

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



**FACULTAD DE INGENIERIA**

**PLANIFICACION Y DISEÑO DE: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA  
POTABLE PARA LA ALDEA PROVINCIA CHIQUITA Y DEL PAVIMENTO DE  
UN SECTOR DEL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN PEDRO  
SACATEPEQUEZ, SAN MARCOS.**

**TESIS**

**PRESENTADA A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA FACULTAD DE INGENIERIA  
POR**

**ALEXANDER ALDEMARO RAMIREZ ORTIZ**

**AL CONFERISELE EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL**

**GUATEMALA, OCTUBRE DE 1996**

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
BIBLIOTECA CENTRAL

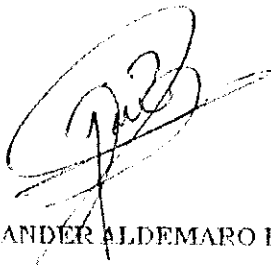
08  
T(3803)  
c.4

HONORABLE TRIBUNA EXAMINADOR

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

PLANIFICACIÓN Y DISEÑO DE SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA PROVINCIA CHUQUITA Y DEL PAVIMENTO DE UN SECTOR DEL ÁREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN PEDRO SACATEPEQUEZ, SAN MARCOS.

Tema que fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha de 15 de noviembre de 1995.



ALEXANDER ALDEMARO RAMÍREZ ORTIZ

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

MIEMBROS DE LA JUNTA DIRECTIVA

DECANO: Ing. JULIO ISMAEL GONZÁLEZ PODSZUECK  
VOCAL PRIMERO: Ing. MIGUEL ÁNGEL SÁNCHEZ GUERRA  
VOCAL SEGUNDO: Ing. JACK DOUGLAS IBARRA SOLORZANO  
VOCAL TERCERO: Ing. JUAN ADOLFO ECHEVERRÍA MÉNDEZ  
VOCAL CUARTO: Ing. FREDY ESTUARDO RODRÍGUEZ QUEZADA  
VOCAL QUINTO: Ing. MARIO NEPHTALY MORALES SOLIS  
SECRETARIO: Ing. FRANCISCO JAVIER GONZÁLEZ LÓPEZ

TRIBUNAL QUE PRACTICO EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO: Ing. JULIO ISMAEL GONZÁLEZ PODSZUECK  
EXAMINADOR: Ing. JUAN MERCK COS  
EXAMINADOR: Ing. SILVIO JOSÉ RODRÍGUEZ SERRANO  
EXAMINADOR: Ing. FRANCISCO JAVIER QUIÑONEZ DE LA CRUZ  
SECRETARIO: Ing. FRANCISCO JAVIER GONZÁLEZ LÓPEZ

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
Biblioteca Central



FACULTAD DE INGENIERIA  
Unidad de Prácticas de Ingeniería  
Ejercicio Profesional Supervisado  
E.P.S.

Ciudad Universitaria, Zona 12  
01012 Guatemala, Centroamérica

REF.EPS.G.031.96

Guatemala, 12 de agosto de 1,996

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

Señor Coordinador:

Por este medio informo a usted, que como Asesor y Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) del estudiante universitario de la Carrera de Ingeniería Civil, **ALEXANDER ALDEMARO RAMIREZ ORTIZ**; procedí a revisar el Informe Final de la Práctica de EPS, realizada en la Municipalidad de San Pedro Sacatepéquez, San Marcos; cuyo título es **PLANIFICACION Y DISEÑO DE SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA "PROVINCIA CHIQUITA" Y DEL PAVIMENTO DE UN SECTOR DEL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN PEDRO SACATEPEQUEZ, SAN MARCOS**, el cual lo encuentro satisfactorio.

Las soluciones que se plantean en este trabajo, constituyen un aporte, más de nuestra Universidad, a uno de los muchos problemas y necesidades que padece el país.

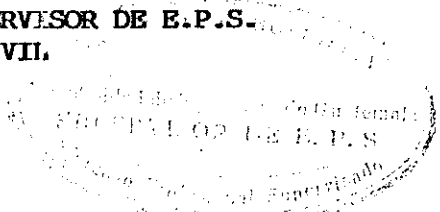
En tal virtud, lo DOY POR APROBADO, solicitándole darle el trámite correspondiente.

Sin otro particular, me es grato suscribirme de usted.

Deferentemente,

"ID Y ENSEÑAD A TODOS"

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



JMC/lgg.  
c.c.: Archivo

Anexo: El Informe Final referido.

1,995 AÑO DE LA REFORMA UNIVERSITARIA, CON TU PARTICIPACION LA REFORMA AVANZA



FACULTAD DE INGENIERIA  
Unidad de Prácticas de Ingeniería  
Ejercicio Profesional Supervisado  
E.P.S

Ciudad Universitaria, Zona 12  
01012 Guatemala, Centroamérica

REF.EPS.C.084.96

Guatemala, 26 de agosto de 1,996

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

Señor Director:

Por este medio, le estamos adjuntando el Informe Final, correspondiente al trabajo de Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) titulado **PLANIFICACION Y DISEÑO DE SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA "PROVINCIA CHIQUITA" Y DEL PAVIMENTO DE UN SECTOR DEL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN PEDRO SACATEPEQUEZ, SAN MARCOS.**

Este Trabajo, fue desarrollado por el estudiante **ALEXANDER ALDEMARO RAMIREZ ORTIZ**, de la Carrera de Ingeniería Civil, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ingeniero Juan Merck Cos.

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

Sin otro particular, me suscribo de usted.

Muy Atentamente,

"ID Y ENSEÑAD A TODOS"

ING. PEDRO QUIROA MENDEZ  
COORDINADOR DE E.P.S.

PQM/lgg.  
c.c.: Archivo  
Anexo: El Informe mencionado.

1,995 AÑO DE LA REFORMA UNIVERSITARIA, CON TU PARTICIPACION LA REFORMA AVANZA

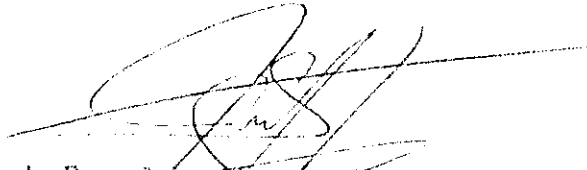


FACULTAD DE INGENIERIA

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

Ciudad Universitaria, zona 12  
Guatemala, Centroamérica

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Juan Merck Cos y Coordinador de E.P.S. Ing. Pedro Quiroa Mendez, el trabajo de tesis del estudiante Alexander Aldemaro Ramírez Ortiz, titulado "PLANIFICACION Y DISEÑO DE: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA PROVINCIA CHIQUITA Y DEL PAVIMENTO DE UN SECTOR DEL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN PEDRO SACATEPEQUEZ, SAN MARCOS, da por este medio su aprobación a dicha tesis.

  
Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano



Guatemala, septiembre 1, 1996.

JDIS/isa.



**FACULTAD DE INGENIERIA**

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

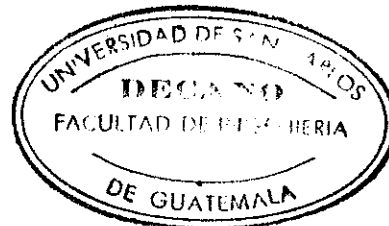
Ciudad Universitaria, zona 12  
Guatemala, Centroamérica

El Decano de la Facultad de Ingeniería, luego de conocer la autorización por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano, al trabajo de tesis PLANIFICACION Y DISEÑO DE: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA PROVINCIA CHIQUITA Y DEL PAVIMENTO DE UN SECTOR DEL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN PEDRO SACATEPEQUEZ, SAN MARCOS, del estudiante Alexander Aldemaro Ramírez Ortiz, a la autorización para la impresión de la misma.

IMPRIMASE:

Ing. Julio Ismael González Podszueck

DECANO



Guatemala, septiembre de 1,996

/isa.

## AGRADECIMIENTO ESPECIAL A:

- DIOS:** Por las incontables bendiciones que me otorga día a día.
- MI MADRE:** Por su esfuerzo y cada segundo de amor.
- MIS HERMANOS:** Por su compañeros, apoyo y verdadera amistad.
- MI TIO ABELARDO:** Por ser casi un hermano.
- ING. JUAN MERCK:** Por su valiosa ayuda en la realización del EPS y asesoría en la presente tesis.
- LA UNIDAD TECNICA  
DE SAN PEDRO  
SACATEPEQUEZ:** Por su apoyo durante el tiempo que realicé mi E.P.S.
- MIS AMIGOS Y  
COMPAÑEROS DE EPS:** Por su compañerismo y ayuda en todos los momentos difíciles de esa etapa de mi formación académica.
- PATY:** Por haberme hecho más sencillas las dificultades con que encontre para hacer esta tesis.
- SAN PEDRO  
SACATEPEQUEZ:** Esperando que los proyectos planificados lleguen a ser realizados
- A LA FACULTAD DE  
INGENIERIA:** Por la formación profesional y académica que me brindó



**ACTO QUE DEDICO A:**

A MI MADRE, como un pequeño intento de retribución a todo lo que me ha dado.

MI PUEBLO, el pulgarcito de América, EL SALVADOR.

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
Biblioteca Central

# INDICE

	Página
<b>Introducción</b>	
<b>Capítulo I: Investigación</b>	
1.1 Aspectos Generales	1
1.1 Justificación del Estudio	1
1.2 Monografía de la Aldea Provincia Chiquita	1
1.2.1 Localización de la Aldea Provincia Chiquita	1
1.2.2 Vías de Acceso	2
1.2.3 Clima	2
1.2.4 Aspecto de Población	2
1.2.5 Aspecto de Vivienda	3
1.2.6 Servicios Existentes en la Comunidad	3
1.2.7 Producción y Economía	3
1.2.8 Ubicación Geográfica	3
1.3 Monografía de la Cabecera Municipal de San Pedro Sacatepéquez	4
1.3.1 Localización de San Pedro Sacatepéquez	4
1.3.2 Vías de Acceso	4
1.3.3 Clima	5
1.3.4 Aspectos de Población	5
1.3.5 Aspectos de Vivienda	5
1.3.6 Servicios Existentes	6
1.3.7 Producción y Economía	6
1.4 Necesidades más Prioritarias de la Cabecera Municipal	7
<b>Capítulo II: Servicio Profesional</b>	<b>8</b>
2.1 Diseño del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable	8
2.1.1 Fuente de Agua	8
2.1.2 Aforo	8
2.2 Encuesta Sanitaria y Socio Económica	10
2.3 Determinación del periodo de Diseño	12
2.4 Proyecciones de Población Para 27 años	12
2.4.1 Proyección Aritmética	13
2.4.2 Proyección Geométrica	13
2.4.3 Proyección Exponencial	14
2.5 Dotación	14
2.6 Calidad de Agua	15
2.6.1 Clasificación de los Exámenes del Agua	16
2.6.1.1 Interpretación de resultados	17
2.6.2 Potabilización	18
2.6.2.1 Preparación de la Solución	19
2.6.2.2 Hipocloradores	19
2.6.2.3 Control de la Dosis de cloro	20
2.7 Levantamiento Topográfico	20

2.8	Caudales de Diseño	21
2.9	Parámetros de Diseño	22
2.10	Fórmulas Utilizadas en el Diseño	23
2.11	Diseño Hidráulico	24
2.11.1	Línea de Conducción	24
2.11.1.1	Ejemplo de Cálculo	24
2.11.2	Tanque de Distribución	24
2.11.2.1	Diseño de la Losa del Tanque	25
2.11.2.2	Diseño de Muros	28
2.11.2.3	Piso del Tanque	34
2.11.4	Diseño de Puente Colgante para Paso de Tubería de Conducción de Agua de E-74 A E-75	35
2.11.4.1	Pasos Críticos	35
2.11.4.2	Diseño de Puente Colgante	35
2.12	Elaboración de Planos	46
2.13	Presupuesto del proyecto	47
 <b>Capítulo III: Diseño de Pavimento para un Sector del Area del Municipio de San Pedro Sacatepèquez</b>		<b>49</b>
3.1	Antecedentes del Proyecto	49
3.2	Investigación Preliminar	49
3.2.1	Evaluación de los Servicios Existentes	49
3.2.2	Elementos Constitutivos de los Pavimentos	49
3.2.2.1	Subrasante	49
3.2.2.2	Capa de Subbase	51
3.2.2.3	Capa de Base	52
3.3	Toma de Muestra de Subrasante	54
3.3.1	Secado de Muestras Alteradas	54
3.3.2	Disgregación de Muestras alteradas	55
3.4	Tránsito	55
3.5	Levantamiento Topográfico	55
3.6	Selección de Tipo de Pavimento a Usar	55
3.7	Evaluación de Subrasante	56
3.7.1	Análisis de Resultados de Laboratorio	56
3.8	Diseño de Pavimento por el Método de PCA	56
3.8.1	Pasos del Método Simplificado	57
3.8.2	Cálculo de Espesor de Pavimento	57
3.8.3	Diseño de Mezcla para concreto	58
3.9	Diseño de Pavimento por Método de Mills	60
3.9.1	Calidad de Adoquín	63
3.10	Elaboración de Planos	64
3.11	Elaboración de Presupuesto	64

**Conclusiones**

**Recomendaciones**

**Bibliografía**

**Anexo A**

**Anexo B**

## INTRODUCCIÓN

Los beneficios que acarrea la planificación de cualquier proyecto que incremente la cobertura de servicios básicos a una población en particular son muchos, debido a que mejora las condiciones del nivel de vida de la comunidad, estimulando al mismo tiempo su desarrollo.

El presente trabajo de tesis es producto del Ejercicio Profesional Supervisado, E.P.S., realizado en la Aldea Provincia Chiquita y Municipalidad de San Pedro Sacatepéquez, San Marcos, dentro del cual se desarrolla la planificación y diseño de: Introducción de agua potable en la aldea Provincia Chiquita y del pavimento de un sector del área urbana del municipio de San Pedro Sacatepéquez, San Marcos. Primero se presenta las monografías de la aldea y de la cabecera municipal, luego el diseño del Sistema de agua incluyendo la proyección de la población futura de la aldea Provincia Chiquita, finalizando con la elaboración de los planos y presupuestos.

Posteriormente se enfoca el diseño del pavimento con sus respectivos planos y presupuesto. El pavimento se diseñó por dos métodos diferentes con el propósito de tener un parámetro de comparación más amplio, para escoger el que tenga las mejores condiciones presente, tanto desde el punto de vista técnico, como económico.

## CAPITULO I: INVESTIGACION

### 1. ASPECTOS GENERALES

#### 1.1 JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO

En la actualidad el municipio de San Pedro Sacatepèquez es uno de los municipios con mayor población en el departamento de San Marcos, lo que se traduce en una mayor cantidad de necesidades y problemas. Dentro de éstos se tienen el caso de la aldea Provincia Chiquita, que tiene un sistema de abastecimiento de agua potable con 25 años de servicio, por lo que su funcionamiento es muy deficiente. La red cuenta con un serie de elementos inadecuados, dandose el caso de tener dentro de los ramales poliducto (tubería negra plástica), secciones rotas, y carecer de un sistema de desinfección, además de no abastecer a la totalidad de la aldea.

Por otro lado el área urbana de San Pedro Sacatepèquez, carece de una moderna infraestructura para sus vías de comunicación, siendo predominante el empedrado como superficie de rodadura, sin ningún tipo de tratamiento a la base, subbase y subrasante, tampoco cuenta con una medida uniforme de sus elementos, lo anterior se traduce en un pavimento deficiente y poco adecuado al tipo de tránsito a que es sometido.

Las razones descritas anteriormente justifican plenamente el desarrollo de los proyectos planteados en el presente trabajo de Tesis.

#### 1.2 MONOGRAFIA DE LA ALDEA PROVINCIA CHIQUITA

##### 1.2.1 LOCALIZACION DE LA ALDEA PROVINCIA CHIQUITA

La aldea Provincia Chiquita se encuentra en jurisdicción del municipio de San Pedro Sacatepèquez, departamento de San Marcos. Se localiza al este del rio el Naranjo, a 2 Kms. al noreste, por vereda, al caserío Corral Grande de San Cristobal Cucho, entronque con la ruta nacional 12-5, que a 18 1/2 Kms lleva a la cabecera departamental de San Marcos. De allí ruta nacional 1, al este 1 Km. a la cabecera municipal de San Pedro Sacatepèquez, teniendo las siguientes coordenadas según el Instituto Geográfico Militar (IGM):

Latitud: 14 grados 52" 10" Norte

Longitud: 91 grados 45" 15" Oeste

Con una altitud de 1980 mts. sobre el nivel del mar

### 1.2.2 VIAS DE ACCESO

La aldea Provincia Chiquita se comunica con la cabecera municipal de San Pedro Sacatepèquez, por medio de la Ruta Nacional 12-5 que conduce de San Marcos a Coatepeque, hasta llegar a la aldea Corral Grande, del municipio de San Cristobal Cucho, recorriendo 18.5 kms. y de aquí por vereda 2 kms. más para llegar a la aldea.

La ruta Nacional 12-5 es de terracería y es transitable durante todo el año.

### 1.2.3 CLIMA

El clima es templado, observándose fuertes precipitaciones durante el invierno, el cual dura desde principios de mayo a principios de noviembre. Se tienen registros de parámetros meteorológicos de la estación 17.24.2 del Instituto de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH), situada en San Cristobal Cucho; los cuales son representativos para la aldea, la estación registra para esta zona, entre otros, los siguientes datos:

Precipitación Promedio Anual:	6190.84 mm.
Días de Lluvia promedio:	205 días
Temperatura Máxima promedio:	25.8 °c
Temperatura Mínima promedio:	15.7 °c

### 1.2.4 ASPECTOS DE POBLACION

De acuerdo a los resultados de la encuesta socio económica y sanitaria que se pasó en la aldea, puede observarse que el total de la población es ladina.

La población en su totalidad es de escasos recursos económicos y dependen de la agricultura. Todos hablan español.

En cuanto a religión son en un 90% protestantes. La autoridad del lugar es el alcalde auxiliar.

### **1.2.5 ASPECTOS DE VIVIENDA**

La gran mayoría de casas son construidas de adobe, con techo de lamina o teja de barro cocido. El piso es de tierra para la mayoría de las casas, aunque algunas lo tienen de ladrillo de barro.

La vivienda está integrada por un solo ambiente, en cual funciona como sala, comedor y dormitorio, aunque la mayoría tienen separada la cocina.

Un aspecto muy importante es que todas las viviendas poseen un sistema de evacuación de excretas a base de Letrinas.

### **1.2.6 SERVICIOS EXISTENTES EN LA COMUNIDAD**

El único servicio que funciona en la aldea, es el de educación, el cual funciona con una escuela primaria, que instruye a niños de ambos sexos desde primero hasta sexto grado, es atendida por tres maestros.

### **1.2.7 PRODUCCION Y ECONOMIA**

Los habitantes de la aldea se dedican en su mayoría a la agricultura, cultivando café, maíz y frijol, siendo el más importante el café. La mayoría de las tierras la poseen personas que no viven en la aldea, por lo que la mayor parte de hombres tienen que salir de la aldea a vender su fuerza de trabajo en fincas productoras de banano de la costa sur.

### **1.2.8 UBICACION GEOGRAFICA**

La localización geográfica tanto de la aldea Provincia Chiquita, como del municipio de San Pedro Sacatepéquez y departamento de San Marcos se presentan en el anexo número uno.



### 1.3. MONOGRAFIA DE LA CABECERA MUNICIPAL DE SAN PEDRO SACATEPEQUEZ.

#### 1.3.1 LOCALIZACION DE SAN PEDRO SACATEPEQUEZ

El municipio de San Pedro Sacatepéquez tiene un área de 253 Kms. cuadrados, colinda al norte con el Municipio de San Lorenzo (S.M.), al este con los Municipios de San Antonio Sacatepéquez (S.M.), Palestina de los Altos y San Juan Ostuncalco (Quetzaltenango), al sur con San Cristobal Cucho, El Tumbador y Nuevo Progreso (S.M.) y al oeste con la cabecera departamental San Marcos y Esquipulas Palo Gordo(S.M.).

La cabecera municipal está al oeste del río Nahualà, con la Sierra Madre aproximadamente a 1 Km. por la ruta nacional y otro al este con la cabecera departamental, con la cual sostiene un litigio territorial.

Según datos obtenidos en el Instituto Geográfico Militar (IGM). Las coordenadas geográficas de la cabecera municipal son:

Latitud:	14° 57' 55" Norte
Longitud:	91° 46' 36" Oeste

Su altitud promedio es de 2,330 metros sobre el nivel del mar.

#### 1.3.2 VIAS DE ACCESO.

Para llegar a San Pedro Sacatepéquez se deben recorrer 249 Kilometros por la Ruta Nacional No.1, desde la capital, pasando por las ciudades de Chimaltenango y Quetzaltenango o bien 281 Kms. viniendo por la CA-2 que parte de Guatemala y pasa por Escuinta, Mazatenango y Quetzaltenango, se encuentra a 68 Kms. de la Frontera El Carmen con México y a un kilómetro con la cabecera departamental.

En cuanto al estado de las vías de comunicación, actualmente se está llevando una fase de reparación de la Ruta Nacional No.1 en diferentes tramos que van de Ostuncalco a San Pedro Sacatepéquez.

Con respecto al transporte, existen ocho empresas de buses que viajan de San Pedro hacia la capital y una serie más numerosa que viajan a los demás municipios, aldeas y fronteras que posee el departamento.

### 1.3.3 CLIMA

El clima es frío, observándose fuertes precipitaciones en el invierno. San Pedro Sacatèpequez esta ubicado en un valle que permite el paso de fuertes vientos durante todos los meses del año. El municipio no cuenta con una estación metereológica, debido a su proximidad con la cabecera departamental, que tiene la número 17.1.3. De los datos recopilados por el Instituto de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH) se pueden mencionar:

Días de Lluvia promedio anual:	139 días
Precipitación anual promedio:	1,086.2 mm
Temperatura máxima promedio:	19.5°C
Temperatura mínima promedio:	6.0°C

### 1.3.4 ASPECTOS DE POBLACION

Según los datos recopilados en el censo de 1994, efectuada por el Instituto Nacional de Estadística (INE), San Pedro Sacatèpequez cuenta con una población de 50,094 habitantes, siendo el tercer municipio en población a nivel departamental. La distribución de la población por sexo es de 24,544 masculino y 25,550 femenino, del total 14,998 viven en el área urbana y 35,096 en la rural, constituyéndose en la cabecera municipal más poblada de todo el departamento. La cantidad de personas que saben leer y escribir es de 20,683, siendo el municipio más alfabetizado de San Marcos, la población escolar primaria, media y superior es de 18,301, 6,205, y 751, respectivamente. La población económicamente activa es de 15,268 personas.

### 1.3.5 ASPECTOS DE VIVIENDA.

Según los datos del V Censo Nacional de Habitación de 1994, San Pedro Sacatèpequez tiene 10,437 locales de habitación particular, siendo el tercero del departamento, de las cuales 9,675 son casas formales y apartamentos, 60 cuartos en casas de vecindad, 669 ranchos y 24 casa improvisadas y 2 de otro tipo. Del total de locales 9,031 tienen por lo menos un servicio, ya sea agua potable, drenaje o electricidad.

### 1.3.6 SERVICIOS EXISTENTES.

La cabecera municipal de San Pedro Sacatepéquez, es la ciudad más pujante del departamento de San Marcos, siendo la encargada de proveer múltiples servicios a la población, dentro de los que se puede mencionar: en educación cuenta con 7 instituciones, entre privadas y nacionales, que imparten enseñanza primaria, 6 instituciones lo hacen a nivel medio y diversificado.

En el ramo de salud funciona Centro de Salud, equipado para hacer consulta externa remitiendo casos de atención interna al hospital de la cabecera departamental, además funcionan 5 hospitales privados.

Los servicios de energía eléctrica, agua potable y alcantarillado, son proporcionados por la municipalidad a través de la Empresa Eléctrica Municipal y la Tesorería Municipal. El servicio de energía eléctrica cubre un 97% de la cabecera municipal, actualmente está siendo mejorado, con el cambio de alumbrado, este es el único servicio que funciona con una organización y administración.

El servicio del agua potable tiene una cobertura del 90% de la población de la cabecera municipal. Aunque en sí, la distribución es buena, la falta de una administración efectiva no ha permitido llevar a cabo remodelaciones en su conducción y distribución o efectuar una administración de las fuentes de abastecimiento y adoptar canones reales de consumo, el que se mantiene en Q3.00, por vivienda por mes, sea cual fuere el volumen del líquido consumido.

En cuanto al alcantarillado, este cubre el 78% de la población. Este servicio combina las aguas servidas y pluviales, con un diámetro que no logra absorber ambos caudales, además no se cuenta con un sistema de tratamiento de aguas negras, contaminando quebradas y ríos vecinos a la cabecera municipal. La población, que no cuentan con este servicio, utiliza otros sistemas como letrinas, para la disposición de las excretas humanas.

### 1.3.7 PRODUCCION Y ECONOMIA

San Pedro Sacatepéquez, es una ciudad en la que el comercio es la actividad económica más predominante. Esta se orienta a la venta de diferentes productos, tanto nacionales como extranjeros, sobre todo de origen mexicano. Es también uno de los primeros lugares de la República, en donde se desarrolló la maquila. Sin embargo, los sampedranos emigran hacia ciudades más importantes o al extranjero para aumentar su economía. A pesar de esto es el municipio con mejor nivel económico en la región.

#### 1.4 NECESIDADES MAS PRIORITARIAS DE LA CABECERA MUNICIPAL

La cabecera Municipal de San Pedro Sacatepéquez, por ser una de las más pobladas de la región, ha sufrido un crecimiento bastante acelerado, situación que ha originado la demanda de múltiples servicios que deben proveerse a la población. Como parte de la fase de investigación del presente trabajo, se evaluaron las diferentes necesidades, planteándose para el efecto los siguientes proyectos:

1. Evaluación del Sistema de Abastecimiento de Agua Potable de San Pedro Sacatepéquez.
2. Planificación de la Empresa Municipal de Agua Potable.
3. Ampliación de red de alcantarillado sanitario de San Pedro Sacatepéquez
4. Red de alcantarillado pluvial
5. Planta de tratamiento de aguas servidas.
6. Planificación del tren de aseo.
7. Disposición final de desechos sólidos
8. Nuevo rastro municipal.
9. Implementación de nueva terminal de buses.
10. Planificación del nuevo mercado municipal
11. Reordenamiento y señalización de Tránsito
12. Pavimentación de principales vías de comunicación
13. Implementación del catastro municipal
14. Planificación del Edificio Municipal
15. Restauración de edificios históricos del municipio.
16. Remodelación de centro turístico Agua Tibia.

## CAPITULO II: SERVICIO PROFESIONAL.

### 2.1 DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA PROVINCIA CHIQUITA

#### 2.1.1 FUENTE DE AGUA

Para dotar a la aldea del agua potable, se utilizó una fuente de tipo brote definido de ladera, que se encuentra a 1.3 Kms. de la aldea que aguas abajo se une al río El Naranjo.

#### 2.1.2 AFORO

Aforar es medir el caudal de una determinada fuente, a través de esta medición, se verifica si la fuente es suficiente para abastecer la población, durante el período para el cual se diseña el sistema.

Los métodos utilizados para aforar son:

a) **METODO DIRECTO:** Que se basa en la fórmula de Chezy ( $V=C \cdot R^i$ ). Sólo sirve cuando se conocen las condiciones geométricas de la vertiente.

b) **METODO VOLUMETRICO:** Consiste en determinar el tiempo en que se llena un recipiente de volumen conocido, utilizando la siguiente fórmula:

$$\text{Caudal} = \frac{\text{volumen}}{\text{Tiempo}}$$

c) **METODO POR VERTEDEROS:** Los vertederos son elementos que se construyen para obstaculizar una corriente, que dependiendo del tipo de caudal, puede variar su forma. el concepto de velocidad se basa en la caída libre ( $V= \sqrt{2gh}$ ), la fórmula general utilizada para calcular el caudal es la siguiente:

$$Q = M A \sqrt{2gh}$$

donde:

Q = caudal

M= coeficiente de contracciòn

A= àrea de la abertura del vertedero

g= aceleraciòn de la gravedad

h= altura del vertedero

**d) METODO DE FLOTADORES:** Este mètodo consiste en colocar flotadores en una secciòn de la corriente que se va aforar, tomando el tiempo que cruza una longitud pre-establecida, con lo que se obtiene la velocidad con que fluye el agua. Para determinar el àrea es necesario medir la secciòn en que se colocarán los flotadores. Este mètodo tiene como limitantes que se debe contar con una corriente de poca turbulencia, que la longitud sea recta y que la secciòn no varíe demasiado.

