	54.45	55.17
CRP E-56																
E-56 E-62	506.15	521.33	3/4	0.926	250	150	0.105	0.242	1.926	821.25	819.32	821.25	800.52	800.52	18.80	20.73
Ramal 3																
E-62 E-62.5	734.50	756.54	3/4	0.926	250	150	0.060	0.138	0.993	819.32	818.33	800.52	766.08	766.08	52.25	53.24
Ramal 4																
E-62 E-65	264.20	211.67	3/4	0.926	250	150	0.030	0.069	0.099	819.32	819.22	800.52	777.86	777.86	41.56	41.66
CRP E-65																
E-65 E-66	205.50	211.67	3/4	0.926	250	150	0.030	0.069	0.077	777.66	777.58	777.66	756.94	756.94	20.64	20.72
Ramal 5																
E-66 E-66.3	534.70	550.74	1/2	0.716	315	150	0.030	0.115	0.701	777.58	776.88	756.94	716.10	716.10	60.78	61.48
Ramal 6																
E-66 E-72	509.10	524.37	3/4	0.926	250	150	0.015	0.035	0.053	777.58	777.53	756.94	754.20	754.20	23.33	23.36
Ramal 7																
E-72 E-72.5	411.40	423.74	1/2	0.716	315	150	0.030	0.115	0.540	777.53	776.99	754.20	725.85	725.85	51.14	51.69
Tramo de E-72 a E-76																
E-72 E-76	217.50	224.03	3/4	0.926	250	150	0.030	0.069	0.082	777.53	777.45	754.20	742.00	742.00	35.45	35.53
Ramal 8																
E-76 E-76.3	287.30	295.92	1/2	0.716	315	150	0.030	0.115	0.377	777.45	777.07	742.00	714.57	714.57	62.50	62.86
CRP E-76.3																
E-76.3 E-76.7	200.00	206.00	1/2	0.716	315	150	0.030	0.115	0.262	714.57	714.31	714.57	687.44	687.44	26.87	27.13
Ramal 9																
E-76 E-80.4	991.00	1020.73	3/4	0.926	250	150	0.060	0.138	1.339	777.45	776.11	742.00	765.17	765.17	10.94	12.28

2.1.12. Diseño del tanque de distribución

Tiene como función principal compensar y satisfacer la demanda de agua en las horas de mayor consumo, así como garantizar la demanda cuando haya interrupción del servicio en la línea de conducción.

El volumen del tanque está en función de varios factores a considerar los cuales son:

- a) Almacenar y distribuir el agua.
- b) Compensar variaciones de consumo diario.
- c) Almacenar agua en horas de poco consumo.
- d) Almacenar agua para no interrumpir el servicio por reparaciones en la línea de conducción.

Se recomienda que el volumen del tanque se encuentre entre un parámetro del 25 al 40% del caudal medio diario. En este caso en particular dado que el caudal disponible es muy pequeño, se decidió tomar un porcentaje del 80% para asegurarnos que durante las horas de consumo mínimo este tanque se llene y supla cualquier necesidad, inclusive nuevas conexiones durante el período de diseño estipulado sin alterar el diseño.

Para el cálculo del volumen del tanque se empleó la siguiente fórmula:

$$V_{\text{tanque}} = \frac{P_f * \text{Dotación} * \text{FDM} * \text{FV}}{1000}$$

Donde:

V_{tanque} = Volumen del tanque de distribución.

P_f = Población futura.

FDM = Factor de día máximo.

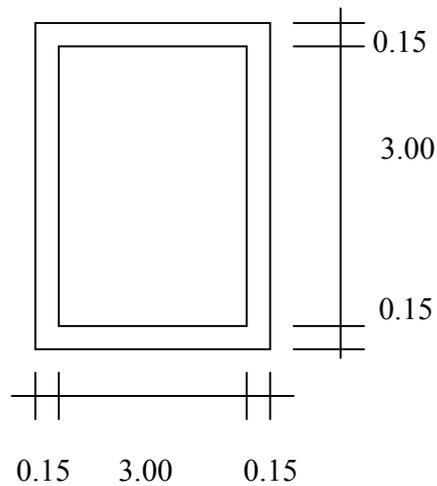
FV = Factor de volumen.

$$V_{\text{tanque}} = \frac{244\text{hab} \cdot 80\text{L/hab/día} \cdot .80}{1000} \quad (\text{m}^3)$$

$$V_{\text{tanque}} = 15.616 \text{ m}^3 \approx 15 \text{ m}^3$$

El diseño estructural del tanque se presenta a continuación:

Figura 1. Dimensionamiento de la losa



Diseño de losa:

Empleando el método 3 de la American Concrete Institute (ACI).

Espesor (t):

Si la relación $m = A/B \geq 0.5$, es en dos sentidos

$m = 3/3 = 1 \geq 0.5$, por lo tanto es en dos sentidos y su espesor se calculará con la fórmula:

$$t = \text{perímetro} / 180$$

$$t = (2 * (3 + 3)) / 180 = 0.0666 \text{ m} \approx 6.66 \text{ cm}$$

Partiendo que el espesor mínimo recomendado por la ACI es de 9 cm

$t = 6.66 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$, se utilizará $t = 10 \text{ cm}$

Cargas:

Carga muerta (CM):

W peso propio de la losa : $\delta_{cc} * t$

$$W \text{ Propio de losa} = 2,400 \text{ Kg/m}^3 * 0.10\text{m} = 240 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Sobre cargas} = \frac{90 \text{ Kg/m}^2}{}$$

$$\text{Total de cargas} = 330 \text{ Kg/m}^2$$

Carga muerta última (CMu) :

$$CMu = 1.4 * 330 = 462 \text{ Kg/m}^2$$

Carga viva (CV):

Las losas en este tipo de estructuras, serán utilizadas únicamente como cubiertas por lo que las cargas serán eventuales, se asumirá una carga viva de 100 Kg/m².

Carga viva última (CVu):

$$CVu = 1.7 * 100 = 170 \text{ Kg/m}^2$$

Carga última (CU) :

$$CU = 1.4 * CM + 1.7 * CV = 1.4 * 330 + 1.7 * 100 = 632 \text{ Kg/m}^2$$

Momentos:

$$MA (+) = 204.768 \text{ Kg-m}$$

$$MB (+) = 204.768 \text{ Kg-m}$$

$$MA (-) = 204.768/3 = 68.26 \text{ Kg-m}$$

$$MB (-) = 204.768/3 = 68.26 \text{ Kg-m}$$

Diseño del acero de refuerzo:

Tomando varillas No. 3 y un recubrimiento de 2.5 cm

$$t = 10\text{cm}$$

$$d = t - r - \Phi/2 = 10 - 2.5 - 0.95/2 = 7.03 \text{ cm}$$

$$As_{\min} = 0.40 * 14.1 / F_y * b * d = 0.40 * 14.1 / 2810 * 100 * 7.03 = 1.41 \text{ cm}$$

$$\text{Separación} = (As_{\text{asumida}} / As_{\min}) * 100 = 0.71 / 1.41 * 100 = 50.35 \text{ cm}$$

Separación máxima recomendada por la ACI $3 * t = 3 * 10 = 30 \text{ cm}$

$50.35 > 30 \text{ cm}$, por lo que se usará 30 cm de separación.

$$As \text{ a } 30 \text{ cm} = 100 * 0.71 / 30 = 2.37 \text{ cm}^2$$

Momento resistente:

$$M_u = \Phi (As F_y (d - (As * F_y / 1.7 * F_c * b)))$$

$$M_u = (0.9 (2.37 * 2810 (7.03 - (2.37 * 2810 / 1.7 * 210 * 100)))) * 100$$

$$M_u = 410.18 \text{ Kg-m}$$

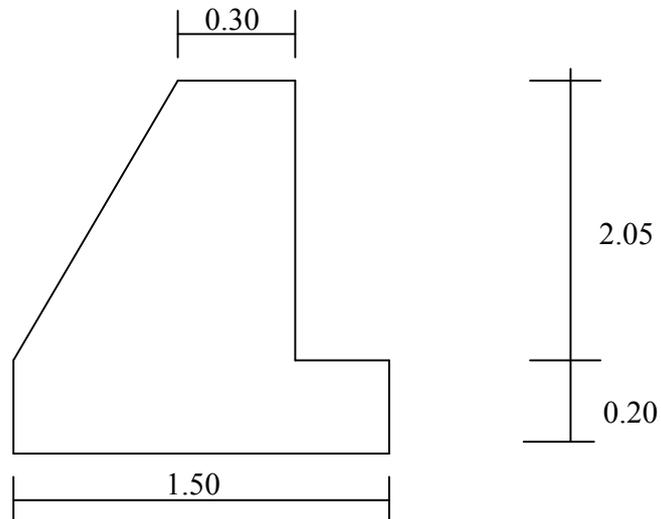
Armado final:

Como los momentos obtenidos con las cargas son menores que el momento que resiste el área de acero mínima, el armado final quedará de la siguiente forma: No.3 @ 0.30 cm en ambos sentidos.

Diseño de los muros del tanque

Los muros de este tanque serán de concreto ciclópeo y estarán semi-enterrados, por lo que el diseño consistirá en verificar las presiones que se ejercen sobre las paredes de los mismos, buscando con esto que trabajen por gravedad.

Figura 2. Geometría del muro del tanque



Predimensionamiento del muro:

Base = $0.60 H = 0.60 * 2.25 = 1.35$, en esta caso se utilizará 1.50 m

Cortina = 0.30 m

Datos:

δ_s = peso específico del suelo 1600 Kg/m³

δ_{agua} = peso específico del agua 1000 Kg/m³

δ_c = peso específico del concreto 2400 Kg/m³

δ_{cc} = peso específico del concreto ciclópeo 2600 Kg/m³

V_s = valor soporte del suelo 14 Ton/m²

θ = ángulo de fricción interna 30 grados

Carga uniformemente distribuida (W):

W losa + W viga de carga = 732.8 Kg/m

Carga puntual (Pc) :

$P_c = 1900 * 1 = 1900$ kg

Momento que ejerce la carga puntual (Mc):

$M_c = 1900 * ((\frac{1}{2} * 0.30) + 0.70) = 1615.00$ Kg-m

Fuerza activa (Fa) :

$$Fa = \delta_{\text{agua}} * H^2 / 2$$

$$Fa = 1000 * (1.7)^2 / 2 = 1445 \text{ Kg/m}$$

Momento de volteo respecto a "0":

$$M_{act} = Fa * H/3$$

$$M_{act} = 1445 * (1.7/3 + 0.40)$$

$$M_{act} = 1396.83 \text{ Kg-m}$$

Figura 3. Distribución de presiones en el muro del tanque

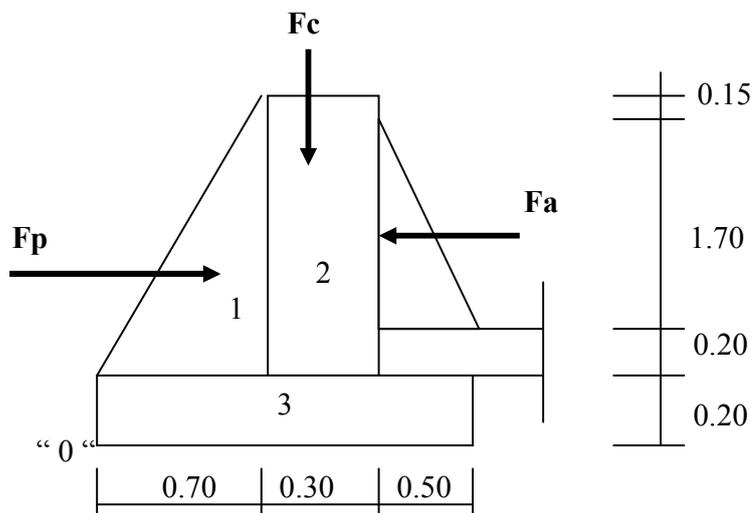


Tabla VI. Fuerzas verticales aplicadas en el tanque de distribución

Sección	$\delta_{cc} * \text{Área} = W \text{ (Kg/m)}$	Brazo (m)	Mr (Kg-m)
1	$2,600 * 0.72 = 1,872.00$	$2/3 * 0.7 = 0.47$	879.84
2	$2,600 * 0.62 = 1,612.00$	$0.3/2 + 0.7 = 0.85$	1370.20
3	$2,600 * 0.30 = 780.00$	$1/2 * 1.5 = 0.75$	585.00
$\Sigma WR = 4,264.00$			$\Sigma MR = 2,835.04$

Carga total (WT):

$$WT = P_c + W_R = 1900 + 4264 = 6164.00 \text{ Kg /m}$$

Verificación de la estabilidad contra volteo ($F_{sv} \geq 1.5$) :

$$F_{sv} = \frac{M_r + M_c}{M_{act}} = \frac{(2,835.04 + 1,615)}{1,396.83} = 3.185 \quad \text{“cumple”}$$

Verificación de la estabilidad contra deslizamiento $F_{s\delta} \geq 1.5$:

$$F_{s\delta} = F_{\delta} \text{ (resistente)} / F_a \text{ (actuante)}$$

$$F_{\delta} = \text{fuerza resistente} = WT * \text{coeficiente de fricción}$$

$$F_{\delta} = 6164.00 * (0.9 * \text{Tang } 30^\circ) = 3202.91 \text{ kg}$$

$$F_{s\delta} = F_{\delta} / F_a = 3202.91 / 1445 = 2.21 \quad \text{“cumple”}$$

Verificación de la presión máxima y mínima bajo la base del muro:

$$P_{\max} < V_s \text{ y } P_{\min} > 0$$

Donde la excentricidad $e_x = \text{Base} / 2 - a$

$$a = \frac{M_r + M_c - M_{act}}{WT} = \frac{(2,835.04 + 1,615 - 1,396.83)}{6164.00} = 0.495 \text{ m}$$

$$e = 1.5/2 - 0.5 = 0.25 \text{ m}$$

Módulo de sección (S_x) :

$$S_x = 1/6 * \text{base}^2 * \text{Long} = 1/6 * (1.5\text{m})^2 * 1\text{m} = 0.38 \text{ m}^3$$

Presión máxima (P_{\max}):

$$P_{\max} = (WT/A) + ((WT * e_x) / S_x) = (6164 / 1.5) + ((6164 * 0.25) / 0.38) =$$

$$P_{\max} = 8,164.60 < 14,000 \text{ kg/m}^2 (V_s) \quad \text{“cumple”}$$

Presión mínima (P_{\min}):

$$P_{\min} = (WT/A) - ((WT * e_x) / S_x) = (6164 / 1.5) - ((6164 * 0.25) / 0.38) =$$

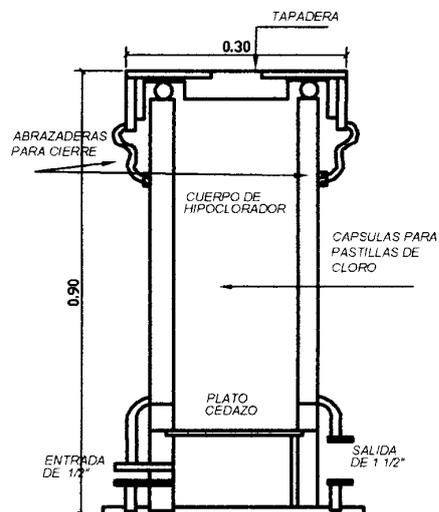
$$P_{\min} = 54.07 > 0 \quad \text{“cumple”}$$

2.1.13. Sistema de desinfección

La desinfección en este proyecto será para corregir cualquier problema que surja durante el tiempo de funcionamiento del sistema de agua, y para esto se adoptó el uso de un hipoclorador, que tendrá como finalidad proporcionar una solución de cloro al tanque de distribución por medio del arrastre del agua sobre pastillas de hipoclorito de calcio.

Las dimensiones del hipoclorador, dado que la población es pequeña, serán de 0.30m de diámetro y 0.90 m de alto y este se ubicará dentro de una caja de 1m³ a la entrada del tanque de distribución y deberá graduar el flujo para que permita que la cantidad de cloro residual en el punto más alejado de la red de distribución esté entre 0.2 a 0.3 mg/L.

Figura 4. Hipoclorador PPG modelo 3015



Dosificación:

El flujo de cloro al cual se debe de graduar el hipoclorador, para que permita el flujo del agua sobre las pastillas de hipoclorito de calcio, se calcula de la siguiente forma:

$$F_c = Q_c \cdot D_c \cdot 0.06$$

Donde:

F_c = flujo de cloro

Q_c = caudal de agua en la entrada del tanque en L/min

D_c = Demanda de cloro en mg/L

Teniendo $Q_c = 0.27 \text{ L/s} = 16.20 \text{ L/min}$

$D_c = 0.2 \text{ mg/L} = 2\text{PPM}$

$F_c = 16.20 \text{ L/min} \cdot 2\text{PPM} \cdot 0.06 = 1.94 \text{ gramos/hora}$

2.1.14. Diseño de paso aéreo

Esta estructura se utiliza cuando la topografía del terreno presenta grandes depresiones, en las cuales la tubería no puede ser enterrada y debe de atravesarlas, quedando expuesta a la intemperie.

Para el proyecto en estudio se diseñará, un paso aéreo de 24 m que es el más crítico por ser el de mayor longitud, el cual se compone de tuberías de HG, soportadas por cables, sujetos a dos columnas de concreto reforzado, con sus respectivos anclajes de concreto ciclópeo.

Análisis:

Diámetro de tubería = 1 Plg

Longitud = 24 m = 78.74 pies

Cargas verticales:

Carga muerta (CM):

Esta carga implica todo lo que en si lleva la tubería, como su propio peso, el peso del agua, los cables y los accesorios, los cuales no cambiaran durante su funcionamiento.

CM = peso de la tubería + peso del agua + peso del cable

Peso de accesorios = 0.52 lbs/pie.

Peso del cable = 0.22 lbs/ pie

W tubería Φ 1" = 1.68 lbs/pie + accesorios = 2.20 lbs/ pie

Peso del agua

Vol= $\pi(\frac{1}{2} \text{ plg})^2 * 12 \text{ plg} = 9.4248 \text{ plg}^3$

W agua= 0.34 Lbs/ plg

CM = 2.20 + 0.34 + .22 = 2.76 lbs/ pie

Carga viva (CV):

Dentro de esta carga se considera que podría ser utilizada por una persona como paso de un extremo a otro, por lo que se distribuirá el peso promedio de una persona a lo largo de cada tubo.

CV = 150 lbs/ 20pies = 7.5 lbs/pies

Carga horizontal (CH):

Dentro de esta carga se considera como la mas crítica, la provocada por el viento, por ello se asumirá una velocidad de viento de 70 Km/Hrs, misma que desarrolla una presión de 20 Lbs/pie².

$W_v = \text{Diámetro de la tubería} * \text{presión del viento}$

$$W_v = 1/12 \text{ pie} * 20 \text{ Lbs/pie}^2 = 1.67 \text{ Lbs/pie}$$

Integración de cargas:

Según el reglamento de la ACI 318-83, cuando existe carga de viento, la carga última está dada por:

$$U = 0.75 (1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 W_v)$$

$$U = 0.75 (1.4*2.76 + 1.7 *7.5 + 1.7 *1.67) = 14.59 \text{ Lbs/pie}$$

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$U = 1.4*2.76*1.7*7.5 = 16.61 \text{ Lbs/pie}$$

De estas cargas se debe de tomar la mayor por lo tanto la carga crítica será $U=16.61 \text{ Lbs/pie}$

Torres de soporte:

Para el diseño de las torres de soporte es importante considerar que se encuentra ampliamente ligado al diseño del cable por lo tanto uno dependerá del otro.

