



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

**DISEÑO DE LA RED DE DRENAJE SANITARIO, DRENAJE
PLUVIAL Y PAVIMENTACIÓN DE ACCESO A LA ALDEA PAJCÓ,
CAMOTÁN, CHIQUIMULA**

Norma Liseth Chajón López

Asesorado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Guatemala, septiembre de 2007

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE LA RED DRENAJE SANITARIO, DRENAJE PLUVIAL
Y PAVIMENTACIÓN DE ACCESO A LA ALDEA PAJCÓ,
CAMOTÁN, CHIQUIMULA.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN
PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR:

NORMA LISETH CHAJÓN LÓPEZ
ASESORADO POR EL ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA.

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERA CIVIL

GUATEMALA, SEPTIEMBRE DE 2007

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Kenneth Issur Estrada Ruíz
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
EXAMINADOR	Ing. Fernando Amilcar Boiton Velásquez
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DE LA RED DE DRENAJE SANITARIO, DRENAJE PLUVIAL Y PAVIMENTACIÓN DE ACCESO A LA ALDEA PAJCÓ, CAMOTÁN, CHIQUIMULA,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, el 08 marzo de 2007.

Norma Liseth Chajón López.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta y de la Directora de la Unidad de E.P.S., Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación de al estudiante Norma Liseth Chajón López, titulado DISEÑO DE LA RED DE DRENAJE SANITARIO, DRENAJE PLUVIAL Y PAVIMENTACIÓN DE ACCESO A LA ALDEA PAJCÓ, CAMOTÁN, CHIQUIMULA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

Ing. Fernando Amílcar Boitón Velásquez



Guatemala, septiembre 2007.

/bbdeb.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS
Tel. 24423509

Ref.EPS.SUMAAO.0024.2007
Guatemala,
10 de agosto de 2007

Ingeniera
Norma I. Sarmiento de Serrano
Directora de la
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala.

Respetable Ingeniera de Serrano.

Por medio de la presente, envié a usted el informe final correspondiente a la Práctica de Ejercicio Profesional Supervisado titulado: **DISEÑO DE LA RED DE DRENAJE SANITARIO, DRENAJE PLUVIAL Y PAVIMENTACIÓN DE ACCESO A LA ALDEA PAJCÓ, CAMOTÁN, CHIQUIMULA.**

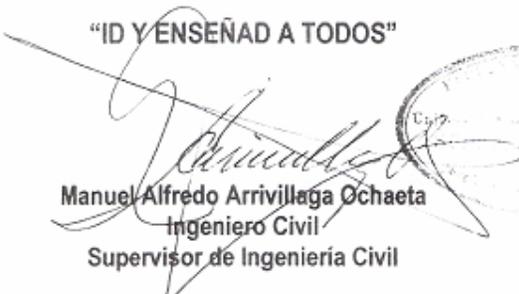
Este Trabajo lo desarrollo la estudiante universitaria **NORMA LISETH CHAJÓN LÓPEZ** quien fue asesorada y supervisada por el suscrito.

Por lo que, habiendo cumplido con los objetivos y los requisitos de ley, solicito darle el trámite correspondiente.

Sin otro particular, me es grato suscribirme de usted.

Atentamente.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”


Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
Ingeniero Civil
Supervisor de Ingeniería Civil



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 16 de agosto de 2007
Ref: EPS. C. 493.08.07

Ing. Fernando Amílcar Boflon Velásquez
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

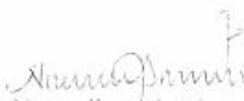
Estimado Ingeniero Boflon Velásquez,

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DE LA RED DE DRENAJE SANITARIO, DRENAJE PLUVIAL Y PAVIMENTACIÓN DE ACCESO A LA ALDEA PAJCÓ, CAMOTÁN, CHIQUIMULA"** que fue desarrollado por la estudiante universitaria **NORMA LISETH CHAJÓN LÓPEZ**, quien fue debidamente asesorada y supervisada por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por parte del Asesor - Supervisor de EPS, en mi calidad de Directora apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Fe y Esencia a Todos"