**e) METODO QUIMICO:** Este mètodo consiste en verter colorantes químicos, no nocivos sobre la corriente, medir el tiempo en que cruza una longitud establecida. Es utilizable en lugares donde no se puede utilizar molinete. Por lo general se utilizan materiales que no se combine con los materiales de la corriente. Se puede utilizar para medir la velocidad media de un tramo, midiendo el tiempo desde que se inyecta hasta que llega a un punto localizado aguas abajo.

En el mètodo de diluciòn una concentraciòn,  $C_i$ , se inyecta en la corriente  $q_i$ , en un punto localizado aguas abajo, se toman muestra puntuales y despuès de que se ha llegado a una concentraciòn de equilibrio  $C_e$ , el caudal estarà dado por:

$$q = (c_i/c_e - 1) q_i$$

Es esencial una mezcla completa en el flujo y una determinaciòn exacta de las concentraciones inicial y final.

**f) METODO DEL MOLINETE:** Consiste en colocar dispositivos elèctricos que flotan anclados sobre una corriente, éstos cuentan las relaciones con que un molinete ubicado a una profundidad pre-establecida, considerando el tiempo con que fueron contabilizados los datos, se obtiene la velocidad segùn el àrea en que se encuentre.

El mètodo utilizado fue el volumètrico, por ser el mäs apropiado y seguro para aforar pequeños caudales. Para la fuente del presente caso se realizaron dos aforos cuyos datos se presentan a continuaciòn:

FECHA	CAUDAL
29 de marzo de 1995	15.17 Lts/Seg
17 de mayo de 1995	20.35 Lts/Seg

## 2.2 ENCUESTA SANITARIA-SOCIOECONOMICA

Para obtener datos fidedignos de la población y vivienda de la aldea Provincia Chiquita, se realizó una encuesta sanitaria y socioeconómica. El propósito de esta encuesta además de obtener información de los habitantes era conocer las condiciones sanitarias en que viven.

Dicha encuesta fue realizada con la colaboración de algunos vecinos de la comunidad. La información obtenida es la siguiente:

### a. DATOS DE POBLACION

#### - POR EDAD

Menores de 7 años	70	20.9%
Entre 7 a 17 años	121	36.12%
Adultos	144	42.9%
	-----	-----
	335	100 %

#### - POR SEXO

Masculino	192	57.31%
Femenino	143	42.69%
	-----	-----
	335	100.00%

#### - POR GRUPOS ETNICOS

Ladinos	335	100.00%
---------	-----	---------

#### - ALFABETISMO

Leen y escriben	191	57.01%
No leen ni escriben	144	42.99%
	-----	-----
	335	100 %

#### - MOVIMIENTO MIGRATORIO

Nativos de Provincia Chiquita	312	93.13%
Inmigrantes	23	6.87%
	-----	-----
	335	100 %

#### - EMIGRACION EN EPOCAS DEL AÑO

En la época de corte de banano, aproximadamente 52 personas emigran a las fincas costeras de Suchitèpequez y San Marcos por razones de trabajo, de las cuales 32 son jefes de familias. La mayoría emigra en épocas en que dan por finalizado sus labores agrícolas, por lo que van a vender su fuerza de trabajo para incrementar sus ingresos.

## - INGRESOS FAMILIARES

La totalidad de la población vive de la agricultura, sobre todo del café, producto que cultivan en un área que oscila de 1 a 5 cuerdas, que poseen en promedio por familia. Los ingresos por esta actividad varían de Q600 a Q1,200 (por familia). Este ingreso tan bajo, es causa para que los pobladores salgan a vender su fuerza de trabajo, para conseguir más ingresos, esta actividad les proporciona de Q1,000 a Q1,600 al año, aproximadamente.

## b. DATOS DE VIVIENDA

## - PISOS

Tierra	49	76.56%
Torta de cemento	8	12.50%
Ladrillo de cemento	7	10.94%
	---	-----
	64	100.00%

## - MUROS

Adobe	59	92.79%
Bajareque	5	7.82%
	---	-----
	64	100%

## - TECHOS

Teja de barro	47	73.44%
Lámina	13	20.31%
Paja	4	6.28%
	---	-----
	64	100%

## - CIELOS

Madera	4	6.28%
No hay	60	93.75%
	---	-----
	64	100 %

## c. DATOS SOBRE EL CONSUMO DE AGUA.

El agua en la aldea Provincia Chiquita, es utilizada para los siguientes usos: consumo humano, riego y consumo para animales, por lo que es necesario tomar en cuenta estos aspectos, para determinar la dotación de agua. De la encuesta realizada se obtuvieron los datos siguientes: 16 Viviendas tienen bebederos de aproximadamente 2 galones y 19 viviendas tienen pequeños jardines de 3 a 4 mts. cuadrados.



- SERVICIOS QUE TIENE LA CASA

Tiene pila	30 casas
Tienen baño	ninguna
Tiene letrina	64 casas

- ELIMINACION DE EXCRETAS

La eliminación o disposición de excretas, la hacen por medio de letrinas, las que fueron instaladas por LA UNIDAD EJECUTORA DE PROYECTOS DE ACUEDUCTOS RURALES (UNEPAR) hace 25 años, los pobladores las han reemplazado por nuevas.

### 2.3 DETERMINACION DEL PERIODO DE DISEÑO

Se considera como tal el tiempo durante el cual la obra dará un servicio satisfactorio para la población. Para determinarlo se debe tomar en cuenta la vida útil de los materiales, costos y tasas de interés, población de diseño, comportamiento de la obra en sus primeros años, posibilidades de ampliación de acuerdo al recurso de agua. Según normas de UNEPAR se recomiendan los siguientes periodos de diseño:

- Para obras civiles                    20 años
- Para equipos mecánicos            5 a 10 años

Para casos especiales se consideran proyectos en etapas.

En este caso dada la abundancia de caudal, baja población y considerando que la construcción se hará en plan tripartito (usuarios, municipalidad y una ONG) y considerando que el proyecto se retrasará por algún tiempo, se optó por asignar al proyecto un periodo de diseño más grande que lo recomendado. El periodo asignado es de 25 años, más dos años de duración de construcción. Por lo anterior el periodo de diseño es de 27 años.

### 2.4 PROYECCIONES DE LA POBLACION PARA 27 AÑOS

Las proyecciones de la población, son pronósticos que se hacen con base a datos estadísticos de censos poblacionales, que se hayan realizado en el pasado. Para realizarlas existentes diversos métodos, dentro de los que se pueden citar:

1. Las basadas en la comparación del crecimiento de una población con respecto a otra de características similares.
2. Aquellas que se basan en tasas relativas de crecimiento pasado.
3. Pronósticos basados en tendencias de distribución geográficas de la población nacional.
4. Proyección por migración neta y de incremento natural.
5. Proyección aritmética
6. Proyección geométrica.

## 7. Proyección exponencial.

En el desarrollo del presente trabajo se analiza la población por medio de los últimos tres métodos, seleccionando al final el que proporcione los datos más conservadores.

### 2.4.1. PROYECCION ARITMETICA.

Es un método simple, consiste en calcular el incremento numérico promedio de la población, en cierto período de tiempo en el pasado y así proyectar ese incremento numérico en el futuro, es decir, que se obtienen incrementos constantes para períodos de tiempos iguales. La fórmula que se emplea para el cálculo es la siguiente:

$$Y_m = Y_1 + (Y_2 - Y_1) \frac{T_m - T_2}{T_2 - T_1}$$

Donde:

$Y_m$  = Población futura en un tiempo  $T_m$

$Y_2$  = Población del último censo realizado

$Y_1$  = Población del censo anterior al último censo.

$T_m$  = Fecha a la que se desea la población futura.

$T_2$  = Fecha del último censo.

$T_1$  = Fecha del censo anterior al último censo.

Este método tiene como ventaja que no necesita muchos datos para su cálculo, sin embargo, para poblaciones pequeñas es difícil encontrar datos poblacionales que permitan su utilización. También tiene como característica que la proyección de la población es lineal, lo cual se aleja de la realidad, en la mayoría de casos.

### 2.4.2. PROYECCION GEOMETRICA

Consiste en calcular el cambio promedio de la tasa de población para el área en estudio o por cada década en el pasado y así proyectar su tasa promedio o % de cambio hacia el futuro.

$$Y_m = Y_1 (1 + r)^{\frac{(T_m - T_1)}{(T_2 - T_1)}}$$

$Y_m$  = Población futura en un tiempo  $T_m$

$Y_2$  = Población del último censo realizado

$Y_1$  = Población del censo anterior al último censo.

$T_m$  = Fecha a la que se desea la población futura

$T_2$  = Fecha del último censo realizado

$T_1$  = Fecha del censo anterior al último censo.

$r$  = Tasa de incremento geométrico.

Este tipo de proyección tiene la ventaja que no emplea muchos datos poblacionales, porque como ya se mencionó, se basa en el cambio de la tasa promedio de población, lo cual permite trabajar con base a ella y no de datos estadísticos, como lo hacen organizaciones como SEGEPLAN, UNEPAR, FIS, etc. esto hace de este método el más utilizado en nuestro medio.

### 2.4.3 PROYECCION EXPONENCIAL

Este método se basa en el ploteo de la curva de crecimiento de la población en papel semilogaritmico, ajustada con el método de mínimos cuadrados aplicado en una ecuación exponencial.

La fórmula general es:

$$Y = c(a + bx)^e \quad (a+bx)$$

$$Y = e^{c(a+bx)} \quad Y = e$$

Y = Población futura deseada al año X

a = Regresión lineal en a.

b = Regresión lineal en b.

a y b se obtienen por mínimos cuadrados haciendo uso de las fórmulas siguientes:

$$a = \frac{(\sum \ln Y) (\sum x^2) - (\sum x) (\sum x * \ln Y)}{N(\sum x^2) - (\sum x)^2} \quad b = \frac{N(\sum x \ln Y) - (\sum x)(\sum \ln Y)}{N(\sum x^2) - (\sum x)^2}$$

Donde:

x = Año del censo

Y = Población del censo realizado en el año x.

N = Número de censos realizados.

Debido a que no existen datos de censos anteriores, para este caso sólo se puede utilizar el método geométrico. Se utilizará para la proyección de población a 27 años, la tasa de crecimiento utilizada por UNEPAR, que es de 3.045. Para la región de San Marcos.

$$Y_{2022} = 335 (1 + 3.045/100)^{27} = 753 \text{ habitantes.}$$

### 2.5 DOTACION

Es la cantidad de agua asignada en un día a cada usuario. Se expresa en Litros por habitantes por día (lts/hab/día).

Para determinarla se consideran los siguientes factores: clima, nivel de vida, actividad productiva, abastecimiento privado, servicios comunales o públicos, facilidad de drenaje, calidad de agua, medición, administración del sistema y presiones del mismo.

De acuerdo a la encuesta realizada, se recopilaron los siguientes datos de consumo por vivienda por día, en promedio.

Preparación de comida	39 Lts/día
Lavado de cocina	35 Lts/día
Lavado de ropa	125 Lts/día
Limpieza de personas	230 Lts/día
Limpieza de casa	12 Lts/día
	-----
	441 Lts/viv/día

Tomando en cuenta que en el futuro existirán 753 habitantes, considerando 6 habitantes por casa, se tendría 126 casas para el año 2022. Por lo que el consumo diario de la comunidad es:

$$\text{Consumo Total} = 441 \text{ Lts/viv/día} \times 126 = 55,566 \text{ Lts/día}$$

Al dividirlo entre el número de habitantes se obtiene la dotación de agua requerida por cada habitante sólo para consumo humano, así:

$$\text{Dotación} = \frac{55,566 \text{ Lts/día}}{753 \text{ hab.}} = 73.79 \text{ Lts/día hab}$$

A este resultado hay que adicionarle el consumo para animales y otros como riego, tomando en cuenta que el caudal del nacimiento es alto permite aplicar una dotación más alta, con base a lo expuesto, se adopta una dotación de 150 Lts/hab/día para la aldea Provincia Chiquita.

## 2.8 CALIDAD DEL AGUA

Para fines de consumo humano, la calidad del agua debe de estar libre de agentes causantes de enfermedades, tampoco debe tener excesivas cantidades de materia mineral y orgánica, además debe ser incolora, inodora e insaborosa.

Durante el recorrido del ciclo hidrológico, el agua tiene la oportunidad de absorber sustancias muy variadas, siendo este el factor que determina el grado de calidad en los diversos tipos de fuentes, las que pueden ser agua de lluvia, superficiales y subterráneas.

Para el caso estudiado interesa las aguas subterráneas, debido a que por definición un manantial es el surgimiento del agua subterránea. En los lugares donde hay mucha piedra caliza este tipo de agua es muy dura, provocando sedimentación en las tuberías, estas no son corrosivas relativamente, y en lugares graníticos el agua subterránea es suave, lenta en disolver minerales, relativamente alta en dióxido de carbono libre y altamente corrosiva. Con respecto al campo bacteriológico el agua subterránea es mucho mejor que el agua superficial, excepto cuando existen contaminación subsuperficial. Generalmente la calidad del agua subterránea es uniforme.

### 2.6.1 CLASIFICACION DE LAS PRUEBAS DE CALIDAD DEL AGUA

Las pruebas de laboratorio pueden clasificarse así:

#### a) ANALISIS FISICOS

Se definen así a los que determinan color, temperatura, sabor, cantidad de sólidos y turbidez.

#### b) EXAMENES QUIMICOS

Es comúnmente efectuado para medir la alcalinidad, dureza, cloruros, nitritos, nitatos oxígeno disuelto, amoníaco libre, amoníaco albuminoideo, contenido de hierro, de manganeso, cloro residual y el PH

#### c) EXAMENES BACTERIOLOGICOS

Tiene como fin proporcionar toda información relacionada a potabilidad. Debido a la dificultad que presenta el aislamiento directo de las bacterias que producen enfermedades específicas, se han ideado procedimientos indirectos que permiten obtener la información necesaria sobre la probable presencia de estos microbios patógenos. Estos procedimientos son:

1) La cuenta bacteriana, es decir el número de bacterias que se desarrollan en agar nutritivos por 24 horas a una temperatura de 37°C (o en un medio con temperatura y tiempo de incubación determinado).

2) El índice coliforme, que consiste en la determinación del número de bacterias que se debe ser de origen intestinal.

El uso del índice y de la cuenta bacteriana sirve para determinar la calidad sanitaria del agua.

### **2.6.1.1 TOMA Y TRANSPORTE DE MUESTRAS**

La recopilación de la muestra para el examen bacteriológico, se hace en un frasco de ml, con tapón especial, que evita la contaminación por el medio ambiente. Se toma escogiendo un punto lo más cercano al brote, colocando la probeta en dirección contraria a la corriente, destapándolo en el momento de su inmersión, debe trasladarse al laboratorio en un recipiente refrigerado.

En cuanto el examen físico químico, éste es recopilado en un recipiente de un galón de la misma forma que el anterior pero sin trasladarlo en refrigeración.

### **2.6.1.2 INTERPRETACION DE RESULTADOS**

Los parámetros que indican si el agua es potable o no, se basan en la norma COGUANOR NGO 29001. La interpretación del examen bacteriológico se basa en la observación de las casillas correspondientes a la investigación de coliformes y observar las pruebas presuntiva y confirmativa, de formación de gas que comprueba existencia o no de microorganismos patógenos por medio de un signo positivo o negativo, según sea el caso, siendo potable cuando es negativo. Para el análisis físico químico, se comparan los resultados con los límites expresados en la norma antes mencionada.

En las siguientes páginas se presentan los resultados de los análisis realizados a las muestras de agua.



**LABORATORIO DE QUIMICA Y MICROBIOLOGIA SANITARIA  
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
CIUDAD UNIVERSITARIA ZONA 12**

FACULTAD DE INGENIERIA - USAC.

OT. No 6562 **EXAMEN BACTERIOLOGICO** INF No A-125638

INTERESADO: EPS - FACULTAD DE INGENIERIA-USAC. PROYECTO: Control Calidad del Agua  
 MUESTRA RECOLECTADA POR: No se reportó DEPENDENCIA: EPS - FACULTAD DE INGENIERIA  
 MUESTRA RECOLECTADA EN: San Pedro Sacatepequez Aldea Provincia chiquita FECHA Y HORA DE RECOLECCION: 20-4-95;5:35  
 MUNICIPIO: San Pedro Sacatepequez FECHA Y HORA DE LLEGADA A LAB: 20-4-95;16:00  
 DEPARTAMENTO: San Marcos CONDICIONES DE TRANSPORTE: Sin refrigeración

SABOR: XXXXXX SUSTANCIAS EN SUSPENSION: Lig. Cantidad  
 ASPECTO: Clara CLORO RESIDUAL: -----  
 OLORES: Inodora

**NUMERACION TOTAL DE GERMESES**

a) SIEMBRA EN AGAR NUTRITIVO, INCUBACION A 35°C

CANTIDAD SEMBRADA	1.0 cm <sup>3</sup>	0.1 cm <sup>3</sup>	0.01 cm <sup>3</sup>
NUMERO DE COLONIAS DESARROLLADAS	I N N U	M E R A B L	E S

b) SIEMBRA EN AGAR NUTRITIVO, INCUBACION A 20°C

CANTIDAD SEMBRADA	1.0 cm <sup>3</sup>	0.1 cm <sup>3</sup>	0.01 cm <sup>3</sup>
NUMERO DE COLONIAS DESARROLLADAS	I N N U	M E R A B L	E S

RESULTADO: NUMERO DE BACTERIAS POR cm<sup>3</sup> Innumerables

**INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI-AEROGENES)**

PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACION DE GAS - 35°C	TOTAL 35°C	FECAL 44.5°C
10.0 cm <sup>3</sup>	+ + +	+ + +	+ + +
1.0 cm <sup>3</sup>	+ + +	+ + +	+ + +
0.1 cm <sup>3</sup>	+ + +	+ + +	+ + +
0.01 cm <sup>3</sup>			
0.001 cm <sup>3</sup>			

RESULTADO: NUMERO MAS PROBABLE DE GERMESES COLIFORMES/100 cm<sup>3</sup> Más de 2,400 Más de 2,400

TECNICA "STANDARD METHODS" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A. - V.I.R.C.F. NORMA COGUANOR NGO 4 OIO. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.  
 CONCLUSION: Bacteriologicamente el agua NO es potable. Según norma COGUANOR NGO 29001.

05 de mayo de 1995.

A.T.deA/C.G.E. GUATEMALA DIRECCION JEFE DE LABORATORIO  
Vo Bo. Ingeniero Cesar Garcia  
 Director del CII. ZENON MUCH SANTOS  
 Ing. Químico Col. No. 420  
 M. Sc. Ing. Sanitaria



**LABORATORIO DE QUIMICA Y MICROBIOLOGIA SANITARIA  
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA**

CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12

FACULTAD DE INGENIERIA - USAC.

MUNICIPALIDAD DE GUATEMALA

O.T. No. 6562 **EXAMEN QUIMICO SANITARIO** INF No. 17298

MUESTRA DE: Agua FECHA Y HORA DE RECOLECCION: 20-4-95; 5:35  
 RECOLECTADA POR: E.P.S. - Ingeniería FECHA DE INICIO DEL EXAMEN: 20-4-95  
 LUGAR: San Pedro Sacatepequez, San Marcos CONDICIONES DE TRANSPORTE: Sin refrigeración  
 FUENTE: Aldea Providencia Chiquita  
San Pedro Sacatepequez-San Marcos

**RESULTADOS**

1. ASPECTO <u>Claro</u>	4. OLOR <u>Inodora</u>	7. TEMPERATURA _____ °C (EN EL MOMENTO DE RECOLECCION)
2. COLOR <u>1.0 Unidades</u>	5. SABOR _____	8. CONDUCTIVIDAD ELECTRICA <u>160.0</u> $\mu$ mhos/cm
3. TURBIEDAD <u>0.40 UTN</u>	6. P.H. <u>7.5</u>	

SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. NITROGENO ORGANICO	0.026	6. CLORO RESIDUAL	---	12. DUREZA	66.0
2. AMONIACO NH3	0.011	7. CLORUROS CL <sup>-</sup>	7.0	13. SOLIDOS TOTALES	140.0
3. NITRITOS NO2 <sup>-</sup>	0.0	8. FLUORUROS F <sup>-</sup>	0.18	14. SOLIDOS VOLATILES	62.0
4. NITRATOS NO3 <sup>-</sup>	4.4	9. SULFATOS	13.0	15. SOLIDOS FIJOS	78.0
5. OXIGENO DISUELTO	---	10. HIERRO TOTAL Fe	0.06	16. SOLIDOS EN SUSPENSION	3.0
		11. MANGANESO Mn	---		

**ALCALINIDAD (CLASIFICACION)**

HIDROXIDOS	CARBONATOS	BICARBONATOS	ALCALINIDAD TOTAL
0.0	0.0	70.0	70.0

**OTRAS DETERMINACIONES:** \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_  
 \_\_\_\_\_

TECNICA "STANDARD METHODS" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A. - W.P.C.F. 16 TH EDITION 1985 NORMA COGUANOR NGO 4 010 SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.

**OBSERVACIONES:** Desde el punto de vista Físico Químico Sanitario, el análisis de agua en Límites Máximos Aceptables de Normalidad. Según norma COGUANOR NGO 29001. Guatemala, 05 de mayo de 1995.

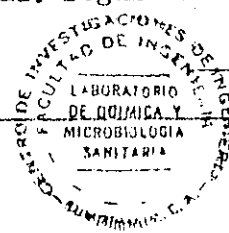
A.T. de A/C.G.E.

SELLO

JEFE DEL LABORATORIO

Vo. Bo. Ingeniero Cesar Garcia JON  
 Director del CII.

ZENON MUCH SANTOS  
 Ing. Químico Col. No. 420  
 M. Sc. Ing. Sanitaria





## 2.6.2 POTABILIZACION

Se le llama así al proceso de desinfección de agua para llevarla a condiciones de potable. Se hace en forma intencional y si se quiere selectiva para eliminar aquellos organismos que podrían transmitir infecciones.

En este proceso es muy común la utilización de cloro como gas o compuesto clorados.

El compuesto más utilizado es el hipoclorito de calcio, mejor conocido como: HTH, pedrocloron, PITCHLOR.

En cuanto a los equipos más utilizados, en nuestro medio se pueden mencionar:

### a. CLORADOR DE INYECCION DIRECTA

Este tipo de clorador es el más usado en los acueductos de las cabeceras municipales del interior de la República de Guatemala, debido a que la mayoría de los sistemas trabajan por gravedad. El clorador se coloca cerca del tanque de distribución, ya que por lo regular en este punto la presión es bastante baja o casi nula y estos cloradores están diseñados para trabajar con presiones menores de 6.49 m.c.a.

### b. CLORADOR DE SOLUCION

Este tipo es el más usado en sistemas por bombeo, la razón principal es que el equipo de cloración se instala en la misma caseta de bombas para que funcionen juntos al apagarse o desconectarse el equipo de bombeo, ya que el equipo de cloración necesita de una bomba Booster para poder introducir el cloro en la tubería, por las presiones elevadas por lo general mayores de 6.49 m.c.a. que existen en el punto de aplicación.

### c. HIPOCLORADOR

Este será tratado más adelante, pero se puede comentar que puede ser aplicado en casos donde las fuentes de abastecimiento sean: manantiales, sistemas de bombeo con el único inconveniente que debe ponerse a funcionar y parar el hipoclorador cada vez que arranca y para el equipo de bombeo, en rios después de que el agua haya pasado por el respectivo sistema de tratamiento. (Sedimentador y filtros).

Entre los sistemas de hipocloración que se podrían usar, están los siguientes:

HIPOCLORADORES MECANICOS  
HIPOCLORADORES POR GRAVEDAD

### 2.6.2.1 PREPARACION DE LA SOLUCION

El proceso de preparaci3n de la soluci3n es el siguiente:

a) Se determina la cantidad de hipoclorito, basandose en la cantidad de agua a ser tratada en cierto periodo. Se calcula con la siguiente ecuaci3n:

$$G = C * M * d / 0.70$$

Donde:

G = gramos de hipoclorito.

C = miligramos por litro o por partes por millar deseadas

M = metros c3bicos de agua a tratarse por d1a

d = n1mero de d1as que durar1 una misma soluci3n

b) Se vierte agua clara al dep3sito, hasta unos 10 a 15 cms. del fondo.

c) Agregar el hipoclorito determinado.

d) Resolver el producto y el agua.

e) Aumentar el agua hasta alcanzar la cantidad requerida para la soluci3n

f) Agitar por 5 minutos.

g) Acondicionar las partes constitutivas del dosificador

h) Verificar que todo est1 correcto

i) Tapar el dep3sito.

### 2.6.2.2 HIPOCLORADORES

Este elemento utiliza hipoclorito de calcio al 65% de concentraci3n, mezclado con agua para dar una soluci3n l1quida, la que se vierte al tanque de distribuci3n, bajo un caudal que en forma eficiente puede ser de 7.5 Lts/Seg. para poblaciones m1ximas de 4000 habitantes o dependiendo del caudal que se produzca en la fuente de abastecimiento.

El hipoclorador recomendado para el proyecto es uno de gravedad con dos dep3sitos, este es el m1s conveniente, pues no necesita equipo especial para operaci3n y mantenimiento, ni necesita personal t1cnico, los repuestos son faciles de conseguir y el periodo de vida 1til es muy grande.

### 2.6.2.3 CONTROL DE LA DOSIS DE CLORO

Primero debe calcularse la dosificación de gas cloro o hipoclorito con base al caudal de entrada a los tanques de distribución, luego usando el comparador de cloro y después de un tiempo prudencial (1/2 a 1 hora), se chequea el cloro residual en el tanque de distribución, en un punto intermedio y en el más lejano de la red de distribución.

Para determinar la dosis de cloro se pueden usar tres tipos de comparadores:

- a) Comparador de disco
- b) Comparador de placa
- c) D.P.D (N.N - DIETIL - p - fenilendiamina).

El procedimiento a seguir para llevar a cabo este control es el siguiente:

Se deberán tomar muestras de agua en el tanque de distribución, en un punto intermedio y en el más lejano de la red de distribución, se deja correr el agua durante un tiempo prudencial, (30 minutos a 1 hora) antes de tomar la muestra. El cloro residual debe estar entre 0.75 - 1.00 p.p.m (partes por millar) en el tanque de distribución y 0.34 p.p.m en el punto más lejano de la red.

### 2.7 LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

El levantamiento topográfico realizado se efectuó en dos partes, primero se realizó el planimétrico que sirve para localizar en planta, la línea de conducción y red de distribución;

el método de levantamiento utilizado fue el de conservación de Azimut. Después se realizó el altimétrico el cual sirve para obtener la representación del terreno en una tercera dimensión, como son curvas a nivel y perfiles, el método utilizado fue nivelación abierta.

El equipo utilizado para la planimetría fue el siguiente:

- 1 Teodolito Wild T-2
- 1 Cinta métrica de 30 metros
- 2 Plomadas de 1 libra
- 1 Estadal de 3 metros
- 1 Almódana
- 1 Machete

Para la altimetría se utilizó:

- 1 Nivel de precisión Wild
- 1 Estadal de 3 metros
- 1 Cinta Métrica de 30 metros

## 2.8 CAUDALES DE DISEÑO

En el diseño de un proyecto de agua potable se utilizan los siguientes caudales: Caudal medio diario, Caudal máximo diario y Caudal máximo horario, los cuales se calculan de la siguiente forma.

### a) CAUDAL MEDIO DIARIO.

Es la cantidad de agua consumida por la población durante un día, la cual se obtiene como promedio de los consumos diarios en el periodo de un año. Cuando no se tiene registros de consumo diarios, para calcular dicho promedio, se puede calcular el caudal medio diario como el resultado de multiplicar la dotación por el número de habitantes proyectados hasta el final del periodo de diseño.

$$\begin{aligned} QM &= \text{Dotación} \times \text{población futura. (año 2022)} \\ QM &= (150 \text{ Lts/hab/día} \times 1 \text{ día}/86400 \text{ seg}) \times 753 \text{ habitantes} \\ QM &= 1.31 \text{ Lts/SEG} \end{aligned}$$

### b) CAUDAL MAXIMO DIARIO

El caudal máximo diario se utilizamos para diseñar la línea de conducción del proyecto. Se define como el máximo consumo de agua durante 24 horas, observando en el periodo de un año. Cuando no se tienen datos de consumo diarios, el caudal máximo diario se obtiene incrementado de 20 a 50% el caudal medio diario. Este factor de incremento se denomina "Factor de día máximo".