De acuerdo al Wire Rope Hand Book 1963 sección 3, las fórmulas para el cálculo de las tensiones del cable son:

$$TH = (U*L^2) / (8*d)$$

$$T = TH * (1 + (16*d^2) / L^2)^{1/2}$$

$$TV = (T^2 - TH^2)^{1/2}$$

Donde:

TH= Tensión horizontal

T = Tensión máxima

TV = Tensión vertical

U = Carga última

L = Luz

d = flecha

Para determinar la flecha se debe de cumplir las condiciones de esbeltez $2*lu/r \leq 22$, según lo establecido en el reglamento ACI 398-83, considerando además que la separación entre el cable y el tubo es de 40 cm más.

$$2*lu/r = (2 (d + 0.4))/r$$

$$(2 *(d + 0.4))/r \leq 22$$

$$r = (I / A)^{1/2}$$

$$I = b * h^3 / 12$$

$$r = ((B^4 / 12) / B^2)^{1/2}$$

Partiendo de $d = L/12 = 24/12 = 2.00$ m., entonces se tendrá:

Tabla VII. Tensiones en los cables

W(Lbs/pie)	L(pie)	d(mts)	d(pie)	TH (lb)	T (lb)	TV (lb)	Sección	Esbeltez
16.61	78.74	2.00	6.56	1962.87	2068.99	654.12	50*50	33.26
16.61	78.74	0.50	1.64	7851.47	7878.67	654.12	30*30	20.78

Donde:

B = dimensión de columna (b ó h , por ser cuadrada) (m.)

d = flecha (m.)

r = radio de giro (m.)

i = inercia (m.)

Cable de suspensión:

Como se puede observar en la tabla VII, la relación entre flecha y esbeltez, viene dada que: dentro de menor sea la flecha, la sección de la columna y su altura será menor, pero como consecuencia la tensión máxima (T) aumentará, pidiendo un cable de mayor resistencia.

La tensión soportada por un cable de 3/8" es de 12,600 lb. por lo tanto soporta la tensión máxima calculada, y será este cable el utilizado en el paso aéreo en estudio.

Péndolas o tirantes:

Son los tirantes que sostienen a la tubería, van unidas al cable principal. La separación (Q) se calculará con la fórmula siguiente:

$Q = U * S$ donde:

U = carga última

S = Separación entre péndolas.

$Q = 16.31 * 7.87 \text{ pies} = 128.36 \text{ Lb.}$

Para soportar esta carga de tensión se usará un cable de 1/4" de diámetro, cuya resistencia a la ruptura es de 3,600 lb, para cada péndola.

La altura de las columnas se calcula de la siguiente forma:

Altura total = flecha + separación entre el cable + cortina de cimentación.

Altura total = 0.50m. + 0.40m. + 1.00m. = 1.90 m.

Diseño del acero de refuerzo en las columnas:

Para el diseño del acero es necesario conocer la carga crítica a la cual estará sometida, y para esto se utilizó la fórmula de Euler en el caso de una columna con un extremo empotrado y el otro libre, la cual es:

$$P_{cr} = (2EI) / (2L)^2$$

$$I = b * h^3 / 12$$

$$E = 15,100 F_c^{1/2}$$

$$F_c = 210 \text{ Kg./cm}^2$$

$$F_y = 2,810 \text{ Kg./cm}^2$$

$$P_{cr} = ((2 * 15100 * 210^{1/2}) (30 * 30^3 / 12) / (2 * 90)^2) / 1000 = 911.75 \text{ Ton.}$$

$$P_{ac} = 654.12 \text{ Lb} \approx 0.2967 \text{ Ton.}$$

$$P_{ac} < P_{cr} \approx 0.2967 \text{ Ton.} < 911.75 \text{ Ton.}$$

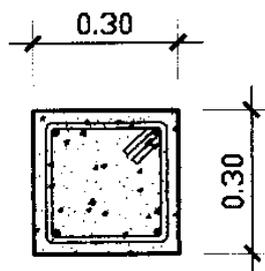
Usando el criterio de la sección 10.8.4 del reglamento de la ACI 318-83, el área efectiva en éste caso será de la siguiente forma:

$$A_{s \text{ min}} = 0.01 * b * h / 2 = 0.01 * 30 * 30 / 2 = 4.5 \text{ cm}^2$$

Repartiendo el área de acero en 4 varillas No. 4, tenderemos $A_s = 5.07 \text{ cm}^2 > 4.5 \text{ cm}^2$ “cumple”.

Por lo que el refuerzo transversal será de No. 2 @ 20 cm.

Figura 5. Columna del paso aéreo



Zapatas:

Las columnas irán ancladas al suelo mediante las zapatas que distribuirán las cargas hacia el suelo. Debido a que la carga que soportará la zapata es pequeña, se asumirá un peralte mínimo recomendado por la ACI cuya verificación se realiza a continuación.

Peralte mínimo $d = 15$ cm.

Recubrimiento mínimo $r = 7.5$ cm.

Altura total $t = 15 + 7.5 = 22.5$ cm. $t = 23$ cm.

$\delta_c = 2.4$ Ton./m³

$\delta_{cc} = 2.5$ Ton./m³

$\delta_s = 1.4$ Ton./m³

$V_s = 14$ Ton./m²

factor de carga última:

$$F_{cu} = U / (CM + CV) = 16.61 / (2.76 + 7.5) = 1.62$$

Integración de cargas que soporta la zapata (P_z)

Tensión vertical = 0.297 Ton.

Peso de la columna ($1.9 * 0.3^2 * 2.4$) = 0.410 Ton.

Peso del suelo ($1 * 0.60^2 - 0.30^2$) * 1.40 = 0.378 Ton.

Peso propio de la zapata ($0.60^2 * 0.23$) * 2.4 = 0.199 Ton.

P_z 1.28 Ton.

Area de zapata asumida: $(0.60 * 0.60) = 0.36$ m²

Verificación de el área de zapata :

$$P_z / A_z \leq V_s$$

$$1.28 / 0.36 = 3.55 \text{ Ton./m}^2 \leq 14 \text{ Ton./m}^2 \quad \text{“cumple”}$$

La carga última que soporta la zapata es:

$$WU_z = P_z * F_{cu}$$

$$WU_z = 1.28 * 1.62 = 2.07 \text{ Ton./m}^2$$

Verificación del corte simple:

$$d = t - r - \Phi/2, \text{ asumiendo varilla No. 3}$$

$$d = 0.23 - 0.075 - 0.0127/2 = 0.149 \text{ m}$$

$$V_a < V_c$$

V_a = corte actuante debido a la carga

$$V_a = WU_z * L_z (L_z - B - R)$$

$$V_a = 2.07 * 0.60 * (0.60 - 0.30 - 0.075) = 0.28 \text{ Ton.}$$

Corte del concreto:

$$V_c = 0.85 * 0.53 * F_c^{1/2} * L_z * d$$

$$V_c = (0.85 * 0.53 * 210^{1/2} * 60 * 14.9) / 1000 = 5.84 \text{ Ton.}$$

$$0.29 < 5.84 \text{ Ton. "cumple"}$$

Verificación del corte punzonante:

$$V_a = WU_z (A_z - A_p)$$

$$V_a = 2.07 * (0.60^2 - (0.30 + 0.149)^2) = 0.33 \text{ Ton.}$$

$$V_c = 0.85 * \text{perímetro punzonante} * d * 1.07 * F_c^{1/2}$$

$$V_c = (0.85 * ((30 + 14.9) * 4) * 14.9 * 1.07 * 210^{1/2}) / 1000 = 35.27 \text{ Ton.}$$

$$0.34 < 35.27 \text{ "cumple"}$$

Verificación de la flexión:

$$M_u = WU_z * B^2 / 2 = 2.07 * 0.30^2 / 2 = 0.09315 \text{ Ton-m} \approx 93.15 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = (b * d - ((b * d)^2 - (M_u * b / (0.003825 * F_c)))^{1/2}) * (0.85 * F_c / F_y)$$

$$A_s = ((100 * 14.9) - ((100 * 14.9)^2 - (93.15 * 100 / (0.003825 * 210)))^{1/2}) * (0.85 * 210 / 2810)$$

$$A_s = 0.25 \text{ cm}^2$$

$$\rho_c = A_s / b d = 0.25 / (100 * 14.9) = 0.00017$$

$$\rho_{\min} = 0.40 * 14.1 / F_y = 0.40 * 14.1 / 2810 = 0.002$$

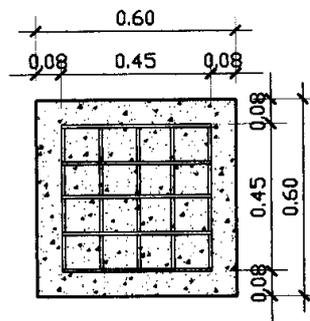
$$\rho_{\min} > \rho_c, \text{ "utilizar área de acero mínima"}$$

$$A_{s\min} = 0.002 * 100 * 14.9 = 2.98 \text{ cm}^2$$

El armado final será así:

Utilizando 5 No.3 se tendrá un área de $5 \cdot 0.71 = 3.55 \text{ cm}^2 > 2.98 \text{ cm}^2$, por lo tanto se usará este armado en ambos sentidos.

Figura 6. Zapata del paso aéreo



Anclajes de concreto:

Estos anclajes son bases de concreto los cuales soportarán las cargas o tensiones provocadas por el peso en los cables, cuyo diseño se presenta a continuación:

$$TH = 7851.47 \text{ Lbs} \approx 3561.37 \text{ Kg} \approx 3.56 \text{ Ton}$$

$$T = 7878.67 \text{ Lbs} \approx 3573.70 \text{ Kg} \approx 3.57 \text{ Ton}$$

$$TV = 654.12 \text{ Lbs} \approx 296.70 \text{ Kg} \approx 0.296 \text{ Ton}$$

Utilizando Rankin:

$$K_p = 1/3 \quad K_a = 3$$

$$W = h^3 \cdot \delta_{cc} = 2.5h^3$$

$$E = K \cdot \delta_s \cdot h/2 = 3 \cdot 1.4 \cdot h/2 = 2.1 h^3$$

Verificación contra volteo:

$$\frac{\Sigma \text{ momentos resistentes}}{\Sigma \text{ momentos actuantes}} > 1.5 \quad \Sigma MR = 1.5 \Sigma MA$$

$$E (h/3) + W (h/2) = 1.5 (TV * h/2 + TH * h)$$

$$2.1h^3 (h/3) + 2.5h^3 (h/2) = 1.5 (0.296h/2 + 3.56h)$$

$$1.95h^4 = 5.56 h$$

$$h = 1.42 \approx 1.40 \text{ m}$$

Verificación contra deslizamiento:

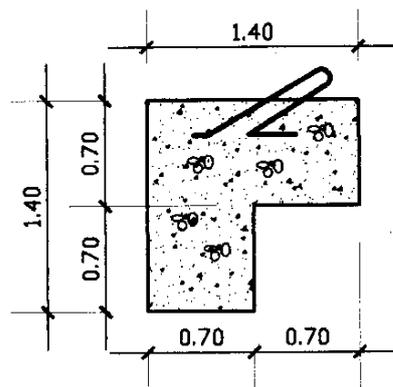
$$F = u (W - TV) = 0.5 (2.5 * 1.4^3 - 0.296) = 3.28$$

$$E = 2.1h^3 = 2.1 * 1.4^3 = 5.76$$

$$5.76 + 3.28/3.56 = 6.68 > 1.5 \text{ “cumple”}$$

Por lo tanto las dimensiones de los anclajes serán de 1.40 m* 1.40 m.

Figura 7. Anclaje de concreto



2.1.15. Caja de captación

Es la obra civil que recolecta el agua proveniente de uno o varios nacimientos de brotes definidos o difusos que salen de la montaña. En este caso la captación a realizarse es para un nacimiento de brote definido, el cual incluye la construcción de dos cajas de captación ya que el nacimiento se encuentra dividido, es decir; tiene dos puntos de surgimiento. Esta obra es importante ya que de la buena captación del agua así será la continuidad y calidad del caudal que se necesita para suplir la demanda de la población.

En éste diseño se utilizará una captación típica que contiene los siguientes componentes:

a) Filtro de piedra y sello sanitario para captación del brote

Dado que la captación a utilizarse es de brote definido, se construirá un filtro para una capacidad de 1 m³. El filtro se hará de piedra bola, grava y arena de río, cuya finalidad es limpiar el agua de alguna impureza que esta tenga. Los muros serán de mampostería de piedra, la losa de concreto reforzado con tapadera para inspección y limpieza. Esta obra llevará una tubería de salida que va hacia la caja de captación y una para su rebalse, ambos de PVC.

b) Caja de captación

Es la que recibe el agua proveniente del brote luego de pasar por el filtro de piedra por medio de un tubo de PVC. Esta tendrá una capacidad de 1 m³. Los muros serán de mampostería de piedra, con un espesor de 0.25m, con tapadera de concreto reforzado.

c) Caja de válvula de salida

Esta servirá para la protección de la válvula de control, los muros serán de mampostería de piedra, con un espesor de 0.15 m, con tapadera de concreto reforzado. La válvula será de bronce, adaptada para la tubería de salida con accesorios PVC.

d) Dispositivo de desagüe y rebalse

Este será de tubería de PVC. Tanto el rebalse como el desagüe drenarán para la misma tubería, que tendrá un sello de agua por medio de un sifón de PVC.

2.1.16. Caja de válvulas

Existen diferentes tipos de válvulas que sirven principalmente para las reparaciones, mantenimiento y buen funcionamiento del sistema.

a) Válvula de aire

Sirve para extraer el aire que se acumula en la tubería, para que el agua pueda pasar libremente, se coloca en la parte más alta o en donde el diseño hidráulico lo indique. Se recomienda que el diámetro de ésta sea de $\frac{3}{4}$ " o de $\frac{1}{2}$ " y pueden ser de PVC, HG, o bronce. Esta válvula será protegida por una caja de mampostería de piedra.

Las válvulas de aire se encuentran ubicadas en las estaciones E-11, E-15, E-17, E-27, E-39 y E-46.

b) Válvula de compuerta

Sirve para aislar o regular parte del sistema cuando existe alguna falla o se realiza un mantenimiento del sistema, se encuentra protegida por una caja de mampostería. Se encontrará ubicada en el tanque de distribución, captación, cajas rompedoras, de aire y de limpieza.

c) Válvula de limpieza

Sirve para la extracción de sedimentos acumulados, se coloca en la parte baja de la tubería, su diámetro se tomará así: para tubería menor de 2", el diámetro de la purga será igual al de la tubería, para mayor de 2", el diámetro será de 2". Se encontrará protegida por una caja de mampostería.

Las válvulas de limpieza se encontrarán ubicadas en las estaciones E-9, E-13, E-16, E-26, E-37, E-43 y E-49.

2.1.17. Caja Rompe-presión

Se utiliza para aliviar o disminuir la presión en la red de distribución o en la línea conducción; evitando así la falla de la tubería y accesorios, se coloca cuando la presión estática de diseño iguala o supera la presión de trabajo máxima de la misma, que es de 80 m.c.a. en la línea de conducción y los 60 m.c.a. en la red de distribución.

Sus principales componentes son:

- La caja principal cuya capacidad es de 1m³.
- La caja de válvula que sirve para controlar el caudal que entra a la caja principal.

- Desagüe y rebalse que sirven para la limpieza de la caja central, cuentan con un sello de agua por medio de un sifón, que evita la entrada de animales.

Para el proyecto en estudio se colocarán 4 cajas rompepresiones en las estaciones E-11.1, E-40, E-56 Y E-65.

2.1.18. Presupuesto del sistema de abastecimiento de agua

Se considera como presupuesto al costo total de la obra antes de ser ejecutada, en la cual se incluyen una integración de los costos directos (materiales, herramientas, maquinaria, mano de obra, prestaciones de ley, entre otras) y de los costos indirectos (gastos de administración, supervisión, imprevistos, utilidad, entre otras). Esta integración dividida entre la cantidad de trabajo total a ejecutar, da como resultado el costo unitario de cada renglón de trabajo.

Tabla VIII. Presupuesto por cantidad de trabajo

FACULTAD DE INGENIERÍA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		PROYECTO: INTRODUCCIÓN DE AGUA UBICACIÓN: CASERÍO EL LIMONAR ALDEA: TUIXCOX MUNICIPIO DE AGUACATÁN DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO.			
No	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio U.	Total
1	LÍNEA DE CONDUCCIÓN Y RED DE DISTRIBUCIÓN	global	1	Q 38,316.10	Q 38,316.10
2	CAJAS DE CAPTACIÓN (2 u)	unidad	2	Q 4,335.30	Q 8,670.60
3	CAJA REUNIDORA DE CAUDALES	unidad	1	Q 2,483.11	Q 2,483.11
4	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN (15 m3)	unidad	1	Q 26,975.41	Q 26,975.41
5	VÁLVULA DE AIRE (6u)	unidad	6	Q 828.43	Q 4,970.58
6	VÁLVULA DE LIMPIEZA (7u)	unidad	7	Q 830.32	Q 5,812.26
7	CAJAS ROMPEPRESIÓN (4U)	unidad	4	Q 2,017.89	Q 8,071.56
8	PASOS AÉREOS (2 de 16 y 1 de 24)	global	1	Q 17,897.95	Q 17,897.95
9	CONEXIONES DOMICILIARIAS (27u)	unidad	27	Q 274.99	Q 7,424.65
10	MANO DE OBRA CALIFICADA	global	1	Q 118,814.08	Q 118,814.08
11	MANO DE OBRA NO CALIFICADA	global	1	Q 24,500.00	Q 24,500.00
	Materiales + M. Obra				Q 263,936.30
12	GASTOS DE ADMINISTRACIÓN				Q 18,475.54
13	SUPERVISIÓN				Q 13,196.82
14	FLETES				Q 10,557.45
15	IMPUESTOS				Q 10,557.45
16	IMPREVISTOS				Q 26,393.63
17	UTILIDAD				Q 39,590.45
18	SUB-TOTAL				Q 382,707.64
19	IVA				Q 45,924.92
	TOTAL				Q 428,632.55

TOTAL EN LETRAS: CUATROCIENTOS VEINTIOCHO MIL SEISCIENTOS TREINTA Y DOS QUETZALES CON CINCUENTA Y CINCO CETAVOS.

2.2. Diseño del centro de recreativo

2.2.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de: baños, vestidores, churrasqueras, mesas, bancas, salón de usos múltiples, muro de contención del cauce del río, puente peatonal, y parqueos, proporcionando una solución al deterioro y la falta de instalaciones adecuadas, que brinden al visitante una estancia segura y placentera durante el tiempo que estará en el lugar.

2.2.2. Localización

El centro recreativo se localiza a 1 Kilómetro de la cabecera municipal de Aguacatán, en la aldea Río San Juan.

2.2.3. Levantamiento topográfico

Según el levantamiento topográfico realizado en el lugar, el terreno tienen un área de 5,121.05 m² y un perímetro de 373.33 m.

2.2.4. Requerimiento de áreas

El centro recreativo actualmente tiene en funcionamiento las siguientes áreas: parqueos, baños, vestidores y churrasqueras, que debido al uso han llegado a deteriorarse o hacer insuficientes por lo que se diseñarán nuevas, además se requiere las siguientes áreas: salón de usos múltiples, garita de control, y puente peatonal.

2.2.5. Diseño de elementos

2.2.5.1. Diseño de la estructura del salón

Para la realización completa del diseño, el análisis comienza desde la cubierta hasta las cimentaciones, para esto es necesario tomar en cuenta las diferentes cargas a las cuales se verá sometida la estructura, como también los métodos y materiales de construcción adecuados, que cumplan los criterios tanto económicos como estructurales.