Inga. Norma Heand Sarmiento Zecú
Directora Unidad de EPS



NLSZ/jm

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

Guatemala,
22 de agosto de 2007

Ingeniero
Fernando Amílcar Boiton Velásquez
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Boiton.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE LA RED DE DRENAJE SANITARIO, DRENAJE PLUVIAL Y PAVIMENTACIÓN DE ACCESO A LA ALDEA PAJCÓ, CAMOTÁN, CHIQUIMULA**, desarrollado por la estudiante de Ingeniería Civil Norma Liseth Chajón López, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Jorge Alejandro Arévalo Velásquez
Coordinador del Área de Topografía y Transportes



/bbdeb.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

Guatemala,
27 de agosto de 2007

Ingeniero
Fernando Amilcar Boiton Velásquez
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Boiton,

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE LA RED DE DRENAJE SANITARIO, DRENAJE PLUVIAL Y PAVIMENTACIÓN DE ACCESO A LA ALDEA PAJCÓ, CAMOTÁN, CHIQUIMULA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Norma Liseth Chajón López, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

¡D Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
Revisor por el Departamento de Hidráulica



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.

DEDICATORIA A:

- Dios:** Todopoderoso, reconociendo que toda la vida y todo don perfecto provienen de él.
- Mis padres:** Edgar Ramiro y María Antonia, porque son el apoyo que siempre necesito para seguir adelante; este logro es de ustedes más que mío y no hubiera sido posible sin su amor y esfuerzo, muchas gracias.
- Mis hermanas:** Thelma, Mirna, Nidia, Sayra, Cindy y Gaby, por su apoyo y cariño en todo momento, gracias por ser mi fortaleza.
- Mis sobrinas:** Roselyn Fernanda y María Celeste Veraliz, gracias por nacer, y con su inocencia ser mi motivación y alegría.
- Mis Padrinos:** Braulia y Gabriel, muchas gracias por estar siempre pendiente de mí y ser un apoyo incondicional.
- Mis familiares:** Con los que comparto este triunfo y orgullo.
- Todos mis amigos de la Universidad:** Pero en especial a Patricia Taracena, Coralia Vásquez, Angel Reyes, Armando Alvarado, Víctor Morales, Carlos García, Jónathan Pineda, Paolo Gómez, Dorian Gómez, Amner Cútzal, Leonel Sitaví, Byron Villatoro, Ósmar Ramírez, y Bladimir Chicas, por haberme acompañado y exhortado a salir adelante en mi carrera profesional.

AGRADECIMIENTOS A:

La Facultad de Ingeniería, de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

Mis Padres Por el arduo trabajo realizado con el fin de proporcionarme el
Y hermanas recurso para alcanzar mis metas.

Mi asesor Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta, por su gran apoyo y
consejo, para la elaboración de este trabajo, pero sobre todo,
muchas gracias por ser un amigo.

El Alcalde P.C. Álvaro Mauricio Guerra Díaz, por haberme permitido la
de Camotán realización de mi E.P.S. en dicha municipalidad.

Camotán A la gente amable y de corazón bondadoso que habita en esta
bella tierra; pero principalmente a la familia Díaz, gracias por
haberme brindado su amistad y cariño durante mi estancia.

O.M.P. A los miembros de la Oficina de Planificación Municipal de
Camotán: Pablo, Cristina, Herberth, William, Hugo, Enry, Boris,
Luís Ángel y Carlos, por permitirme su amistad, comprensión y
apoyo incondicional durante el lapso de tiempo compartido.

Amigos Que viven en Camotán, en especial a Rosita Díaz, Kristy Díaz,
Brenda Pérez y hermanos Guerra Díaz, gracias por su
amabilidad, amistad y apoyo

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	IX
LISTA DE ABREVIATURAS	XI
LISTA DE SÍMBOLOS	XIII
GLOSARIO	XV
RESUMEN	XIX
OBJETIVOS	XXI
INTRODUCCIÓN	XXIII

1. MONOGRAFÍA

1.1. Generalidades	1
1.1.1. Ubicación geográfica	1
1.1.2. Límites y colindancias de la aldea Pajcó	1
1.1.3. Clima	2
1.1.4. Vías de acceso	2
1.1.5. Actividades socioeconómicas	2
1.1.6. Suelo de Chiquimula	3
1.1.6.1. Variaciones del suelo de Chiquimula	4
1.1.6.2. Series de suelos de Camotán	5
1.1.7. Servicios públicos e infraestructura existente	5
1.1.7.1. Salubridad	5
1.1.7.1.1. Agua potable	5
1.1.7.1.2. Drenajes	6
1.1.7.1.3. Basura	6