El factor de día máximo, está en función del tamaño de la población, se aplica de la siguiente forma:

$$\begin{aligned} \text{Poblaciones menores de 1000 habitantes} &= \text{se usa } 1.5 \\ \text{Poblaciones mayores de 1000 habitantes} &= \text{se usa } 1.2 \\ \text{Para este diseño se utilizará un factor de día máximo de } &1.5 \end{aligned}$$

El caudal máximo diario será entonces:

$$\begin{aligned} Qmd &= \text{Factor día máximo} \times Qm \\ Qmd &= 1.5 \times 1.31 \\ Qmd &= 1.962 \text{ Lts/seg} \end{aligned}$$

### c) CAUDAL MAXIMO HORARIO.

El caudal máximo horario se utiliza para diseñar la red de distribución. Se define como el máximo consumo de agua observado durante una hora del día, en el periodo de un año. Cuando no se tiene registros, el caudal máximo horario se obtiene multiplicando el caudal medio diario por un factor que varía de 2.0 a 5 Este factor se denomina "Factor de hora máxima".

Al igual que el factor de día máximo este valor esta en función del tamaño de la población, aplicandose de la forma siguiente:

Poblaciones mayores de 1000 habitantes = se usa 2.0  
 Poblaciones menores de 1000 habitantes = se usa 5

Esto se debe a que en comunidades pequeñas, las actividades de la población son casi realizadas a la misma hora, haciendo que la demanda de agua suba y por lo tanto se necesita un factor de hora máximo mayor.

Para este diseño se utilizará un factor de hora máxima de 5. El caudal máximo horario será entonces:

$$Q_{mh} = \text{Factor de hora máxima} \times Q_m$$

$$Q_{mh} = 5 * 1.31$$

$$Q_{mh} = 6.55 \text{ Lts/seg}$$

Se hace la observación que la comunidad en la que se trabajó, es tan pequeña que el gasto de uno inside en los demás, por lo que se optó por un factor de hora máximo un poco mayor a los parámetros normales, como es de 5.

Además de los caudales anteriores debe determinarse el FACTOR DE GASTO, el cual sirve para determinar el caudal que se asignará a cada vivienda.

#### d) FACTOR DE GASTO

Es la distribución del caudal máximo horario entre el número de viviendas existentes.

$$F_g = Q_d / \text{No. de viviendas}$$

$$F_g = 6.55 / 64$$

$$F_g = 0.089 \text{ Lts/seg/vivienda}$$

## 2.9 PARAMETRO DE DISEÑO

- Tipo de Sistema a usar:	Por gravedad
- Periodo de diseño:	27 años
- Tipo de Red distribución:	Ramales abiertos con conexión predial.
- Población actual:	335 habitantes
- Población futura (2022):	753 habitantes
- Dotación:	150 Lts/hab/día
- Caudal medio diario:	1.31 Lts/seg
- Caudal máximo diario:	1.96 Lts/seg
- Caudal máximo horario:	6.55 Lts/seg
- Factor de gastos:	0.089 Lts/seg/vivienda
- Cantidad de viviendas	64

## 2.10 FORMULAS UTILIZADAS EN EL DISEÑO

La fórmula básica utilizada es la de Hazen -Williams:

$$H = \frac{K' Q^2 L}{1000} \quad \text{y} \quad K' = \frac{1743811}{C^2 D^5}$$

Donde:

H = Pérdida de carga o presión en mca.

L = Longitud del tramo en mts

Q = Caudal en Lts/seg

D = Diámetro nominal de la tubería en pulg.

C = Coeficiente de fricción (150 para PVC y 100 HG)

## 2.11.1. LINEA DE CONDUCCION

### 2.11.1.1 EJEMPLO DE CALCULO

#### ESTACION 3 A ESTACION 4

##### DATOS

Caudal (Q) = 1.962 l/seg

Longitud = 104.48 m Longitud de diseño (L) = aumento por pérdida de accesorios  
\*longitud  $1.5 * 104.48 = 120.152$  mts.

Coefficiente de Hazen - Williams  $C = 160$  (coeficiente de fricción interna para el PVC)

Diámetro (D) = 2 pulgs. (este diámetro, es fijo debido a que permite tener un  $C_p$  aceptable en todo el tramo)

Altura de cota piezometrica de estacion 3 ( $C_{pi}$ ) = 1006.69 mts (mcA)

Cota del terreno (CT) = 966.624 mts.

$$K' = \frac{174811}{C \cdot 1.852 \cdot D^{4.87}}$$

$$K' = \frac{1743811}{160 \cdot 1.852 \cdot 2^{4.87}} = 4.93688631$$

$$k = K' \cdot L / 1000$$

$$k = 4.93688631 \cdot 120.152 / 1000 = 0.5931767639$$

$$H_f = k \cdot Q^{1.85} \text{ (pérdida de carga)}$$

$$H_f = 0.5931767639 \cdot 1.962^{1.85} = 2.059955613 \text{ mts (mcA)}$$

$$P = C_{pi} - H_f \text{ (presión)}$$

$$P = 1006.69 - 2.06 = 1004.63 \text{ mts (mcA)}$$

$$C_{pf} = C_{pi} - CT \text{ (cota piezometrica final)}$$

$$C_{pf} = 1004.63 - 966.62 = 38.01 \text{ mts (mcA)}$$

### 2.11.2 TANQUE DE DISTRIBUCION

Este elemento tiene la función de compensar las variaciones horarias en el consumo de agua de la población, para poder cubrir la demanda cuando hay interrupción del servicio en la línea de conducción, así como proporcionar presiones adecuadas en la red de distribución.

El volumen del tanque de distribución se determina integrando tres volúmenes como lo son: el compensador de variaciones horarias, reserva de demanda y reserva de incendio. Para proyectos de abastecimiento de agua en el área rural, no se considera el

**" CUADRO RESUMEN DE CALCULO DE LINEA DE CONDUCCION "**

TRAMO DE	A	LONG. MTS.	DIAM. PULG.	CLASE PSI	Q Lts/Seg	HC MTS	COTA PIEZON INC	FIN	COTA TERRENO INC	FIN	PRESION OBSERVACIONES
0	1	8.07	3	160	1.962	1.92	1007.35	1007.33	1007.35	1007.17	0.16 CAPTACION
1	2	22.52	3	160	1.962	5.40	1007.33	1007.28	1007.17	1005.75	1.53
2	3	101.80	2	160	1.962	0.57	1007.28	1006.69	1005.75	979.88	26.82 SIFON
3	4	120.15	2	160	1.962	2.06	1006.59	1004.63	979.78	966.62	38.01
4	6	92.24	2	160	1.962	1.88	1004.63	1003.05	966.62	956.23	46.82
6	19	461.21	2	160	1.962	7.91	1003.05	995.14	956.23	949.31	45.88
19	23	159.52	1 1/2	160	1.962	11.10	995.14	984.07	949.31	957.55	26.48
23	24	61.70	1 1/2	160	1.962	10.10	984.04	976.23	957.55	941.86	34.37 SIFON
24	26	134.21	1 1/2	160	1.962	5.34	976.23	969.11	941.86	946.48	22.63
26	26+0.32	36.80	1 1/2	160	1.962	2.56	968.11	967.16	946.48	943.73	23.42
26+0.32	26+0.56	27.60	1 1/2	160	1.962	4.59	967.16	963.67	943.73	943.73	19.93 PASO AEREO
26+0.56	30	111.25	1 1/2	160	1.962	7.74	963.67	951.11	943.73	946.50	11.27
20	TANQUE	209.33	1 1/2	160	1.962	11.10	957.77	946.67	946.50	931.00	15.67 TANQUE DE DIST.



volumen por incendio, pues es poco probable que ocurra un incendio de grandes magnitudes, ya que por lo regular las casas están muy separadas unas de otras.

El volumen para este proyecto se calculará con el paramentro utilizado por UNEPAR, que es el 35% del caudal medio diario.

$$\begin{aligned}\text{Vol. T. D.} &= 35\% * Q_m \\ \text{Vol. T. D.} &= 0.35 * 1.31 \text{ L/seg} * 86400/1000 \\ \text{Vol. T. D.} &= 39.61 \text{ m}^3 / \text{día} = 40 \text{ m}^3 / \text{día}\end{aligned}$$

Determinado el volumen de 40 m<sup>3</sup>, se adoptaron las dimensiones de 2.9 metros de ancho y 7.0 de largo, debido a que estas son las ideales para el área con que se cuenta para construirlo.

El tanque se divide en dos volúmenes iguales de 2.9 metros de ancho y 3.5 de largo, con una altura de 2.50 metros considerando que 40 centímetros serán libres, con el propósito de que uno sirva de reserva, cuando el otro se le de mantenimiento.

En resumen, el volumen de almacenamiento del tanque de distribución tendrá las siguientes dimensiones: dos tanques iguales de 2.9 metros de ancho, 3.5 de largo y 2.9 de alto.

#### 2.11.2.1 DISEÑO DE LA LOSA DE TANQUE.

Las losas del tanque se diseñaron según el método 3 del AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI), cálculo que se muestra a continuación:

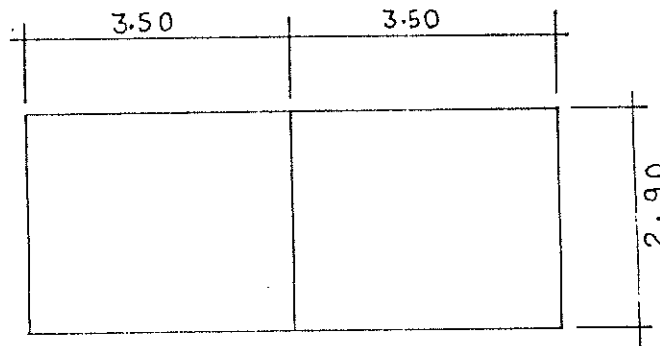
##### - FUNCIONAMIENTO DE LOSAS

$$\text{funcionamiento} = \frac{A}{B}$$

donde:

A = lado de menor longitud

B = lado de mayor longitud



- Si el cociente A/B es mayor de 0.5 es de doble sentido.
- Si el cociente A/B es menor de 0.5 es de un sentido.

Para Losa 1:  $A/B = 2.90/3.50 = 0.83$  entonces es de doble sentido.

Para Losa 2: A/B mantiene el mismo comportamiento debido a que tiene las mismas dimensiones.

### DETERMINACION DEL ESPESOR

Para losas de dos sentidos, el espesor se determina como el perimetro/180. Para nuestro caso se tiene.

$$\text{espesor losa 1} = \frac{2*2.9 + 2*3.5}{180} = 0.07 \text{ metros}$$

Que seria igual para la losa 2.

Sin embargo, según el ACI, el mínimo recomendado es de 9 cms. pero por seguridad se adopta un espesor de 10 cms.

### INTEGRACION DE CARGAS:

Peso propio de la losa	=	peso específico*espesor*metro	
	=	2400 Kg/m	3*0.10*1m = 240 Kg/m
Carga sobrepesos	=		= 120 Kg/m
			-----
(CMU) Carga Muerta última			= 360 Kg/m

Utilizando una carga viva de 200 Kg/m (CMV)

$$C_{mu} = 1.4*360 = 504 \text{ kg/m}$$

$$C_{vu} = 1.7*200 = 425 \text{ Kg/m}$$

$$W = 929 \text{ Kg/m}$$

### DETERMINACION DE MOMENTOS

Según fórmulas y tablas de diseño del método 3

$$M_A = C_A - * W*A^2$$

$$M_B = C_B - *W*B^2$$

$$M_{A+} = C_A + *WM*A^2 + C_A + *WV*A^2$$

$$M_{B+} = C_B + *WM*B^2 + C_B + *WV*B^2$$

donde:

MA y MB = momentos con respecto a A y B

CA y CB = coeficientes segun sea el caso y tablas del método 3

W = carga muerta total mas carga viva.

WM = carga muerta

WV = carga viva

A = lado menor

B = lado mayor

$$\begin{aligned}
 M_A &= 0 & * & 929 & * & (2.90)^2 & = & 0 \\
 M_B &= 0.057 & * & 929 & * & (3.50)^2 & = & 648.67 \text{ kg-m} \\
 M_{A+} &= 0.040 & * & 504 & * & (2.90)^2 + 0.045*(2.90)^2 & = & 330.39 \text{ kg-m} \\
 M_{B+} &= 0.025 & * & 504 & * & (3.50)^2 + 0.026*425*(3.50)^2 + 0.026*425*(3.50)^2 & = & 289.71 \text{ kg-m}
 \end{aligned}$$

### CALCULO DE REFUERZO

$$\begin{aligned}
 F'c &= 210 \text{ kg/cm}^2 & F_y &= 2810 \text{ kg/cm}^2 \\
 b &= 100 \text{ cm} & \text{espesor} &= 10 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Peralte} &= d = \text{espesor} - 2 - \text{diámetro} \\
 d &= 10 - 2 - 0.95/2 = 7.53 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Calculando el acero mínimo y máximo

$$A_{smin} = \frac{14.1}{2810} * 100 * 7.53 = 3.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 0.5 * 0.85 * 2 * \frac{210}{2810} * \frac{6000}{6000+2810} * 100 * 7.53 = 13.84 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned}
 M (-) &= 648.67 \text{ kg-m} & A_s &= 3.54 \text{ cm}^2 \\
 M (+) &= 330.39 \text{ kg-m} & A_s &= 1.77 \text{ cm}^2 \\
 M (+) &= 289.71 \text{ kg-m} & A_s &= 1.55 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Entonces se coloca el acero mínimo = 3.78 cm<sup>2</sup>

### ESPACIAMIENTO PARA ASMIN

$$\begin{aligned}
 S &= 1m * A_s / A_{smin} \\
 &= 1 * 0.71 / 3.78 \\
 S &= 0.19 \text{ mts.}
 \end{aligned}$$

Por comodidad se tomará un espaciamiento de 0.20 mts en ambos sentidos con lo que la colocación del acero será de 17 varillas No. 4 a cada 20 cms en el lado más largo y 14 varillas No. 4 a cada 20 cms en el lado más corto.

### 2.11.2.2 DISEÑO DE MUROS

Para tener un diseño óptimo en los muros, se considerará el peso de losa y vigas perimetrales, por lo que se consideran áreas tributarias de los 3 muros que se ven transversalmente en anexo A, plano de tanque de distribución.

El muro tiene una altura de 3.10 metros, de concreto ciclopeo, será analizado como un muro de contención, con carga en la parte superior.

#### MURO A

El área tributaria para el primer muro es de 5.46 m<sup>2</sup> y se utilizará una viga de 20x20 centímetros, un valor soporte del suelo de 16 Tn/m y un ángulo de fricción interna de 30°.

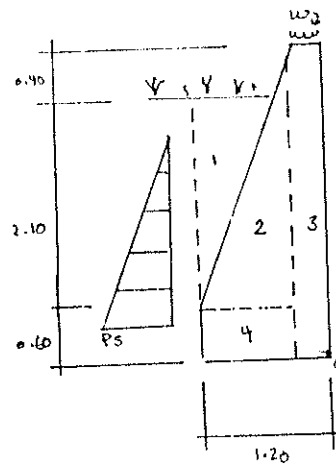
$W = W_{\text{losa}} + W_{\text{viga}}$

$$W = 2400 * 0.1 * 4.5 / 5.46 + 2400 * 0.2 * 0.2 / (5.46 * 0.20) / (5.46 * 0.20) = 285.71 \text{ kg/m}^2$$

Los coeficientes de empuje activo y pasivo respectivamente serán:

$$k_a = \frac{1 - \sin(30^\circ)}{1 + \sin(30^\circ)} = \frac{1}{3} \quad k_p = \frac{1 + \sin(30^\circ)}{1 - \sin(30^\circ)} = 3$$

A continuación se muestra un diagrama de cuerpo libre.



### \*CALCULO DE LAS PRESIONES HORIZONTALES A UNA PROFUNDIDAD h DEL MURO

$$P_s = K_a * \text{peso volumétrico del suelo} * h$$

$$P_s = 1/3 * 1600 \text{ kg/m}^3 * 2.70 \text{ m} = 1440 \text{ kg/m}^2$$

$$P_w = k_p * \text{carga } W$$

$$p_w = 3 * 285.71 \text{ kg/m}^2 = 857.14 \text{ kg/m}^2$$

### \*CALCULO DE CARCAS TOTALES DE LOS DIAGRAMAS DE PRESION

$$P_s = 1/2 * P_s h = 1/2 * 1440 \text{ Kg/m}^2 * 2.70 = 1944 \text{ Kg/m}$$

$$P_w = P_w * h = 857.14 * 0.30 = 257.14 \text{ Kg/m}$$

### \*CALCULO DE MOMENTOS AL PIE DEL MURO

$$M_s = P_s * h/3 = 1944 \text{ kg/m} * 2.70/3 = 1749.6 \text{ kg m/m}$$

$$M_w = P_w * h/2 = 257.14 \text{ kg/m} * 0.15 \text{ m} = 38.57 \text{ kg m/m}$$

De acuerdo a la distribución geométrica indicada en la figura del muro, se calculará el peso total del sistema de sostenimiento y el momento que produce respecto al punto "o".

FIGURA	AREA	PESO VOLUMETRICO	W	BRAZO	M
1	$0.71 * 2.10/2$	1600	1192.8	0.96	1145.09
2	$0.90 * 2.50/2$	2500	2812.50	0.60	1687.50
3	$0.3 * 3.10$	2500	2325.00	0.15	348.75
4	$0.9 * 0.60$	2500	1350.00	0.75	1012.50
			7680.30		4193.84

### \* CHEQUEO DE ESTABILIDAD CONTRA VOLTEO

Consiste en efectuar el cociente entre el momento resistente al volteo y el momento actuante, esta relación debe ser mayor que 1.5

$$F_s = \frac{M_r}{M_{act}} > 1.50 \quad \text{donde } F_s = \text{factor de seguridad}$$

$M_r$  = momentos resistentes

$M_{act}$  = momentos actuantes

$$F_s = \frac{38.57 + 4193.84}{1749.6} = 2.42 > 1.50$$

El resultado indica que no existe volteo

**\* CHEQUEO DE ESTABILIDAD POR DESLIZAMIENTO**

$$F_s = \frac{PR}{Pact} > 1.5 \quad \text{donde: } F_s = \text{factor de seguridad}$$

$$PR = \text{cargas resistentes}$$

$$Pact = \text{cargas actuantes}$$

$$F_s = \frac{257.14 + 0.4 + 7680.3}{194} = 1.71 > 1.50$$

El resultado indica que no hay deslizamiento

**\*CHEQUEO DE PRESIONES MAXIMA BAJO LA BASE DEL MURO**

Este chequeo determina si la estructura resistirá las presiones del empuje del suelo. La distancia "a" a partir del punto "o", donde actúa la resultante de las cargas verticales, será:

$$a = \frac{M \text{ volteo}}{W \text{ total}} = \frac{38.57 + 4193.84 - 1749.6}{7680.30} = 0.32 \text{ mts.}$$

$$3a = 0.96 > 1.20$$

Como 3a no es mayor que 1.20 entonces indica que existirán presiones negativas, las cuales serán despreciadas considerando que se está analizando una estructura en forma de caja, no un muro de contención.

$$e = \frac{B}{2} - a = \frac{1.20}{2} - 0.32 = 0.28$$

Las presiones máxima y mínima, serán:

$$q = \frac{W}{B*1} + \frac{P.e}{1 * B \ 2/6} = \frac{7680.30}{1.2 * 1} + \frac{7680.30*0.28}{1 * 1.2 \wedge 2/6}$$

$$q_{\max} = 15.36 < 16 = \text{VALOR SOPORTE}$$

$$q =$$

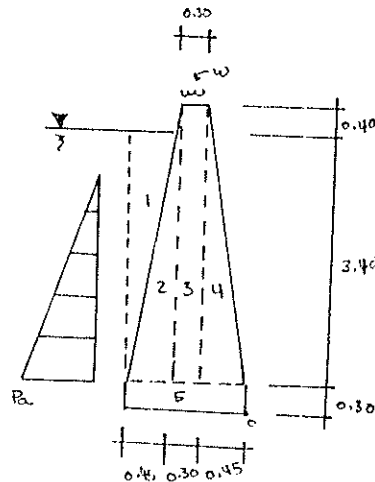
$$q_{\min} = -2.56 < 0 \text{ (válido por lo explicado anteriormente)}$$

## MURO B

La nueva área tributaria para el segundo muro es de  $6.86 \text{ m}^2$ , manteniendo la misma área transversal para la viga.

$$\text{nuevo } W = 264.10 \text{ Kg/m}^2$$

Los coeficientes de empuje activo y pasivo siguen siendo los mismos ( $K_a=1/3$ ,  $K_p=3$ ).



### \* CALCULO DE PRESIONES A PROFUNDIDAD H

$$P_a = 1/3 * 1000 * 2.4 = 800 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_w = 3 * 264.10 = 792.3 \text{ Kg/m}^2$$

### \* CALCULO DE CARGAS TOTALES

$$P_a = 1/2 * 800 * 2.4 = 960 \text{ Kg/m}$$

$$P_w = 792.3 * 0.3 = 237.69 \text{ Kg/m}$$

### \* MOMENTOS AL PIE DEL MURO

$$M_a = 960 * 1.1 = 1056 \text{ Kg m/m}$$

$$M_w = 237.69 * 0.6 = 142.61 \text{ Kg m/m}$$

FIGURA	AREA	PESO VOLUMETRICO	W	BRAZO	M
1	$0.39 * 2.4/2$	1000	468	0.94	439.92
2	$0.45 * 2.8/2$	2500	1575	0.90	1417.50
3	$0.3 * 2.8$	2500	2100	0.60	1260
4	$0.45 * 2.8/2$	2500	1575	0.30	472.50
5	$1.20 * 0.3$	2500	900	0.60	540
			<b>6618</b>		<b>4129.92</b>

### a. CHEQUEO DE ESTABILIDAD POR VOLTEO

$$F_s = \frac{142.61 + 4129.92}{1056} = 4.05 > 1.50$$

### b. CHEQUEO DE ESTABILIDAD POR DESLIZAMIENTO

$$F_s = \frac{237.69 + 0.4 * 6618}{960} = 3.00 > 1.50$$

### c. CHEQUEO DE PRESIONES

$$a = \frac{+ M_o}{W} = \frac{142.61 + 412992 - 1056}{6618} = 0.49$$

$$3a = 1.47 > 1.20$$

$$e = \frac{1.20}{2} - 0.49 = 0.11 \text{ mts}$$

$$q = \frac{6618}{1.2 * 1} + \frac{6618 * 0.11}{1 * 1.2^2 / 6}$$

$$q_{\text{máx}} = 8.55 < 16$$

$$q_{\text{mín}}$$

$$q_{\text{mín}} = 2.48 > 0$$

## MURO C

El sobrepeso de viga y losa es el mismo que para muro A. Se mantiene los mismos datos de valor soporte del suelo, ángulo de fricción, coeficiente de fricción y pesos volumétricos de concreto ciclòpeo y suelo.

### \*PRESIONES A ALTURA h

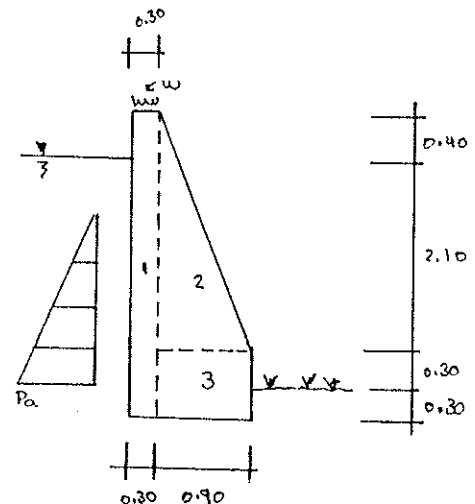
$$P_a = 1/3 * 1000 * 2.10 = 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_w = 3 * 285.71 = 857.13 \text{ Kg/m}^2$$

### \* CARGAS TOTALES

$$P_n = 1/2 * 700 * 2.10 = 735 \text{ Kg/m}$$

$$P_w = 857.13 * 0.3 = 257.14 \text{ Kg/m}$$





## \* MOMENTOS AL PIE DEL MURO

$$M_a = 735 * 2.10/3 = 514.50 \text{ Kg m/m}$$

$$M_w = 257.14 * 0.15 = 38.57 \text{ Kg/m/m}$$

FIGURA	AREA	PESO		BRAZO	M
		VOLUMETRICO	W		
1	0.3*2.10	2500	1575	1.05	1653.75
2	0.9*2.50	2500	5625	0.60	3375
3	0.9*0.6	2500	1350	0.45	607.50
			8550		5636.25

## a. CHEQUEO POR VOLTEO

$$F_s = \frac{38.57 + 5636.25}{514.50} = 11.03 > 1.50$$

## b. CHEQUEO POR DESLIZAMIENTO

$$F_s = \frac{257.14 * 0.4 * 8550}{7355} = 5.00 > 1.50$$

## c. CHEQUEO DE PRESIONES

$$a = \frac{38.57 + 5636.25 - 514.50}{8550} = 0.68 \quad 3a = 1.8 > B = 1.20$$

$$e = \frac{1.2}{2} - 0.60 = 0$$

$$q = \frac{8550}{1 * 1.2} + \frac{8550 * 0}{1 * 1.2^2 / 6}$$

$$q_{max} = 0.71 < 16$$

$$q_{min} = 0.71 > 0$$

### 2.11.2.3 PISO DEL TANQUE

El piso del tanque de distribución será una losa de concreto ciclòpeo de 30 centímetros de espesor. Para prevenir filtraciones se le añade una pre-solera de concreto de 5 centímetros de espesor.

### 2.11.3 RED DE DISTRIBUCION

El tipo de distribución tomado fue por ramales abiertos puesto que es el que mas se aplica a la topografía del lugar. El diseño indica una colocación de tubería de los siguientes diámetros: 3, 2, 1 1/2, 1, 3/4, y 1/2 pulgs. Se colocarán tres cajas rompepresión en las estaciones 39, 81 y 56A. Existen también en el diseño dos pasos aéreos entre las estaciones 41 y 50 (34.85 mts de longitud) y entre las 74 y 75 (75.72 mts).

### RED DE DISTRIBUCION

TRAMO	LONG.	DIAM.	CLASE	Q	HF	COTA PIEZO M.	COTA TERRENO													
DE	A	Mts.	Pulg.	Psi	L/Seg	Mts	INC	FIN	INC	FIN	INC	FIN	INC	FIN	INC	FIN	INC	FIN	PRESION	OBSERVACION
TANQUE	39	118.42	3	160	6.55	2.63	929.50	926.87	929.5	866									36.7	CAJA ROM-PRESION
	41	93.39	3	160	6.55	2.07	889.68	887.60	889.68	868									21.94	DIVISION DE RAMA
	50	36.59	2	160	5.18	9.04	887.60	878.56	867.89	865									10.67	
	51	24.01	2	160	5.18	11.05	878.56	876.06	865.02	836									11.05	
	56	71.87	1 1/2	160	4.69	25.13	876.06	850.93	835.52	812									15.41	DIVISION RAMAL
	77	89.64	1 1/2	160	2.04	6.74	850.93	844.19	811.57	803									32.62	
	78	47.06	1	160	2.04	25.50	844.19	818.69	802.89	784									51.8	
	81	104.90	1	160	1.65	38.33	818.69	805.86	783.61	783									22.26	CAJA ROM PRESION
	84 A	227.82	1 1/2	160	1.37	8.19	805.86	774.91	783.11	757									18.18	FIN DE RAMAL
	56 A	15.56	2	160	2.65	0.46	850.93	850.46	850.93	824									26.71	CAJA ROM PRESION
	61	117.34	2	160	2.65	3.51	823.26	819.75	823.26	810									9.6	
	66	31.51	2	160	1.76	0.44	819.75	819.31	810.15	803									16.33	
	71	172.43	2	160	1.47	7.05	819.31	817.57	802.98	790									27.54	
	74	11.45	1 1/2	160	0.39	0.29	817.57	817.53	790.03	790									27.41	
	75	75.72	1	160	0.39	5.27	817.53	812.92	790.13	789									24.37	
	76.1	50.82	3 4	160	0.39	5.27	812.92	807.65	788.55	720									27.97	FIN DE RAMAL
	41	163.29	3 4	160	0.69	49.11	887.60	838.49	887.6	808									30.22	FIN DE RAMAL
	51	78.52	3 4	160	0.49	12.3	876.06	863.76	876.06	833									30.88	FIN DE RAMAL
	78	19.1	72.84	3 4	160	0.29	818.69	814.26	818.69	783									31.20	FIN DE RAMAL
	61	65	114.47	2	160	0.29	819.75	819.69	819.75	816									3.30	FIN DE RAMAL
	66	67 A	29.87	3 4	160	0.2	819.31	818.45	819.31	801									17.44	FIN DE RAMAL
	71	73	61.96	1 2	160	0.2	815.57	804.74	817.57	777									27.74	FIN DE RAMAL
	84 A	8	35.37	1 2	160	0.2	774.09	767.58	774.09	739									28.89	FIN DE RAMAL
	86		20.16	1 2	160	0.3	770.98	762.14	770.98	753									9.15	FIN DE RAMAL

## 2.11.4 DISEÑO DE PUENTE COLGANTE PARA PASO DE TUBERIA DE CONDUCCION DE AGUA DE E - 74 A E - 75

### 2.11.4.1 PASOS CRITICOS

En todo el sistema se encontraron 5 pasos críticos, de los cuales dos son pasos de sifón y tres pasos aéreos, de ellos el más largo es de la estación 74 a 75, este paso se cubrirá con 13 tubos de IIG de 1" de diámetro, el diseño del puente se presenta en el inciso siguiente:

### 2.11.4.2 DISEÑO DE PUENTE COLGANTE

#### DATOS:

Diámetro de la tubería = 1" IIG Tipo Liviano

Longitud del tramo = 76 m

#### CARGAS VERTICALES

##### CARGA MUERTA:

C.M. = peso de tubería + peso del agua

El peso para tubería de hierro galvanizado de 1" de diámetro es 1.81 lb/p pero considerando el peso de los accesorios se incrementa 1.90 lb/pie.