2.5.5.1.1. Diseño de la cubierta

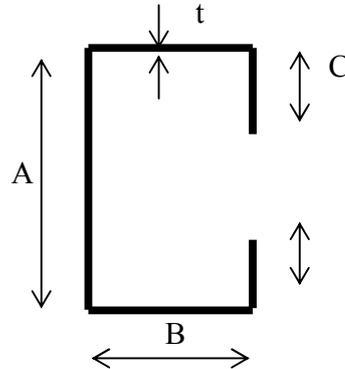
La cubierta será una estructura metálica de lámina de zinc a dos aguas, debido a la facilidad de construcción como también, a la capacidad de soportar cargas altas en secciones pequeñas, disminuyendo considerablemente su peso propio, ya que el acero permite estructuras mas ligeras que el concreto reforzado y proporciona una mayor elasticidad a ligeros movimientos sísmicos en el suelo.

Para la modulación entre costaneras, se considera una separación de 1.05 m, y para la separación entre tendales se utilizó una distancia de 2.50 m.

2.2.5.1.1.1. Diseño de costaneras

Para su diseño se consideran como vigas simplemente apoyadas, deben de analizarse por flexión, corte y deflexión.

Figura 8. Costaneras tipo "C"



Donde:

A = Peralte de la costanera

B = Ancho de la costanera

C = Distancia de labio

t = Espesor de la costanera

Las especificaciones comerciales para costaneras tipo "C" se encuentran en las siguientes tablas:

Tabla IX. Dimensiones de costaneras

Costanera tipo "C"	Altura " A+B+2C " (cm.)	Espesor "t" (cm.)
A = 4" B= 2" C= ½" t= 1/16"	17.78	0.15875
A = 5" B= 2" C= ½" t= 1/16"	20.32	0.15875
A = 6" B= 2" C= ½" t= 1/16"	22.86	0.15875
A = 7" B= 2" C= ½" t= 1/16"	25.40	0.15875
A = 8" B= 2" C= ½" t= 1/16"	27.94	0.15875
A = 9" B= 2" C= ½" t= 1/16"	30.48	0.15875
A =10" B= 2" C= 1/2" t= 1/16"	33.02	0.15875

Tabla X. Secciones de costaneras

Área (cm ²)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	S _x (cm ³)	S _y (cm ³)
2.83870	74.50543	0.00416	8.35740	0.00000
3.22580	111.13379	0.00832	10.97933	0.16387
3.61290	158.16794	0.00832	13.76513	0.16387
4.06451	216.85657	0.00832	17.04255	0.16387
4.45160	288.44838	0.00832	20.64770	0.16387
4.83870	374.60828	0.00832	24.58060	0.16387
5.22580	476.16875	0.01249	28.84123	0.16387

Integración de cargas:

Carga muerta:

Peso de lámina + traslapes = 8.50 Kg/m²

Peso de costaneras = 3.30 Kg/m

Área de cubierta = 0.79*3.00 = 2.37 m²

Carga muerta lineal: (8.50*2.37)*(metro lineal) +3.30 = 23.44 Kg/m

Carga Viva = 80.00 Kg/m²

Carga viva lineal = 80 *0.508(ancho de costanera 2'') = 40.64 Kg/m

Carga Total (W) = 23.44 + 40.64 = 64.08 Kg/m

- **Flexión**

La flexión de una viga ocurre cuando se le aplicada una carga, donde el eje neutro se dobla hasta adquirir una forma de curva, lo que se le conoce como curva de flexión.

La fórmula para su cálculo es la siguiente:

$S = M / f$ (módulo de sección)

Donde:

M = momento máximo en la viga = $W*L / 8$

f = esfuerzo permisible a flexión

La luz que cubrirán las costaneras será de $L = 2.50$ m, es decir la luz libre que hay entre tendales.

$f =$ esfuerzo permisible a flexión $1,518.63 \text{ Kg./cm}^2$

$M = (64.08 * 2.50) / 8 = 20.03 \text{ Kg-m} \approx 2,003.00 \text{ Kg-cm}$

$$S_x = \frac{2,003.00 \text{ Kg-cm}}{1,518.63 \text{ Kg/cm}^2} = 1.32 \text{ cm}^3$$

Según tabla No. 1 $S_x = 8.35 > 1.32$ por lo que se utilizará costaneras de sección

$A = 4''$ $B = 2''$ $C = 1/2''$ $t = 1/16''$

▪ **Corte:**

Este es el esfuerzo cortante que actúa en una viga, siendo paralelo o tangencial a la superficie. Debe realizarse una sumatoria de cargas verticales, normalmente si es una carga uniformemente distribuida las reacciones siempre serán:

$$R_1 = R_2 = W * L / 2$$

Para su análisis se considera la condición que el cortante promedio, no debe exceder a 1019.45 Kg/cm^2 para acero A36. Entonces se tiene la siguiente ecuación:

$$R = (64.08 * 2.50) / 2 = 80.10 \text{ Kg}$$

El cortante promedio será: $F_v = R / (A * t)$

$$F_v = 80.10 / (10.16 * 0.15785) = 49.94 \text{ Kg/cm}^2 < 1019.45 \text{ Kg/cm}^2 \text{ “cumple”}$$

▪ **Deflexión:**

La deflexión es la distancia (δ) que parte del eje neutro de la viga, hasta el punto más bajo de la curva elástica. Además debe compararse con la deflexión permisible, y debe de ser menor a la deflexión real, las ecuaciones para su cálculo son las siguientes:

$$D_r = (5/384) * W * L^4 / E * I \quad (\text{deflexión real})$$

$$D_p = L/200 \quad (\text{deflexión permisible})$$

Donde :

$$E = 2.1 \text{ E}^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$I_x = 74.50543 \text{ cm}^4 \quad \text{de tabla X}$$

$$D_r = (5/384) * (0.6408 * 250^4) / 2.1 \text{ E}^6 * 74.50543 = 0.20 \text{ cm.}$$

$$D_p = 300/200 = 1.5 \text{ cm.}$$

$$0.20 < 1.5, \quad \text{“ cumple la sección asumida ”}$$

2.2.5.1.1.2. Diseño del tendal

Este será el elemento que soportará el peso de la cubierta, costaneras y su peso propio, transmitiéndolo directamente hacia las columnas. Se asumió una sección de A = 6" B= 2" C= ½" t= 1/16".

Integración de cargas:

Carga muerta:

$$\text{Peso de lámina + traslapes} = 8.50 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Peso de costaneras (5 u)} = 16.50 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso propio} = 5.64 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Área de cubierta} = 4.86 * 1.00 = 4.86 \text{ m}^2$$

$$\text{Carga muerta lineal} = (8.50 * 4.86) * 1 + 16.50 + 5.64 = 63.45 \text{ Kg/m}$$

Carga viva = 80.00 Kg/m²

Carga viva lineal = 80 * 0.508 (ancho de costanera 2") = 40.64 Kg/m

Carga total (W) = 63.45 + 40.64 = 104.09 Kg/m

▪ **Flexión**

$$S = M / f$$

$$M = W * L / 8$$

La luz que cubrirán los tendales será de: L = 4.86 m.

f = esfuerzo permisible a flexión = 1,518.63 Kg/cm²

$$M = (104.09 * 4.86) / 8 = 63.23 \text{ Kg-m} \approx 6,323.47 \text{ Kg-cm}$$

$$S_x = \frac{6,323.47 \text{ Kg-cm}}{1,518.63 \text{ Kg/cm}^2} = 4.16 \text{ cm}^3$$

Según tabla No. 1 $S_x = 13.76 > 4.16$, por lo que se utilizará tendales de A = 6"
B = 2" C = 1/2" t = 1/16"

▪ **Corte:**

$$R_1 = R_2 = W * L / 2$$

Para su análisis se considera la condición que el cortante promedio, no debe exceder a 1019.45 Kg/cm² para acero A36. Entonces se tiene la siguiente ecuación:

$$R = (104.09 * 4.86) / 2 = 252.94 \text{ Kg}$$

El cortante promedio será: $F_v = R / (A * t)$

$$F_v = 252.94 / (15.24 * 0.15785) = 105.14 \text{ Kg/cm}^2 < 1019.45 \text{ Kg/cm}^2, \text{ "cumple" }$$

▪ **Deflexión:**

$$D_r = (5/384) * W * L^4 / E * I$$

$$D_p = L/200$$

Donde :

$$E = 2.1 \text{ E}^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$I_x = 158.16 \text{ de tabla X}$$

$$D_r = (5/384) * (1.04 * 486^4) / 2.1 \text{ E}^6 * 158.16 = 2.27 \text{ cm}$$

$$D_p = 486/200 = 2.43 \text{ cm}$$

2.27 < 2.43 “ cumple la sección asumida ”

2.5.5.1.2. Diseño de columnas

Las columnas serán las encargadas de soportar las cargas provenientes del techo, para posteriormente trasladarlas a la cimentación. Para el diseño del refuerzo es necesario conocer la carga crítica a la cual estará sometida, para su diseño se utilizará la fórmula de Euler en el caso de una columna con un extremo empotrado y el otro libre, la cual es:

Sección asumida: 0.30*0.30 m

$$P_{cr} = (2EI) / (2L)^2$$

$$I = b * h^3 / 12$$

$$E = 15,100 \text{ Fc}^{1/2}$$

$$\text{Fc} = 210 \text{ Kg./cm}^2$$

$$\text{Fy} = 2,810 \text{ Kg./cm}^2$$

$$P_{cr} = ((2 * 15100 * 210^{1/2}) * (30 * 30^3 / 12) / (2 * 300)^2) / 1000 = 82.057 \text{ Ton.}$$

$$P_{real} = 252.94 \text{ Kg}$$

82.057 Ton. > 252.94 kg., “ la sección asumida cumple ”

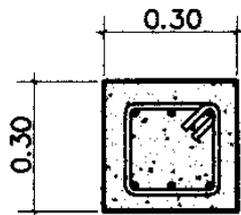
El área de acero quedará de la siguiente forma:

$$A_{smin} = 0.01 * A_g = 0.01 * 30 * 30 = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6 \text{ No. 5} = 6 * 1.98 = 11.88 \text{ cm}^2 > 9 \text{ cm}^2$$

Refuerzo transversal No. 3 @ 15 cm

Figura 9. Columna principal del salón



2.5.5.1.3. Diseño de zapatas

Las zapatas serán las encargadas de llevar las cargas provenientes de las columnas hacia el suelo.

Datos de diseño:

Peralte mínimo $d = 15 \text{ cm}$.

Recubrimiento mínimo $r = 7.5 \text{ cm}$.

Altura total $t = 15 + 7.5 = 22.5 \text{ cm}$. $t = 23 \text{ cm}$.

$$\delta_c = 2.4 \text{ Ton./m}^3$$

$$\delta_{cc} = 2.5 \text{ Ton./m}^3$$

$$\delta_s = 1.4 \text{ Ton./m}^3$$

$$V_s = 14 \text{ Ton./m}^2$$

factor de carga última $F_{cu} = 1.50$

Integración de cargas que soporta la zapata (P_z)

Carga vertical =	0.253 Ton.
Peso de la columna ($3 * 0.30^2 * 2.4$) =	0.648 Ton.
Peso del suelo ($0.40 * (0.80^2 - 0.30^2) * 1.40$) =	0.308 Ton.
Peso propio de la zapata ($0.80^2 * 0.23$) * 2.4 =	0.353 Ton.
P_z	<hr/> 1.562 Ton.

Área de zapata asumida: $(0.80 * 0.80) = 0.64 \text{ m}^2$

Verificación del área de zapata:

$$P_z / A_z \leq V_s$$

$$1.562 / 0.64 = 2.44 \text{ Ton/m}^2 \leq 14 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{“cumple”}$$

La carga última que soporta la zapata es:

$$W_{Uz} = P_z * F_{cu}$$

$$W_{Uz} = 1.56 * 1.50 = 2.34 \text{ Ton./m}^2$$

Verificación del corte simple:

$$d = t - r - \Phi/2, \text{ asumiendo varilla No. 3}$$

$$d = 0.23 - 0.075 - 0.0127/2 = 0.149 \text{ m.}$$

$$V_a < V_c$$

V_a = corte actuante debido a la carga

$$V_a = W_{Uz} * L_z (L_z - B - R)$$

$$V_a = 2.34 * 0.80 * (0.80 - 0.30 - 0.075) = 0.79 \text{ Ton.}$$

Corte del concreto:

$$V_c = 0.85 * 0.53 * F_c^{1/2} * L_z * d$$

$$V_c = (0.85 * 0.53 * 210^{1/2} * 80 * 14.9) / 1000 = 7.78 \text{ Ton.}$$

$$0.79 < 7.78 \text{ Ton "cumple"}$$

Verificación del corte punzonante:

$$V_a = W U_z (A_z - A_p)$$

$$V_a = 2.34 * (0.80^2 - (0.30 + 0.149)^2) = 1.02 \text{ Ton.}$$

$$V_c = 0.85 * \text{perímetro punzonante} * d * 1.07 * F_c^{1/2}$$

$$V_c = (0.85 * ((30 + 14.9) * 4) * 14.9 * 1.07 * 210^{1/2}) / 1000 = 35.27 \text{ Ton.}$$

$$1.02 < 35.27 \text{ "cumple"}$$

Verificación de la flexión:

$$M_u = W U_z * B^2 / 2 = 2.34 * 0.30^2 / 2 = 0.1053 \text{ Ton.-m.} \approx 105.30 \text{ Kg.-m.}$$

$$A_s = (b * d - ((b * d)^2 - (M_u * b / 0.003825 * F_c))^{1/2}) * (0.85 * F_c / F_y)$$

$$A_s = ((100 * 14.9) - ((100 * 14.9)^2 - (105.30 * 100 / (0.003825 * 210)))^{1/2}) * (0.85 * 210 / 2810)$$

$$A_s = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$\rho_c = A_s / b d = 0.28 / (100 * 14.9) = 0.00019$$

$$\rho_{\min} = 0.40 * 14.1 / F_y = 0.40 * 14.1 / 2810 = 0.002$$

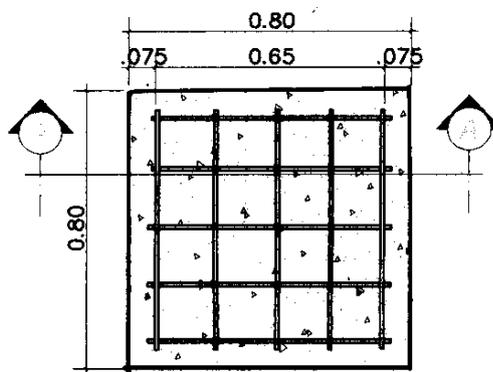
$$\rho_{\min} > \rho_c, \text{ "utilizar área de acero mínima"}$$

$$A_{s\min} = 0.002 * 100 * 14.9 = 2.98 \text{ cm}^2$$

El armado final será así:

Utilizando 5 No.3 se tendrá un área de $5 \cdot 0.71 = 3.55 \text{ cm}^2 > 2.98 \text{ cm}^2$, en ambos sentidos.

Figura 10. Zapata principal del salón



2.2.5.1.4. Diseño de muros

Los muros son de mucha importancia debido a la función estructural que desempeñan, para ello se diseñaron muros de mampostería reforzada con columnas y vigas, cuyo trabajo es resistir los esfuerzos de compresión, corte y flexión, provocados por las cargas, y el diseño está basado en las normas del Instituto de Fomento de Hipotecas Aseguradas (FHA).

- **Flexión:**

$$A_s \text{ min} = A_s \text{ vertical} = 0.0007dt$$

Donde:

$dt = \text{área de la sección bruta de la pared} = \text{espesor (t) del muro} * \text{longitud del muro}$

$$dt = 15 * 1,200 = 18,000 \text{ cm.}$$

$$A_s \text{ min} = 0.0007 * 18,000 = 12.6 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán 7 columnas formadas por 4 varillas No. 3, por lo que se tendrán 28 varillas que dan un área de $A_s \text{ col} = 19.88 \text{ cm}^2$.

$A_s \text{ mín} = 12.6 \text{ cm}^2 < A_s \text{ col} = 19.88 \text{ cm}^2$, por lo que cumple.

- **Corte:**

$$A_s \text{ min} = A_s \text{ horizontal} = 0.0013*ht$$

Donde:

$ht = \text{área de la sección transversal de la pared} = \text{altura del muro} * \text{espesor (t) del muro}$

$$A_s \text{ min} = 0.0013 * 420 * 15 = 8.19 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán 3 soleras formadas por 4 varillas No. 3, por lo que se tendrán 12 varillas que dan un área de $A_s \text{ sol} = 8.52 \text{ cm}^2 > A_s \text{ min} = 8.19 \text{ cm}^2$, por lo que cumple.

2.2.5.2. Diseño de muro de contención

El muro de contención servirá para la protección del cauce del río, su diseño es el de un muro por gravedad, para el cual se aplicó el mismo procedimiento del tanque de distribución.

2.2.5.3. Diseño de churrasqueras, mesas y bancas

Se incorporarán 17 churrasqueras las cuales consistirán en:

- **Churrasqueras**

Serán de mampostería de piedra bola, con forma de pirámide truncada, en cuya superficie irá la parrilla que estará formada de varillas No.3 @ 2.5 cm.

- **Mesas y bancas**

Los muros serán de mampostería de piedra bola, la losa que llevarán será de concreto reforzado con varillas No. 2 @ 10 cm. en ambos sentidos, con un espesor de 5cm.

2.2.5.4. Parqueo del centro

Se diseñarán 27 parqueos que ocuparán un área de 270 m², tomando como medida estándar para cada estacionamiento un área de 10.35 m².

2.2.5.5. Diseño de vestidores y baños

El diseño de los vestidores como de los baños en lo estructural son similares, por lo que quedarán de la siguiente forma:

2.2.5.5.1. Muros

Los muros serán de mampostería reforzada y el diseño está basado en las normas del FHA (Instituto de Fomento de Hipotecas Aseguradas).

▪ **Flexión (columnas):**

$$As_{min} = As_{vertical} = 0.0007dt$$

Donde:

$dt = \text{área de la sección bruta de la pared} = \text{espesor (t) del muro} * \text{longitud del muro}$

$$dt = 15 * 414 = 6,210 \text{ cm.}$$

$$As_{min} = 0.0007 * 6,210 = 4.35 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán 3 columnas de 4 varillas No. 3, por lo que se tendrán 12 varillas que dan un $As_{col} = 8.52 \text{ cm}^2 > As_{min} = 4.35 \text{ cm}^2$, por lo que cumple.

▪ **Corte (soleras):**

$$As_{min} = As_{horizontal} = 0.0013*ht$$

Donde:

$ht = \text{área de la sección transversal de la pared} = \text{altura del muro} * \text{espesor (t)}$

$$As_{min} = 0.0013 * 252 * 15 = 4.91 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán 2 soleras de 4 varillas No.3, por lo que tendremos 8 varillas que dan un $As_{sol} = 5.68 \text{ cm}^2 > As_{min} = 4.91 \text{ cm}^2$, por lo que cumple.

2.2.5.5.2. Cimiento corrido

Carga muerta:

Peso del muro: este incluirá el peso del techo, de las columnas, de las soleras y de la mampostería que en este caso es de block.

$$\text{Peso del techo} = 78.19 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso de las columnas} = 3 * 0.15 * 0.15 * 2.52 * 2,400 = 408.24 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso de las soleras} = 3 * 0.15 * 0.20 * 4.14 * 2,400 = 894.24 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso de la mampostería} = (4.14 * 2.52) * (110 \text{ Kg/m}^2) = 1,147.60 \text{ kg}$$

$$\text{Peso del muro} = 2,450.09 \text{ Kg}$$

Carga muerta = $2,450.09/4.14 = 591.81 \text{ Kg/m}^2$ Carga viva:

$C_v = 80 \text{ Kg/m}$

Carga última:

$CU = 1.4 * 591.81 + 1.7 * 80 = 964.54 \text{ Kg/m}^2 \approx 0.964 \text{ Ton/m}^2$

Datos de diseño para el cimiento:

Ancho (B) = 0.45 m.