2. INVESTIGACIÓN PRELIMINAR

2.1 Reconocimiento topográfico	7
2.2 Levantamiento topográfico	7
2.2.1 Planimetría	8
2.2.2 Altimetría	8
2.2.3 Tránsito preliminar	9
2.2.4 Secciones transversales de preliminar	9
2.2.5 Libreta topográfica de aldea Pajcó	9

3. DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO DE LA ALDEA PAJCÓ

3.1 Cálculo para la demanda de la población	11
3.1.1 Población actual	11
3.1.2 Período de diseño	11
3.1.3 Población de diseño	12
3.1.4 Método de incremento geométrico	13
3.2 Tipos de sistema de alcantarillado	14
3.2.1 Sistema de alcantarillado sanitario	14
3.2.2 Sistema de alcantarillado separativo	14
3.2.3 Sistema de alcantarillado combinado	14
3.3 Cálculo de caudales	15
3.3.1 Velocidad de flujo	15
3.3.2 Tirante o profundidad del flujo	16
3.3.3 Caudal	16
3.3.3.1 Caudal domiciliar	16

3.3.3.1.1	Factor de retorno	17
3.3.3.2	Caudal de conexiones ilícitas	17
3.3.3.2.1	Intensidad de lluvia	18
3.3.3.2.2	Coeficiente de escorrentía	18
3.3.3.3	Caudal de infiltración	18
3.3.3.4	Caudal comercia	19
3.3.3.5	Caudal industrial	19
3.3.4	Factor de caudal medio	19
3.3.5	Caudal máximo	20
3.3.6	Factor de Hardmond	20
3.3.7	Caudal de diseño	21
3.3.8	Factor de área	21
3.3.9	Área tributaria	21
3.3.10	Selección de ruta	22
3.3.11	Pendientes máximas y mínimas	22
3.3.12	Fórmula de Manning	22
3.3.12.1	Fórmula de Manning-Strickler	24
3.3.12.2	Fórmula de Pavlovski	24
3.3.13	Consideraciones en el diseño	25
3.3.14	Velocidades de arrastre	26
3.3.15	Velocidades máximas y mínimas de diseño	26
3.4	Cálculo de cotas invert	27
3.5	Diámetro de tuberías	27
3.6	Pozos de visita	28
3.7	Conexiones domiciliare	28
3.8	Caja o candela	30
3.9	Tubería secundaria	31
3.10	Metodología de cálculo	31
3.11	Tratamiento de aguas negras	34
3.11.1	Características del agua residual	35

3.11.2	Fosa séptica	36
3.11.2.1	Dimensionamiento	38
3.11.3	Pozo de absorción	40
3.12	Administración del mantenimiento preventivo del sistema	43
3.12.1	Operación del sistema	43
3.12.2	Mantenimiento del sistema	43
3.13	Presupuesto del sistema de drenaje sanitario	45
3.14	Riesgo y mitigación del proyecto	46
3.14.1	Concepto	46
3.14.2	Mitigación de los efectos naturales	47
3.14.3	Daños producidos por terremotos	48
3.14.4	Riesgo de alteración del agua en las redes de agua	49

4. DRENAJE PLUVIAL Y PAVIMENTACIÓN DEL ACCESO A LA ALDEA PAJCÓ

4.1	Estudio preliminar de campo	51
4.1.1	Ensayos para la clasificación del suelo	51
4.1.2	Características técnicas	51
4.1.3	Beneficios sociales	52
4.2	Recopilación de información de campo	52
4.2.1	Estudio topográfico	52
4.2.2	Estudio de suelos	53
4.2.3	Ensayos para la clasificación de suelos	53
4.2.3.1	Análisis granulométrico	54
4.2.3.2	Límites de consistencia	55
4.2.3.2.1	Límite líquido	55
4.2.3.2.2	Límite plástico	56
4.2.3.2.3	Índice plástico	56
4.2.4	Ensayos para el control de la construcción	57