El peso del agua por pie lineal de tubería es:

Peso agua/pie = área tubo, x peso específico del agua

$$= \frac{\pi}{4} \frac{1^2}{12} \text{ pie}^2 * 62.4 \text{ lb/pie}^3$$

$$= 1.36 \text{ lb/pie.}$$

C.M. = 1.90 lb/pie + 1.36 lb/pie

C.M. = 3.26 lb/pie

### CARGA VIVA

Se considera una carga viva equivalente al peso de una persona de 150 lbs. a cada 20 pies.

$$C.V. = \frac{150 \text{ lbs}}{20 \text{ pie}} = 7.5 \text{ lb/pie}$$

### CARGAS HORIZONTALES

Para un puente colgante la carga crítica es la de viento. Asumiendo un viento de 60 km/h, se ha comprobado experimentalmente que produce una presión de 15 lbs/pie<sup>2</sup>. La carga de viento por pie lineal W, será entonces:

$$\begin{aligned} W &= \text{diámetro de tubería} \times \text{presión del viento} \\ W &= 1/12 \text{ pie} \times 15 \text{ lbs/pie} \\ W &= 1.25 \text{ lbs/pie} \end{aligned}$$

### INTEGRACION DE CARGA

Según el reglamento ACI - 318 la carga última considerando viento es:

$$\begin{aligned} U &= 0.75(1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 w) \\ U &= 0.75(1.4 \times 3.26 + 1.7 \times 1.25) \\ U &= 14.58 \text{ LBS*PIE} \end{aligned}$$

Para tener mayor seguridad, se deben considerar todas las combinaciones posibles de carga, se tiene que U no debe ser menor de 1.4 CM + 1.7 CV calculando esto se tiene:

$$\begin{aligned} U &= 1.4 CM + 1.7 CV \\ U &= 1.4 \times 3.26 + 1.7 \times 7.5 \\ U &= 17.31 \text{ LBS/PIE} \end{aligned}$$

### CALCULO DE LA TENSION EN EL CABLE PRINCIPAL

La tensión del cable se calculará usando las fórmulas dadas en la sección 3 del Wire Rope Hand Book 1963, las cuales son:

$$H = \frac{WS^2}{8d}$$

$$T = H * \text{SEC } \omega = H * \left[ 1 + \frac{16 d^2}{S^2} \right]$$

$$Y = \frac{W X (S - X)}{2H}$$

Donde:

W	=	carga última
S	=	luz
d	=	flecha
H	=	tensión máxima del cable
Y	=	variación de la flecha

Es recomendable una relación económica entre flecha y luz de S/9 llegando hasta S/12 para luces grandes, en este caso no se adoptaran porque dan columnas muy altas, siendo la columna un elemento que sólo sirve para cambiarle la dirección a la fuerza de tensión, del cable principal, se adoptará una medida más adecuada para ahorrar materiales.

Los resultados se presenta en el cuadro siguiente:

<b>W</b>	<b>S</b>	<b>d</b>		<b>H</b>	<b>T</b>	<b>V</b>
<b>lb/pie</b>	<b>Pies</b>	<b>m</b>	<b>Pies</b>	<b>Lbs.</b>	<b>Lbs.</b>	<b>Lbs.</b>
17.31	249.28	0.75	2.46	54,657.13	54,699.69	2157.52
17.31	249.28	1	3.28	41,992.85	41,049.59	2157.52
17.31	249.28	1.25	4.1	32,794.28	32,865.17	2157.52
17.31	249.28	1.5	4.92	27,328.57	27,413.60	2157.52
17.31	249.28	1.75	5.74	23,424.49	23,523.64	2157.52
17.31	249.28	2	6.56	20,496.42	20,609.67	2157.52
17.31	249.28	2.25	7.38	18,219.04	18,346.35	2157.52
17.31	249.28	2.4	7.87	17,084.69	17,220.39	2157.52
17.31	249.28	2.5	8.2	16,397.14	16,397.47	2157.52
17.31	249.28	2.75	9.02	14,906.49	15,061.82	2157.52
17.31	249.28	3	9.84	13,664.28	13,833.57	2157.52
17.31	249.28	3.25	10.66	12,613.18	12,796.38	2157.52
17.31	249.28	3.4	11.15	12,056.72	12,248.24	2157.52

Donde V es la componente vertical de la tensión T.

Para escoger la longitud "d" se asumió que la tubería irá por lo menos a 50 cms. de profundidad, como se verá más adelante, la longitud mínima de pendola será de 50 cms., teniendo una diferencia de 2.40 mts. que produce una tensión de 17,220.39 lbs.

Teniendo como base los datos de la sección 3.8 de la tesis del Ing. Francisco Borges Reinoso, estos son los diámetros más usados para pasos aéreos para agua potable.

DIAMETRO	ESF. ROTURA	PESO
3/8"	12,620 lbs.	0.33 kg/m = 0.22 lbs/pie
1/2"	27,200 lbs	0.71 kg/m = 0.42 lbs/pie

Con base a estos datos, se selecciona el cable de 1/2 " de diámetro, con alma de acero de 6 x 9 hilos, de resistencia de 27,200 lbs.

Integrando el peso propio del cable a la carga muerta se tiene:  
C.M. = 3.26 + 0.48 = 3.74 lbs/pie

Con la nueva carga última:

$$U = 1.1 * 3.74 + 1.7 * 7.5 = 17.99 \text{ lbs/pie} = 18 \text{ lbs/pie}$$

Y por último los nuevos componentes de la tensión:

$$H = \frac{18 * 249.28^2}{8 * 7.87} = 17,761.20 \text{ lbs}$$

$$T = 17,761.20 + \frac{16 * 7.87^2}{249.28} = 17,902.34 \text{ lbs}$$

$$V = (17,902.34)^2 - (17,761.20)^2 = 2243.52$$

### LONGITUD TOTAL DEL CABLE PRINCIPAL

Según lo que indica la sección 3 del Wire Hand Book 1963, cuando "d" es el 5% de S o menor, la longitud suspendida entre columnas puede calcularse así:

$$L = s + \frac{8 d^2}{3 S}$$



$$L = 76 + \frac{8 \times (2.40)^2}{3 \times 76} = 76.20 \text{ mts se tomarà } 77 \text{ mts.}$$

Pero para este caso se sugiere una relación adecuada entre el tramo central y los laterales, para calcular la distancia entre soporte y anclaje, de esta manera:

$$S_l = \frac{S}{4}$$

$$S_l = \frac{76}{4} = 19 \text{ mts.}$$

$$L_l = \sqrt{(19)^2 + (2.4)^2} = 19.15 \text{ mts se tomarà } L_l = 20 \text{ mts}$$

La longitud total del cable se incrementan un 10% por emplames y dobleces en el anclaje.

La longitud total será entonces:

$$L = 76 + 2(20) = 116 * 1.10\% = 127.6 = 128 \text{ mts}$$

#### PENDOLAS.

Son los tirantes que sostienen a la tubería, van unidos al cable principal. La separación óptima de péndola a péndola debe ser de 2 mts. según el Dr. D.B. Steinman. El tirante central debe tener como mínimo 50 cms.

La carga de tensión que soportará viene dada por la siguiente fórmula:

$$Q = U \times L$$

$$Q = \text{carga última} \times \text{separación entre péndolas}$$

$$Q = 18 * 6.56$$

$$Q = 118.08 \text{ lbs.}$$

Se utilizará cable galvanizado de ¼ " con una resistencia de 3,600 lbs, para las péndolas.

Para calcular la longitud de las péndolas se utilizara la ecuación de la sección 3 del Wire Rope Hand Book que es la siguiente:

$$Y = \frac{W \times (s - x)}{2 H}$$

Donde:

$$\begin{aligned}x &= \text{es variable} \\W &= 18 \text{ lbs/pie} = 26.84 \text{ kg/m} \\H &= 17,761.20 = 8,073.27 \text{ kgs.} \\S &= 76 \text{ mts.}\end{aligned}$$



## TORRES DE SOPORTES

Las torres que se diseñarán a continuación, servirán básicamente para cambiar el sentido a la tensión del cable principal, en dirección del muerto o anclaje. Los materiales para su construcción serán concreto reforzado. En cuanto a sus dimensiones, tendrá una altura de 3.40 mts., con una sección de 0.40 por 0.40 mts. Estos elementos tendrán una zapata de 0.25 mts. de espesor y ancho y largo de 80 centímetros.

Se diseñaron bajo la reglamentación ACI - 318., utilizando las siguientes especificaciones:

E	=	Módulo de elasticidad del concreto	=	16,100 f <sup>2</sup> c
f <sup>2</sup> c	=	Resistencia a compresión del concreto	=	210 kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub>	=	Esfuerzo de fluencia del acero grado 40	=	2,810 kg/cm <sup>2</sup>
c	=	Peso específico del concreto	=	2.4 ton/m <sup>3</sup>
s	=	Peso específico del suelo	=	1.6 ton/m <sup>3</sup>
cc	=	Peso específico del concreto ciclòpeo	=	2.5 ton/m <sup>3</sup>
V.S.	=	Valor soporte del suelo	=	16 ton/m <sup>2</sup>

La longitud total de la columna es igual a 3.40 mts.

## ESBELTEZ

La esbeltez en una columna, está en función de la luz libre (L<sub>l</sub>) y su dimensión transversal, llamada radio de giro ( $r = L/A$ ), que está en función de la inercia y del área, por lo tanto un parámetro que determina la esbeltez de una columna es  $L/r$ , sin embargo, esta relación es válida si L es igual a la distancia de dos puntos de inflexión, que en el caso general no será igual a la luz libre, por lo que se considera una longitud efectiva,  $L_e = K L_l$ , que es proporcional a la luz libre en donde K es un factor que depende de:

a) El tipo de apoyo que tiene la columna, que no será simplemente apoyado, ni un empotramiento perfecto, para el caso general.

b) Si la columna tiene posibilidades de ladeo, es decir, una columna no contraventada o no arriostrada, por el contrario la columna puede tener elementos que le impidan el ladeo, siendo en esta caso una columna contraventada o contra desplazamiento lateral.

Por lo anterior, se clasifican como columna esbelta, cuando la relación de esbeltez se encuentra en el siguiente intervalo:

$$22 < K L_l / r < 100$$

Haciendose un análisis más profundo se puede determinar que para columnas contraventadas que está ni empotrada, ni simplemente apoyada se tendrá  $1/2 < K < 1$ , y para columnas no contraventadas de  $1 < K < \infty$

Para este caso se tiene:

$$\frac{K L u}{r} = \frac{2 * 3.40}{1/12 (0.40)^4 / (0.4 * 0.4)} = 58.89$$

Por lo cual clasifica como columna esbelta.

### CARGA CRITICA DE UNA COLUMNA (Pcr)

La carga crítica de una columna es la que produce pandeo en dos puntos de inflexión, es decir, en el tramo cuya longitud es la longitud efectiva.

Según Leon Hard Euler la fórmula general es:

$$P = \frac{n^2 \pi^2 E I}{L e^2}$$

La carga crítica debe ser el menor valor que proporcione esta ecuación, ésta se obtiene para  $n = 1$ . Entonces:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{(K l u)^2}$$

El cálculo en este caso específico sería:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * 15,100 * 210 * 1/12 * 40 * ^4}{(2 * 3.40)^2} = 996.39 \text{ ton.}$$

### REFUERZO EN LA COLUMNA

La presente columna sólo está actuando a compresión bajo una fuerza axial pequeña comparado con el área de la columna, siendo  $V = 2243.52$ . Con lo anterior se puede considerar seguir la sección 10.8.4 del reglamento ACI-318, que dice que cuando un elemento sujeto a compresión, tiene una sección transversal mayor a la requerida para las condiciones de carga, con el fin de determinar el esfuerzo mínimo, se puede emplear un área efectiva reducida  $A_g$ , no menor que  $\frac{1}{2}$  del área total, Por lo tanto:

$$A_s \text{ min} = 0.01 (40) 2/2 = 8 \text{ cm}^2$$

Repartiendo en 4 varillas el área se tiene que la No. 4 es adecuada por lo tanto se colocarán:

$$A_s = 4 \text{ N}^\circ 4 \text{ de grado } 40$$

La carga actuante sobre la columna será:

$$P = 0.7 (0.85 f' c (A_g - A_s) + A_s f_y)$$

$$P = 0.7(0.85 \times 210 ((10)^2 - 5) + 5 \times 2810) = 209.13 \text{ ton.}$$

Se reforzará transversalmente con acero No. 3 a cada 15 cms. debido a que no estará sometida a ningún tipo de esfuerzo flexionante considerable.

## ZAPATA

Se adoptará los recubrimientos mínimos para la zapata, considerando que no soportará mucha carga. Tales medidas son:

Peralte mínimo arriba del refuerzo inferior	=	15 cms.
Recubrimiento mínimo del refuerzo	=	7.5 cm.

Lo que sumando da 22.5 cms., entonces se tomará 25 cms de peralte. Con una área de 80 x 80 cms.

El factor de carga última es:

$$F.C.U. = \frac{U}{C.M. + C.V.} = \frac{18}{3.74 + 7.5} = 1.60$$

La carga que soportará la zapata es:

Componente vertical de la tensión del cable	=	v	=	1.02 ton
Peso propio de la columna	=	(3.40)(0.40) <sup>2</sup> (2.4)	=	1.31 ton
Peso propio del suelo	=	(1.00)(0.80) <sup>2</sup> (1.6)	=	1.02 ton
Peso propio de la zapata	=	(0.25)(0.80) <sup>2</sup> (2.4)	=	0.38 ton
				-----
			P <sub>2</sub> =	3.78 ton

$$\text{Se debe cumplir que } \frac{P_2}{A_2} < V_S \quad \frac{3.78}{(0.8)^2} = 5.91 < 16 \text{ ton/m}^2$$

La carga última que se soportará la zapata es:

$$W_u = p_2 \times F.C.U. = 3.78 \times 1.6 = 6.05 \text{ ton/m}^2$$

Los siguientes chequeos tienen como objetivo, observar como trabaja la zapata con el espesor asumido. El Chequeo por corte simple determina si la zapata soporta la flexión

a que se someterá por el empuje de la tierra. El chequeo por corte punzonante determina que la zapata soportará la presión que hará la columna sobre ella.

\* Chequeo por corte simple.

$$d = 0.25 - 0.08 = 0.17 \text{ m} \quad e = 0.8 - 0.17 = 0.63 \text{ m}$$

$$V_a < V_c$$

$$V_a = 6.05 \times 0.8 \times 0.63 = 3.05 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times f'c \times b \times d = 0.85 \times 0.53 \times 210 \times 80 \times 17$$

$$V_c = 8.88 \text{ ton}$$

$$V_c > V_a \quad 8.88 \text{ TON} > 3.05 \text{ ton O.K.}$$

\* CHEQUEO POR CORTE PUNZONANTE

$$V_a = W_u \times (\text{Area de zapata} - \text{Area punzonante})$$

$$V_a = 6.05 \times (0.8 \times 0.8 - 0.63 \times 0.63) = 1.47 \text{ ton}$$

$$V_c = \text{perímetro punzonante} \times d \times 1.07 \times f'c \times 0.85$$

$$V_c = 0.85 \times (4 \times 63 \times 17) \times 1.07 \times 210 = 52.77 \text{ ton}$$

$$V_c > V_a \quad 52.77 > 1.47 \text{ ton O.K.}$$

\* CANTIDAD DE ACERO

$$M_u = \frac{W_u \cdot l^2}{2} = \frac{6.05 \times (0.4)^2}{2} = 0.48 \text{ ton m/m}$$

$$A_s = \frac{(b \cdot d + (bd)^2) \cdot M_u \cdot b}{0.003825 \cdot f'c} - \frac{f'c}{f_y} \cdot 0.85$$

$$A_s = (100 \cdot 17 + (100 \cdot 17)^2) \cdot \frac{480 \cdot 100}{0.003825 \cdot 210} - \frac{210}{2810} \cdot 85$$

$$A_s = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$C_r = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{1.12}{100 \times 17} = 0.0007$$

$$e_{min} = \frac{14.1}{f_y} = 0.4 \cdot \frac{14.1}{2810} = 0.002$$

Como  $E_c < E_{min}$ , entonces se usará acero mínimo

$$A_s \text{ min} = 0.002 \text{ bd} = 0.002 * 100 * 17 = 3.4 \text{ cm}^2$$

Usando varilla No. 4 con un área de = 1.27 cm<sup>2</sup> por varilla

$$3.4 \text{ cm}^2 \text{ ----- } 100 \text{ cms}$$

$$1.27 \text{ cm}^2 \text{ ----- } S$$

Pero esta separación resultaría muy grande con respecto al área de la zapata por lo que se optó por darle menor espaciamiento en función de un mayor refuerzo. La nueva separación es de 13.33 cms. por lo que habrán seis varillas de acero No.4 en ambos sentidos.

#### \* ANCLAJE

Este diseño se basa en la teoría de Rankine para empuje de tierras y su construcción será de concreto ciclópeo enterrado.

$$H = 17,761.20 \text{ lbs}$$

$$T = 17,902.34 \text{ lbs}$$

$$V = 2243.52 \text{ lbs.}$$

$$K_p = \frac{1 - \text{sen } 30}{1 + \text{Sen } 30} = 1/3$$

$$K_a = \frac{1 + \text{Sen } 30}{1 - \text{Sen } 30} = 3$$

#### \* CARGAS

$$W = h^3 * cc = 1.8 * 2.5 \text{ Ton/m}^3 = 4.5 \text{ Ton}$$

$$E = \frac{1}{2} * sh^3 K_a \frac{1}{2} * 1.6 * (1.8)^3 * 3 = 14 \text{ Ton}$$

#### \* MOMENTOS CON ASPECTO A "O"

$$M_w = \frac{1}{2} * 1.8 * 4.5 = 4.55 \text{ Ton - m}$$

$$M_E = \frac{1}{3} * 1.8 * 14 = 8.04 \text{ Ton - m}$$

$$M_v = 1.02 \text{ Ton} * 1.8/2 = 0.92 \text{ Ton}$$

$$M_H = 8.07 \text{ Ton} * 1.8/2 = 7.26 \text{ Ton}$$

A continuación se hacen los chequeos, los cuales están en función de las cargas y momentos aplicados sobre el anclaje.



### \* CHEQUEO POR VOLTEO

Consiste en efectuar el cociente entre el momento resistente al volteo y el momento actuante, esta relación debe ser mayor que 1.5.

$$\frac{M_{\text{resis}} +}{M_{\text{ac}} +} > 1.5 \quad F_s = \frac{4.05 + 8.04}{0.92 + 7.26} = 1.80 = 1.50 \text{ O.K.}$$

### \* CHEQUEO POR DESLIZAMIENTO

$$\frac{F_{\text{resis}} +}{F_{\text{ac}} +} > 1.5 \quad F_s = \frac{4.5 * 0.4 + 14}{1.02 + 8.01} = 1.74 > 1.50 \text{ O.K.}$$

### \* CHEQUEO DE PRESIONES

Este chequeo se realiza para determinar analíticamente si la estructura soportará las presiones ejercidas por el suelo sobre la estructura.

$$a = \frac{4.05 + 8.04 - 0.92 - 7.26}{4.5} = 0.8 \quad 3a = 2.61 > 1.80 \quad c = \frac{1.8}{2} * 0.87 = 0.03$$

$$q = \frac{4.5}{1 * 1.8} + \frac{4.5 * 0.03}{1 * (1.8)^2 / 6} \quad q_{\text{max}} = 2.75 < 16$$

$$q_{\text{min}} = 2.25 > 0$$

### \* FUERZA DE VIENTO

En estructuras de este tipo la consideración de la fuerza del viento y su distribución, debe hacerse por lo menos con 4 cables. Para este caso se tiene:

Fuerza de viento = presión del viento X área de contacto

$$= 15 \text{ lbs/pies}^2 \times (1/12 \text{ pies} \times 246.28) = 311.6 \text{ lbs.}$$

Esta carga al distribuirse entre 4 cables, tendría tan solo 71.9 lbs, que no representa peso, considerándola como si fuera perpendicular, su aplicación es en diagonal por lo que se reduce aún más la carga. En conclusión se toma la decisión de no considerar el efecto del viento.

## 2.12. ELABORACION DE PLANOS

Los planos que se elaboraron para este proyecto son: plantas y perfiles de la línea de conducción y red de distribución, detalles del tanque de distribución, pasos aéreos, captación y sistema de cloración. Ver Anexo A

## 2.13. PRESUPUESTO DEL PROYECTO

El presupuesto del proyecto está integrado por los siguientes renglones:

a) **MATERIALES:** En este renglón se consideran todos los materiales que intervienen en la obra, para el efecto se cuantificó de acuerdo a los planos elaborados de captación, tanque de distribución, cajas rompe presión, cajas de válvulas, tubería pvc, tubería HG, Pasos aéreos, accesorios HG, accesorios PVC, y conexiones domiciliarias. Los precios de los materiales se tomaron del mercado local del área de San Marcos.

b) **MANO DE OBRA:** En este renglón se consideró la mano de obra calificada constituida por albañiles, fontaneros y maestro de obra, el salario se asignó en función de lo que se paga en el ramo de construcción para el área de San Marcos que es de Q35.00 por día.

En cuanto a la mano de obra no calificada, es decir, peones, se tomó con un salario mínimo de Q17.00 por día.

El tiempo de ejecución se estimó en 3 meses con una planilla de 1 maestro de obra, 2 fontaneros, 5 albañiles y 21 peones.

c) **TRANSPORTE:** En este renglón se consideró el transporte de los materiales de la obra, al lugar de trabajo.

d) **IMPREVISTOS Y GASTOS DE ADMINISTRACION:** Se consideraron estos renglones para cubrir aspectos no previstos y la administración del proyecto, asignándole un 10% del costo total directo para cada renglón:

### 2.13.1 INTEGRACION DEL COSTO DE MATERIALES

A continuación se detalla el desglose de todos los materiales necesarios en cada elemento del sistema, así como el costo unitario de los mismos:

### 2.13.2 INTEGRACION DEL COSTO DE MANO DE OBRA

El tiempo de ejecución del proyecto se estimó en 3 meses.

La mano de obra calificada consta de 1 maestro de obra, 2 fontaneros y 5 albañiles, integrándose así:

1 Maestro de obra * 90 días	=	90 días
90 días * Q35/día	=	Q.3,150.00
2 Fontaneros * 90 días	=	180 días
180 días * Q35/día	=	Q.6,300.00
5 Albañiles * 90 días	=	450 días
450 días * Q35/día	=	Q.15,750.00

TOTAL DE MANO DE OBRA CALIFICADA = Q.25,200.00

La mano de obra no calificada consta de 21 jornales y fue integrada así:

21 jornales * 90 días	=	1,890 días
1890 días * Q17/días	=	Q.32,130.00

Total de Mano de Obra No Calificada	=	Q.32,130.00
Total de Mano de Obra	=	Q.57,330.00

### 2.13.3 RESUMEN DEL PRESUPUESTO

Al integrar todos los renglones tenemos:

Costos de materiales	Q 113,962.66
Mano de obra calificada	Q 25,200.00
Mano de obra no calificada	Q 32,130.00
Transporte	Q 15,000.00
	-----
Costos Directos	Q 186,292.66
Imprevistos (10%)	Q 18,629.27
Administración (10%)	Q 18,629.27
	-----
Costo Total	Q 223,551.19

<b>* TANQUES DE CAPTACION</b>				
<b>DESCRIPCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>P.U (Q)</b>	<b>COSTO (Q)</b>
CEMENTO	3	Sacos	28	84
CAL	5	Sacos	20	100
PIEDRA	2	M cúbico	80	160
PIEDRIN	0.5	M cúbico	130	65
AREANA	1	M cúbico	75	75
ACERO No. 2	5	Varillas	4.28	21.40
ACERO No.3	7	Varillas	9.54	66.78
TABLA	200	P-T	2.25	450.00
ALAMBRE	2	Libra	2.50	5.00
CLAVO	5	Libra	2.25	11.25
POSTE	4	U	2.25	9.00
ALAMBRE ESPIGADO	24	M	1.60	38.40
GRAPA	0.5	Libra	2.60	1.30
PICHACHA	1	U	19.50	19.50
CANDADO	1	U	49.90	49.90
ADPTADOR	2	U	3.13	6.26
			<b>Total</b>	<b>1162.79</b>
<b>* TUBERIA PVC</b>				
<b>DESCRIPCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>P.U (Q)</b>	<b>COSTO (Q)</b>
3"	39	Tubo	105.66	4120.74
2"	175	Tubo	48.27	8447.25
1 1/2"	158	Tubo	30.9	4882.20
1"	29	Tubo	17.43	505.47
3/4"	70	Tubo	13.45	941.50
1/2"	287	Tubo	10.53	3022.11
			<b>Total</b>	<b>21919.27</b>
<b>* TUBERIA HG</b>				
<b>DESCRIPCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>P.U (Q)</b>	<b>COSTO (Q)</b>
3"	53	Tubo	390.95	20720.35
2"	6	Tubo	235.00	1410.00
1 1/2"	29	Tubo	104.00	3016.00
1"	13	Tubo	45.00	585.00
3/4"	34	Tubo	33.00	1122.00
			<b>Total</b>	<b>26853.35</b>
<b>* VALVULAS</b>				
<b>DESCRIPCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>P.U (Q)</b>	<b>COSTO (Q)</b>
VALVULA DE AIRE	2	U	530.51	1061.02
VALVULA DE FLOTE	3	U	60.51	181.53
VAL, DE COMPUERTA 3"	2	U	257.00	514.00
VAL, DE COMPUERTA 1 1/2"	4	U	41.20	164.80
VAL, DE COMPUERTA 1"	1	U	28.00	28.00
			<b>Total</b>	<b>1949.35</b>

<b>* CONEXIONES DOMICILIARES</b>				
<b>DESCRIPCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>P.U (Q)</b>	<b>COSTO (Q)</b>
CEMENTO	10	Sacos	28.00	280.00
PIEDRIN	5	M3	130.00	650.00
ARENA	3	M3	75.00	225.00
TABLA	404	P-T	2.25	909.00
CLAVO	25	Lb	2.25	56.25
MINIO	0.25	Galón	23.00	5.75
			<b>Total</b>	<b>2126.00</b>
<b>* ACCESORIOS HG</b>				
<b>DESCRIPCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>P.U (Q)</b>	<b>COSTO (Q)</b>
Codo 90° 3"	4	U	115.50	462.00
Codo 90° 2"	7	U	76.67	536.92
Codo 90° 1"	8	U	38.33	229.98
Codo 90° 3/4"	134	U	28.75	3852.50
Codo 45° 1"	6	U	40.75	244.50
TEE HG 2"	3	U	80.90	242.70
UNION 3"	52	U	151.81	7894.12
UNION 2"	5	U	42.45	212.25
UNION 1 1/2"	28	U	33.59	940.52
UNION 1"	12	U	15.56	186.72
UNION 3/4"	33	U	13.25	437.25
			<b>Total</b>	<b>15239.46</b>
<b>* CAJAS DE VALVULAS</b>				
<b>DESCRIPCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>P.U (Q)</b>	<b>COSTO (Q)</b>
CEMENTO	6	Sacos	28.00	168.00
PIEDRIN	0.2	M3	130.00	26.00
ARENA	1	M3	75.00	75.00
ACERO No. 2	3	Varilla	4.28	12.84
			<b>Total</b>	<b>281.84</b>