Peralte (d) = 0.13 m.

Ancho del muro (a) = 0.15 m.

$F_c = 210 \text{ Kg./cm}^2$

$F_y = 2,810 \text{ Kg./cm}^2$

$V_s = 14 \text{ Ton./m}^2$

$P = 0.964 \text{ Ton./m}^2$

Chequeo a corte simple:

$V_a = P ((B-a) / 2 - d)$

$V_a = 0.964 * ((0.45-0.15) / 2 - 0.13) = 0.019 \text{ Ton}$

$V_c = 0.85 * 0.53 * F_c^{1/2} * b * d =$

$V_c = (0.85 * 0.53 * 210^{1/2} * 100 * 13) / 1000 = 8.49 \text{ Ton}$

$0.019 < 8.49$ “cumple el peralte asumido”

Verificación de la flexión:

$M_u = P * B^2 / 2 = 964.54 * 0.15^2 / 2 = 10.85 \text{ Kg-m}$

$A_s = (b * d - ((b * d)^2 - (M_u * b / 0.003825 * F_c))^{1/2}) * (0.85 * F_c / F_y)$

$A_s = ((100 * 13) - ((100 * 13)^2 - (10.85 * 100 / (0.003825 * 210)))^{1/2}) * (0.85 * 210 / 2810)$

$A_s = 0.033 \text{ cm}^2$

$\rho_c = A_s / b d = 0.033 / (100 * 14.9) = 0.000022$

$$\rho_{\min} = 0.40 * 14.1 / F_y = 0.40 * 14.1 / 2810 = 0.002$$

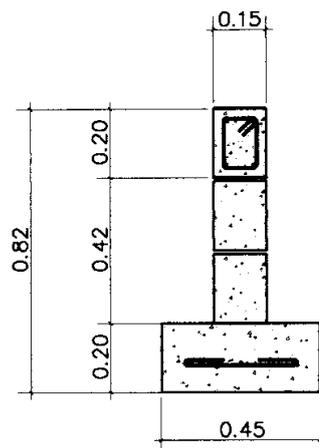
$\rho_{\min} > \rho_c$, “utilizar área de acero mínima”

$$A_{s\min} = 0.002 * 40 * 13 = 1.04 \text{ cm}^2$$

El armado final será así:

Utilizando 3 No.3, se tendrá un área de $3 * 0.71 = 2.13 \text{ cm}^2 > 1.04 \text{ cm}^2$, por lo que se utilizará este armado con eslabones No.2 @ 0.15 m.

Figura 11. Cimiento corrido



2.2.5.5.3. Techo

El techo será de láminas de zinc calibre 28 mm de 8', las cuales irán ancladas con pernos a costaneras tipo “C” de 2” X 3”, para el diseño se aplicó el mismo análisis del techo del salón.

2.2.5.6. Diseño del puente peatonal

Este puente se construirá para tener acceso a la isla en donde irá el salón, será exclusivamente para el paso de personas, pero se debe tomar en cuenta que también será necesario para el acceso de materiales al lugar, por lo tanto se diseñará con los factores de cargas necesarios para ello.

2.2.5.6.1. Diseño de losa

Datos de diseño:

Luz a cubrir = 5.00 m.

Ancho = 2.00 m.

Espesor (t):

Si la relación $m = A/B \leq 0.5$, es en un sentido

$m = 2/5 = 0.4 \leq 0.5$, por lo tanto es en un sentido y su espesor se calculará con la fórmula siguiente:

$$t = L / 24$$

$$t = 2 / 24 = 0.083 \text{ m} \approx 8.33 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

Partiendo que el espesor mínimo recomendado por la ACI es de 9 cm, se optó por un espesor de $t = 10 \text{ cm}$

Cargas:

Carga muerta (CM):

W peso propio de la losa : $\delta_{cc} * t$

$$W \text{ Propio de losa} = 2,400 \text{ Kg/m}^3 * 0.10\text{m} = 240 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Sobre cargas} = \frac{150 \text{ Kg/m}^2}{}$$

$$\text{Total de cargas} = 390 \text{ Kg/m}^2$$

Carga muerta última (CMu) :

$$CMu = 1.4 * 390 = 546 \text{ Kg/m}^2$$

Carga viva (CV):

La losa para este tipo de estructuras como son los puentes peatonales, serán utilizadas únicamente por personas, por lo que se asumirá una carga viva de 500 Kg/m².

Carga viva última (CVu):

$$CVu = 1.7 * 500 = 850 \text{ Kg/m}^2$$

Carga última (CU) :

$$CU = 1.4 * CM + 1.7 CV = 1.4 * 390 + 1.7 * 500 = 1,396 \text{ Kg/m}^2$$

Determinación de momentos:

Los momentos para losas en un sentido se calculan con las siguientes fórmulas:

$$M (-) = W * L^2 / 14 = 1,396 * 2^2 / 14 = 398.86 \text{ Kg-m}$$

$$M (+) = W * L^2 / 10 = 1,396 * 2^2 / 10 = 558.40 \text{ Kg-m}$$

Acero de refuerzo:

Datos de diseño:

Espesor (t) = 10 cm, tomando varillas No. 3 y un recubrimiento de 2.5 cm

$$\text{Peralte (d)} = t - r - \Phi/2 = 10 - 2.5 - 0.95/2 = 7.03 \text{ cm}$$

$$As_{\text{min}} = 0.40 * 14.1 / F_y * b * d = 0.40 * 14.1 / 2810 * 100 * 7.03 = 1.41 \text{ cm}$$

$$\text{Separación} = (As_{\text{asumida}} / As_{\text{min}}) * 100 = 0.71 / 1.41 * 100 = 50.35 \text{ cm}$$

$$\text{Separación máxima recomendada por la ACI } 3 * t = 3 * 10 = 30 \text{ cm}$$

$$As_{\text{requerida}} = 100 * 0.71 / 30 = 2.37 \text{ cm}^2$$

Momento que resiste el As req:

$$M_u = \Phi (A_s F_y (d - (A_s F_y / 1.7 F_c b)))$$

$$M_u = (0.9 (2.37 * 2810 (7.03 - (2.37 * 2810 / 1.7 * 210 * 100)))) * 100$$

$$M_u = 410.18 \text{ Kg-m}$$

As para momento que sobrepasa M_u :

$$M = 558.40 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = (b * d - ((b * d)^2 - (M_u * b / 0.003825 * F_c))^{1/2}) * (0.85 * F_c / F_y)$$

$$A_s = ((100 * 7.03) - ((100 * 7.03)^2 - (558.40 * 100 / (0.003825 * 210)))^{1/2}) * (0.85 * 210 / 2810)$$

$$A_s = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Separación} = 0.71 / 3.26 * 100 = 21.77 \text{ cm} \approx 21 \text{ cm}$$

Además se debe colocar acero por temperatura, perpendicular al refuerzo principal, Se calculará con la siguiente fórmula:

$$A_s \text{ temp} = 0.002 * b * t$$

$A_s \text{ temp} = 0.002 * 100 * 10 = 2 \text{ cm}^2$ y se coloca a una separación máxima de 3 veces el espesor de losa, es decir; @ 30 cm.

2.2.5.6.2. Viga principal

Esta viga será la encargada de transmitir las cargas de la losa hacia los muros de apoyo.

- **Flexión**

Datos:

$$F_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\delta_c = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$R = 2 \text{ cm.}$$

$$d = 40 - 2 = 38 \text{ cm.}$$

Cargas de losa:

$$CM = 390 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV = 500 \text{ Kg/m}^2$$

Carga uniformemente distribuida (WUv):

$$\text{En un sentido } A/2 = 2/2 = 1$$

$$WM_v = Sc \cdot CM + \text{Peso propio de viga} = 1 \cdot 390 + (0.40 \cdot 20 \cdot 2400) = 582 \text{ Kg/m.}$$

$$WV_v = Sc \cdot CV = 1 \cdot 500 = 500 \text{ Kg/m.}$$

$$WU_v = 1.4 \cdot 582 + 1.7 \cdot 500 = 1,664.80 \text{ Kg/m.}$$

$$\text{Momento: } (WU_v \cdot L^2) / 8 = (1,664.80 \cdot 5^2) / 8 = 5,202.50 \text{ Kg.-m.}$$

$$As = (b \cdot d - ((b \cdot d)^2 - (Mu \cdot b / 0.003825 \cdot Fc))^{1/2}) \cdot (0.85 \cdot Fc / Fy)$$

$$As = ((20 \cdot 38) - ((20 \cdot 38)^2 - (5,202.50 \cdot 20 / (0.003825 \cdot 210)))^{1/2}) \cdot (0.85 \cdot 210 / 2810)$$

$$As = 5.76 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} = 14.1 / Fy \cdot b \cdot d = 14.1 / 2810 \cdot 20 \cdot 38 = 3.81 \text{ cm}^2$$

$$As_{\max} = 0.5 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d = 0.5 \cdot 0.0369 \cdot 20 \cdot 38 = 14.02 \text{ cm}^2$$

$$\rho_b = 0.85 \cdot \beta \cdot (Fc / fy) \cdot (6090 / (fy + 6090)) =$$

$$\rho_b = 0.85 \cdot 0.85 \cdot (210 / 2810) \cdot (6090 / (2810 + 6090)) = 0.0369$$

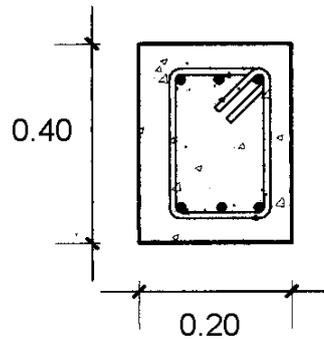
$$As_{\min} < As < As_{\max} \quad 3.81 < 5.76 < 14.02 \quad \text{“cumple el } As \text{”}$$

Armado final de viga:

Cama superior y cama inferior:

$$\text{Utilizando 3 No.5, se tendrá } As = 1.98 \cdot 3 = 5.94 \text{ cm}^2 > 5.76 \text{ cm}^2$$

Figura 12. Viga principal del puente peatonal



Para lo que es el diseño del refuerzo a corte:

Utilizando No. 3 = 0.71 cm^2

Separación máxima = $d/2 = 38/2 = 19 \text{ cm}$, cuando el $V_a < V_c$

Corte actuante (V_a):

$$V_a = W \cdot L / 2 = (1,664.80 \cdot 5) / 2 = 4,162.00 \text{ Kg}$$

Corte que resiste el concreto (V_c):

$$V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot F_c^{1/2} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot 210^{1/2} \cdot 20 \cdot 38 = 4,961.56 \text{ Kg}$$

Como el $V_c > V_a$, se utilizarán para la separación de los estribos $d/2 = 19 \text{ cm}$.

El refuerzo a corte quedará No. 3 @ 19 cm.

2.2.5.7. Diseño de la garita de acceso

Esta se construirá de mampostería reforzada con block visto y techo de lámina, con un área de 25.20m² y constará de 3 ambientes: uno para la instalación de la garita, otro para habitación de la persona encargada y el último para el baño de servicio.

2.2.5.7.1 Muros

Los muros serán de mampostería reforzada y el diseño está basado en las normas FHA (Instituto de Fomento de Hipotecas Aseguradas).

- **Flexión (columnas)**

$$As_{min} = As_{vertical} = 0.0007dt$$

Donde:

dt = área de la sección bruta de la pared = espesor (t) del muro * longitud del muro

$$dt = 15 * 814 = 12,210 \text{ cm}$$

$$As_{min} = 0.0007 * 12,210 = 8.55 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán 6 columnas de 4 varillas No. 3, por lo que se tendrán 24 varillas que dan un $As_{col} = 17.04 \text{ cm}^2 > As_{min} = 8.55 \text{ cm}^2$, por lo que cumple.

- **Corte (soleras)**

$$As_{min} = As_{horizontal} = 0.0013*ht$$

Donde:

ht = área de la sección transversal de la pared = altura del muro * espesor (t) del muro

$$As_{min} = 0.0013 * 252 * 15 = 4.91 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán 2 soleras de 4 varillas No. 3, por lo que se tendrán 8 varillas, que dan un $As_{sol} = 5.68 \text{ cm}^2 > 4.91 \text{ cm}^2$, por lo que cumple.

2.2.5.7.2. Techo

El techo será de láminas de zinc calibre 28mm de 12', las cuales irán ancladas con pernos a costaneras tipo "C" de 2" X 3". con una pendiente del 3%, para el diseño se aplicó el mismo análisis del techo del salón.

2.2.6. Presupuesto del centro recreativo

Para la integración del presupuesto del centro recreativo, se tomaron los mismos criterios del presupuesto del sistema de abastecimiento de agua potable.

El costo total del centro recreativo, se encuentra integrado por los presupuestos de cada estructura diseñada, debido a que pueden ser construido individualmente o conforme a la capacidad económica que se tenga, sus presupuestos también se encuentran detallados.

Tabla XI. Costo total del centro recreativo

COSTO TOTAL DEL CENTRO RECREATIVO ALDEA RÍO SAN JUAN, AGUACATÁN, HUEHUETENANGO				
CONSTRUCCIÓN	MATERIALES	MANO DE OBRA	FLETES	COSTO
Salón de usos múltiples	Q 190,647.09	Q 70,767.94	Q 45,000.00	Q 306,415.03
Baños	Q 32,258.36	Q 13,202.74	Q 10,000.00	Q 55,461.10
Vestidores	Q 28,366.89	Q 12,762.52	Q 10,000.00	Q 51,129.41
Garita de acceso	Q 28,798.30	Q 14,898.72	Q 10,000.00	Q 53,697.02
Muro de contención	Q 65,453.43	Q 16,188.27	Q 37,500.00	Q 119,141.70
Churasqueras, mesas y banquetas	Q 21,460.36	Q 9,370.01	Q 15,000.00	Q 45,830.36
Puente peatonal	Q 6,902.31	Q 3,053.49	Q 7,500.00	Q 17,455.81
COSTO TOTAL DEL PROYECTO				Q 649,130.43

Tabla XII. Presupuesto del salón

PRESUPUESTO DE SALÓN DE USOS MÚLTIPLES ALDEA RÍO SAN JUAN, MUNICIPIO DE AGUACATÁN DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO						
No.	ESPECIFICACIONES	CANTIDAD	UNIDAD	P. U.	COSTO TOTAL	COSTO FINAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES					
1.1	Bodega (de 7.00 x 3.00 mts)	1.00	u	Q 938.00	Q 938.00	
1.2	Limpieza + chapeo	170.00	m ²	Q 2.75	Q 467.50	
1.3	Trazo + estaqueo	1.00	global	Q 66.50	Q 66.50	1,472.00
2	CIMENTACIÓN					
2.1	Cimiento corrido	60.00	ml	Q 99.01	Q 5,940.43	
2.2	Zapatatas	8	u	Q 121.86	Q 974.88	Q 6,915.31
3	CORTINA DE CIMENTACIÓN					
3.1	Muro bajo solera de humedad	60.00	ml	Q 31.98	Q 1,918.71	Q 1,918.71
4	COLUMNAS					
4.1	Columna tipo C-1	24.00	ml	Q 93.95	Q 2,254.89	
4.2	Columna tipo C-2	67.20	ml	Q 37.65	Q 2,529.92	
4.3	Columna tipo C-3	6.00	ml	Q 24.11	Q 144.63	Q 4,929.44
5	SOLERAS Y VIGAS					
5.1	Solera de humedad	60.00	ml	Q 49.16	Q 2,949.74	
5.2	Solera intermedia 1 block U	36.00	ml	Q 29.22	Q 1,052.01	
5.3	Solera intermedia 2 block U	36.00	ml	Q 29.22	Q 1,052.01	
5.4	Solera de remate block U	36.00	ml	Q 29.22	Q 1,052.01	Q 6,105.76
6	LEVANTADO DE MUROS					
6.1	Levantado de block visto	165.00	m ²	Q 75.59	Q 12,471.64	
6.2	Levantado de piedra (muro y columnas)	86.10	m ³	Q 557.70	Q 48,017.97	Q 60,489.61
7	TECHOS					
7.1	Estructura y cubierta	1.00	global	Q 17,529.05	Q 17,529.05	Q 17,529.05
8	ACABADOS					
8.1	Puertas P-1 (1.08)	6.00	u	Q 1,800.00	Q 10,800.00	
8.2	Ventanas V-3	46.80	m ²	Q 600.00	Q 28,080.00	
8.3	Piso de concreto alisado	170.00	m ²	Q 93.42	Q 15,881.44	
8.4	Piso de concreto cernido, banquetas	57.00	m ²	Q 93.42	Q 5,324.95	
8.5	Tallado de vigas y columnas	186	ml	Q 3.10	Q 575.74	Q 60,662.14
9	INSTALACIONES					
9.1	Electricidad	1	global	Q 7,000.00	Q 7,000.00	Q 7,000.00
10	Transporte					
10.1	Flete de camión	30.00	viaje	Q 1,500.00	Q 45,000.00	Q 45,000.00
11	Mano de obra					Q 47,142.88
12	Gastos de administración					Q 5,354.12
13	Supervisión					Q 7,495.77
14	Fianzas					Q 5,354.12
15	Utilidad					Q 29,046.11
	Costo total de construcción del salón					Q 306,415.03

COSTO EN LETRAS: TRESCIENTOS SEIS MIL CUATROCIENTOS QUINCE QUETZALES CON 03/100 CENTAVOS.

Tabla XIII. Presupuesto de baños

PRESUPUESTO DE BAÑOS ALDEA RÍO SAN JUAN, MUNICIPIO DE AGUACATÁN DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO						
No.	ESPECIFICACIONES	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL	COSTO FINAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES					
1.1	Bodega (de 7.00 x 3.00 mts)	1.00	u	Q 938.00	Q 938.00	
1.2	Limpieza + chapeo	15.80	m ²	Q 2.75	Q 43.45	
1.3	Trazo + estaqueo	1.00	global	Q 66.50	Q 66.50	Q 1,047.95
2	CIMENTACIÓN					
2.1	Cimiento corrido	22.00	ml	Q 99.01	Q 2,178.16	Q 2,178.16
3	CORTINA DE CIMENTACIÓN					
3.1	Muro bajo solera de humedad	22.00	ml	Q 31.98	Q 703.53	Q 703.53
4	COLUMNAS					
4.1	Columna tipo C-1	15.00	ml	Q 37.65	Q 564.71	
4.2	Columna tipo C-2	20.00	ml	Q 24.11	Q 482.11	Q 1,046.83
5	SOLERAS Y VIGAS					
5.1	Solera de humedad block U	22.00	ml	Q 29.22	Q 642.89	
5.2	Solera intermedia block U	22.00	ml	Q 29.22	Q 642.89	
5.3	Solera de remate block U	22.00	ml	Q 29.22	Q 642.89	Q 1,928.68
6	LEVANTADO DE MUROS					
6.1	Levantado de block visto	62.00	m ²	Q 75.59	Q 4,686.31	Q 4,686.31
7	TECHOS					
7.1	Estructura y cubierta	1.00	global	Q 836.11	Q 836.11	Q 836.11
8	ACABADOS					
8.1	Puertas P-1 (1.08)	6.00	u	Q 1,200.00	Q 7,200.00	
8.2	Ventanas V-3	2.38	m ²	Q 500.00	Q 1,190.00	
8.3	Piso de concreto Alisado	15.80	m ²	Q 93.42	Q 1,476.04	
8.4	Piso de concreto cernido, banquetta	7.96	m ²	Q 93.42	Q 743.63	
8.5	Tallado de vigas y columnas	101	ml	Q 3.10	Q 312.64	Q 10,922.30
9	INSTALACIONES					
9.1	Electricidad	1	global	Q 300.00	Q 300.00	
9.2	Hidráulica	1	global	Q 500.00	Q 500.00	
9.3	Sanitaria	1	global	Q 4,000.00	Q 4,000.00	Q 4,800.00
10	Transporte					
10.1	Flete de camión	10.00	viaje	Q 1,000.00	Q 10,000.00	Q 10,000.00
11	Mano de obra					Q 9,094.25
12	Gastos de administración					Q 931.10
13	Supervisión					Q 1,303.54
14	Fianzas					Q 931.10
15	Utilidad					Q 5,051.23
	Costo total construcción de baños					Q 55,461.10
COSTO EN LETRAS: CINCUENTA Y CINCO MIL CUATROCIENTOS SESENTA Y UN QUETZALES CON 10/100 CENTAVOS.						