4.2.4.1	Determinación del contenido de humedad	57
4.2.4.2	Densidad máxima, humedad óptima (Próctor)	58
4.2.5	Ensayos para la determinación de la resistencia del suelo	59
4.2.5.1	Ensayo de valor soporte del suelo (CBR)	59
4.3	Elementos estructurales de un pavimento rígido	61
4.3.1	Pavimento	61
4.3.2	Sub-rasante	62
4.3.3	Sub-base	62
4.3.4	Base granular	63
4.3.5	Diseño geométrico de carreteras	63
4.3.6	Elementos geométricos del alineamiento transversal	63
4.3.7	Análisis de resultados de estudio de suelos	65
4.3.8	Alineamiento horizontal y vertical	66
4.3.8.1	Alineamiento horizontal	66
4.3.8.1.1	Diseño de curvas horizontales	67
4.3.8.2	Alineamiento vertical	68
4.3.8.2.1	Diseño de curvas verticales	68
4.3.9	Diseño de localización	69
4.3.10	Corrimiento lineal	69
4.4	Método de procedimiento de diseño para el pavimento rígido	70
4.4.1	Pavimento rígido	70
4.4.2	Módulo de reacción de sub-rasante	72
4.4.3	Tránsito promedio diario (TPD)	73
4.4.4	Módulo de ruptura del concreto (Mr)	74
4.4.5	Diseño de juntas	75
4.4.5.1	Tipos de juntas	75
4.4.5.2	Formación de las juntas	78
4.5	Pasos para el diseño del espesor del pavimento	81
4.6	Movimiento de tierras	87
4.7	Obras Pluviales	87

4.7.1	Cunetas	88
4.7.2	Contracunetas	89
4.7.3	Drenaje transversal	89
4.8	Drenaje pluvial del tramo carretero (acceso aldea Pajc6)	90
4.8.1	Normas de dise1o	91
4.8.1.1	Di1metros m6nimos	91
4.8.1.2	Velocidades m6nimas y m1ximas	91
4.8.1.3	Profundidad de la tuber6a	91
4.8.1.4	Pozos de visita	92
4.8.1.5	Tragantes	93
4.8.2	Dise1o hidr1ulico	93
4.8.2.1	Coeeficiente de escorrent6a	93
4.8.2.2	Intensidad de lluvia	95
4.8.2.3	1reas tributarias	96
4.8.2.4	Tiempo de concentraci6n	96
4.8.2.5	Pendiente del terreno	97
4.8.2.6	Caudal de dise1o	97
4.8.2.7	Velocidad de flujo a secci6n llena	98
4.8.3	Presupuesto del pavimento r6gido y drenaje pluvial	99
4.9	Riesgo y vulnerabilidad de drenaje pluvial y pavimentaci6n	100
4.9.1	Riesgo y vulnerabilidad del pavimento	101

5. RIESGO Y VULNERABILIDAD DE LOS PROYECTOS

5.1	Evaluaci6n de Impacto Ambiental de los proyectos	103
5.1.1	Amenazas naturales	104
5.1.1.1	Desastres naturales	105
5.1.2	Vulnerabilidad de los proyectos	107
5.1.2.1	Concepto de vulnerabilidad	107
5.1.2.2	Calificaci6n de la vulnerabilidad	107

5.1.2.3	Estimación de la vulnerabilidad	108
5.1.2.4	Identificación de la vulnerabilidad	108
5.1.2.5	Vulnerabilidad administrativa	109
5.1.2.6	Vulnerabilidad operativa	111
5.1.2.7	Vulnerabilidad física	111
5.1.3	Capacidad de respuesta del gobierno local	113
5.1.4	Importancia de la preparación para emergencias a nivel local.	114
5.2	Evaluación financiera de los proyectos	114
5.2.1	Valor actual neto	115
5.2.1.1	Tasa de rendimiento mínima aceptada	115
5.2.2	Relación beneficio/costo	116
5.2.3	Tasa interna de retorno	116
5.2.4	Flujo de fondos	116
	CONCLUSIONES	117
	RECOMENDACIONES	119
	BIBLIOGRAFÍA	121
	APÉNDICE	123

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Variaciones del suelo de Chiquimula	4
2. Series de suelos de Camotán	5
3. Detalle conexiones domiciliarias	29
4. Detalle dos conexiones domiciliarias	30
5. Planta de una curva horizontal	67
6. Sección de una curva vertical	68
7. Tipos de juntas	78
8. Relaciones de soporte de California (CBR)	84
9. Profundidad de la tubería	92