<b>* CAJA ROMPEPRESION</b>				
<b>DESCRIPCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>P.U (Q)</b>	<b>COSTO (Q)</b>
CEMENTO	9	SACO	28	252
CAL	13	SACO	15	195
PIEDRA	4	M3	70	280
PIEDRIN	2	M3	130	260
ARENA	3	M3	75	225
ACERO No.3	7	VARILLA	9.54	66.78
ALAMBRE	3	Lbs.	2.5	7.5
CLAVO	9	Lbs.	2.25	20.25
POSTE	24	U	2.25	54
ALAMBRE ESPIGADO	144	M	1.8	230.4
GRAPA	3	Lbs.	2.6	7.8
			<b>Total</b>	<b>1598.73</b>
<b>* PASO AEREO</b>				
<b>DESCRIPCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>P.U (Q)</b>	<b>COSTO (Q)</b>
CEMENTO	53	SACO	28	1428
PIEDRA	7	M3	70	498
PIEDRIN	3	M3	130	390
ARENA	5	M3	75	375
ACERO No. 2	10	VARILLAS	4.28	42.8
ACERO No. 3	7	VARILLAS	9.54	66.78
ACERO No. 6	4	VARILLAS	37.2	148.96
ACERO No. 8	8	LBS.	142.53	1140.24
ALAMBRE	12	LBS.	2.5	30
CLAVO	6	M	2.25	13.5
CABLE 1/2"	224	M	14.4	3225.6
CABLE 1/4"	119	U	7.21	857.99
TENSORES 1/2"	6	U	44.36	265.8
CHUCHOS 1/2"	92	U	62	57.04
CHUCHOS 1/4"	90	U	56	140.4
GUARDACABLE 1/2"	6	U	5.17	31.02
GUARDACABLE 1/4"	46	U	2.55	117.3
<b>TOTAL DE COSTOS DE MATERIALES : Q113,962.66</b>			<b>Total</b>	<b>28422.99</b>

<b>* ACCESORIOS PVC</b>				
<b>DESCRIPCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>P.U (Q)</b>	<b>COSTO (Q)</b>
CODO 90° 2"	1	U	7.09	7.09
CODO 90° 1 1/2"	1	U	4.47	4.47
CODO 90° 1"	1	U	2.39	2.39
CODO 90° 3/4"	4	U	1.34	5.36
CODO 90° 1/2"	1	U	0.68	0.68
CODO 45° 3"	3	U	33.39	100.17
CODO 45° 2"	9	U	8.41	75.69
CODO 45° 1 1/2"	8	U	6.4	51.2
CODO 45° 1"	6	U	3.73	22.38
CODO 45° 3/4"	4	U	3.06	12.24
CODO 45° 1/2"	5	U	1.94	9.7
TEE 2"	1	U	8.71	8.71
TEE 1 1/2"	1	U	6.03	6.03
T reductora 3" - 3/4"	1	U	48.81	48.81
T reductora 1 1/2" - 3/4"	2	U	8.7	17.74
T reductora 1 1/2" - 1/2"	2	U	8.53	17.76
T reductora 1" - 3/4"	1	U	4.47	4.47
T reductora 1" - 1/2"	1	U	4.47	4.47
Bushin 3"- 2"	3	U	11.25	33.75
Bushin 2"- 1 1/2"	3	U	4.84	14.52
Bushin 1 1/2"- 1"	4	U	2.99	11.96
Bushin 1" - 3/4"	3	U	2.99	8.97
Bushin 2" - 1/2"	1	U	4.84	4.84
Tapon 2"	1	U	3.37	3.37
Tapon 3/4"	7	U	1.12	7.81
Tapon 1/2"	3	U	0.9	2.7
			<b>Total</b>	<b>487.28</b>
<b>* TANQUE DE DISTRIBUCION</b>				
<b>DESCRIPCION</b>	<b>CANTIDAD</b>	<b>UNIDAD</b>	<b>P.U (Q)</b>	<b>COSTO (Q)</b>
CEMENTO	118	Sacos	28.00	3248.00
CAL	180	Sacos	15.00	2400.00
PIEDRA	44	m3	70.00	3080.00
PIEDRIN	3	m3	130.00	390.00
ARENA	25	m3	75.00	1875.00
ACERO No. 3	140	Varilla	9.54	1335.60
TABLA	480	P-T	2.25	1035.00
PARALELA	25	P-T	2.25	56.25
ALAMBRE	15	Lb	2.50	37.50
CLAVO	40	Lb	2.25	90.00
POSTE	24	U	2.25	54.00
ALAMBRE ESPIGADO	192	M	1.60	307.20
GRAPA	3	Lb	2.60	7.80
MINIO	0.25	Gakón	23.00	5.75
			<b>Total</b>	<b>13922.10</b>

## **CAPITULO III: DISEÑO DE PAVIMENTO PARA UN SECTOR DEL AREA URBANA DEL MUNICIPIO DE SAN PEDRO SACATEPEQUEZ.**

### **3.1 ANTECEDENTES DEL PROYECTO.**

El área urbana de San Pedro Sacatepèquez, carece de una moderna infraestructura para sus vías de comunicación, siendo predominante el empedrado como superficie de rodadura, sin ningún tipo de tratamiento a la base, subbase y subrasante, tampoco cuenta con una medida uniforme de sus elementos, lo anterior se traduce en un pavimento deficiente y poco adecuado al tipo de carga al que es sometido. La Municipalidad ha intentado cambiar esta situación, pavimentando algunas avenidas y calles con adoquín, sin embargo este no ha dado los resultados que se esperaban, por no aplicar los requerimientos técnicos necesarios durante la construcción.

#### **3.2.1 INVESTIGACION PRELIMINAR**

##### **3.2.1.0 EVALUACION DE LOS SERVICIOS EXISTENTES.**

El Area urbana de San Pedro Sacatepèquez cuenta con servicios de agua potable, energía eléctrica, drenajes y vías de comunicación. Para poder planificar el tipo de pavimento, deben evaluarse todos los servicios mencionados. La red de distribución de agua potable es antigua, por lo que es necesario cambiarla, el alumbrado público está mal distribuido y tiene bastantes años de uso. El servicio de drenaje carece de una red para recolectar aguas pluviales, utilizándose el drenaje de aguas negras como uno combinado.

Por lo anterior, el pavimento a diseñar debe considerar el estado actual de estos servicios.

#### **3.2.2 ELEMENTOS CONSTITUTIVOS DE LOS PAVIMENTOS**

##### **3.2.2.1 SUBRASANTE**

Es la superficie que queda después del movimiento de tierras, ya sea en corte o relleno luego de ser compactada, que mantenga las pendientes transversales especificadas en los planos de diseño. Este elemento debe ser resistente, incompresible y no ser ni expansivo ni retractivo ante la humedad, manteniendo cierta rigidez para que no existan deformaciones excesivas provocados por cargas accidentales, por último debe mantener los desniveles necesarios para desalojar el agua de lluvia fuera del pavimento.

Todo diseño de pavimento es realmente un ajuste de las cargas vehiculares a la capacidad de la subrasante, aunque se puede diseñar con reglas empíricas, basadas en la experiencia, es preferible la evaluación de sus propiedades y que el diseño se ajuste a ellas.



En general, el espesor del pavimento dependerá de la calidad de la subrasante por lo que se puede decir:

a) La subrasante de "muy mala calidad" es aquella que tiene un alto contenido de materia orgánica o materia sin cohesión, que deberán ser substituidas por otros materiales de mejor calidad o estabilizar con cemento, cal, materiales bituminosos, etc. con un espesor que dependerá de las cargas de diseño y del tipo de material de las otras capas.

b) Una subrasante de "mala calidad" es la que está constituida por material limoarcilloso por lo que será necesario colocar una capa de subbase granular o de material selecto o estabilizado, antes de la colocación de una base.

c) Se clasificará como subrasante de "buena calidad" aquella que esté formada por un suelo bien graduado, que no ofrezca peligro de saturación, con un valor soporte excelente y buen drenaje. En este caso podrá omitirse la capa subbase.

d) Una subrasante es excelente, cuando el valor soporte es muy alto, sin posibilidad de saturación, en este caso se puede omitir la capa de base, colocando la carpeta de rodadura sobre el terreno natural después de haber sido conformado y compactado.

Para producir un pavimento de buena calidad, los materiales de la subrasante deben someterse a ensayos, que determinen su calidad, estos ensayos están normalizados por la American Society For Testing Materials (ASTM) y la American Association of State Highways Officials (AASHTO). Estos requisitos deben cumplirse a una profundidad de al menos 30 centímetros para calles y carreteras y de al menos, 50 centímetros para aeropistas, son los que se presentan en el cuadro siguiente:

PROPIEDAD	REQUISITO
Tamaño máximo de partícula	7.5 cms. (3")
Límite líquido	
- carreteras (con plasticidad media baja)	Mayor del 50%
- aeropistas	Menor del 50%
CBR	5% mínimo
Expansión	5% máximo
Compactación	95% mínima

Los suelos que no cumplan con estos requisitos, deben substituirse por otro tipo de material.

### 3.2.2.2. CAPA DE SUBBASE

Se coloca entre la subrasante y la base, está destinada a soportar, transmitir y distribuir uniformemente las cargas del tránsito, de tal manera que la subrasante las pueda soportar, absorbiendo las variaciones inherentes al suelo que pueda afectar la base, rompiendo la capilaridad de la terracería y drenar el agua proveniente de la base.

Un material de subbase debe llenar las siguientes condiciones:

a) Ser susceptible a la compactación, es decir que pueda conducir fácilmente una disposición de sus partículas en todos sus vacíos.

b) Ser lo más impermeable posible, para lo cual es necesario mantener una cantidad mínima de materiales arcillosos.

c) Conservar en las condiciones higrométricas más recomendables una consistencia suficiente. Para determinar esta consistencia se debe obtener el IG y el valor soporte CBR.

d) Adaptación a las características del terreno de subrasante. Ante esta situación puede presentarse:

- Si el material de la base es sensible al agua y la subrasante es muy impermeable, será necesario colocar una subbase anticapilar de drenaje, que corte las secciones capilares y evacúe el agua.

- Si la subrasante contiene elementos muy finos, puede darse el caso que cuando se compacte o se ponga en servicio, pueda penetrar a la subbase y alterar su granulometría, su estabilidad, consistencia y hacerla sensible al agua, en este caso es preciso colocar una subbase anticontaminante con granulometría intermedia, que le permita resistir la contaminación sin ser impermeable.

Los materiales para subbase, deben ser de tipo granular con las siguientes características y propiedades mínimas:

\* Valor soporte CBR del 30% sobre muestra saturado, con el valor de compactación que se especifique (nunca menor que el 90%).

\* Índice de plasticidad no mayor de 9.

\* Límite líquido no mayor de 40.

### 3.2.2.3 CAPA DE BASE

Es el elemento destinado a distribuir y transmitir las cargas originadas por el tránsito a las capas subyacentes, es el material de transición entre la subbase y capa de rodadura, por lo que debe tener mayor capacidad soporte que la subbase.

Los materiales para capa de base deben cumplir con los siguientes requisitos:

a) Tener un tamaño inferior a  $1\frac{1}{2}$ " , si no, se puede segregar en la puesta en obra y ocasiona desprendimiento en la superficie antes de colocar la capa de rodadura.

b) La curva granulométrica debe estar comprendida entre las curvas tipo, excepto en el caso en que la granulometría discontinua sea buena para la compactación, por lo que debe considerarse que si tiene muchos finos, es muy sensible al agua, y si tiene pocos compacta mal.

c) El material que forma la base debe tener buena resistencia al punzonamiento, por lo que para pavimentos de alta calidad, se exige que tenga un valor soporte CBR mayor de 80%.

### 3.2.3 ENSAYO DE LABORATORIO DE SUELOS

Los ensayos son muy importantes para identificar y determinar la calidad de los suelos. Los procedimientos de ensayo se hacen para clasificar los suelos, para el control de la construcción y para determinar la resistencia del suelo.

#### 3.3.2.1 ENSAYO DE CONSISTENCIA

Se le llama consistencia de un suelo, al grado de cohesión de sus partículas y a la resistencia que oponen a las fuerzas externas que tiende a deformar o destruir su estructura. Este concepto está muy relacionado a la cantidad de agua que tenga el suelo, porque entre mayor capacidad tiene de absorber agua la consistencia será menor. El contenido de agua que corresponde a los estados de consistencia se denomina LÍMITES DE ATTERBERG.

##### 3.2.1.1 ANALISIS GRANULOMETRICO

Se le llama así a la forma de determinar la distribución de las partículas en cuanto a su tamaño. Para grano grueso se hace por medio de tamizado, y en caso de finos por medio de sedimentación en agua.

### 3.2.1.1.A LIMITE LIQUIDO (L. L.)

Es el contenido de agua con el cual un suelo pasa del estado líquido a plástico.

### 3.2.1.1.B LIMITE PLASTICO (L. P.)

Se llama así al contenido de humedad necesario para cambiar el suelo de estado semisólido a plástico. Es el contenido mínimo de agua con el cual el suelo comienza a desmoronarse, cuando se hacen rodar barritas de 3.2 milímetros de diámetro aproximadamente.

### 3.2.1.1.C INDICE DE PLASTICIDAD (I. P.)

Es la cantidad de humedad a la que se encuentra en condición plástica. Dicho de otra forma es la diferencia numérica entre el índice líquido y el plástico.

### 3.2.1.2 ENSAYO DE DENSIDAD MAXIMA - HUMEDAD OPTIMA (PROCTOR)

Este ensayo se basa en la compactación, que es el proceso por medio del cual se aumenta el peso volumétrico de un material. Depende del contenido de humedad. El contenido que da el más alto peso unitario seco (densidad), se llama CONTENIDO OPTIMO DE HUMEDAD, por lo general esta humedad es menor que la del L. P. y decrece al aumentar la compactación.

Existen dos métodos para llevar a cabo este ensayo, estos pueden ser: dinámicos, por medio de golpes y los estáticos, haciendo presión en el suelo por medio de una prensa hidráulica.

En nuestro medio se utiliza el dinámico conocido como Proctor, del cual hay dos tipos, el standar y el modificado. La diferencia entre ambos están en el peso y altura de caída del mazo y en el número de capas a compactar.

El standar tiene un mazo de 5.5 libras y caída de 12 pulgs. compactando el material en 3 capas.

En el modificado el peso del mazo es de 10 libras y la caída de 18 pulgs., compactando en 5 capas, para ambos se usan 24 golpes por capa.

### 3.2.1.3 ENSAYO CALIFORNIA BEARING RATIO ( CBR )

La importancia de este ensayo radica en encontrar el índice de CBR, que es una medida de resistencia al esfuerzo cortante del suelo, bajo condiciones de densidad y humedad debidamente controlada.

A nivel de diseño en ensayo CBR indica el VALOR SOPORTE del suelo.

Se define como la razón de carga unitaria que se requiere para introducir un pistón dentro del suelo, a la carga requerida y a la misma profundidad de una muestra de piedra triturada, que es a la vez la medida patrón. Se expresa en porcentaje. El valor que se utiliza para diseñar, es el que se obtiene con la penetración de 0.1 a 0.2 pulgadas.

Durante la preparación de las muestras, las condiciones de humedad al compactar y el contenido cuando se ensaya, deben ser bien controladas al ser repetidos, porque una variación influye en el valor CBR.

### 3.3 TOMA DE MUESTRA DE SUBRASANTE

Para determinar las propiedades y características de un suelo en la laboratorio es preciso contar con muestras representativas de dicho suelo. Un muestreo adecuado y representativo es de primordial importancia, pues tiene el mismo valor que el de los ensayos, a menos que la muestra obtenida, sea verdaderamente representativa de los materiales que se pretende usar, cualquier análisis de la muestra, sólo será aplicable a la copia muestra y no al material del cual procede. Las muestras pueden ser de dos tipos: alteradas o inalteradas. Se dice que una muestra es alterada, cuando no guarda las mismas condiciones que cuando se encontraba en el terreno de donde procede, e inalterada en caso contrario.

En este caso se tomaron alteradas. Para tomar muestras individuales por sondeo o cielo abierto (pozo de 1.50 x 1.50 m de sección y una profundidad de 90 cm ) se efectúa el procedimiento siguiente:

- a) Se rebaja la parte seca y suelta del suelo con el propósito de obtener una superficie fresca.
- b) Se toma una muestra de cada capa o una específica en un recipiente y se le coloca una tarjeta de identificación.
- c) Las muestras se envían en bolsas al laboratorio.

#### 3.3.1 SECADO DE MUESTRAS ALTERADAS

Cuando una muestra alterada llega al laboratorio, ésta contiene una humedad que permite su fácil disgregación, no es necesario someterla a un proceso de secado, en caso contrario, la muestra debe ser secada al sol, extendiéndola sobre una superficie limpia, o bien colocándola en un charola o bandeja dentro de un horno a baja temperatura (50° C), o secándola lenta y cuidadosamente en una estufa a bajo calor.

### 3.3.2 DISGREGACION DE MUESTRAS ALTERADAS

El objetivo de esta actividad es de llevar el suelo a condiciones semejantes al que se van a presentar en la obra durante el proceso de construcción, dependiendo del criterio de hasta dónde debe llevarse este proceso de disgregación, según el destino, equipo y procedimiento de construcción.

Para efectuar este proceso se utiliza un mazo de madera de 1 kg aproximadamente.

El procedimiento es el siguiente: Se tamiza por la malla No. 4 (4.76 mm), el referido se coloca en una charola y se macea, dejando caer el mazo en forma vertical a una altura de 20 cms aproximadamente. Después de disgregar se mezcla con el material que paso por el tamiz No. 4.

### 3.4 TRANSITO

Se tomaron en consideración dos puntos de vista, el primero es el de la Asociación del Cemento Portland (PCA), el cual establece que para realizar un buen diseño de pavimento es muy importante determinar el tránsito vehicular que lo utilizará. Para este caso es importante conocer datos como: el tránsito promedio diario en ambas direcciones de todos los vehículos (TPD), y el tránsito promedio diario de camiones TPDC en ambas direcciones, TPDC carga por eje de camiones. Este último término puede ser expresado como porcentaje de TPD, este dato se obtiene del conteo de tránsito por cualquier método.

El segundo punto de vista es el que establece Mills, que el método utilizado por la Dirección General de Caminos, el cual considera más importante la situación de un vehículo pesado estacionado, que mil vehículos livianos en movimiento.

### 3.5 LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

El levantamiento topográfico realizado, sirvió para dar una gráfica de las condiciones físicas del terreno. El levantamiento planimétrico definió las características Longitudinales y el altimétrico le dió la tercera dimensión al trazar el perfil de las vías.

### 3.6 SELECCION DE TIPO DE PAVIMENTO A USAR

Para seleccionar el tipo de pavimento se consideró el estado actual de los servicios existentes en el área urbana de San Pedro Sacatepèquez. Como ya se indicó, existen una serie de situaciones que hacen prever un próximo cambio o mejoramiento de estos servicios. También existen inconvenientes a nivel de administración Municipal que no permitieron hacer una elección más técnica.

El tipo de pavimento seleccionado es el de adoquín, porque permite realizar trabajos de remodelación a los servicios sin destruir el pavimento. También el costo de

los materiales es más barato, aunque el tiempo de ejecución es más largo, comparado con otras opciones como son el de un pavimento rígido de losas de concreto o bien el de un pavimento flexible.

### 3.7 EVALUACION DE LA SUBRASANTE

#### 3.7.1 ANALISIS DE RESULTADOS DE LABORATORIO

Los resultados obtenidos en laboratorio, practicados a una muestra representativa de la subrasante son los siguiente:

CLASIFICACION P.R.A. = A - 2 - 7	Humedad óptima = 49%
DESCRIPCION = Grava Y/o arena arcillosa	CBR = 22%
L. L. = 63.22	
L. P. = 13.62	
PESO UNITARIO SECO = 66 LBS./pie <sup>3</sup>	

### 3.8. DISEÑO DE PAVIMENTO POR EL METODO PCA

La Portland Cement Association (PCA) propone dos métodos para el diseño de las diferentes capas de un pavimento, con respecto a las cargas de tránsito.

El primero es el METODO DE CAPACIDAD, éste se utiliza cuando se pueden obtener datos del tránsito que sean confiables y exactos.

El segundo llamado METODO SIMPLIFICADO, se utiliza cuando se carece de información sobre el tránsito. Este método es el que se utilizó en el presente proyecto.

Para este método, la PCA ha elaborado tablas, basadas en distribuciones de carga eje, para diferentes categorías de calles y carreteras. Estas tablas están diseñadas para un período de diseño de 20 años y contemplan un factor de seguridad de carga. Este factor es de 1.0, 1.1, 1.2 y 1.3 para las categorías 1, 2, 3 y 4 respectivamente. Las diferentes categorías están mostradas en la tabla 3.1.

El espesor de la capa de rodadura se determina con base a los esfuerzos combinados de subrasante y subbase (tabla No. 3.2).

Cuando se usan bases granulares o con suelo cemento, los valores del modelo se muestran en las tablas Nos. 3.3. y 3.4.

### 3.8.1 PASOS DEL METODO SIMPLIFICADO

Los pasos para el cálculo del espesor de un pavimento por medio de este método son:

- Estimar el tránsito promedio diario de camiones (TPDC) en ambas direcciones, no incluyendo vehículos de dos ejes y cuatro llantas y otros tipos de vehículos livianos.
- Determinar la categoría de carga por eje, según tabla 3.1
- Determinar el espesor de la losa requerida, por medio de la tabla correspondiente (ver tablas de la 3.5 a 3.11).

Conociendo el CBR de la subrasante, se busca su correspondiente módulo de reacción en la figura 3.1. Se determina el espesor de la subbase, el módulo de reacción se incrementa según tablas 3.3 y 3.4. Con este valor se clasifica la resistencia de la combinación subrasante subbase, según tabla 3.2.

### 3.8.2 CALCULO DE ESPESOR DEL PAVIMENTO.

El método que se utilizó para el Diseño del Pavimento es el simplificado, debido a que no se tuvo información sobre el tránsito de vehículos.

Considerando el tipo de tránsito y siendo calles principales, se adopta la categoría 3 con un rango de TPD de 3000 a 12000 vehículos y 8% a 30% TPDC. Si al mínimo valor de TDP (300 vehículos) se aplica un 25% por transporte pesado, se obtiene un TPDC de 750 camiones para los dos sentidos, es decir, 375 en un sentido.

Se estima también un módulo de ruptura de 600 PSI para el concreto, este valor equivale a un 15% de  $f'c$  de 4000 PSI (281 kg/cm<sup>2</sup>). A estas losas no se les considera bordillo incorporado, sin dovelas (juntas de trabe con agregados).

De acuerdo a los resultados obtenidos en el laboratorio, el valor soporte de la subrasante tiene un valor crítico de CBR del 15%, de la figura 3.1.,  $k = 225 \text{ lbs/pulg}^3$  que de acuerdo con la tabla 3.4, sugiere un espesor de 6 pulgadas para base de suelo granular. Teniendo este valor se observa en la tabla 3.9 un espesor de Losa de 8.5 pulgadas (21.59 cms). Por seguridad se trabajará una losa de 22 cms. y una base de 16 cms. lo que sumada supone un pavimento de 38cms.

Las juntas transversales serán construidas a cada 4 metros y la longitudinal a cada 3 mts. con un pediente de bombeo de 2.5 cms.



**FIGURA No. 3.1**  
**INTERRELACION APROXIMADA DE LAS CLASIFICACIONES DE**  
**SUELOS Y LOS VALORES DE SOPORTE**

**RELACION DE SOPORTE DE CALIFORNIA (C.B.R.)**

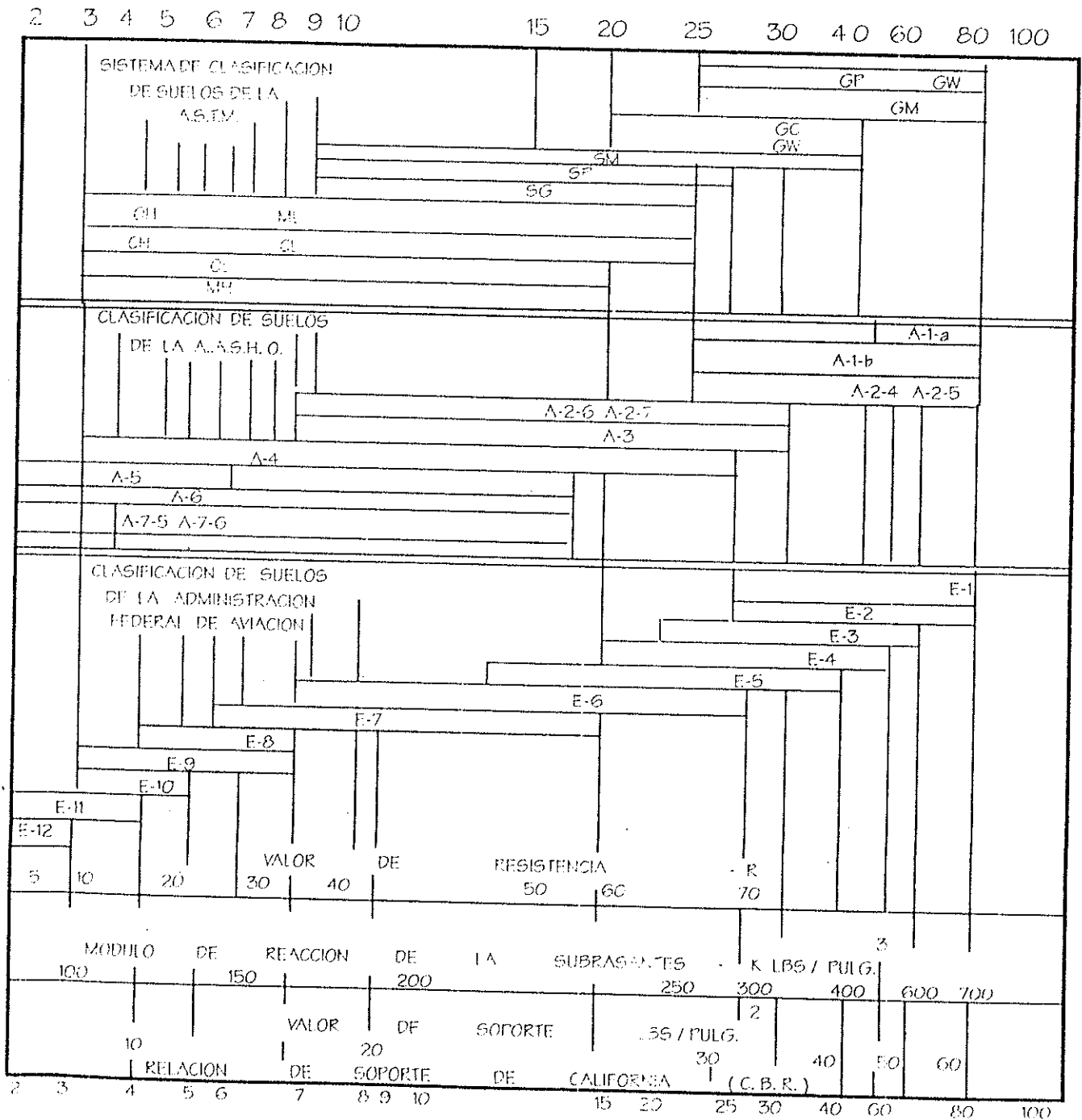


TABLA No. 3.1  
Categorías de carga por eje.

Carga por eje categoría	DESCRIPCION	TRAFICO			MAXIMA CARGA POR EJE, KIPS	
		Tpd	TPDC		por sen.	Eje tand
			%	por día		
1	Calles residenciales, carreteras rurales y secundarias (bajo a medio).	200 a 800	1 a 3	arriba de 25	22	36
2	Calles colectoras, carreteras rurales y secundarias (altas), carreteras primarias y calles arteriales (bajo).	700 a 500	5 a 18	de 40 a 1000	26	44
3	Calles arteriales y carreteras primarias (medio), supercarreteras o interestatales urbanas y rurales (bajo a medio).	3000 a 200 2 carriles. 3000 a 50000 4 carriles o más.	8 a 30	de 500 a 5000	30	52
4	Calles arteriales, carreteras primarias, supercarreteras (altas). Interestatales urbanas y rurales (medio a alto).	3000 a 20000 2 carriles. 3000 a 15000 4 carriles o más.	8 a 30	de 1500 a 6000	34	60

Los descriptores alto, medio y bajo, se refieren al peso relativo de las cargas por eje para el tipo de calle o carretera.