Tabla XIV. Presupuesto de vestidores

PRESUPUESTO DE VESTIDORES ALDEA RÍO SAN JUAN, MUNICIPIO DE AGUACATÁN DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO						
No.	ESPECIFICACIONES	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL	COSTO FINAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES					
1.1	Bodega (de 7.00 x 3.00 mts)	1.00	u	Q 938.00	Q 938.00	
1.2	Limpieza + chapeo	15.80	m ²	Q 2.75	Q 43.45	
1.3	Trazo + estaqueo	1.00	global	Q 66.50	Q 66.50	Q 1,047.95
2	CIMENTACIÓN					
2.1	Cimiento corrido	22.00	ml	Q 99.01	Q 2,178.16	Q 2,178.16
3	CORTINA DE CIMENTACIÓN					
3.1	Muro bajo solera de humedad	22.00	ml	Q 31.98	Q 703.53	Q 703.53
4	COLUMNAS					
4.1	Columna Tipo C-1	15.00	ml	Q 37.65	Q 564.71	
4.2	Columna Tipo C-2	20.00	ml	Q 24.11	Q 482.11	Q 1,046.83
5	SOLERAS Y VIGAS					
5.1	Solera de humedad block U	22.00	ml	Q 29.22	Q 642.89	
5.2	Solera intermedia block U	22.00	ml	Q 29.22	Q 642.89	
5.3	Solera de remate block U	22.00	ml	Q 29.22	Q 642.89	Q 1,928.68
6	LEVANTADO DE MUROS					
6.1	Levantado de block visto	62.00	m ²	Q 75.59	Q 4,686.31	Q 4,686.31
7	TECHOS					
7.1	Estructura y cubierta	1.00	global	Q 836.11	Q 836.11	Q 836.11
8	ACABADOS					
8.1	Puertas P-1 (1.08)	6.00	u	Q 1,200.00	Q 7,200.00	
8.2	Ventanas V-3	2.38	m ²	Q 500.00	Q 1,190.00	
8.3	Piso de concreto alisado	15.80	m ²	Q 93.42	Q 1,476.04	
8.4	Piso de concreto cernido, banquetea	7.96	m ²	Q 93.42	Q 743.63	
8.5	Tallado de vigas y columnas	101	ml	Q 3.10	Q 312.64	Q 10,922.30
9	INSTALACIONES					
9.1	Electricidad	1	global	Q 300.00	Q 300.00	
9.2	Hidráulica	1	global	Q 500.00	Q 500.00	
9.3	Sanitaria	1	global	Q 500.00	Q 500.00	Q 1,300.00
10	Transporte					
10.1	Flete de camión	10.00	viaje	Q 1,000.00	Q 10,000.00	Q 10,000.00
11	Mano de obra					Q 9,045.50
12	Gastos de administración					Q 842.38
13	Supervisión					Q 1,179.34
14	Fianzas					Q 842.38
15	Utilidad					Q 4,569.93
	Costo total construcción de vestidores					Q 51,129.41

COSTO EN LETRAS: CINCUENTA Y UN MIL CIENTO VEINTY NUEVE QUETZALES CON 41/100 CENTAVOS.

Tabla XV. Presupuesto churrasqueras, mesas y bancas

PRESUPUESTO DE CHURRASQUERAS, MESAS Y BANQUETAS ALDEA RÍO SAN JUAN, MUNICIPIO DE AGUACATÁN DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO						
No.	ESPECIFICACIONES	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL	COSTO FINAL
1	Preliminares					
1.1	Limpieza + chapeo	296.40	m ²	Q 2.75	Q 815.10	Q 815.10
2	levantado de piedra bola					
2.1	levantado de piedra bola	30.94	m3	Q 392.44	Q 12,141.97	
2.2	armado de parrilla churrasquera	30.60	varilla	Q 10.40	Q 318.24	Q 12,460.21
3	Losas					
3.1	Losas de mesas	17.00	u	Q 141.90	Q 2,412.24	
3.2	losas de banquetas	34.00	u	Q 87.84	Q 2,986.55	Q 5,398.79
4	Transporte					
4.1	Flete de camión	10.00	viaje	Q 1,500.00	Q 15,000.00	Q 15,000.00
5	Mano de obra					Q 6,583.75
6	Gastos de administración					Q 631.45
7	Supervisión					Q 884.02
8	Fianzas					Q 631.45
9	Utilidad					Q 3,425.60
	Costo de Construcción Total					Q 45,830.36
COSTO EN LETRAS: CUARENTA Y CINCO MIL OCHOCIENTOS TREINTA QUETZALES CON 36/100 CENTAVOS.						

Tabla XVI. Presupuesto del puente peatonal

PRESUPUESTO DE PUENTE PEATONAL ALDEA RÍO SAN JUAN, MUNICIPIO DE AGUACATÁN DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO						
No.	ESPECIFICACIONES	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL	COSTO FINAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES					
1.1	Bodega (de 7.00 x 3.00 mts)	1.00	u	Q 938.00	Q 938.00	
1.2	Limpieza + chapeo	10.00	m ²	Q 2.75	Q 27.50	
1.3	Trazo + estaqueo	1.00	global	Q 66.50	Q 66.50	Q 1,032.00
2	LOSA					
2.1	Armado y fundido	10.00	m ²	Q 210.22	Q 2,102.23	Q 2,102.23
3	VIGAS					
3.1	Vigas de apoyo	10.00	ml	Q 192.13	Q 1,921.33	Q 1,921.33
4	LEVANTADO DE MUROS					
4.1	Levantado de block visto	8.00	m ²	Q 61.00	Q 488.01	Q 488.01
5	ACABADOS					
5.1	Alisado de losa	10.00	m ²	Q 2.95	Q 29.50	
5.2	Recubrimiento de piedra	8.00	m ²	Q 50.00	Q 400.00	
5.3	Tallado de vigas	10.00	ml	Q 2.95	Q 29.50	Q 459.00
6	Transporte					
6.1	Flete de camión	5.00	viaje	Q 1,500.00	Q 7,500.00	Q 7,500.00
7	Mano de obra					Q 2,153.75
8	Gastos de administración					Q 203.91
9	Supervisión					Q 285.47
10	Fianzas					Q 203.91
11	Utilidad					Q 1,106.20
	Costo de construcción total					Q 17,455.81
COSTO EN LETRAS: DIEZ Y SIETE MIL CUATROCIENTOS CINCUENTA Y CINCO QUETZALES CON 81/100 CENTAVOS.						

Tabla XVII. Presupuesto de la garita de acceso

PRESUPUESTO DE GARITA ALDEA RÍO SAN JUAN, MUNICIPIO DE AGUACATÁN DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO						
No.	ESPECIFICACIONES	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL	COSTO FINAL
1	TRABAJOS PRELIMINARES					
1.1	Bodega (de 7.00 x 3.00 mts)	1.00	u	Q 938.00	Q 938.00	
1.2	Limpieza + chapeo	25.20	m ²	Q 2.75	Q 69.30	
1.3	Trazo + estaqueo	1.00	global	Q 66.50	Q 66.50	Q 1,073.80
2	CIMENTACIÓN					
2.1	Cimiento corrido	27.85	ml	Q 99.01	Q 2,757.35	Q 2,757.35
3	CORTINA DE CIMENTACIÓN					
3.1	Muro bajo solera de humedad	27.85	ml	Q 31.98	Q 890.60	Q 890.60
4	COLUMNAS					
4.1	Columna tipo C-1	22.50	ml	Q 37.65	Q 847.07	
4.2	Columna tipo C-2	27.50	ml	Q 24.11	Q 662.91	Q 1,509.98
5	SOLERAS Y VIGAS					
5.1	Solera de humedad block U	27.85	ml	Q 29.22	Q 813.84	
5.2	Solera intermedia block U	27.85	ml	Q 29.22	Q 813.84	
5.3	Solera de remate block U	27.85	ml	Q 29.22	Q 813.84	Q 2,441.53
6	LEVANTADO DE MUROS					
6.1	Levantado de block visto	69.60	m ²	Q 75.59	Q 5,260.77	Q 5,260.77
7	TECHOS					
7.1	Estructura y cubierta	1.00	global	Q 978.00	Q 978.00	Q 978.00
8	ACABADOS					
8.1	Puertas P-1 (1.08)	3.00	u	Q 1,200.00	Q 3,600.00	
8.2	Ventanas V-3	3.42	m ²	Q 300.00	Q 1,026.00	
8.3	Piso de concreto alisado	25.20	m ²	Q 93.42	Q 2,354.19	
8.4	Piso de concreto cernido, banquetas	7.96	m ²	Q 93.42	Q 743.63	
8.5	Tallado de vigas y columnas	133.55	ml	Q 3.10	Q 413.39	Q 8,137.21
9	INSTALACIONES					
9.1	Electricidad	1	global	Q 300.00	Q 300.00	
9.2	Hidráulica	1	global	Q 500.00	Q 500.00	
9.3	Sanitaria	1	global	Q 1,000.00	Q 1,000.00	Q 1,800.00
10	Transporte					
10.1	Flete de camión	10.00	viaje	Q 1,000.00	Q 10,000.00	Q 10,000.00
11	Mano de obra					Q 10,949.66
12	Gastos de administración					Q 894.97
13	Supervisión					Q 1,252.96
14	Fianzas					Q 894.97
15	Utilidad					Q 4,855.22
	Costo de construcción de garita					Q 53,697.02
COSTO EN LETRAS: CINCUENTA Y TRES MIL SEISCIENTOS NOVENTA Y SIETE QUETZALES CON 02/100 CENTAVOS.						

CONCLUSIONES

1. La falta de un sistema adecuado de agua potable en la comunidad de El Limonar, ha ocasionado problemas como: el surgimiento de enfermedades de tipo gastrointestinal, pérdida de tiempo y de recursos económicos, entre otros, por lo que, con el diseño de un sistema adecuado y eficiente de abastecimiento de agua potable, que garantice la calidad de ésta, así como su correcta captación, conducción y distribución, vendrá a resolver estos problemas.
2. La realización del proyecto sistema de abastecimiento de agua potable al caserío El Limonar, beneficiará a una población de 148 habitantes, con el cual se estarán mejorando sus condiciones de salud y calidad de vida.
3. La falta de interés de las autoridades municipales ha provocado que el centro recreativo del municipio de Aguacatán, que es un importante lugar turístico, se deteriore por la falta de mantenimiento, lo que ocasiona que la afluencia de visitantes haya disminuido. Con el propósito de mejorar esta situación y, que el centro recreativo se constituya en una fuente de ingresos económicos para el municipio, se propuso un diseño en el que se incluyen nuevas instalaciones y que las ya existentes se sometan a un proceso de reconstrucción y restauración.
4. La realización del Ejercicio Profesional Supervisado, permite aplicar los conocimientos adquiridos durante la formación académica, en la solución de problemas reales que se presentan en el campo, dando lugar a que se adquiriera experiencia, madurez y criterio.

RECOMENDACIONES

A la Municipalidad de Aguacatán

1. Aplicar estrictamente las especificaciones contenidas en los planos, para garantizar la calidad y el buen funcionamiento del sistema de abastecimiento de agua potable.
2. Proteger las obras como: la caja de captación y el tanque de distribución del sistemas de agua potable, a través de la construcción de muros perimetrales alrededor de ellas, para garantizar la seguridad y continuidad del agua que circule dentro de las mismas.
3. Verificar la calidad del agua por lo menos una vez al año, para garantizar su potabilidad.
4. Contratar a un profesional de la ingeniería civil, para la supervisión de la construcción del centro recreativo, para garantizar la aplicación de las especificaciones contenidas en los planos, con el fin de alcanzar su período de diseño.
5. Una vez finalizada la construcción de las instalaciones, se brinde el mantenimiento correspondiente, con el objeto de obtener obras durables y en buen estado en todo tiempo.

BIBLIOGRAFÍA

- 1 Aqueche Medrano, Denizard. Diseño del sistema de agua potable para cuatro sectores del cantón Chiquix, municipio de Nahualá, departamento de Sololá. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2002. 115 pp.
- 2 Cotí Díaz, Ivan Alejandro. Diseño de: salón de usos múltiples, área recreativa y deportes, y pavimentación del acceso principal, para la colonia el Maestro, Quetzaltenango. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1997. 150 pp.
- 3 León Medrano, David Israel. Planificación y diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Yichwitz Chonó, San Pedro Soloma, Huehuetenango. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2000. 79 pp.
- 4 Marroquín Alvarez, Daniel Romeo. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea la Ciénega, San Raymundo, Guatemala. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2003. 62 pp.
- 5 Mendoza Ortiz, Jorge Luis. Diseño de un edificio de mampostería reforzada. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1998. 162 pp.