TABLAS

I. Coeficientes de rugosidad	25
II. Contribución de aguas residuales por persona	39
III. Tiempos de retención	40
IV. Valores de tasa de acumulación de lodos digeridos	40
V. Clasificación según CBR, para tipo y uso	61
VI. Categorías de carga por eje	82
VII. Tipos de suelos de sub-rasante y valores aproximados de K	85
VIII. Valores de K para diseños sobre losas no tratadas	85
IX. TPDC permisible, carga por eje categoría 1	86
X. Espesores estimados de bases según su uso	87
XI. Coeficientes de escorrentía superficial	94
XII. Fórmulas de intensidad de lluvia para área rural	95

LISTA DE ABREVIATURAS

Símbolo	Significado
INFOM	Instituto de Fomento Municipal
DGOP	Dirección General de Obras Públicas
INE	Instituto Nacional de Estadística
Q dom	Caudal domiciliar
Q ci	Caudal de conexiones ilícitas (lt/seg)
C	Coefficiente de escorrentía
I	Intensidad de lluvia (mm/hr)
A	Área
Pf.	Población futura
Pa.	Población actual
EL.	Elevación
BM	Banco de marca
PVC	Cloruro de polivinilo
P.C.V.	Principio de curva vertical
P.T.V.	Principio de tangente vertical
P.B.C.V.	Punto bajo de curva vertical
P.A.C.V.	Punto alto de curva vertical
P.I.V.	Punto de intersección vertical
D. A.	Diferencia aritmética
P	Pendiente
EXT.	External
O. M.	Ordenada Máxima

EL.TER.	Elevación de terracería
EL.RAS.	Elevación de rasante
L.C.V.	Longitud de curva vertical
Q inf.	Caudal de infiltración
FH	Factor de Hardmond
Mts.	Metros
Fqm	Factor de caudal medio
M/s	Metros por segundo
L. C.	Longitud de curva horizontal
S.T.	Sub-tangente
CMx.	Cuerda máxima
Pm	Perímetro mojado (m)

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
Q	Caudal (l/s)
V	Velocidad (m/s)
S	Pendiente (%)
N	Coefficiente de rugosidad
Ci	Cota Invert (m)
H min.	Profundidad mínima de la tubería (m)
Et	Espesor de la tubería
Lt / Hab/ Dia	Litros por habitante por día
P.C.	Principio de curva horizontal
P.T	Principio de tangente horizontal
R	Radio
G	Grado de curva horizontal
Δ	Deflexión
S	Peralte
\emptyset	Diámetro
K	Coefficiente de curva vertical
R	Tasa de crecimiento
N	Período de diseño

GLOSARIO

Acueducto	Conducto artificial para agua, que tiene por objeto surtir una o varias poblaciones.
Aguas negras	El agua que se desecha después de haber servido para un fin; puede ser doméstica o industrial.
Altimetría	Parte de la topografía que enseña a medir las alturas.
Banco de marca	Es el lugar que tiene un punto fijo cuya elevación toma de referencia para determinar la altura de otros puntos.
Cota invert	Cota o altura de la parte inferior e interior del tubo ya instalada.
Pérdida de carga	Es la diferencia entre la línea del gradiente hidráulico y el nivel estático.
Tirante	Altura de las aguas negras o pluviales dentro de la tubería.
Banqueta	Faja destinada a la circulación de peatones, ubicada generalmente a un nivel superior al de la calzada.

Bombeo	Pendiente transversal descendente de la corona o sub-corona, a partir de su eje y hacia ambos lados, en tangente horizontal.
Bordillo	Elemento que se construye sobre los acotamientos, junto a los hombros de los terraplenes, para evitar que el agua erosione el talud del terraplén.
Calzada	Parte de la corona destinada al tránsito de vehículos.
Contra cuneta	Canal que se ubica arriba de la línea del talud de cortes, para interceptar los escurrimientos superficiales del terreno natural.
Corona	Superficie terminada de una carretera, comprendida entre sus hombros.
Cuneta	Canal que se ubica en los cortes, en uno o en ambos lados de la corona, continuo a la línea de hombros, para drenar el agua que escurre por la corona o el talud.
Curva vertical	Arco de parábola de eje vertical que une dos tangentes del alineamiento vertical.