TABLA No. 3.2  
 TIPOS DE SUELOS DE SUBRASANTE Y  
 VALORES APROXIMADOS DEL MODULO  
 DE REACCION K

TIPO DE SUELOS	SOPORTES	RANGO DE VALORES DE X PCI
Suelos de grano fino, en el cual el tamaño de partículas de limo y arcilla predominan.	Bajo	75 - 120
Arenas y mezclas de arena con grava, con una cantidad considerada de limo y arcilla.	Medio	130 - 170
Arenas y mezclas de arena con grava, relativamente libre de finos.	Alto	180 - 220
Subbases tratadas con cemento.	Muy alto	250 - 400

TABLA No. 3.3  
VALORES DE K PARA DISEÑO SOBRE BASES  
GRANULARES ( DE PCA )

Valores de K de la subrasante lbs/plg.	Valores de K sobre la base lbs/plg.			
	Espesor 4 pulg.	Espesor 6 pulg.	Espesor 9 pulg.	Espesor 12 pulg.
50	65	75	85	110
100	130	140	160	190
200	220	230	270	320
300	320	3030	370	430

TABLA No. 3.4  
VALORES DE K PARA DISEÑO SOBRE BASES DE SUELO -  
CEMENTO ( DE PCA )

Valores de k de la subrasante lbs/plg.	Valores de k sobre la base lbs/plg.			
	Espesor 4 pulg.	Espesor 6 pulg.	Espesor 9 pulg.	Espesor 12 pulg.
50	170	230	310	390
100	280	400	520	640
200	470	640	830	---

TABLA No. 3.5  
 TPDC PERMISIBLE, CARGA POR EJE CATEGORIA 1  
 PAVIMENTOS CON JUNTAS DE TRAVE POR AGREGADOS  
 ( NO NECESITA DOVELAS )

Sin hombros de concreto o bordillo				Con hombros de concreto o bordillo			
Espeso de losa pulg.	Soporte subrasante - subbase			Espesor de losa pulg.	soporte subrasante - subbase		
	BAJO	MEDIO	ALTO		BAJO	MEDIO	ALTO
4.5			0.1	4		0.2	2.9
				4.5	2	8	25
5	0.1	0.8	3	5	30	130	330
5.5	3	15	45	5.5	320		
6	40	160	430				
6.5	330						
5		0.1	0.4	4			0.1
5.5	0.5	3	9	4.5	0.2	1	5
6	8	36	98	5	6	27	75
6.5	76	300	760	5.5	73	290	730
7	520			6	610		
5.5	0.1	0.3	1	4.5		0.2	0.6
6	1	6	18	5	0.8	4	13
6.5	13	60	160	5.5	13	57	150
7	110	400		6	130	480	
7.5	620						

NOTA : El análisis de fatiga controla el diseño.

NOTA : Una fracción de TPDC, indica que el pavimento puede transportar un número ilimitado de vehículos pequeños y camiones con dos ejes y cuatro llantas. Pero únicamente pocos camiones pesados por semana (TPDC de 0.3 x 7 días indica dos camiones pesados por semana).

El presente TPDC excluye a camiones de cuatro llantas dos ejes, por lo que el número de camiones permitidos puede ser grande.

TABLA No. 3.6  
 TPDC PERMISIBLE. CARGA POR EJE CATEGORIA 2  
 PAVIMENTO CON JUNTAS DOVELADAS

Sin hombros de concreto o bordillos					Con hombros de concreto o bordillo				
Espesor de losa pulg.	Soporte subrasante - subbase				Espesor de losa pulg.	Soporte subrasante - subbase			
	BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO		BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO
5.5				5	5	3	9		42
					5.5	9	42	120	450
6		4	12	59	6	96	380	970	3400
6.5	9	43	120	400	6.5	710	2600		
7	80	320	840	3100	7	4200			
7.5	490	1900							
8	2500								
6				11	5			1	8
6.5		8	24	110	5.5	1	8	23	98
7	15	70	190	750	6	19	84	220	810
7.5	110	440	1100		6.5	160	620	1500	5200
8	590	2300			7	1000	3600		
8.5	2700								
6.5			4	19	5.5			3	17
7		11	34	150	6	3	14	41	160
7.5	19	84	230	890	6.5	29	120	320	1100
8	120	470	1200		7	210	770	1900	
8.5	560	2200			7.5	1100	4000		
9	2400								

El análisis de fatiga controla el diseño.

TABLA No. 3.7  
 TPDC PERMISIBLE. CARGA POR EJE CATEGORIA 2  
 PAVIMENTO CON JUNTAS CON AGREGADOS DE TRAVE

Sin hombros de concreto o bordillos					Con hombros de concreto o bordillo					
Espesor de losa pulg.	Soporte subrasante - subbase				Espesor de losa pulg.	Soporte subrasante - subbase				
	BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO		BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO	
5.5				5	5.5	9	42	120	420	
6	4	12		59	6	96	380	700	970	
6.5	9	43	120	490	6.5	650	1000	1400	2100	
7	80		320	840	1200	7		1100	1900	
7.5	490	1200	1500							
8	1300	1900								
6				11	5				1	8
6.5		8	24	110	5.5	1	8	23	98	
7	15	70	190	750	6	19	84	220	810	
7.5	110	440	1100	2100	6.5	160	520	1400	2100	
8	590	1900			7	1000		1900		
8.5	1900									
6.5			4	19	5.5			3	17	
7		11	34	150	6	3	14	41	160	
7.5	19	84	230	890	6.5	29	120	320	1100	
8	120	470	1200		7	210	770	1900		
8.5	560	2200			7.5	1100				
9	2400									

Análisis de erosión controla el diseño; de otro modo el análisis de fatiga controla.

TABLA No. 3.8  
TPDC PERMISIBLE. CARGA POR EJE CATEGORIA 3  
PAVIMENTO CON JUNTAS DOVELADAS

Sin hombros de concreto o bordillos				Con hombros de concreto o bordillo					
Espesor de losa pulg.	Soporte subrasante - subbase			Espesor de losa pulg.	Soporte subrasante - subbase				
	BAJO	MEDIO	ALTO MUY ALTO		BAJO	MEDIO	ALTO MUY ALTO		
7.5			250	6.5		83	320		
8		130	350	1300	52	220	550	1900	
8.5	160	640	1600	6200	7.5	320	1200	2900	980
9	700	2700	7000	11500	8	1600	5700	13800	
9.5	2700	10800			8.5	6900	23700		
10	9900								
8				6.5				67	
			73	310	7		12	440	
8.5		140	380	1500	7.5		270	680	2300
9	160	640	1700	6200	8	370	1300	3200	10800
9.5	630	2500	6500		8.5	1600	5800	14100	
10	2300	9300			9	6600			
10.5	7700								
				7				82	
8.5			70	300	7.5		130	480	
9		120	340	1300	8	67	270	67	2300
9.5	120	520	1300	5100	8.5	330	1200	2900	9700
10	460	1900	4900	19100	9	1400	4900	11700	
10.5	1600	6500	17400		9.5	5100	18600		
11	4900								

Análisis de erosión controla el diseño, de otro modo el análisis de fatiga controla.



TABLA No. 3.9

TPDC PERMISIBLE. CARGA POR EJE CATEGORIA 3  
PAVIMENTO CON JUNTAS CON AGREGADOS DE TRAVE

Sin hombros de concreto o bordillos					Con hombros de concretoo bordillo				
Espesor de losa pulg.	Soporte subrasante - subbase				Espesor de losa pulg.	Soporte subrasante - subbase			
	BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO		BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO
7.5					7		220	510	750
			60	250	7.5	320	640	890	1400
8		130	350	830	8	610	1100	1500	2500
8.5	160	640	900	1300	8.5	950	1800	2700	4700
9									
9.5	680	1000	1300	1200	9	1500	2900	4600	8700
10	960	1500	2000	2900	9.5	2300	4700	8000	
10.5	1300	2100	2800	4300	10	2500	7700		
11	2500	4000	5700	9200	11	8100			
11.5	3300	5500	7900						
12	4400	7500							
8			73	310	7			120	440
8.5		140	380	1300	7.5	67	270	680	1400
9	160	640	1300	2000	8	370	1100	1500	2500
9.5	630	1500	2000	2900	8.5	950	1800	2700	4700
10	1300	2100	2800	4300	9	1500	2900	4600	8700
10.5	1800	2900	4000	6300	9.5	2300	4700	8000	
11	2500	4000	5700	9200	10	3500	7700		
11.5	3300	5500	7900		10.5	5300			
12	4400	7500			11	8100			
8			56		7				82
8.5			70	300	7.5			130	480
9		120	340	1300	8	67	270	670	2300
9.5	120	520	1300	290	8.5	330	1200	2700	4700
10	460	1900	280	4300	9	1400	2900	4600	8700
10.5	1600	2900	4000	6300	9.5	2300	4700	8000	
12	4400	7500			11	8100			

Análisis de erosión controla el diseño, de otro modo el de fatiga controla.

TABLA No. 3.10  
 TPDC PERMISIBLE. CARGA POR EJE CATEGORIA 4  
 PAVIMENTO CON JUNTAS DOVELADAS

Sin hombros de concreto o bordillos					Con hombros de concreto o bordillo				
Espesor de losa pulg.	Soporte subrasante - subbase				Espesor de losa pulg.	Soporte subrasante - subbase			
	BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO		BAJO	MEDIO	ALTO	MUY ALTO
8				270	7				4 00
8.5		120	340	1300	7.5		240	620	2100
9	140	580	1500	5600	8	330	1200	3000	9800
9.5	570	2300	5900	14700	8.5	1500	5300	12700	41100
10	2000	8200	18700	25900	9	5900	21400	44900	
10.5	6700	24100	31800	45800	9.5	22500	52000		
11	21600	39600			10	45200			
11.5	39700								
8.5				300	7.5			130	490
9		120	340	1300	8		270	690	2300
9.5	120	530	1400	5200	8.5	340	1300	3000	9900
10	480	1900	5100	19300	9	1400	500	12000	40200
10.5	1600	650	17500	45900	9.5	5200	18800	45900	
11	4900	21400	53800		10	18400			
11.5	11500	65000							
12	44000								
9				260	8			130	480
9.5			280	1100	8.5		250	620	2100
10		390	1100	4000	9	280	1000	2500	8200
10.5	320	1400	3600	13800	9.5	1100	3900	9300	30700
11	1000	4300	11600	46600		10	3800	13600	32900
11.5	3000	13100	37200			10.5	12400	46200	
12	8200	4000			11	40400			

Análisis de erosión controla el diseño, de otro modo el análisis de fatiga controla.



### 3.8.3 DISEÑO DE MEZCLA PARA CONCRETO

El diseño de la mezcla de concreto se basó en tablas, que son el resultado de innumerables ensayos de laboratorio, con las que se pueden obtener mezclas con características deseadas (ver tablas del 3.12 al 3.14).

Para un concreto con una resistencia a la compresión de 4000 lbs/pulg<sup>2</sup> (281 kg/cm<sup>2</sup>) a los 28 días de curado, la tabla 3.12 indica un revenimiento máximo de 8cms. la tabla 3.13 da una relación agua cemento de 0.44. Conociendo el revenimiento máximo, se obtiene de la tabla 3.14 la cantidad de agua por metro cúbico de concreto, que para este caso es de 180 lts/m<sup>3</sup>, utilizando un tamaño máximo de agregado de 1 1/2". El porcentaje de arena sobre el agregado total, se obtiene de la tabla 3.15, al conocer el tamaño máximo del agregado grueso. Para este caso es de 40%.

Con los datos anteriores, se determina lo siguiente:

a) Cantidad de cemento necesario, se obtiene dividiendo el agua por metro cúbico dentro de la relación agua - cemento:

$$\text{Cemento} = \frac{180 \text{ lts/m}^3}{0.44} = 409.09 \text{ kg/m}^3$$

b) Ahora la cantidad de agregados, se obtiene restando el peso del agua y cemento del peso total por metro cúbico de concreto.

$$\text{agregado} = 2400 - 409.09 - 180 = 1810.91 \text{ kg/m}^3$$

c) La cantidad de arena se obtiene multiplicando el peso total del agregado por el porcentaje de arena.

$$\text{arena} = 1810.91 * 40/100 = 724.36 \text{ kg/m}^3$$

d) La cantidad de piedrín se obtiene el restar del peso total de agregados el peso de la arena.

$$\text{Piedrín} = 1810.91 - 724.86 = 1086.55 \text{ kg/m}^3$$

Con estos valores se obtienen las proporciones para la mezcla, siendo éstas:

CEMENTO	:	ARENA	:	GRAVA
409.09		724.36		1086.35
-----	:	-----	:	-----
409.09		409.09		409.09
1	:	1.77	:	2.66

Por comodidad y efecto práctico, se adopta una mezcla con la siguiente proporción: 1: 2 : 3.

**TABLA No. 3.12**

<b>ESTRUCTURA</b>	<b>ASENTAMIENTO</b>
cimientos, muros columnas, vigas	10 cm
pavimentos losas	8 cm

**TABLA No. 3.13**

<b>RESISTENCIA</b>	<b>RELACION AGUA - CEMENTO</b>
352	0.30
316	0.38
281	0.44
246	0.51
211	0.58
176	0.67

**TABLA No. 3.14**

<b>ASENTAMIENTOS</b>	<b>Lts DE AGUA POR m<sup>3</sup></b>				
	<b>3/8"</b>	<b>1/2"</b>	<b>3/4"</b>	<b>1"</b>	<b>1 1/2"</b>
3 - 5	205	200	185	180	175
8 - 10	225	215	200	195	180
15 - 18	240	230	210	105	200

TABLA No. 3.15

TAMAÑO MAXIMO AGREGADO GRUESO	% DE ARENA SOBRE AGREGADO TOTAL
3/8"	48
1/2"	46
3/4"	44
1"	42
1 1/2"	40

### 3.9 DISEÑO DE PAVIMENTO POR EL METODO DE MILLS

Este método es utilizado por la Dirección General de Caminos, desde 1956, en el diseño de pavimentos flexibles.

Se basa en el valor del CBR, auxiliado por el índice de grupo, un factor que toma en cuenta el drenaje superficial, la intensidad y peso del tráfico.

Para este método es más importante un vehículo pesado estacionado, que mil vehículos ligeros en movimiento, sin embargo, el número de aplicaciones de carga tiene un efecto, y por ello la clasificación del tráfico considera tanto el número como el peso de vehículos (tabla No. 3.16).

El tránsito afecta directamente el adoquín, por lo que los espesores recomendables se muestra en tabla No. 3.17.

El lecho o cama de asiento constituye un nuevo elemento cuando se trabaja adoquín, su espesor varía de 3 a 5 cms.

Los espesores de base se dan en la tabla No. 3.18, en función del tráfico, establece ciertos valores mínimos en las propiedades de los materiales a utilizar. Su espesor podrá reducirse un 25%, cuando el material de la subrasante tenga un valor soporte de 40% y un I.G. = 0.

Con este método se calcula el espesor de la subbase con la siguiente fórmula:

$$T_{sb} = \frac{(2T_c + T_g)}{3} - (S + B + L)$$

Donde:

Tsb	=	Espesor de subbase
Tc	=	Espesor total del pavimento indicado por el método del CBR (ver gráfica No. 3.2), espesor que depende del CBR de la subrasante.
Tg	=	Espesor total del pavimento indicado por el índice del grupo (gráfica No. 3.3), espesor que depende del índice de grupo subrasante.
S	=	Espesor de capa de superficie (según tabla No. 3.17)
B	=	Espesor de capa de base (determinado según tabla 3.18)
L	=	Espesor de capa de asiento o lecho.

Debe cumplirse además que:

$$\frac{2 T_c + T_g}{3} > T_c \quad \text{En caso de ser menor se utilizará el valor } T_c$$

Como ya se ha mencionado, el método de Mills está en función del CBR y del índice de grupo (IG), el IG, es un valor que indica la calidad del suelo, dependiendo de su granulometría, de los valores obtenidos para el límite líquido y el índice de plasticidad.

Debe ser un número entero y positivo, comprendido entre los valores de 0 y 20, si resultara un número fraccionario, se aproxima al valor entero más cercano, si resultara un valor negativo, se adopta 0 si es mayor de 20 se toma como 20.

Para su cálculo se emplea la siguiente fórmula:

$$IG = 0.2 a + 0.005 ac + 0.01 bd$$

Donde:

a	=	(% pasa No. 200) - 35, (entre 0 y 40)
b	=	(% pasa No. 200) - 15, (entre 0 y 40)
c	=	IL - 40 (entre 0 y 20)
d	=	IP - 10 (entre 0 y 20)

El valor resultante de IG está en función de la calidad de suelo.

Aplicando la fórmula se tiene:

$$IG = 0.2 A + 0.005 AC + 0.01 BD$$

Material pasa el tamiz No. 200	=	16%
Límite líquido	=	63.22
Índice de plasticidad	=	13.62

$$\begin{aligned}
 a &= 16 - 35 = -19 \text{ = como resulta un valor negativo, se toma como } 0 \\
 b &= 16 - 15 = 1 \\
 c &= 63.22 - 40 = 3.22 \\
 d &= 13.62 - 10 = 3.62
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I.G. &= 0.2 * 0 + 0.005 * 0 * 23.22 + 0.01 * 1 * 3.62 \\
 I.G. &= 3.62
 \end{aligned}$$

Del analisis de resultados de laboratorio se tiene:

Valor soporte CBR promedio = 22

Indice de grupo = 4

Los demas factores para el diseño del pavimento son

Tráfico mediano: Carga de diseño 12,000 lbs/rueda (según tabla No. 3.16)

Capa de rodadura: El espesor de adoquín según tabla No. 17 es de 10 cms. para tráfico mediano.

Capa de asiento: Se tomará un espesor de 3 cms.

Capa de base: De la tabla No. 3.18 se obtiene

Espesor: 18 cms.

Material: Suelo granular, preferentemente con grava, bien graduada y que se compacte fácilmente.

Capa de subbase

$$T_{sb} = \frac{2 T_c + T_g}{3} - (S + B + L) * f_d$$

Donde:

$$\begin{aligned}
 T_c &= 20 \text{ cms ( con CBR = 22) de gráfica No. 3.2} \\
 T_g &= 32 \text{ cms ( con I.G. = 2 ) de gráfica No. 3.3} \\
 S &= 10 \text{ cms de tabla No. 3.17} \\
 B &= 18 \text{ cms > de tabla No. 3.18} \\
 F_d &= \text{No. se aplica por características y propiedades del suelo} \\
 L &= 3 \text{ cms (espesor de capa de asiento)}
 \end{aligned}$$

$$\text{Además de la anterior fórmula debe cumplirse } \left( \frac{2 T_c + T_g}{3} \right) > T_c$$

Introduciendo los datos anteriormente indicados a las fórmulas.

$$T_{sb} = \left( \frac{2 * 20 + 32}{3} \right) - (10 + 18 + 3) = -7$$



VALOR SOPORTE. CBR

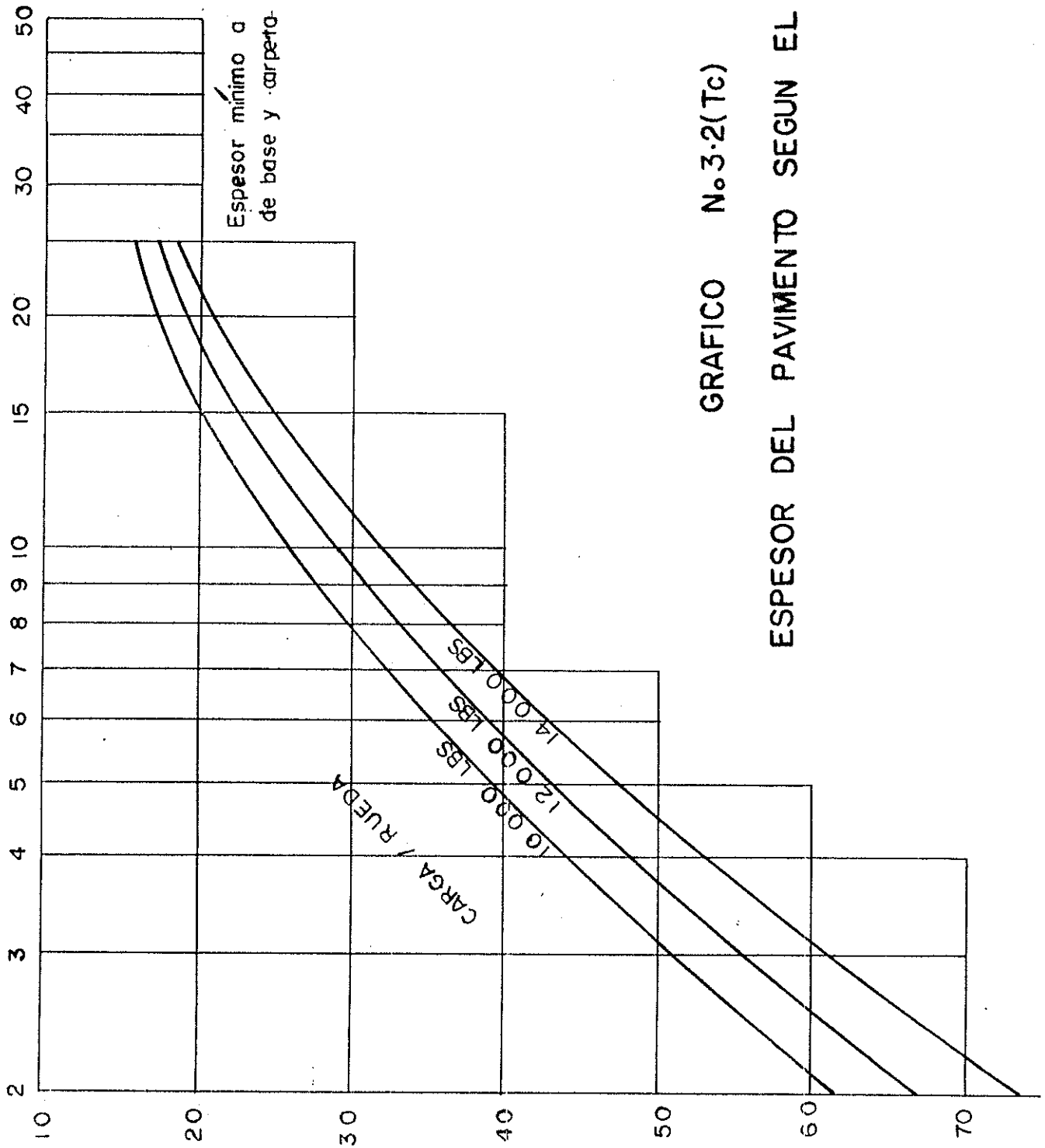


GRAFICO N° 3.2(Tc)

ESPEOR DEL PAVIMENTO SEGUN EL CBR

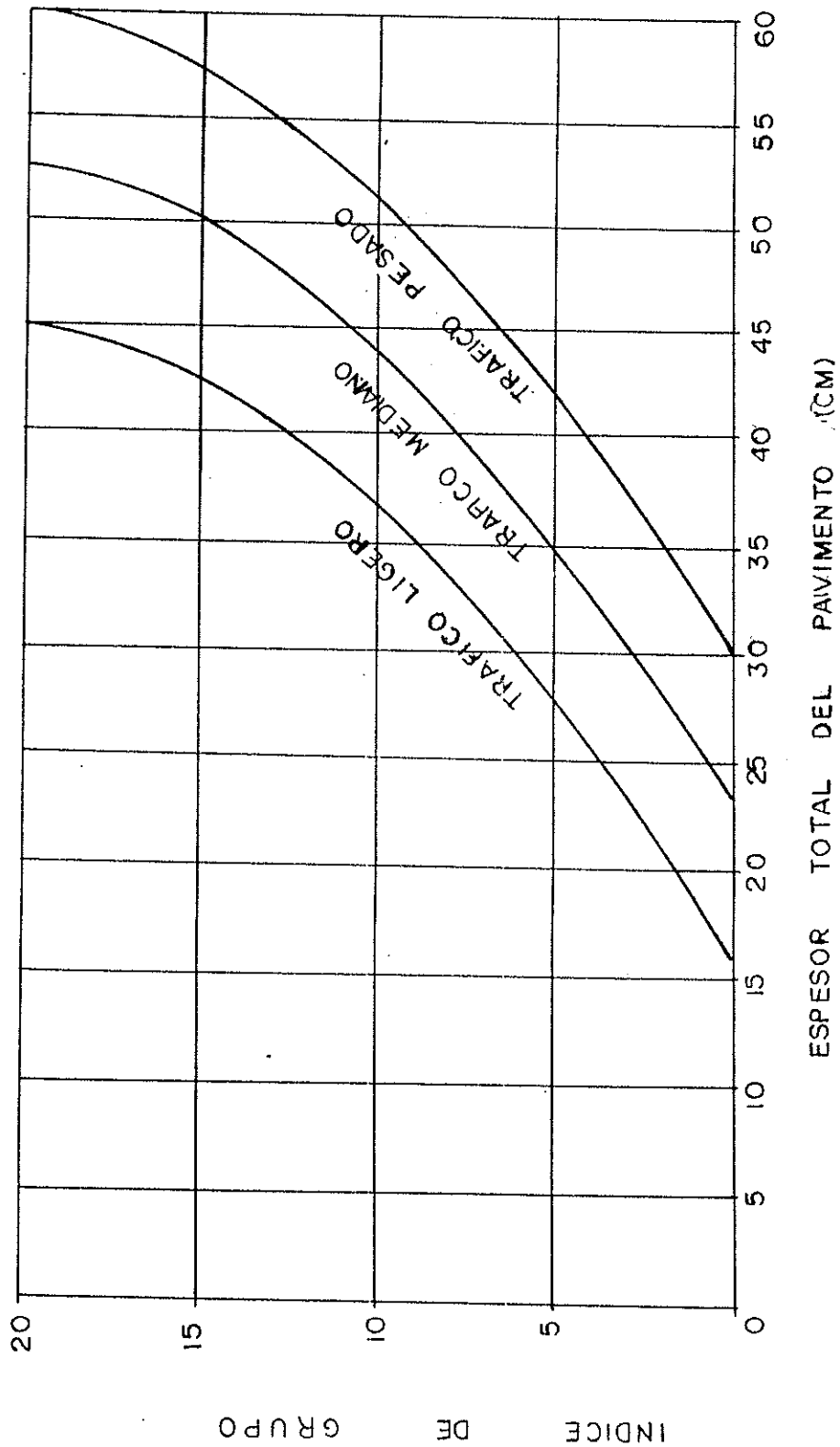


GRAFICO N.º 3.3 (Tg)

ESPESOR DEL PAVIMENTO SEGUN EL INDICE DE GRUPO

TABLA N o. 3.16  
CLASIFICACION DEL TRAFICO

TIPO DE TRAFICO	TRAFICO TOTAL DURANTE 24 HORAS			CARGA DE DISEÑO (LBS/ RUEDA )
	TOTAL DE VEHICULOS	CAMIONES Y AUTOBUSES	CAMIONES PESADOS	
Pesado	3,000 mínimo	700 mínimo	150 mínimo	14,000
Mediano	1,000 - 3,000	250 - 700	50 - 150	12,000
Liviano	1,000 máximo	250 máximo	50 máximo	10,000

\* 18,000 a 24,000 Libras por eje.

TABLA N o. 3.17  
 ESPEORES MINIMOS RECOMENDADOS PARA  
 CAPA DE RODADURA DE  
 ADOQUIN

CLASIFICACION DEL TRAFICO	ESPESOR DEL ADOQUIN	RECOMENDABLE APLICARLO PARA
pesado	12 cms.	Autopista de tráfico intenso, calles de tráfico de autobuses y camiones. Aeropuertos, patios para maquinaria pesada, patios para vehículos militares, patios industriales.
mediano	10 cms.	Autopista para tráfico moderado; calles con tráfico de vehículos usuales y vehículos de carga livianos, caminos vecinales con tráfico pesado pero escaso
liviano	8 cms.	Parqueo para vehículos livianos, estaciones de servicios y gasolineras, calles secundarias de colinas y lotificaciones, calles en pequeños poblados, accesos a residencias, parques en centros comerciales.
otros	5 cms.	Aceras para peatones, calles para bicicletas y motocicletas. veredas en parques, zoológicos, etc.