APÉNDICE

Planos del sistema del abastecimiento de agua potable

Figura 13. Planta general de línea de conducción y red de distribución

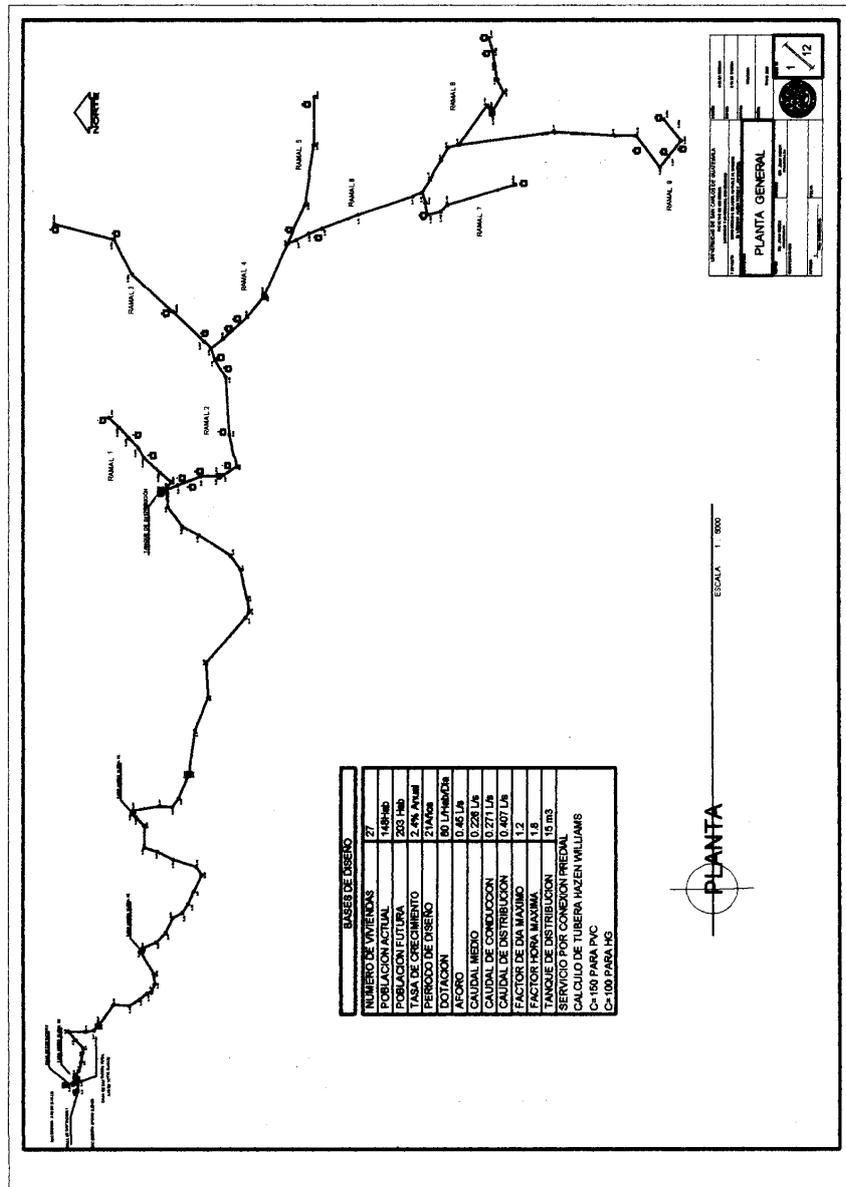


Figura 14. Planta perfil línea de conducción, de la estación E-0 a E-35

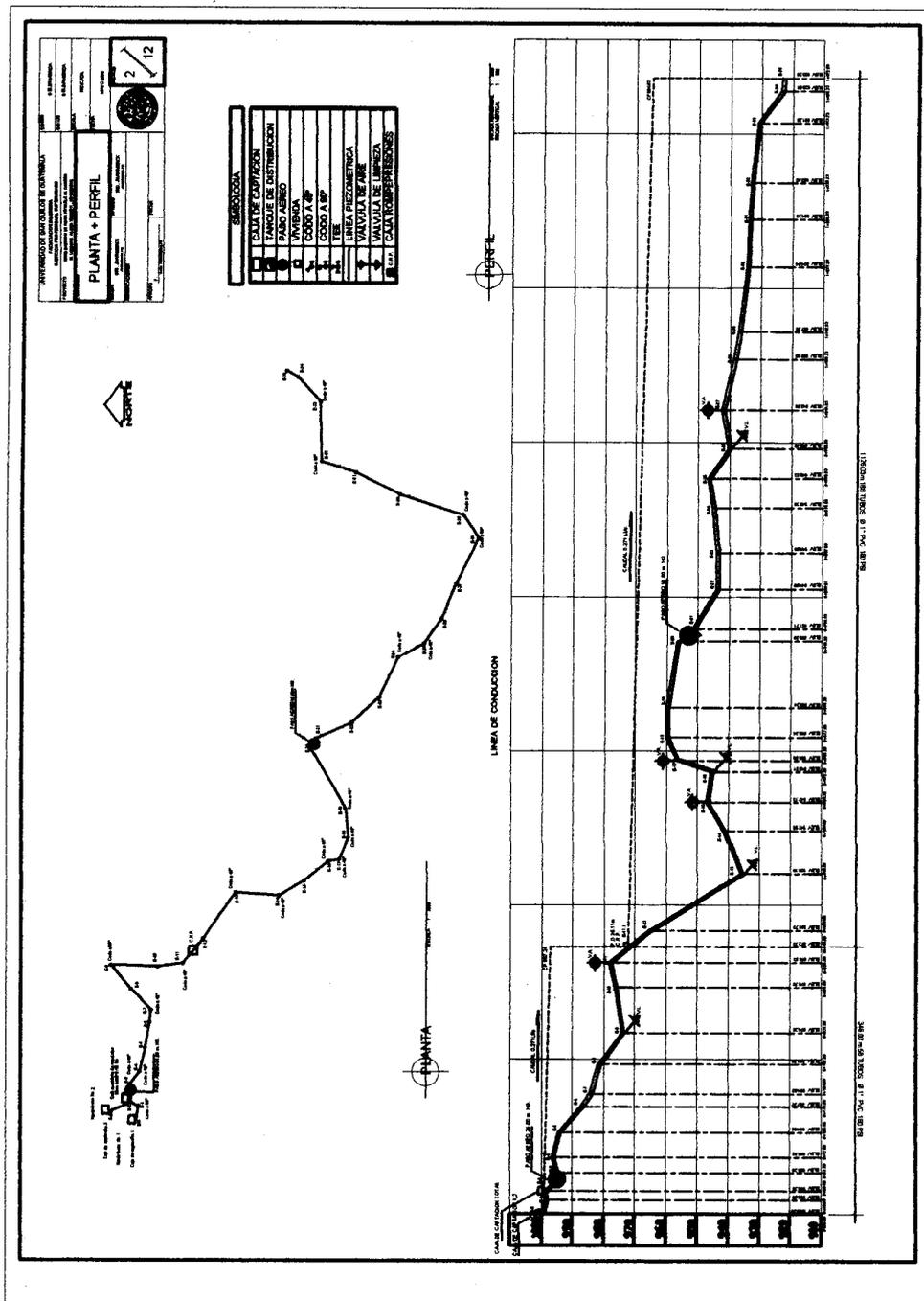


Figura 15. Planta perfil línea de conducción, de la estación E-35 a E-53

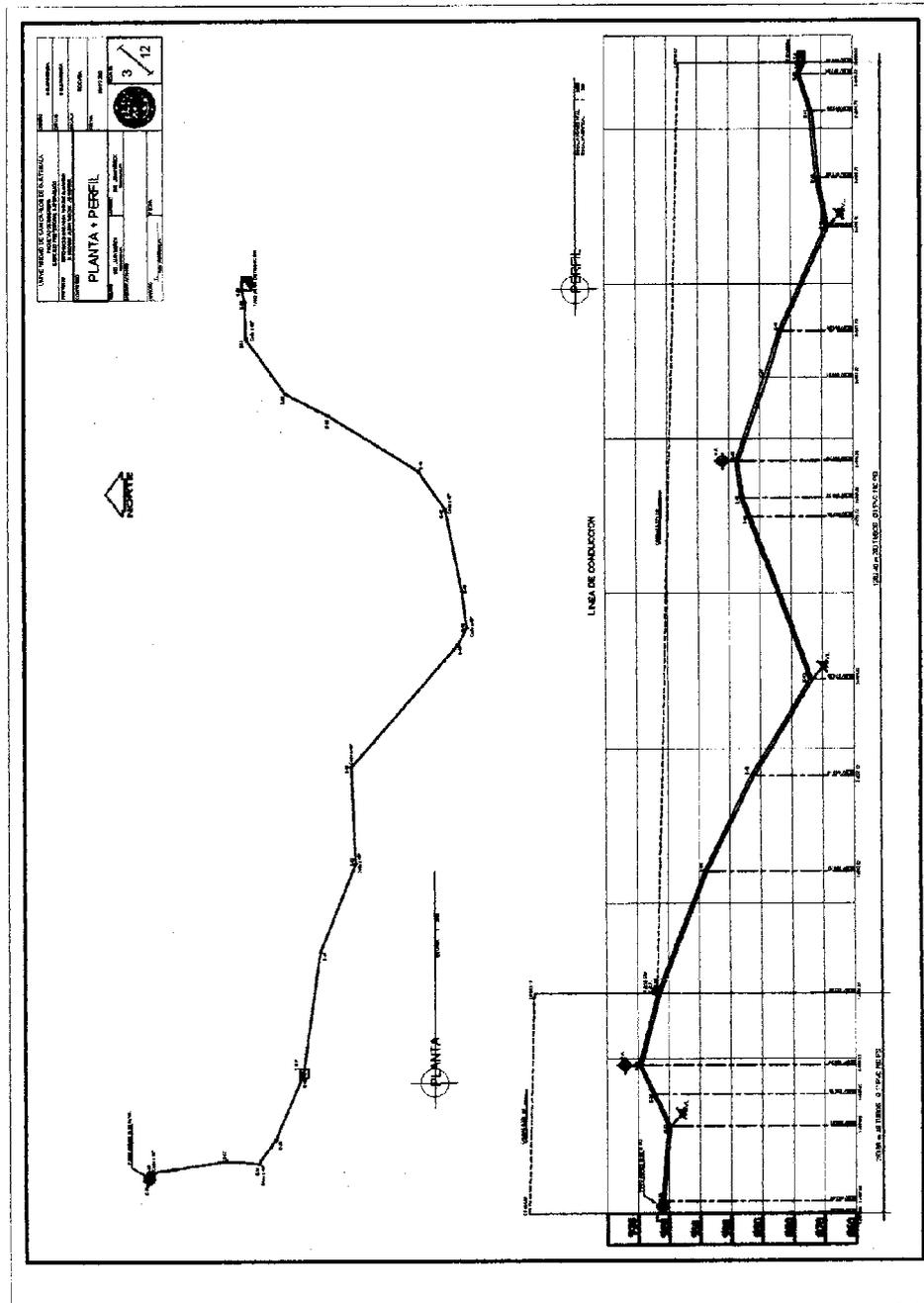


Figura 16. Planta perfil red de distribución, ramal 2 y ramal 4

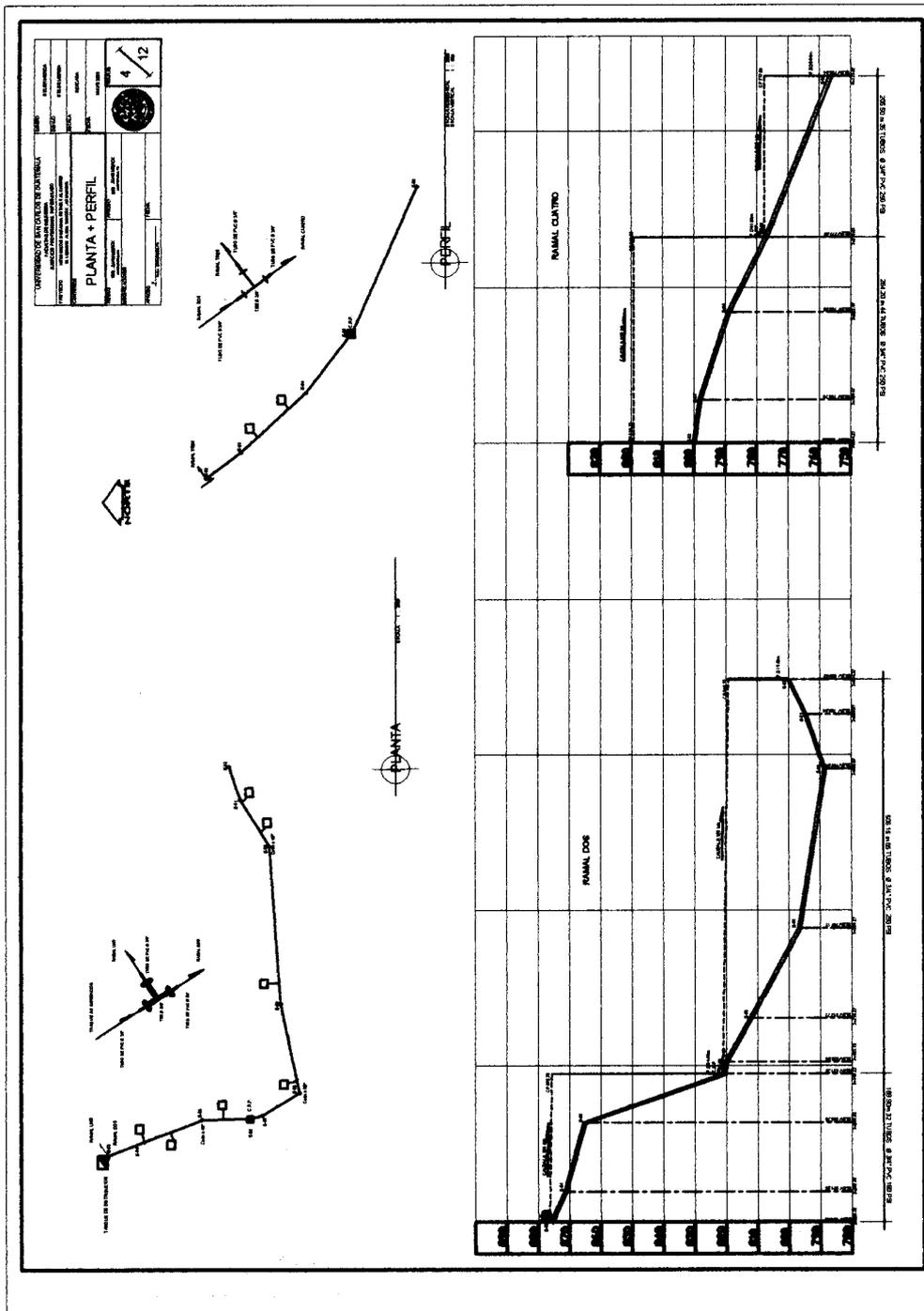