Derecho de vía	Superficie de terreno, que se requiere para la construcción, conservación, reconstrucción, ampliación, protección, en general, para el uso adecuado de una vía de comunicación o de sus servicios auxiliares, cuyas dimensiones fija la Dirección General de Caminos.
Grado de curvatura	Ángulo subtendido por un arco de circunferencia de veinte metros de longitud.
Pendiente	Relación entre el desnivel y la distancia horizontal que hay entre dos puntos.
Rasante	Proyección del desarrollo del eje de la corona de una carretera sobre un plano vertical.
Sección transversal	Corte vertical normal al alineamiento horizontal de la carretera.
Talud	Inclinación de la superficie de los cortes o de los terraplenes.
Tangente horizontal	Tramo recto del alineamiento horizontal de una carretera.
Tangente vertical	Tramo recto del alineamiento vertical de una carretera.

RESUMEN

Con las visitas a la aldea Pajc6 del municipio de Camot6n en Chiquimula, se detect6 la falta de condiciones sanitarias adecuadas en la comunidad; debido a que actualmente ya cuentan con un servicio normal de agua potable, este beneficio ha venido a intensificar la cantidad de aguas negras que corren a flor de tierra, a este problema se agrega la acumulaci6n de lodo y polvo en la v1a de acceso a la aldea.

La poblaci6n manifest6 inter6s en buscar soluciones a los problemas de evacuaci6n de aguas negras, para evitar enfermedades gastrointestinales, y en proporcionar una mejor accesibilidad a la aldea, la cual es la m6s cercana al pueblo.

El presente trabajo de graduaci6n contiene en forma detallada el procedimiento que se llev6 a cabo para el desarrollo de los proyectos de dise1o de la red de drenaje sanitario, drenaje pluvial y pavimentaci6n de acceso a la aldea pajc6, Camot6n, Chiquimula.

El mismo contiene la descripci6n del servicio t6cnico profesional, que muestra las diferentes actividades realizadas, entre las cuales se mencionan: antecedentes del proyecto, levantamiento topogr6fico, c6lculo del dise1o de la l1nea central de la carretera (dise1o de curvas y tangentes), dise1o de caudales y par6metros de dise1o. Dise1o de la carretera y dise1o hidr6ulico para el drenaje, parte fundamental del presente proyecto que describe el c6lculo t6cnico realizado, llevando un orden y descripci6n de cada paso en el dise1o de drenajes y dise1o geom6trico de la carretera, as1 como la integraci6n del presupuesto para cada proyecto.

OBJETIVOS

Generales

1. Diseñar la red de drenaje sanitario de las principales calles de la aldea Pajcó, del municipio de Camotán, departamento de Chiquimula.
2. El diseño de la pavimentación y el drenaje pluvial del acceso que conduce a la aldea Pajcó, del municipio de Camotán, departamento de Chiquimula.

Específicos

1. Diseñar un sistema de drenaje sanitario adecuado y eficiente para la aldea, ya que actualmente no cuenta con dicho servicio, por lo cual las aguas negras no tienen una disposición final correcta.
2. Mejorar la accesibilidad y movilidad tanto vehicular como peatonal, evitando charcos de agua en tiempo de invierno y polvo para la época de sequía.
3. Utilizar normas y reglamentos establecidos para el diseño de proyectos de pavimentación y drenajes, respaldándolos con los mismos, de modo que puedan ejecutarse dentro de los lineamientos establecidos en el diseño.

INTRODUCCIÓN

El presente informe es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) de la Facultad de Ingeniería, de la Universidad de San Carlos de Guatemala, realizado en la Municipalidad de Camotán, departamento de Chiquimula.