TABLA No. 3.18  
 ESPEORES MINIMOS RECOMENDADOS PARA  
 LA CAPA DE BASE

CLASIFICACION DE TRAFICO	GRANULOMETRIA PARA MATERIALES AASHO M 147*	ESPESOR MINIMO (CMS)	CBR DE 55 GOLPES MINIMO (%) AASHO T 193	LIMITE LIQUIDO MAXIMO	INDICE DE PLASTICIDAD MAXIMO
pesado	A ó B	20	90	25	6
mediano	A,B,C,D	18	75	25	7
liviano	A,B,C,D E,F.	15	60	27	8

No. TAMIZ	% EN PESO DE MATERIAL QUE PASA EN TAMICES DE MALLA CUADRADA ( AASHO M-147)*					
	TIPO A	TIPO B	TIPO C	TIPO D	TIPO E	TIPO F
2"	100	100	-----	-----	-----	-----
1"		75-95	100	100	100	100
3/8"	30-65	40-75	50-85	60-100	-----	-----
No. 4	25-55	30-60	35-65	50-85	55-100	70-100
No. 10	15-40	20-45	25-50	40-70	40-100	55-100
No. 40	8-20	15-30	15-30	25-45	20-50	30-70
No. 200	2-8	5-20	5-15	10-25	6-20	8-25

TABLA No. 3.19  
 ESPEORES MINIMOS RECOMENDADOS PARA  
 SUB-BASE Y FACTOR DE INCREMENTO  
 DEBIDO A MAL DRENAJA

SECCION TRANSVERSAL	PENDIENTE LONGITUDINAL (%)	ESPESOR MINIMO (CM)	FACTOR DE INCREMENTO
Corte	0	20	1.25
Relleno	0	15	1.20
Corte	1	15	1.15
Relleno	1	5	1.10
Corte	2	0	1.05
Relleno	2	0	1.00

*Para pendientes longitudinales intermedias se deberá interpolar.*

$$\frac{2 T_c + T_g}{3} > T_c \quad 20.83 > 20$$

El resultado  $T_{sb} = -7$  indica un valor negativo del espesor de la subbase, lo cual determina que tal capa no es necesaria, por lo que el diseño de espesor queda así:

Capa base	=	18 cms
Capa asiento	=	3 cms
Capa adoquin	=	10 cms
T o t a l	=	31 cms

### 3.9.2 CALIDAD DE ADOQUIN

A continuación se muestran algunos de los patrones que utiliza el Instituto de Fomento Municipal (INFOM) y luego los resultados del laboratorio del Centro de Investigaciones de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, que confirma su buena calidad.

#### a) RESISTENCIA A LA COMPRESION

Los valores promedio deben ser como mínimo los siguientes:

ESPEJOR DE ADOQUIN (CMS)	RESISTENCIA A kg/cms <sup>2</sup>	COMPRESION MINIMA Lbs/plg <sup>2</sup>
8 ò 10	245	3,500
Mayor de 10	350	5,000

Los valores individuales no deben ser mas bajos del 15% de los valores mínimos de la tabla anterior.



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 DIRECCION GENERAL DE OBRAS PUBLICAS - MUNICIPALIDAD DE GUATEMALA

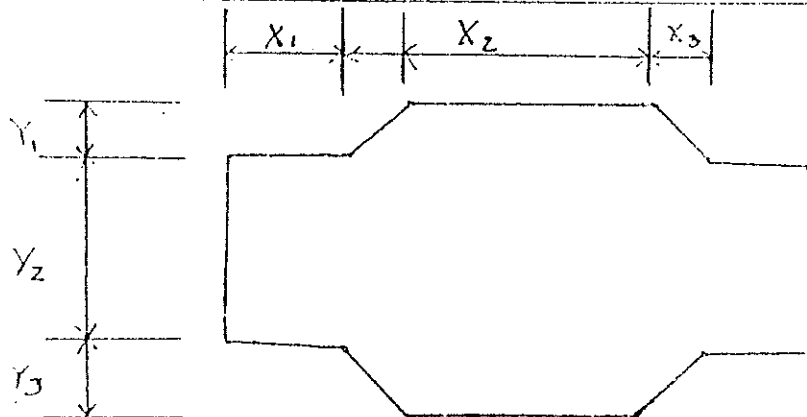


SECCION DE METALES Y PRODUCTOS MANUFACTURADOS  
 PRUEBA DE ADOQUIN DE CONCRETO

INFORME No.	6516-M	O. T. No.	006991
Fecha	13-9-95	Labs.:	-----
Interesado:	ECOSEPROM		
Proyecto:	ADOQUINADO 3a. Calle.		

Dimensiones:

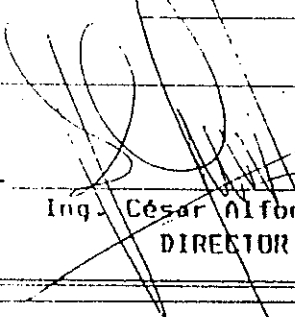

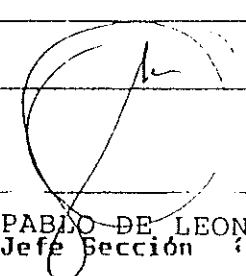
Medidas (cm)	Largo en (cm)			Ancho en (cm)			Grosor (cm)
	X <sub>1</sub>	X <sub>2</sub>	X <sub>3</sub>	Y <sub>1</sub>	Y <sub>2</sub>	Y <sub>3</sub>	
	7.00	11.40	1.50	3.40	16.20	3.50	10.30



CARACTERISTICAS FISICO MECANICAS

Peso (en Kg)		% ABSORCION	Módulo de Ruptura (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo a compresión equivalente * (kg/cm <sup>2</sup> )
Natural	Seco			
10.975	-----	20.58	58.06	357.00

OBSERVACIONES: (\*) Según estudio en CII, Abril de 1989.

<p>Vo.Bo. </p> <p>Ing. César Alfonso García Guerra          DIRECTOR CII/USAC</p>	<p style="text-align: center;"></p> <p style="text-align: right;"></p> <p>ING. PABLO DE LEON          Jefe Sección</p>
--	--

/cbr





CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA  
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 DIRECCION GENERAL DE OBRAS PUBLICAS - MUNICIPALIDAD DE GUATEMALA

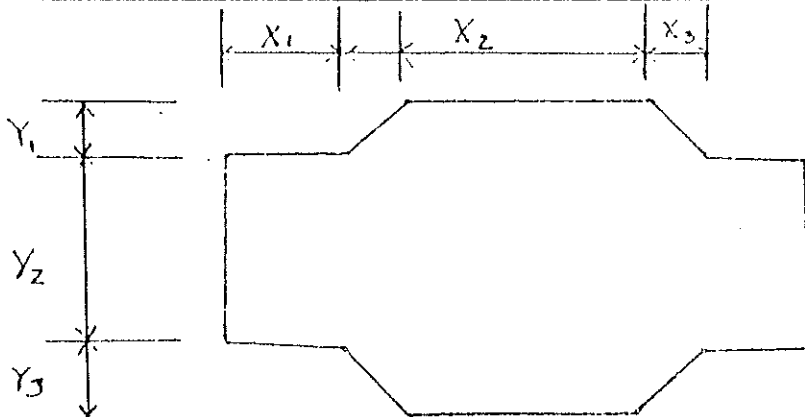


SECCION DE METALES Y PRODUCTOS MANUFACTURADOS  
 PRUEBA DE ADOQUIN DE CONCRETO

INFORME No.	6517-M	O. T. No.	006991
Fecha	13-9-95	Labs.:	-----
Interesado:	ECOSEPROM		
Proyecto:	ADOQUINADO 3a. Calle		

Dimensiones:

Medidas (cm)	Largo en (cm)			Ancho en (cm)			Grosor (cm)
	$x_1$	$x_2$	$x_3$	$y_1$	$y_2$	$y_3$	
	6.00	11.20	1.40	3.40	16.30	3.70	10.50



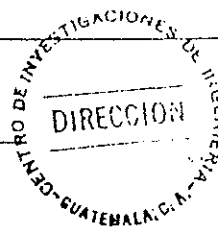
RACTERICAS FISICO MECANICAS

Peso (en Kg)		% ABSORCION	Módulo de Ruptura (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo a compresión equivalente * (kg/cm <sup>2</sup> )
Natural	Seco			
10.955	---	10.53	72.39	583.00

OBSERVACIONES: (\*) Según estudio en CII, Abril de 1989.

Vo.Bo.

Ing. César Alfonso García Guerra  
 DIRECTOR CII/USAC



ING. PABLO DE LEON  
 Jefe Sección

/CBF

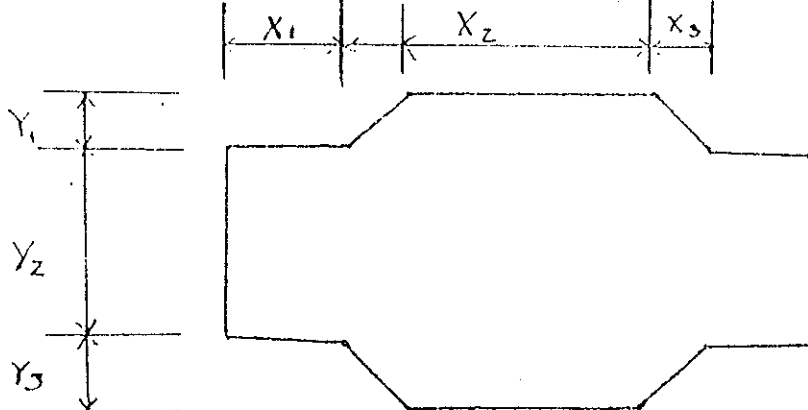


SECCION DE METALES Y PRODUCTOS MANUFACTURADOS  
 PRUEBA DE ADOQUIN DE CONCRETO

INFORME No.	6515-M	U. T. No.	006991
Fecha	13-9-95	Labs.:	-----
Interesado:	ECOSEPROM		
Proyecto:	ADOQUINADO 3a. Calle.		

Dimensiones:

Medidas (cm)	Largo en (cm)			Ancho en (cm)			Grosor (cm)
	x <sub>1</sub>	x <sub>2</sub>	x <sub>3</sub>	y <sub>1</sub>	y <sub>2</sub>	y <sub>3</sub>	
	5.40	10.90	1.70	3.70	16.30	3.60	10.40



CARACTERISTICAS FISICO MECANICAS

Peso (en Kg)		% ABSORCION	Módulo de Ruptura (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo a compresión equivalente * (kg/cm <sup>2</sup> )
Natural	Seco			
11.140	---	10.71	75.48	648.00

OBSERVACIONES: (\*) Según estudio en CII, Abril de 1989.

Va. Do.

Ing. César Alfonso García Guerra  
 DIRECTOR CII/USAC



ING. PABLO DE LEON  
 Jefe Sección

/cbr

## b) DESGASTE POR ABRASION

En la prueba de desgaste, los adoquines no deben presentar una pérdida de volumen mayor de  $15 \text{ cms}^3/50 \text{ cm}^2$ .

El valor medio de pérdida de espesor en ningún caso debe ser mayor de 3 mm.

La tolerancia para las dimensiones será de un máximo de 3mm en más o en menos.

### 3.10 ELABORACION DE PLANOS

Los planos elaborados para este proyecto fueron: planos topográficos de planta y perfil, planta de conjunto y de detalles constructivos. Ver anexos

### 3.11 ELABORACION DEL PRESUPUESTO

El presupuesto se integró considerando los renglones siguientes: Materiales, Mano de obra y Transporte. El renglón de materiales se dividió en subrenglones que están en función de la construcción de los siguientes elementos: pavimento, llaves, bordillo y orilla. El renglón de mano de obra se dividió en Mano de obra calificada y no calificada, el renglón transporte considera todo el transporte de materiales puesto en obra.

La base de los precios unitarios de materiales y mano de obra fueron proporcionados por la Empresa Constructora Municipal y la Unidad Técnica de Planificación Municipal.

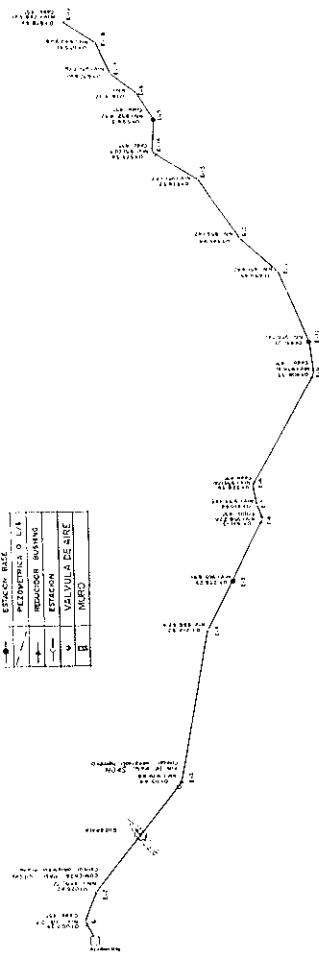
El tiempo de construcción se estimó en 10 meses, con 4 cuadrillas de 4 albañiles y 12 peones c/u y un equipo de compactación que consisten de una compactadora portátil.

RESUMEN		
TOTAL RENGLONES		Q2,068,202.08
HERRAMIENTA Y EQUIPO	( 3% ) =	Q 62,046.06
IMPREVISTOS	(10% ) =	Q 206,820.21
		-----
COSTO TOTAL:		Q2,337.068.35
PRECIO UNITARIO:	=	Q.107.46 /M2



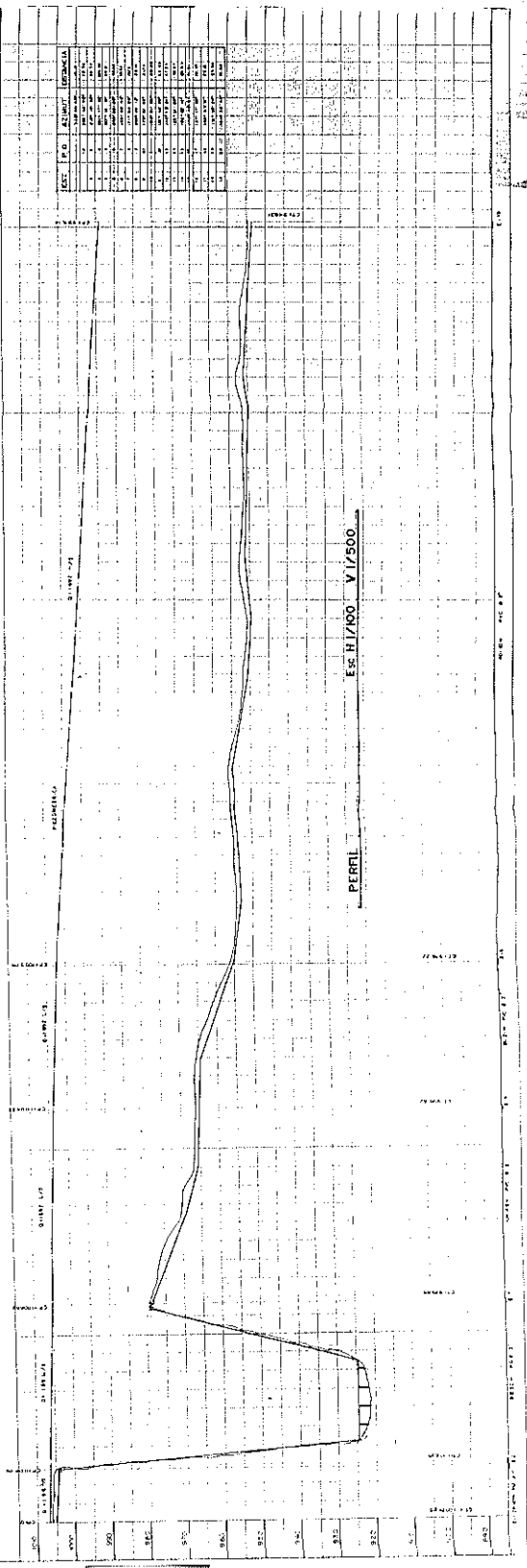
**SIMBOLOGIA**

—	CONDUCCION
—	QUERENGA
—	TUBERIA
—	ESTACION BOMBA
—	ESTACION BAJA
—	REDUCTOR DE PRESION O LVA
—	REDUCTOR MANS
—	ESTACION
—	VALVULA DE AIRE
—	MURO



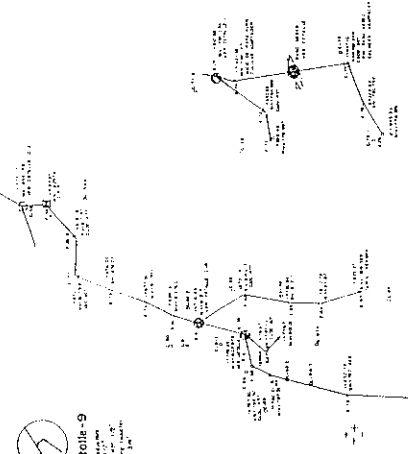
TIPO DE TUBERIA	LONGITUD	NO. TUBOS	CLASE	MATERIAL
1	1.00	1	100	100
2	1.00	1	100	100
3	1.00	1	100	100
4	1.00	1	100	100
5	1.00	1	100	100
6	1.00	1	100	100
7	1.00	1	100	100
8	1.00	1	100	100
9	1.00	1	100	100
10	1.00	1	100	100
11	1.00	1	100	100
12	1.00	1	100	100
13	1.00	1	100	100
14	1.00	1	100	100
15	1.00	1	100	100
16	1.00	1	100	100
17	1.00	1	100	100
18	1.00	1	100	100
19	1.00	1	100	100
20	1.00	1	100	100
21	1.00	1	100	100
22	1.00	1	100	100
23	1.00	1	100	100
24	1.00	1	100	100
25	1.00	1	100	100
26	1.00	1	100	100
27	1.00	1	100	100
28	1.00	1	100	100
29	1.00	1	100	100
30	1.00	1	100	100
31	1.00	1	100	100
32	1.00	1	100	100
33	1.00	1	100	100
34	1.00	1	100	100
35	1.00	1	100	100
36	1.00	1	100	100
37	1.00	1	100	100
38	1.00	1	100	100
39	1.00	1	100	100
40	1.00	1	100	100
41	1.00	1	100	100
42	1.00	1	100	100
43	1.00	1	100	100
44	1.00	1	100	100
45	1.00	1	100	100
46	1.00	1	100	100
47	1.00	1	100	100
48	1.00	1	100	100
49	1.00	1	100	100
50	1.00	1	100	100
51	1.00	1	100	100
52	1.00	1	100	100
53	1.00	1	100	100
54	1.00	1	100	100
55	1.00	1	100	100
56	1.00	1	100	100
57	1.00	1	100	100
58	1.00	1	100	100
59	1.00	1	100	100
60	1.00	1	100	100
61	1.00	1	100	100
62	1.00	1	100	100
63	1.00	1	100	100
64	1.00	1	100	100
65	1.00	1	100	100
66	1.00	1	100	100
67	1.00	1	100	100
68	1.00	1	100	100
69	1.00	1	100	100
70	1.00	1	100	100
71	1.00	1	100	100
72	1.00	1	100	100
73	1.00	1	100	100
74	1.00	1	100	100
75	1.00	1	100	100
76	1.00	1	100	100
77	1.00	1	100	100
78	1.00	1	100	100
79	1.00	1	100	100
80	1.00	1	100	100
81	1.00	1	100	100
82	1.00	1	100	100
83	1.00	1	100	100
84	1.00	1	100	100
85	1.00	1	100	100
86	1.00	1	100	100
87	1.00	1	100	100
88	1.00	1	100	100
89	1.00	1	100	100
90	1.00	1	100	100
91	1.00	1	100	100
92	1.00	1	100	100
93	1.00	1	100	100
94	1.00	1	100	100
95	1.00	1	100	100
96	1.00	1	100	100
97	1.00	1	100	100
98	1.00	1	100	100
99	1.00	1	100	100
100	1.00	1	100	100

PLANTA ESC. 1:250





TIPO DE TUBERIA	DIAMETRO	LONGITUD	NO. TUBERIA	GRASE	MATERIAL
1	100	100	1	1	1
2	100	100	1	1	1
3	100	100	1	1	1
4	100	100	1	1	1
5	100	100	1	1	1
6	100	100	1	1	1
7	100	100	1	1	1
8	100	100	1	1	1
9	100	100	1	1	1
10	100	100	1	1	1
11	100	100	1	1	1
12	100	100	1	1	1
13	100	100	1	1	1
14	100	100	1	1	1
15	100	100	1	1	1
16	100	100	1	1	1
17	100	100	1	1	1
18	100	100	1	1	1
19	100	100	1	1	1
20	100	100	1	1	1
21	100	100	1	1	1
22	100	100	1	1	1
23	100	100	1	1	1
24	100	100	1	1	1
25	100	100	1	1	1
26	100	100	1	1	1
27	100	100	1	1	1
28	100	100	1	1	1
29	100	100	1	1	1
30	100	100	1	1	1
31	100	100	1	1	1
32	100	100	1	1	1
33	100	100	1	1	1
34	100	100	1	1	1
35	100	100	1	1	1
36	100	100	1	1	1
37	100	100	1	1	1
38	100	100	1	1	1
39	100	100	1	1	1
40	100	100	1	1	1
41	100	100	1	1	1
42	100	100	1	1	1
43	100	100	1	1	1
44	100	100	1	1	1
45	100	100	1	1	1
46	100	100	1	1	1
47	100	100	1	1	1
48	100	100	1	1	1
49	100	100	1	1	1
50	100	100	1	1	1
51	100	100	1	1	1
52	100	100	1	1	1
53	100	100	1	1	1
54	100	100	1	1	1
55	100	100	1	1	1
56	100	100	1	1	1
57	100	100	1	1	1
58	100	100	1	1	1
59	100	100	1	1	1
60	100	100	1	1	1
61	100	100	1	1	1
62	100	100	1	1	1
63	100	100	1	1	1
64	100	100	1	1	1
65	100	100	1	1	1
66	100	100	1	1	1
67	100	100	1	1	1
68	100	100	1	1	1
69	100	100	1	1	1
70	100	100	1	1	1
71	100	100	1	1	1
72	100	100	1	1	1
73	100	100	1	1	1
74	100	100	1	1	1
75	100	100	1	1	1
76	100	100	1	1	1
77	100	100	1	1	1
78	100	100	1	1	1
79	100	100	1	1	1
80	100	100	1	1	1
81	100	100	1	1	1
82	100	100	1	1	1
83	100	100	1	1	1
84	100	100	1	1	1
85	100	100	1	1	1
86	100	100	1	1	1
87	100	100	1	1	1
88	100	100	1	1	1
89	100	100	1	1	1
90	100	100	1	1	1
91	100	100	1	1	1
92	100	100	1	1	1
93	100	100	1	1	1
94	100	100	1	1	1
95	100	100	1	1	1
96	100	100	1	1	1
97	100	100	1	1	1
98	100	100	1	1	1
99	100	100	1	1	1
100	100	100	1	1	1

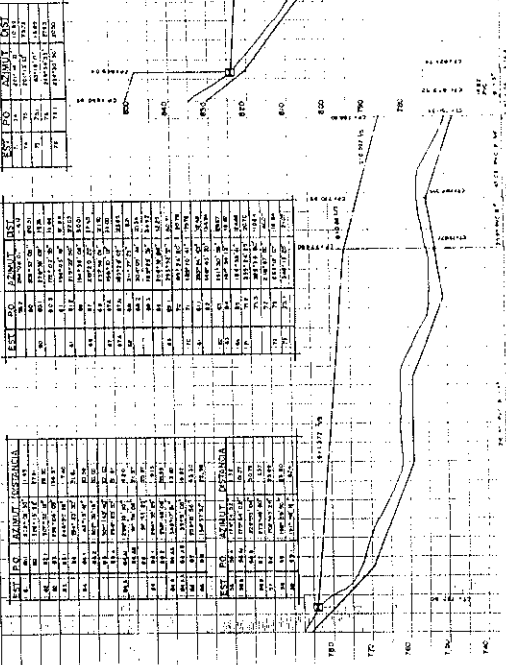
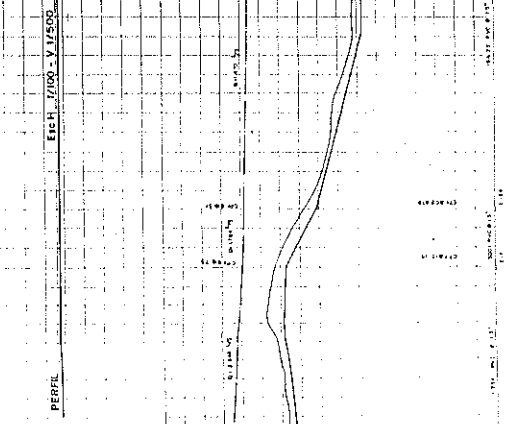


- Detalle-3
- Detalle-5
- Detalle-6
- Detalle-7
- Detalle-8
- Detalle-9

**SIMBOLOGIA**

TUBERIA  
 VALVULA  
 ESTRUCTURA  
 POZON  
 HIDRANTE  
 HIDRANTE PARA BOMBA  
 HIDRANTE PARA FUEGO  
 HIDRANTE PARA AUTOMATICO  
 HIDRANTE PARA MANO  
 HIDRANTE PARA MOTOR  
 HIDRANTE PARA ELECTRICIDAD  
 HIDRANTE PARA GAS  
 HIDRANTE PARA OXIGENO  
 HIDRANTE PARA NITROGENO  
 HIDRANTE PARA ARGON  
 HIDRANTE PARA HELIO  
 HIDRANTE PARA NEON  
 HIDRANTE PARA SODIO  
 HIDRANTE PARA POTASIO  
 HIDRANTE PARA CALCIO  
 HIDRANTE PARA MAGNESIO  
 HIDRANTE PARA ZINC  
 HIDRANTE PARA COBALTO  
 HIDRANTE PARA NIQUEL  
 HIDRANTE PARA CROMO  
 HIDRANTE PARA MANGANESO  
 HIDRANTE PARA BORO  
 HIDRANTE PARA FLUOR  
 HIDRANTE PARA YODIO  
 HIDRANTE PARA BROMO  
 HIDRANTE PARA CLORO  
 HIDRANTE PARA OXIGENO  
 HIDRANTE PARA NITROGENO  
 HIDRANTE PARA ARGON  
 HIDRANTE PARA HELIO  
 HIDRANTE PARA NEON  
 HIDRANTE PARA SODIO  
 HIDRANTE PARA POTASIO  
 HIDRANTE PARA CALCIO  
 HIDRANTE PARA MAGNESIO  
 HIDRANTE PARA ZINC  
 HIDRANTE PARA COBALTO  
 HIDRANTE PARA NIQUEL  
 HIDRANTE PARA CROMO  
 HIDRANTE PARA MANGANESO  
 HIDRANTE PARA BORO  
 HIDRANTE PARA FLUOR  
 HIDRANTE PARA YODIO  
 HIDRANTE PARA BROMO  
 HIDRANTE PARA CLORO

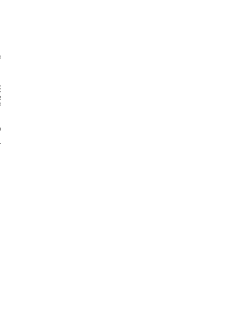
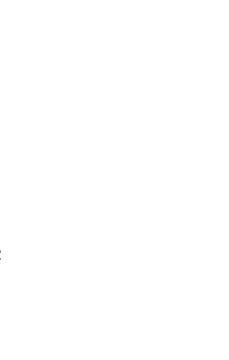
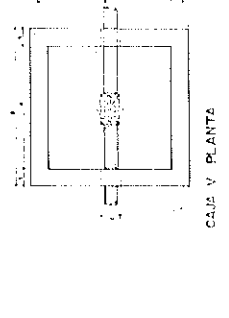
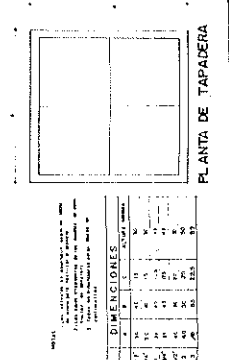
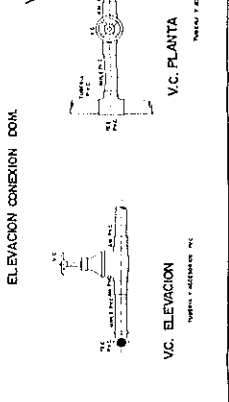
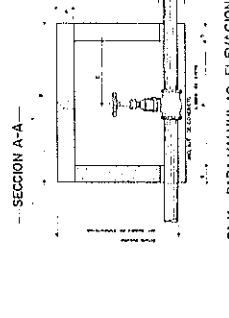
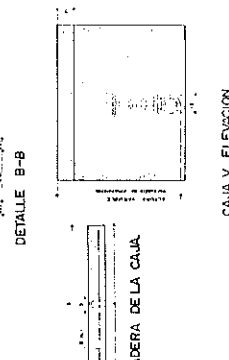
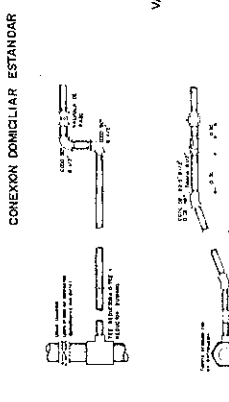
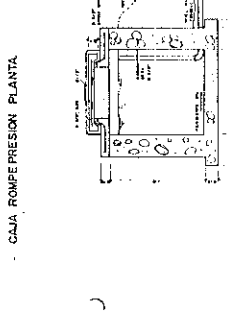
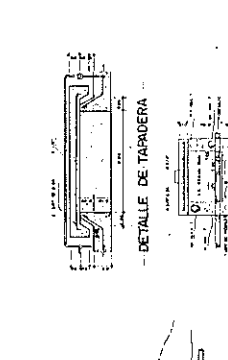
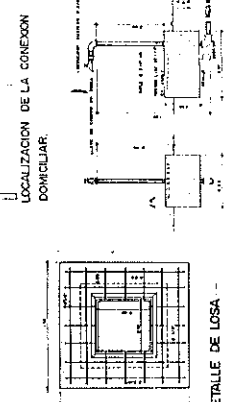
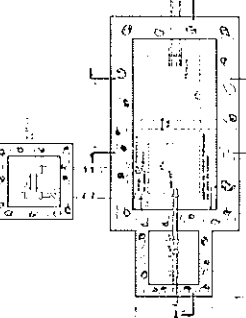
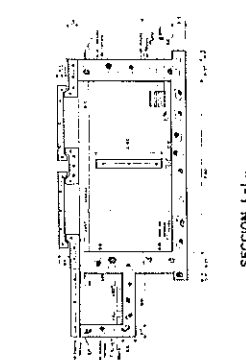
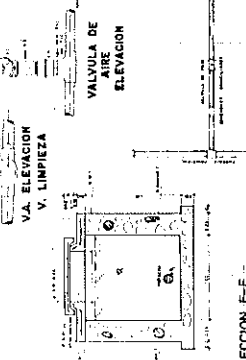
ESTACION	TIPO DE TUBERIA	DIAMETRO	LONGITUD	GRASE	MATERIAL
1	1	100	100	1	1
2	2	100	100	1	1
3	3	100	100	1	1
4	4	100	100	1	1
5	5	100	100	1	1
6	6	100	100	1	1
7	7	100	100	1	1
8	8	100	100	1	1
9	9	100	100	1	1
10	10	100	100	1	1
11	11	100	100	1	1
12	12	100	100	1	1
13	13	100	100	1	1
14	14	100	100	1	1
15	15	100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







UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL  
 INTRODUCCION DE AGUA POTABLE  
 CASAS PARA VALVULAS  
 T. DETALLE  
 7  
 9



CAJA ROMPE PRESION PLANTA

SECCION L-L

SECCION F-F

SECCION A-A

CAJA V. ELEVACION

PLANTA DE TAPADERA

CAJA PARA VALVULAS ELEVACION

DETALLE DE LOSA

CONEXION DOMICILIAR ESTANDAR

VALVULA DE COMPUERTA PLANTA

ELEVACION CONEXION DOM.