Figura 17. Planta perfil red de distribución, ramal 6 y ramal principal

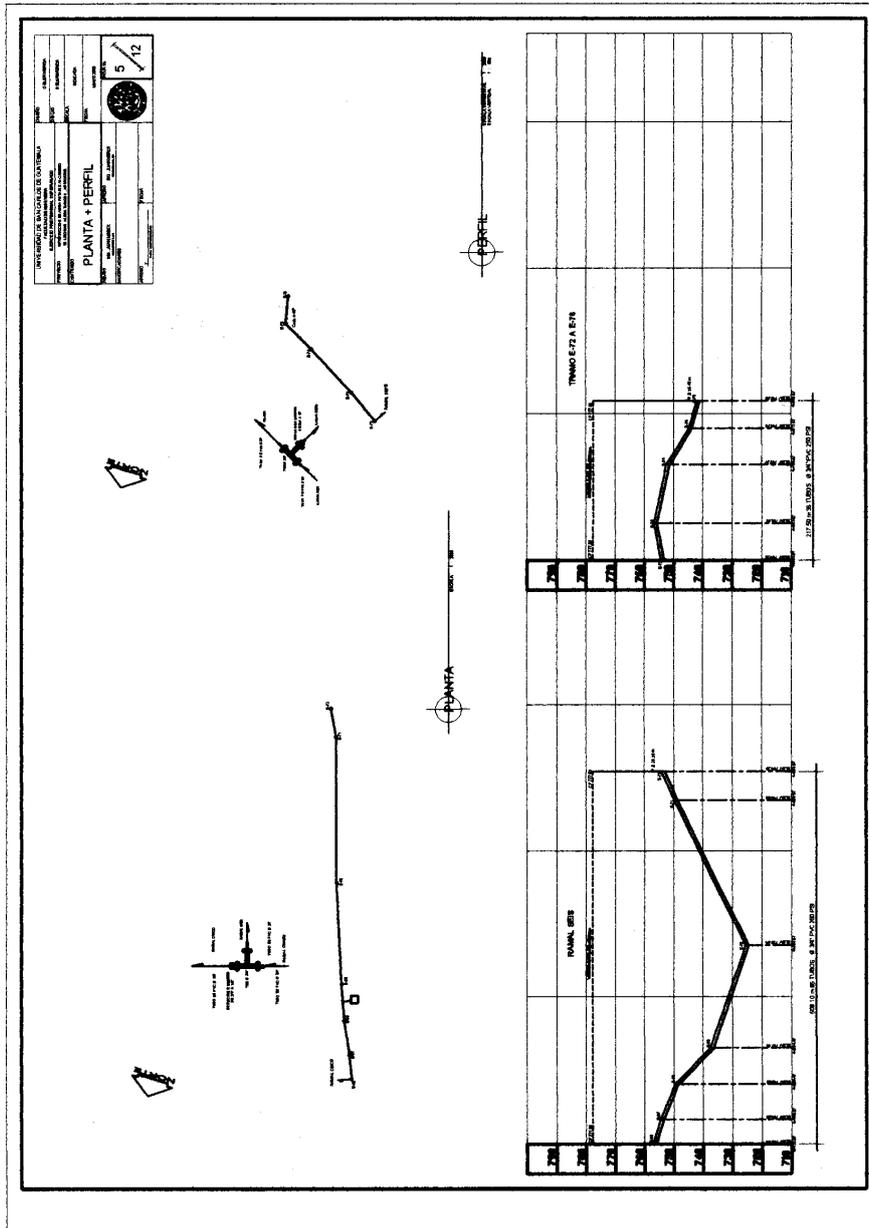


Figura 20. Planta perfil red de distribución, ramal 7 y ramal 8

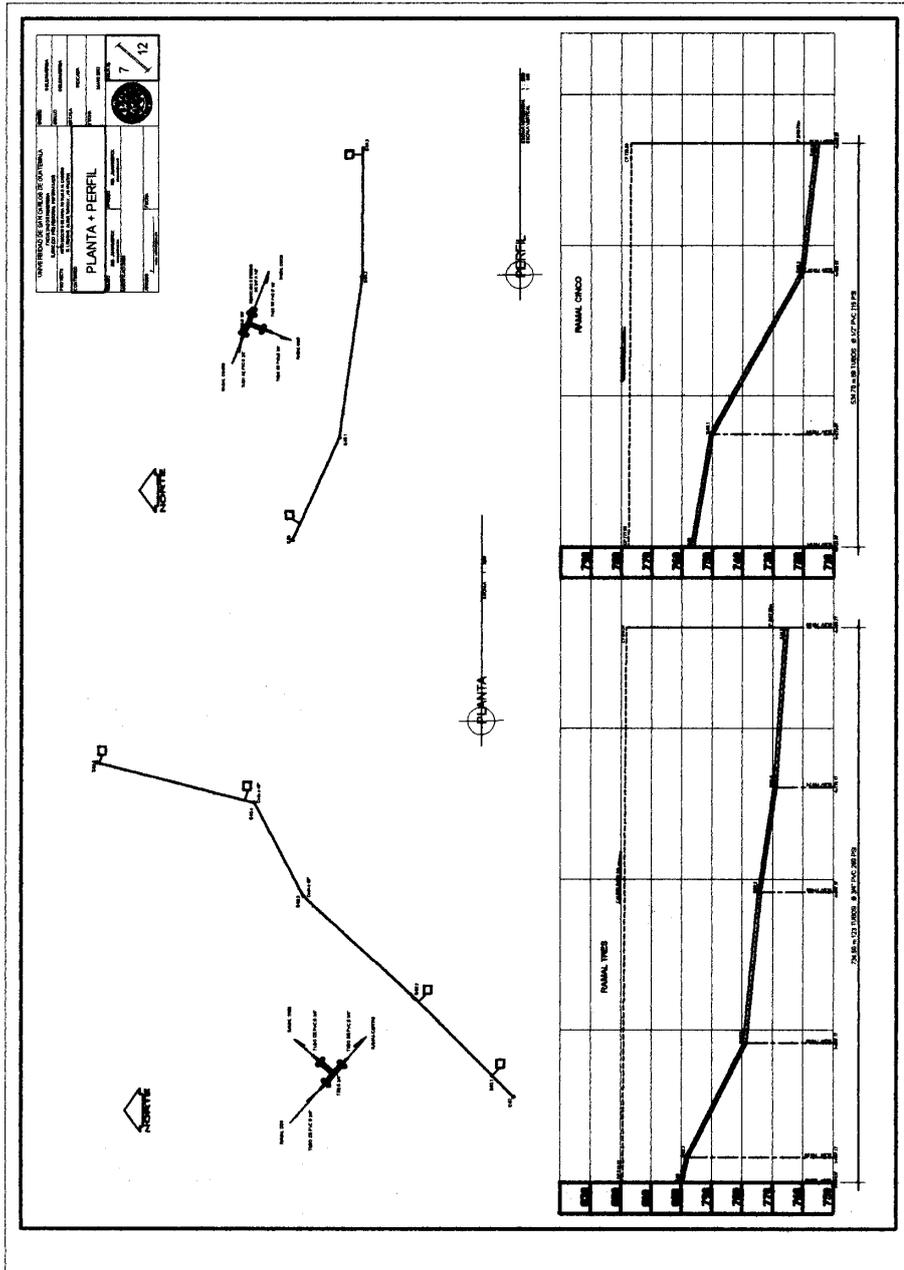


Figura 21. Detalles de caja de captación y caja rompe-presión

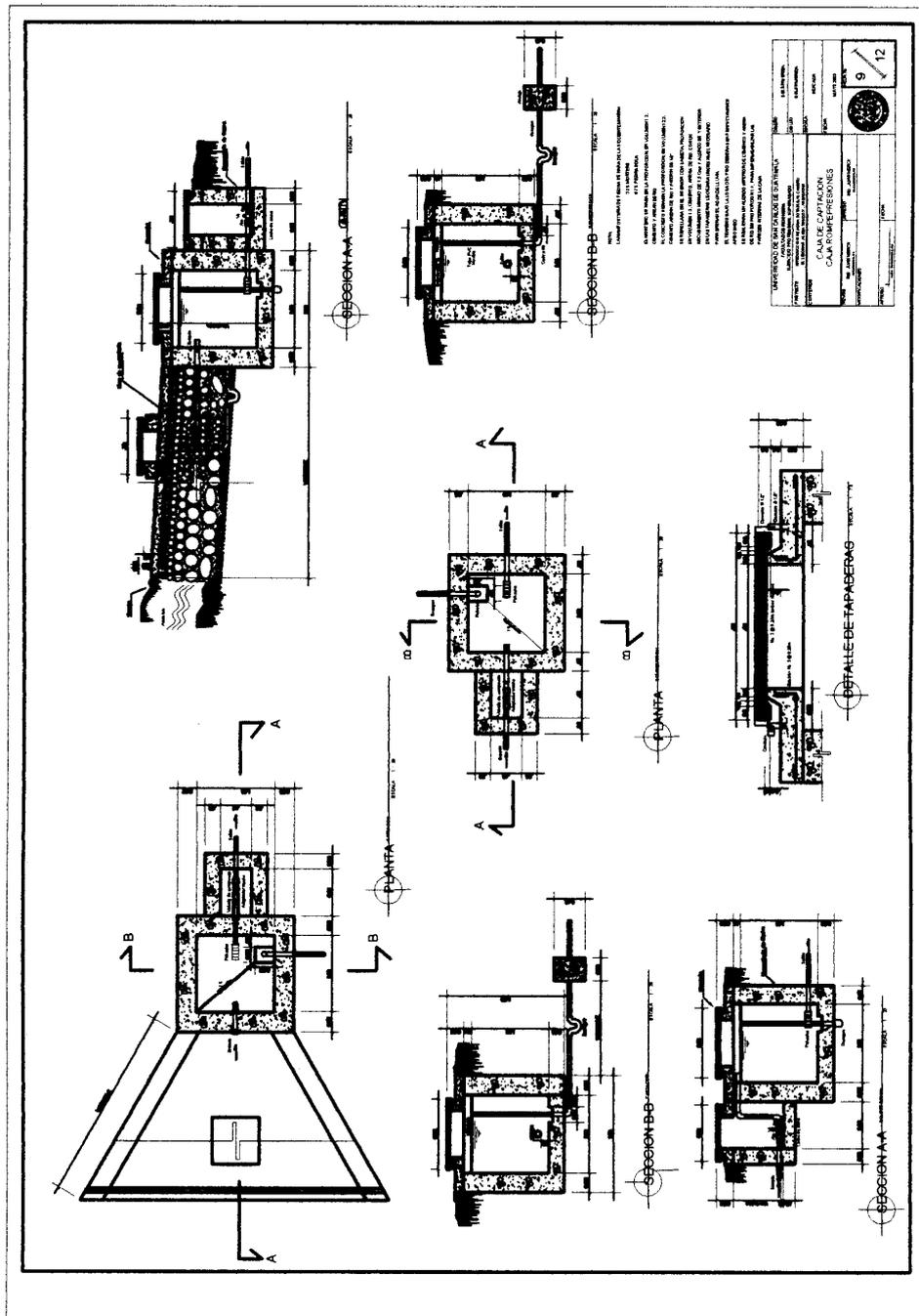


Figura 22. Detalles de válvulas de aire y de limpieza

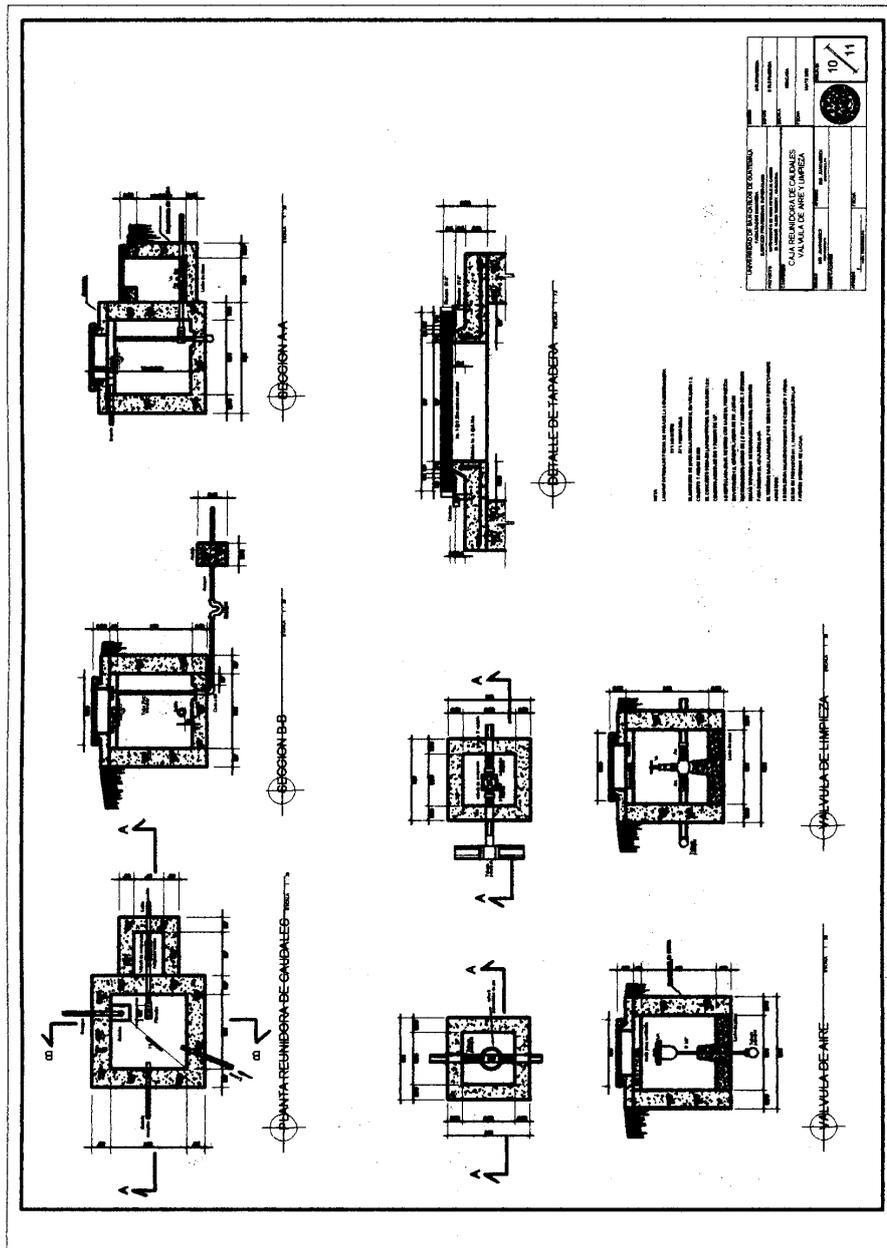


Figura 23. Detalles del tanque de distribución

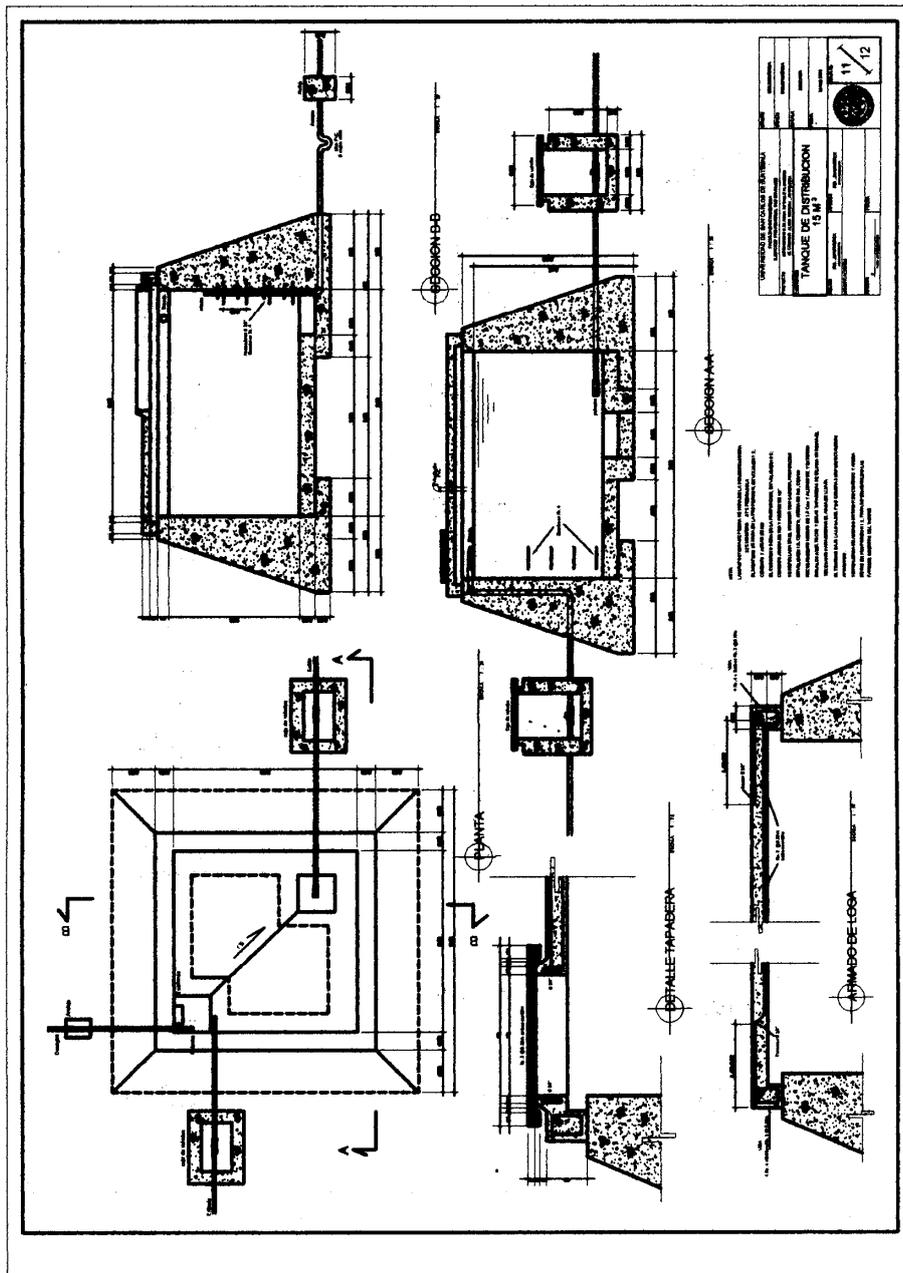
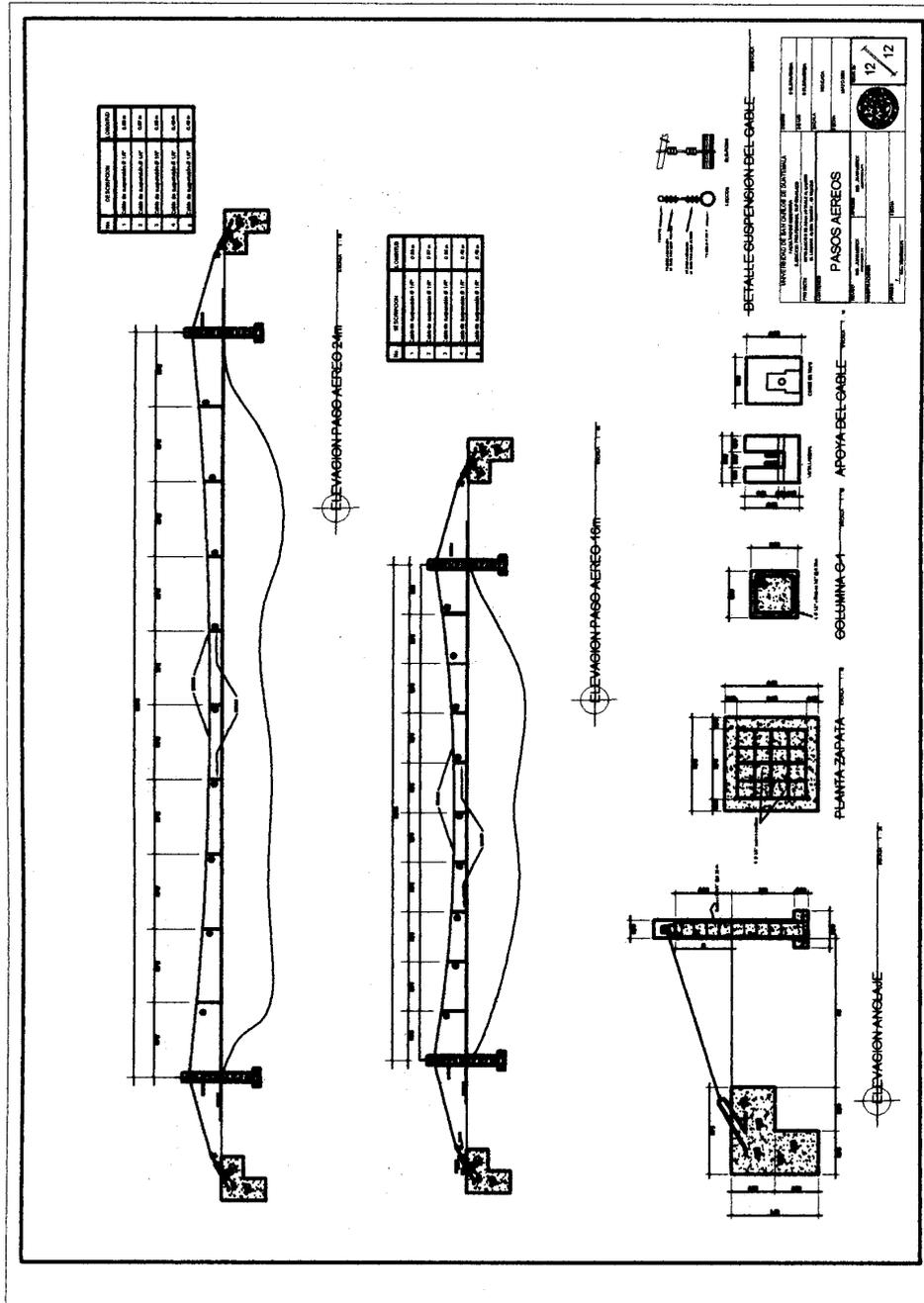