VALVULA DE V. LIMPIEZA

VALVULA DE AIRE ELEVACION

CONEXION DOMICILIAR ESTANDAR PARA HBT DE PILA

ALTERNATIVA DE LA TOMA DOMICILIARIA

REFERENCIAL

VALVULA DE V. LIMPIEZA

VALVULA DE V. LIMPIEZA

VALVULA DE V. LIMPIEZA

VALVULA DE V. LIMPIEZA

VALVULA DE V. LIMPIEZA

VALVULA DE V. LIMPIEZA

VALVULA DE V. LIMPIEZA

VALVULA DE V. LIMPIEZA

VALVULA DE V. LIMPIEZA

VALVULA DE V. LIMPIEZA

VALVULA DE V. LIMPIEZA

VALVULA DE V. LIMPIEZA

VALVULA DE V. LIMPIEZA

VALVULA DE V. LIMPIEZA

VALVULA DE V. LIMPIEZA

VALVULA DE V. LIMPIEZA

VALVULA DE V. LIMPIEZA

VALVULA DE V. LIMPIEZA

VALVULA DE V. LIMPIEZA

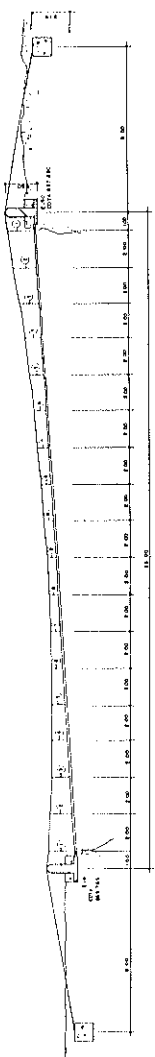
VALVULA DE V. LIMPIEZA



UNIVERSIDAD SAN CARLOS GUATEMALA  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL  
 INGENIERIA EN INGENIERIA CIVIL  
 TITULO: DISEÑO DE UN PASADIZO AEREO  
 PARA LA INTRODUCCION DE AGUA POTABLE  
 Y DETALLES DE LOS ELEMENTOS Y  
 DE LOS ELEMENTOS DE LA OBRA  
 NOMBRE DEL ALUMNO: JUAN CARLOS  
 GONZALEZ GONZALEZ  
 NOMBRE DEL PROFESOR: DR. JUAN  
 CARLOS GONZALEZ GONZALEZ  
 FECHA DE ENTREGA: 15/05/2014  
 NOTA: 9

Tabla de especificaciones de materiales:

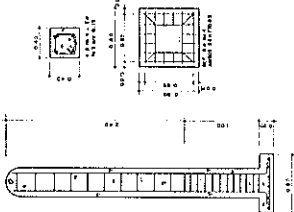
Nº	DESCRIPCION
1	ACERO
2	CONCRETO
3	ALUMINIO
4	VIDRIO
5	PAVIMENTO
6	ISOLACION
7	ACABADO
8	ALAMBRE
9	ALAMBRE
10	ALAMBRE
11	ALAMBRE
12	ALAMBRE
13	ALAMBRE
14	ALAMBRE
15	ALAMBRE
16	ALAMBRE
17	ALAMBRE
18	ALAMBRE
19	ALAMBRE
20	ALAMBRE



DETALLE PARA PASO AEREO No. 4 Escala 1/100



DETALLE PARA PASO AEREO No. 3 Escala 1/250

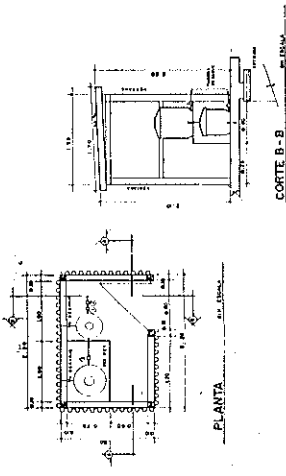


DETALLE COLUMNA P/PASO AEREO N. Esc. 1/250

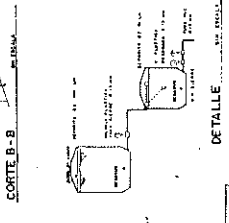
Tabla de especificaciones de materiales:

Nº	DESCRIPCION
1	ACERO
2	CONCRETO
3	ALUMINIO
4	VIDRIO
5	PAVIMENTO
6	ISOLACION
7	ACABADO
8	ALAMBRE
9	ALAMBRE
10	ALAMBRE
11	ALAMBRE
12	ALAMBRE
13	ALAMBRE
14	ALAMBRE
15	ALAMBRE
16	ALAMBRE
17	ALAMBRE
18	ALAMBRE
19	ALAMBRE
20	ALAMBRE

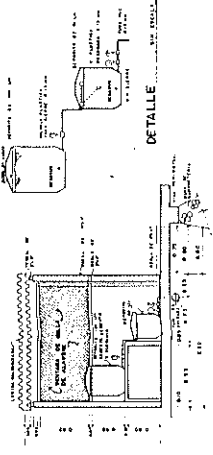
NOTA:  
 1. SE DEBE TENER EN CUENTA LA  
 CARGA DE VIENTO Y LA CARGA DE  
 VIBRACIONES EN EL DISEÑO.  
 2. PARA LA PUNTA, NUBES Y ACCESORIA.  
 3. CANTO DE PVC.  
 4. PARA EL DISEÑO DE LA OBRA SE  
 DEBE TENER EN CUENTA LA CARGA DE  
 VIENTO Y LA CARGA DE VIBRACIONES.  
 5. PARA EL DISEÑO DE LA OBRA SE  
 DEBE TENER EN CUENTA LA CARGA DE  
 VIENTO Y LA CARGA DE VIBRACIONES.  
 6. PARA EL DISEÑO DE LA OBRA SE  
 DEBE TENER EN CUENTA LA CARGA DE  
 VIENTO Y LA CARGA DE VIBRACIONES.  
 7. PARA EL DISEÑO DE LA OBRA SE  
 DEBE TENER EN CUENTA LA CARGA DE  
 VIENTO Y LA CARGA DE VIBRACIONES.  
 8. PARA EL DISEÑO DE LA OBRA SE  
 DEBE TENER EN CUENTA LA CARGA DE  
 VIENTO Y LA CARGA DE VIBRACIONES.  
 9. PARA EL DISEÑO DE LA OBRA SE  
 DEBE TENER EN CUENTA LA CARGA DE  
 VIENTO Y LA CARGA DE VIBRACIONES.  
 10. PARA EL DISEÑO DE LA OBRA SE  
 DEBE TENER EN CUENTA LA CARGA DE  
 VIENTO Y LA CARGA DE VIBRACIONES.  
 11. PARA EL DISEÑO DE LA OBRA SE  
 DEBE TENER EN CUENTA LA CARGA DE  
 VIENTO Y LA CARGA DE VIBRACIONES.  
 12. PARA EL DISEÑO DE LA OBRA SE  
 DEBE TENER EN CUENTA LA CARGA DE  
 VIENTO Y LA CARGA DE VIBRACIONES.  
 13. PARA EL DISEÑO DE LA OBRA SE  
 DEBE TENER EN CUENTA LA CARGA DE  
 VIENTO Y LA CARGA DE VIBRACIONES.  
 14. PARA EL DISEÑO DE LA OBRA SE  
 DEBE TENER EN CUENTA LA CARGA DE  
 VIENTO Y LA CARGA DE VIBRACIONES.  
 15. PARA EL DISEÑO DE LA OBRA SE  
 DEBE TENER EN CUENTA LA CARGA DE  
 VIENTO Y LA CARGA DE VIBRACIONES.  
 16. PARA EL DISEÑO DE LA OBRA SE  
 DEBE TENER EN CUENTA LA CARGA DE  
 VIENTO Y LA CARGA DE VIBRACIONES.  
 17. PARA EL DISEÑO DE LA OBRA SE  
 DEBE TENER EN CUENTA LA CARGA DE  
 VIENTO Y LA CARGA DE VIBRACIONES.  
 18. PARA EL DISEÑO DE LA OBRA SE  
 DEBE TENER EN CUENTA LA CARGA DE  
 VIENTO Y LA CARGA DE VIBRACIONES.  
 19. PARA EL DISEÑO DE LA OBRA SE  
 DEBE TENER EN CUENTA LA CARGA DE  
 VIENTO Y LA CARGA DE VIBRACIONES.  
 20. PARA EL DISEÑO DE LA OBRA SE  
 DEBE TENER EN CUENTA LA CARGA DE  
 VIENTO Y LA CARGA DE VIBRACIONES.



PLANTA



CORTE B-B

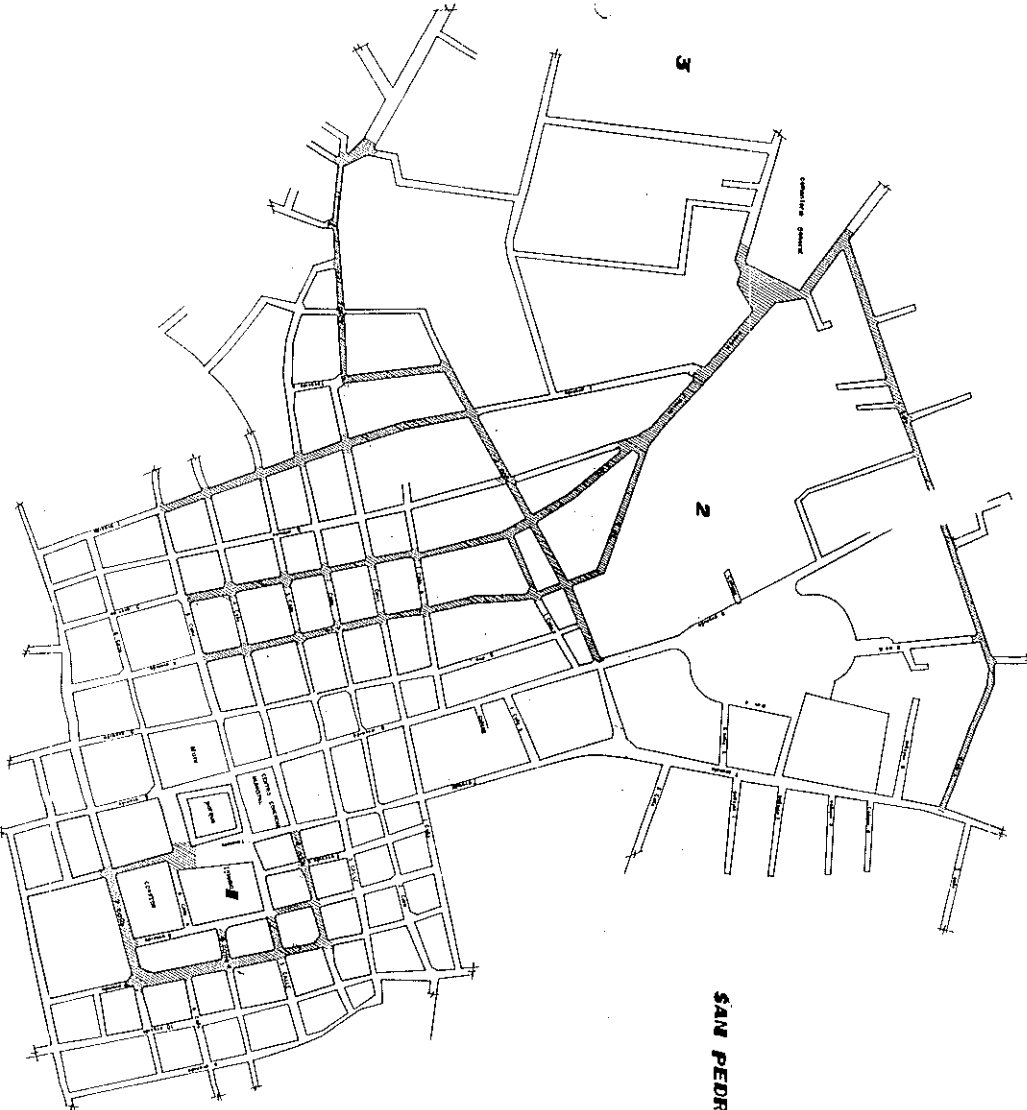


DETALLE

CORTE A-A

REPRODUCCION DE LA OBRA HECHA EN GUATEMALA  
 B. J. LOPEZ GONZALEZ





**SAN PEDRO , SAN MARCOS**



		UNIVERSIDAD SAN CARLOS GUATEMALA	
		FACULTAD DE INGENIERIA	
<b>ASIGNADO</b> SAN MARCOS PLAN DE CALLES		Ing. J. J. J. J. Ing. J. J. J. J.	
<b>UNION DE ADQUISICION</b> No. 1 No. 2		No. 1 No. 2	

## CONCLUSIONES

1. La construcción del proyecto de introducción de agua potable a la Aldea Provincia Chiquita proveerá muchos beneficios a la comunidad, puesto que atenderá a un total de 67 familias, de las cuales el 57% de sus integrantes son menores de 17 años, por cuanto el agua es de vital importancia para la vida del ser humano, y el que se tenga acceso a ello elevará el nivel y calidad de vida.
2. El uso de pavimento de adoquín es el más adecuado para comunidades que aún no completan un óptimo desarrollo urbano, como es el caso de San Pedro Sacatepéquez, donde la distribución de agua potable sólo abarca a un 90% de su demanda, donde el 25% de su población carece de drenaje sanitario y el 80% de sus calles y avenidas no tienen alcantarillado pluvial, situación que implicará en un futuro movilizar el pavimento existente.
3. El método de Mills resulta más aplicable en el diseño de pavimento de adoquín, que el método del PCA, debido a que Mills basa su diseño en encontrar las dimensiones de la subbase, proponiendo espesores de capa de rodadura que van de 5 a 12 cms. mientras que PCA diseña una capa de rodadura que va de 8 a 11 pulgadas que es mucho más que el espesor de un adoquín en nuestro medio.

## RECOMENDACIONES

1. Se recomienda a la Municipalidad de San Pedro Sacatepéquez capacitar a la comunidad de la Aldea Provincia Chiquita sobre la construcción y mantenimiento de los diferentes elementos del sistema de abastecimiento de agua potable, para garantizar de esta forma un buen funcionamiento.
2. Se recomienda a la Municipalidad de San Pedro Sacatepéquez iniciar un programa de cloración de sus diferentes abastecimientos de agua potable, siguiendo el modelo propuesto en este proyecto.
3. Se recomienda a la Municipalidad de San Pedro Sacatepéquez mejorar los servicios de alcantarillado y de distribución de agua potable, para optar en el futuro a un pavimento más adecuado al tráfico vehicular.
4. Se recomienda a la Municipalidad de San Pedro Sacatepéquez continuar con el programa del Ejercicio Profesional Supervisado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, de manera que a través de esta cooperación se puedan atender las necesidades más importantes de la población, en cuanto a servicios e infraestructura.

## BIBLIOGRAFIA

- \* BENTTO GOÑI, JUAN CARLOS, Estudio Comparativo de los Métodos de Diseño de Pavimento Rígido de AASHTO y PCA, Caso Típico Diseño de Carretera de Escuintla Nuevo Puerto Quetzal. (Tesis de Ingeniero: Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala), Guatemala, 1988.
  
- \* BORGES REINOSO, José Francisco. Diseño y Construcción del Sistema de Agua Potable y Letrinación de la Aldea Ixmulej, del municipio de Cuilco Huehuetenango (Tesis de Ingeniero: Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala). Guatemala 1988.
  
- \* CRESPO VILLALAZ, Carlos, Mecánica de Suelos y Cimentaciones Editorial Limusa Cuarta Edición.
  
- \* CHACON VALDEZ, Henry Ernesto. Diseño de Pavimento Rígido de la Calzada Principal de Acceso al Municipio de El Progreso y Ampliación del Sistema de Agua Potable de la Aldea El Ovejero del Municipio de El Progreso, Jutiapa. (Tesis de Ingeniero: Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala). Guatemala 1995.
  
- \* DAVILA CRESPO, Darwin Omar, Estudio y Diseño de Agua Potable para las comunidades Yerbabuena, La Fuente y Velencia, municipio de Jutiapa, Jutiapa (Tesis de Ingeniero: Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala). Guatemala 1995.
  
- \* DEPARTAMENTO DE INGENIERIA, Unidad Ejecutora de Proyectos de Acueductos Rurales (UNEPAR) Normas de Diseño. Guatemala, 1990.
  
- \* DIEGUEZ GONZALES, Educador Gaspar. Estudio y Diseño de Agua Potable para la aldea Tapalapa del Municipio de San Carlos Alzatate, Jutiapa (Tesis de Ingeniero: Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala). Guatemala 1994.
  
- \* FIGUEROA LOPEZ, Rodolfo Vinicio. Proyecto de Mejoramiento del Camino que une Las Aldeas Sacoj y Lo De Bran II. Utilizando el Adoquín como elemento de Pavimentación (Tesis de Ingeniero: Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala). Guatemala 1988.



\* GONZALEZ VILLATORO, Daniel Enrique. Tecnología Apropriada a Sistemas De Cloración en los Acueductos de Guatemala (Tesis: Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala). Guatemala 1986.

\* GUERRERO ROLDAN, Felipe Mercedes. Diseño de Introducción de Agua Potable a la Aldea El Hato del Municipio de Antigua Guatemala del Departamento de Sacatepequez (Tesis de Ingeniero: Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala). Guatemala 1992.

\* HERNANDEZ CORADO, Cesar Arnoldo. Contribución al Estudio del Pavimento de Adoquín Tesis de Ingeniero: Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala). Guatemala 1988.

\* PEREZ MENDEZ, Augusto René. Metodología de Actividades para el Diseño Geométrico de Carreteras. (Tesis de Ingeniero: Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala). Guatemala 1988.

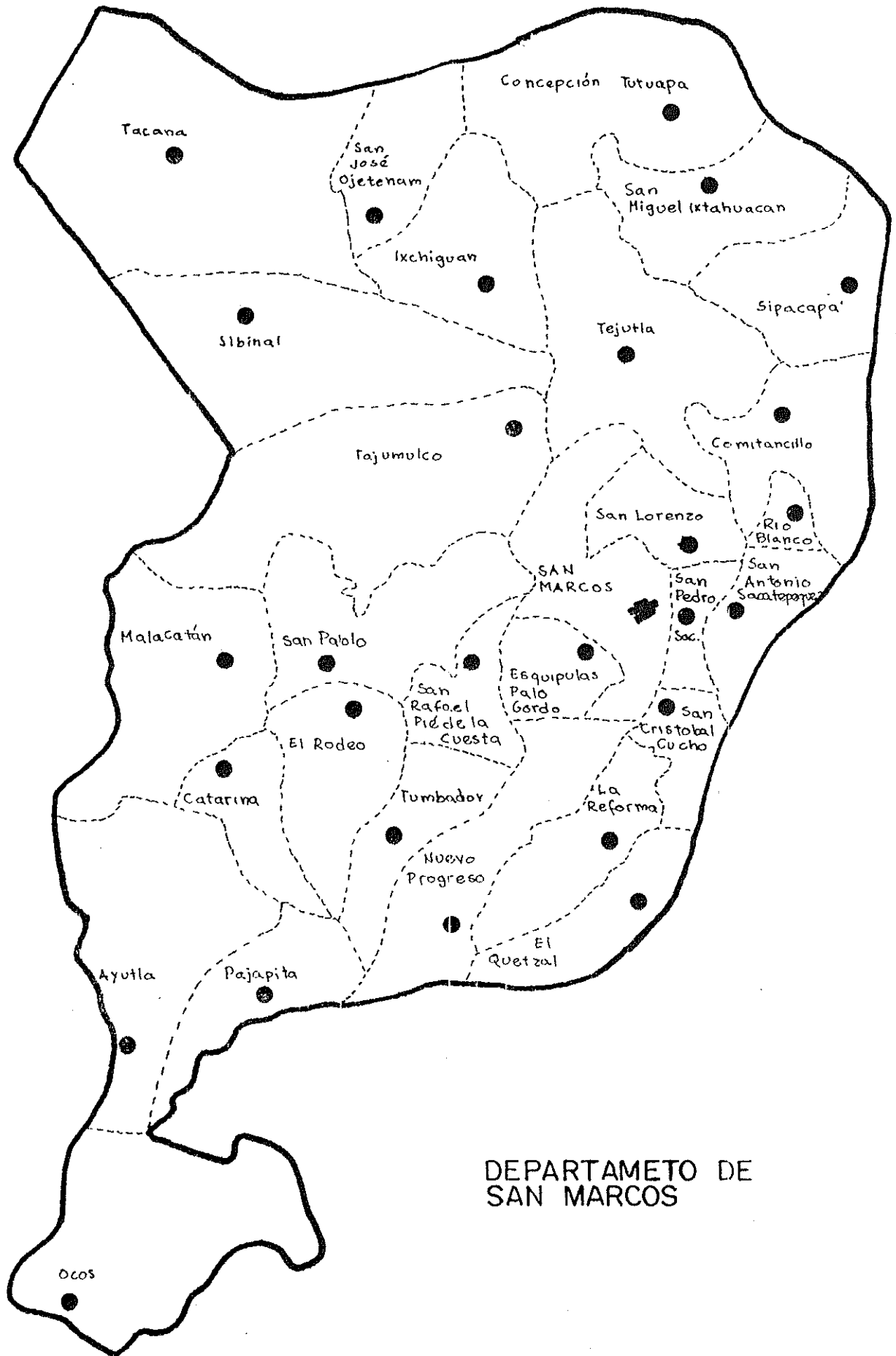
\* RECANCOJ MENDOZA, Juan Bruno. Consideraciones de Análisis y Diseño Estructural de Pasos Elevados para tuberías de Conducción de agua por Medio de Puentes Colgantes. (Tesis de Ingeniero: Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala). Guatemala 1984.

\* SCHWARTZ GUZMAN, Max Fernando. Diseño y Estudio del Sistema de Agua Potable en la Aldea Barrauca de Galvez, del Municipio de San Marcos, Departamento de San Marcos. (Tesis de Ingeniero: Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala). Guatemala 1995.

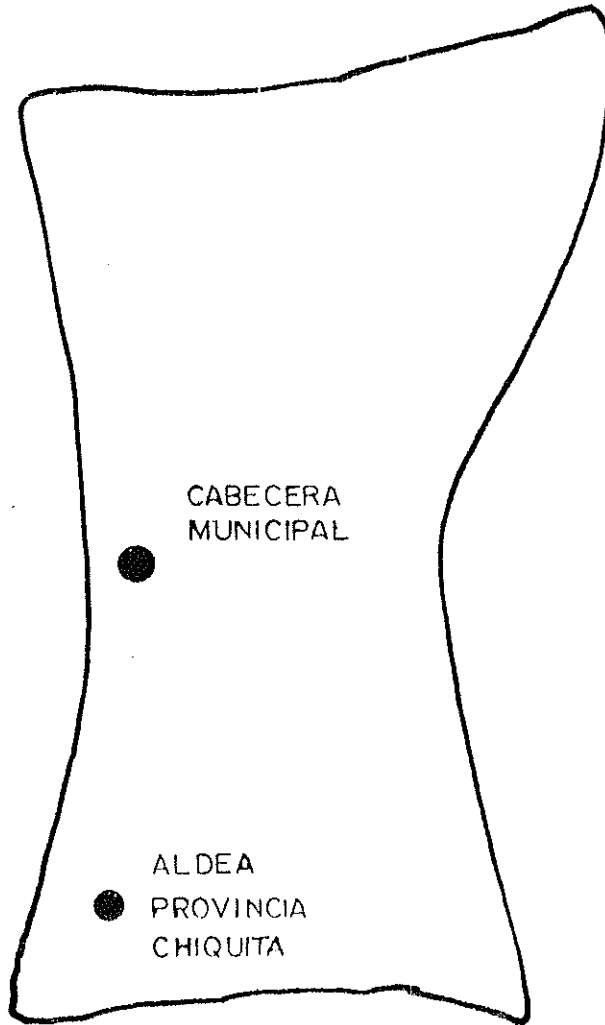
\* VIDES TOBAR, Amando. Analisis y Control de Costos de Ingeniería, Editorial Piedra Santa. Segunda Edición (Tomo 1 y Tomo 2), Guatemala, 1981.

\* ZUÑIGA COLINDRES, Jorge Alberto. Diseño del Pavimento Rígido del proyecto Desvío de Mazatenango, por los Métodos AASHTO - 1986 y La Asociación del Cemento Portland (PCA)(Tesis de Ingeniero: Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala). Guatemala, 1993.

# ANEXO A



DEPARTAMENTO DE  
SAN MARCOS



MUNICIPIO DE  
SAN PEDRO SACATEPEQUEZ

# ANEXO B

MECÁNICA DE SUELOS  
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

Interesado: \_\_\_\_\_ O.T.: \_\_\_\_\_ Fecha \_\_\_\_\_

MUESTRA TOTAL: PESO BRUTO SECO: 763 gr.  
TARA : 263 gr.  
PESO NETO SECO 500 gr.

MALLA	ABERTURA mm	PESO BRUTO gr	TARA gr.	PESO NETO gr.	POR CIENTO
		H		H	100%
3/4"	19.00	A	380.90	a 500	a' 100
# 4	4.76	B	380.90	b 462.8	b' 93
# 10	2.00	C	380.90	c 393.4	c' 79
# 40	0.42	D	380.90	d 155	d' 31
# 200	0.074	E	380.90	e 80	e' 16

GRAVA: 7 %      D10 0.08 mm  
D30 0.28 mm  
D60 1.0 mm  
ARENA: 84 %  
FIKOS: 9 %

CLASIFICACIÓN

SISTEMA UNIFICADO 60 - SC  
SISTEMA F.R.A. A - 2 - 7  
DESCRIPCIÓN Grava y/o arena, arcillosas