Figura 24. Detalles de pasos aéreos



Planos del centro recreativo

Figura 25. Planta de conjunto

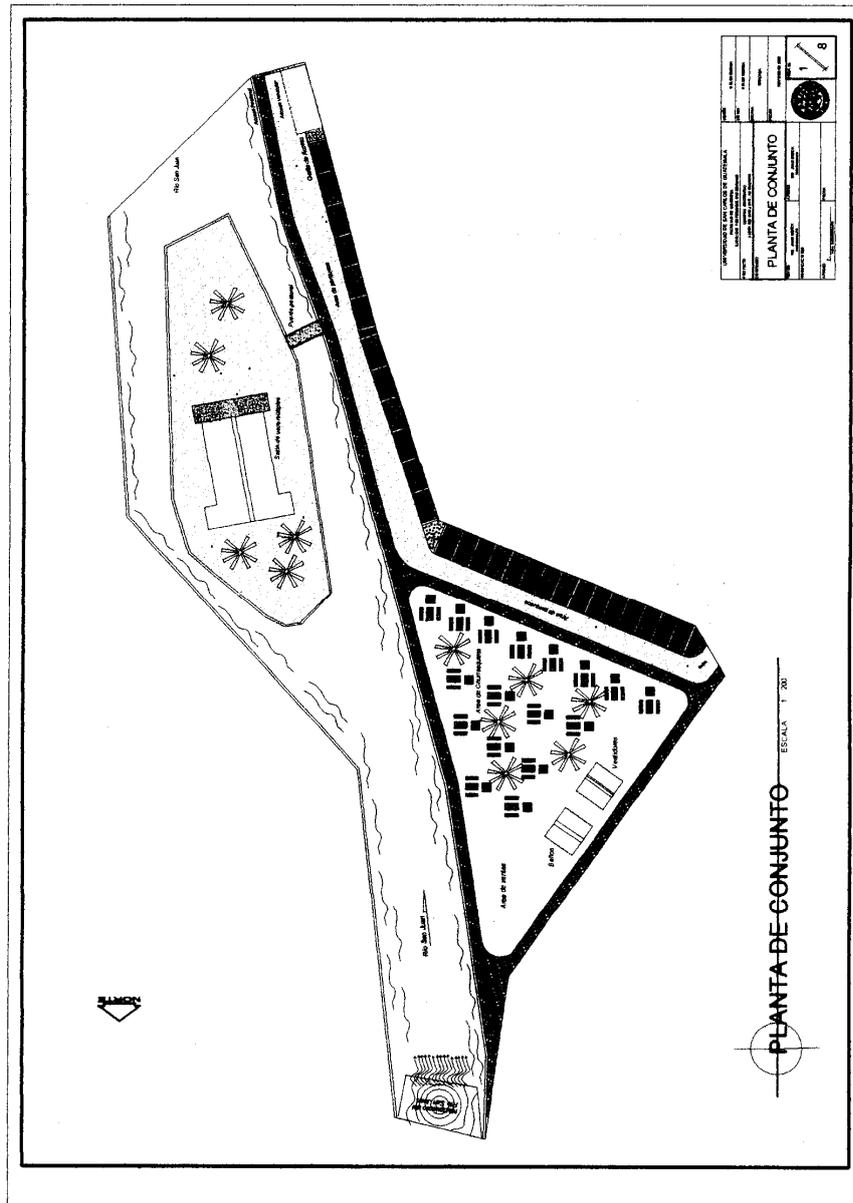


Figura 26. Salón de usos múltiples

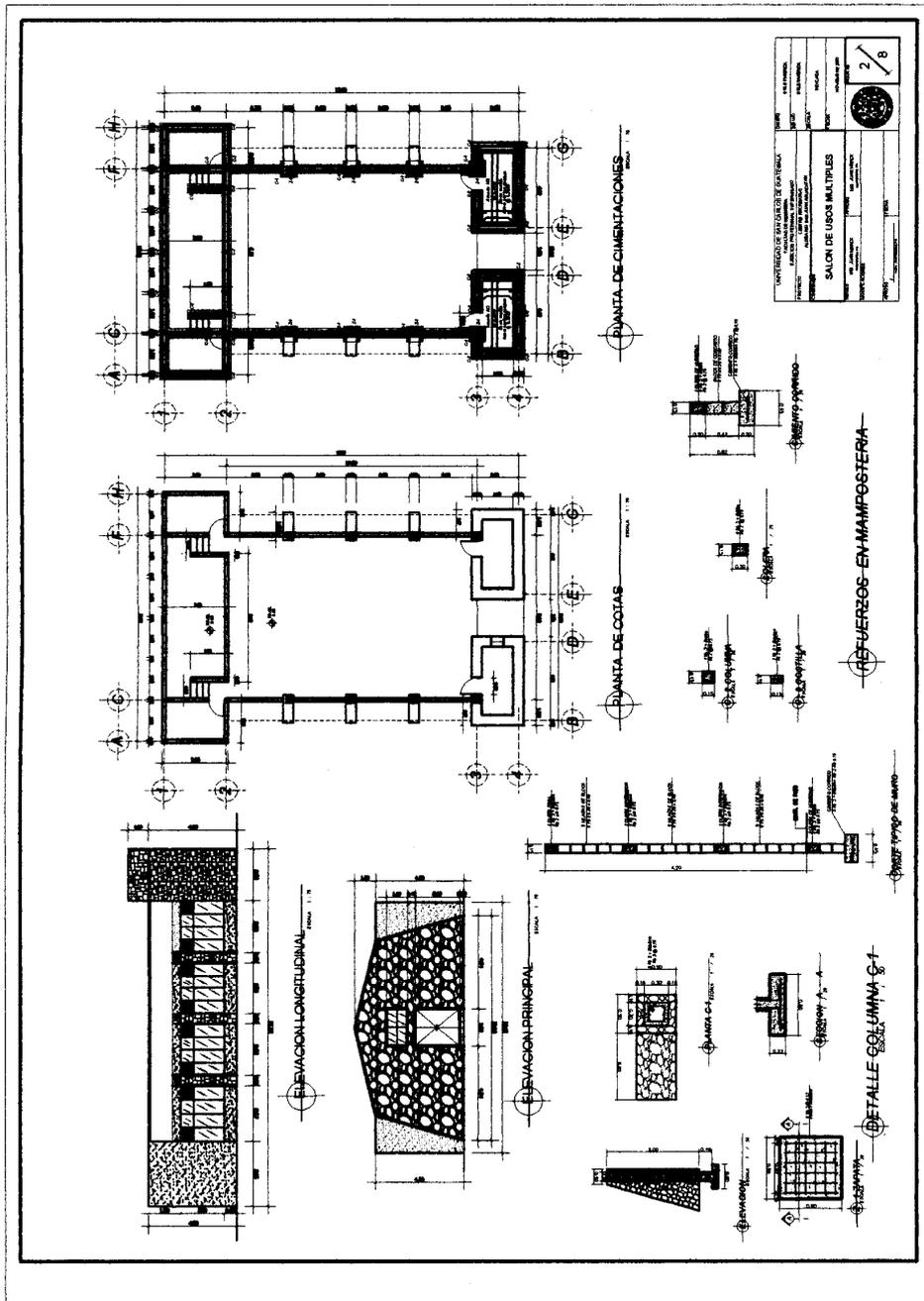


Figura 27. Detalles de techo y electricidad del salón

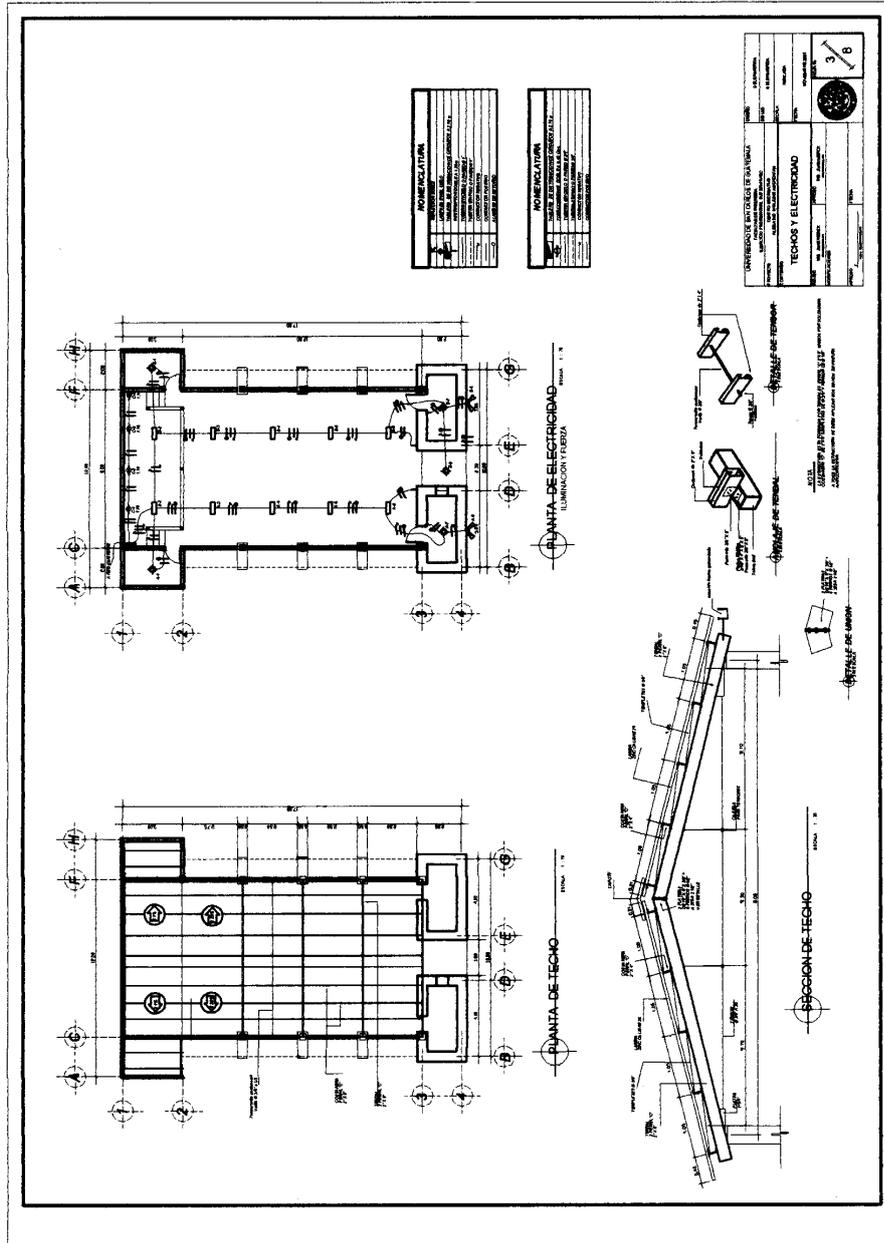


Figura 29. Detalles de batería sanitaria

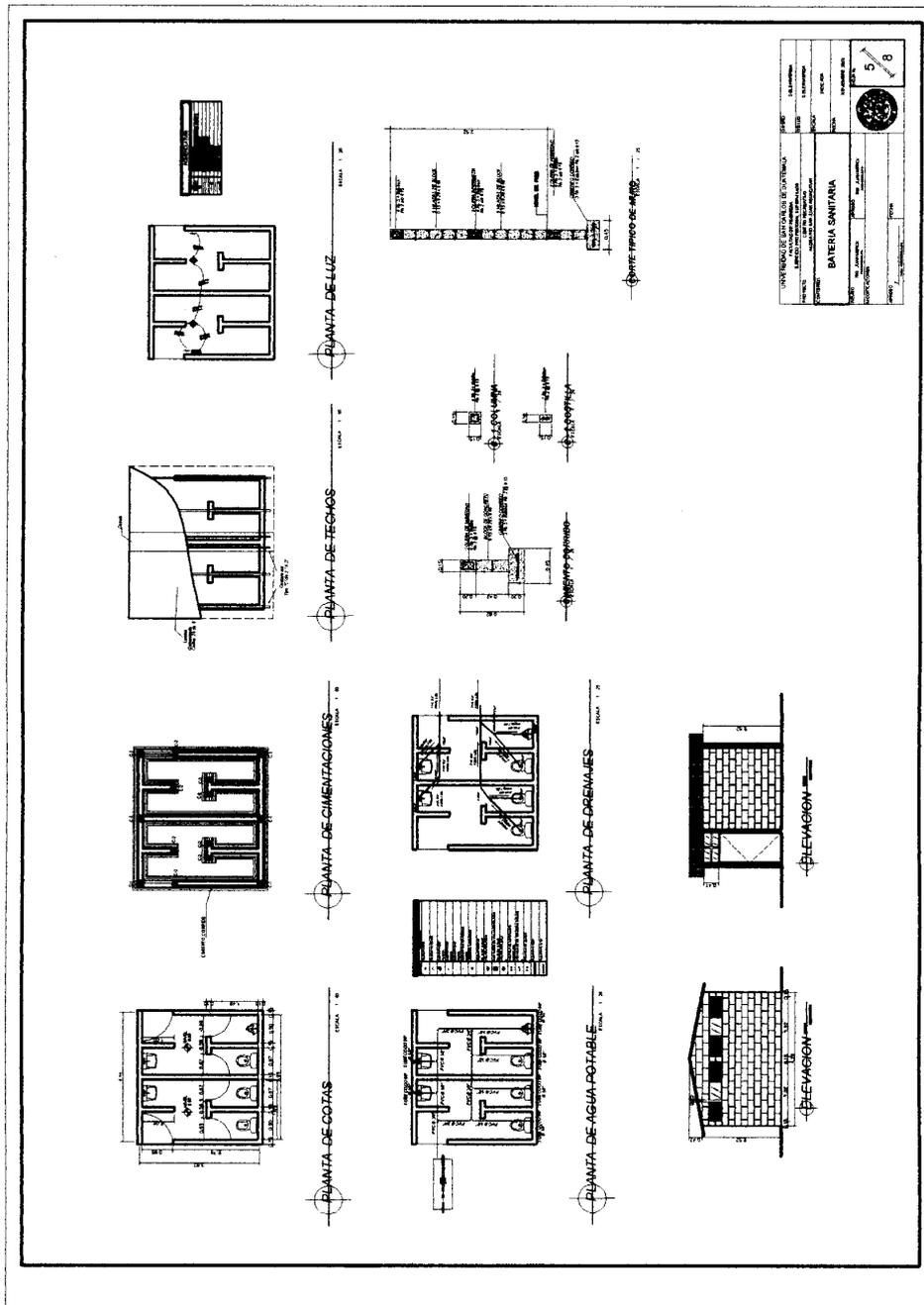


Figura 30. Detalles de vestidores

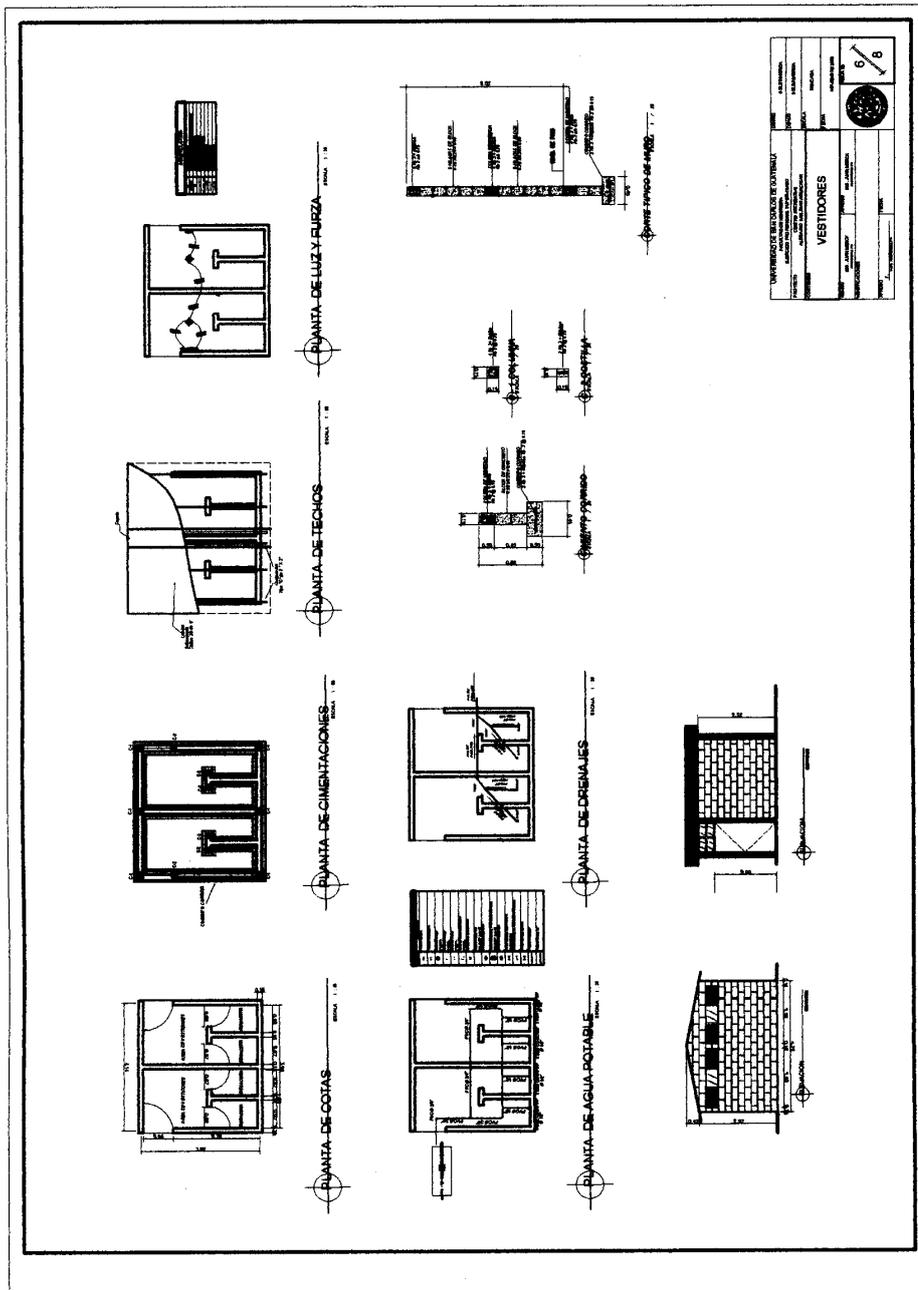


Figura 31. Detalles de garita de acceso

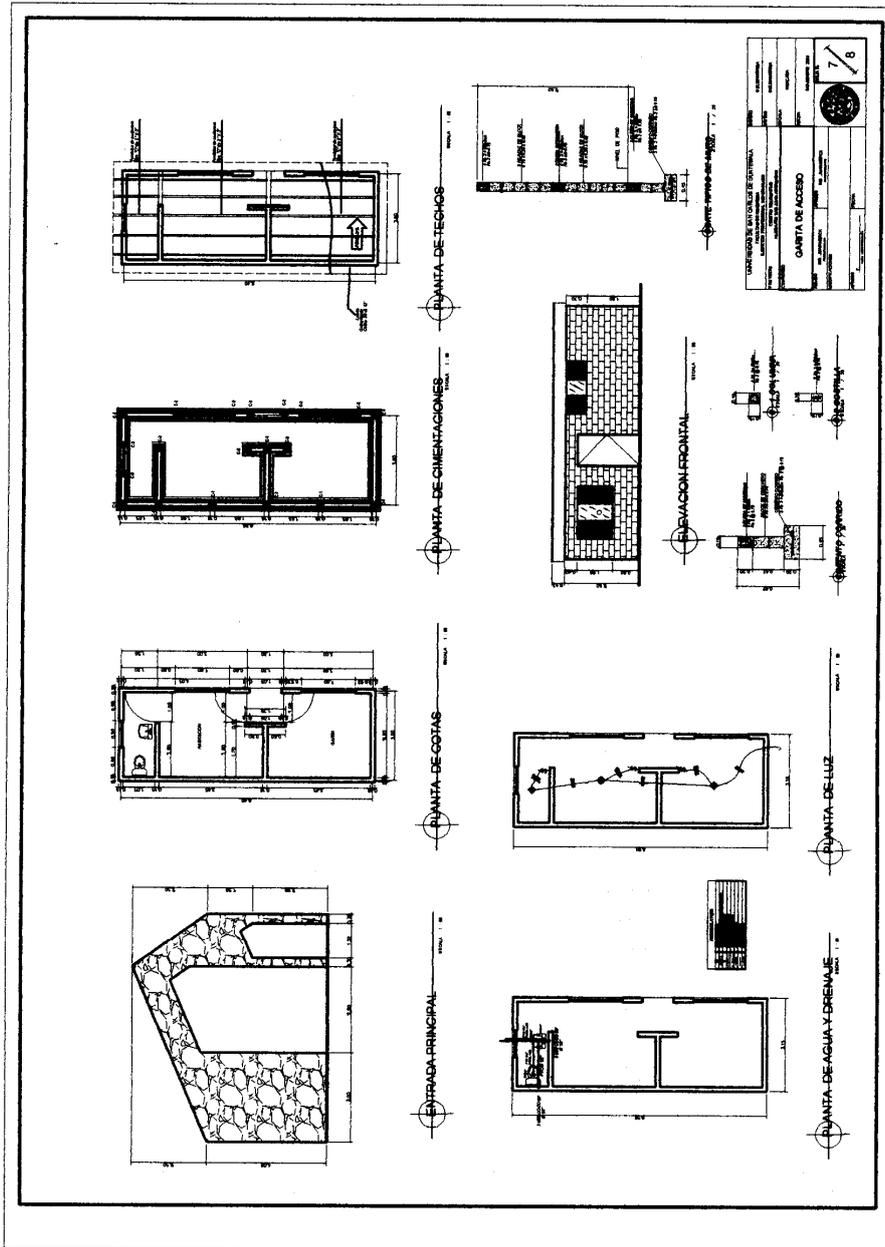


Figura 32. Detalles de churrasqueras

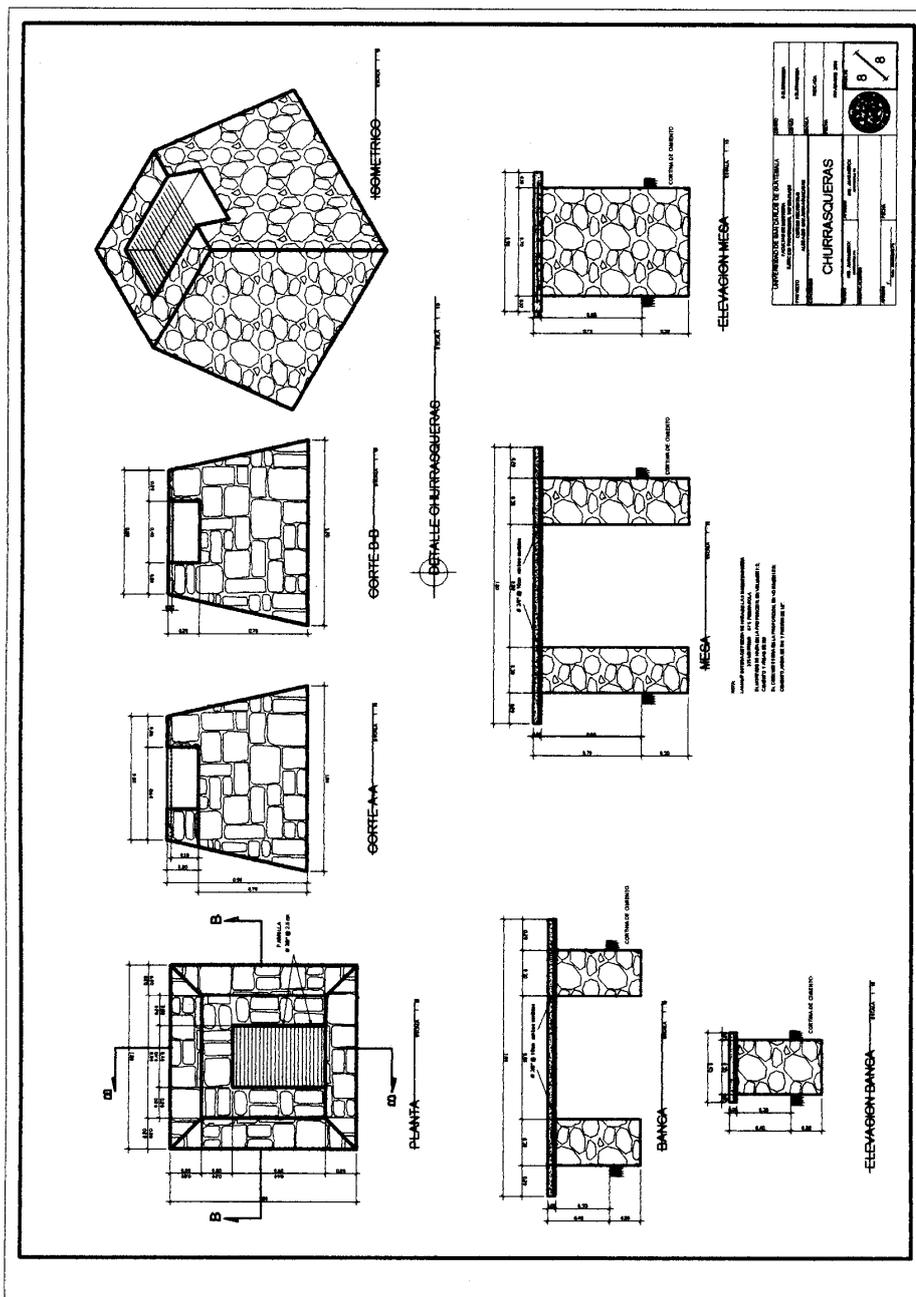


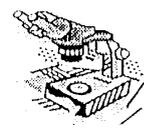
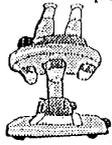
Figura 33. Análisis del agua

**DIRECCIÓN DE AREA DE SALUD DE HUEHUETENANGO
DEPARTAMENTO DE LABORATORIO**

Informe del Examen Bacteriológico de Agua Fecha: 1-6-2,001.
 Por el Método de Membranas de Filtración Número: 275-2,001.

EXAMEN BACTERIOLÓGICO

Muestra de Agua: De Aldea Limonar Aldea Tuixcox, Aguacatán, Huehuetenango.
 Fecha de Captación: 23 de Mayo del año 2,001
 Hora de Captación: 10:15 A.M.
 Lugar de la Fuente: Aldea Tuixcox.
 Fuente: Nacimiento de Aldea tuixcox.
 Persona que captó la muestra: Marco A. García ISA C/S Aguacatán.
 Fecha en que se inició el examen: 31 de Mayo. del 2,001



CARACTERES GENERALES

Color: Incoloro Aspecto: Claro.
 Sustancias en suspensión: No observativa.

Investigación del Grupo Coliformes
 Incubación a 35 ° C.

No. De Membranas Filtrantes	Medio Selectivo	Volumen de Muestra	Colonias Coliformes	Coliformes P/100 ml	Tiempo de Incubación
1	M-ENDO	25	0	0	24 horas

Observaciones: Cero Coliformes.

Conclusiones: Apta para consumo humano.

[Signature]
Dr. German del Valle Herrera.
 Laboratorista.
 Dirección de Area de Salud
 Huehuetenango