La aldea Pajcó se ha caracterizado por el rápido aumento poblacional, y si se tiene en cuenta, que uno de los factores que contribuyen a la contaminación del agua superficial, subterránea y medio ambiental, es la mala disposición de las aguas negras, dando como consecuencia inmediata para el ser humano la propagación de enfermedades. Es bajo esta circunstancia en donde crece la necesidad de la aplicación de proyectos científicos que ayuden a reducir las condiciones desfavorables de vida y ambientales

El acceso a la aldea Pajcó, es una carretera de terracería por la cual transitan vehículos de transporte liviano, automóviles y microbuses en su mayoría (eventualmente camiones de carga); la carretera en época seca se mantiene en condiciones favorables para el tránsito, pero a causa de lo copioso del invierno en el lugar, se deteriora, presentando baches que hacen muy difícil el ingreso a la aldea. Por lo cual, la carretera recibe mantenimiento oportunamente, pero esto no garantiza la óptima circulación.

El presente trabajo contiene una propuesta de solución al problema de evacuación de las aguas negras del área urbana de la aldea, así también, contiene una propuesta para una posible mejora del acceso a la aldea.

1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE CAMOTÁN CHIQUIMULA

1.1 Generalidades

1.1.1 Ubicación geográfica

El municipio de Camotán está ubicado en el departamento de Chiquimula, se encuentra en las coordenadas latitud norte 14°49'13" longitud oeste 89°22'24". La distancia de la cabecera municipal de Camotán a la cabecera departamental de Chiquimula es de 32 Km. por la carretera que conduce al lugar fronterizo el Florido, con la república de Honduras. La extensión del municipio es de 232 kilómetros cuadrados, está formado por la cabecera municipal, 29 aldeas y 78 caseríos. Colinda al norte con el municipio de La Unión, departamento de Zacapa; al sur con el municipio de Esquipulas, Chiquimula; al este con Copán Ruinas, que se encuentra en el territorio Hondureño y al oeste con el municipio de Jocotán, Chiquimula.

1.1.2 Límites y colindancias de la aldea Pajcó

La Aldea Pajcó se encuentra ubicada al Norte del Municipio de Camotán, del departamento de Chiquimula. La distancia de la Ciudad Capital a la Cabecera Municipal es de 197 kilómetros. De la cabecera Municipal a la ubicación de la aldea Pajcó existe una distancia de tres kilómetros, de los cuales un kilómetro es de carretera asfaltada y los otros dos son de terracería. La aldea Pajcó colinda al Norte con la aldea Ushá; al Sur con la Cabecera Municipal; al Este con el Brasilar y al Oeste con la Aldea Tapúan.

1.1.3 Clima

En esta zona las condiciones climáticas varían entre 20° y 26° grados centígrados y se incrementan en los meses de marzo, abril y mayo que es la época más crítica del verano ascendiendo hasta los 38° grados centígrados, mientras que la precipitación pluvial anual va de 1,100 a 1,349 milímetros (mm) anuales, distribuidos en los meses de mayo a octubre, conformando la formación de un clima semí-cálido. El clima templado y frío se manifiesta en las montañas más altas, donde las condiciones de humedad, altitud y precipitación, mantienen dicha situación.

1.1.4 Vías de acceso

Existen dos vías de acceso al lugar del proyecto las cuales son:

- Acceso de terracería a 2 Km. de la cabecera municipal.
- Camino vecinal que va desde la aldea el brasilar hasta pajcó.

1.1.5 Actividades socioeconómicas

La actividad principal de la mayoría de los hombres, es la agricultura, en la que también participan los niños mayores de siete años, mientras que la mayoría de mujeres su actividad primordial son los oficios domésticos. Un pequeño grupo de personas en cada aldea ó caserío se dedica a la artesanía, fabricando sombreros de palma, petates de tule, lazos, bolsas, redes de pita de maguey, escobas y trenzas, que generan otros ingresos para ayudar a la economía del hogar. Los productores artesanales obtienen las materias primas que necesitan en los lugares donde habitan, por lo que los costos de abastecimiento son bajos y permiten competir en los mercados aledaños.

1.1.6 Suelo de Chiquimula

El suelo superficial, a una profundidad alrededor de 25 cm., es franco arcilloso café muy oscuro. Tiene un contenido alrededor del 4 % de materia orgánica. La estructura granular está desarrollada en algunos lugares, pero en la mayor parte se ha destruido a causa del cultivo y la exposición al sol, de modo que se vuelve duro cuando está seco y es plástico cuando está húmedo. Grietas de 1 a 2 cm. de ancho y de más de 30 de profundidad, se desarrollan durante la estación seca. La relación es de mediana a ligeramente ácida, PH alrededor de 6.0.

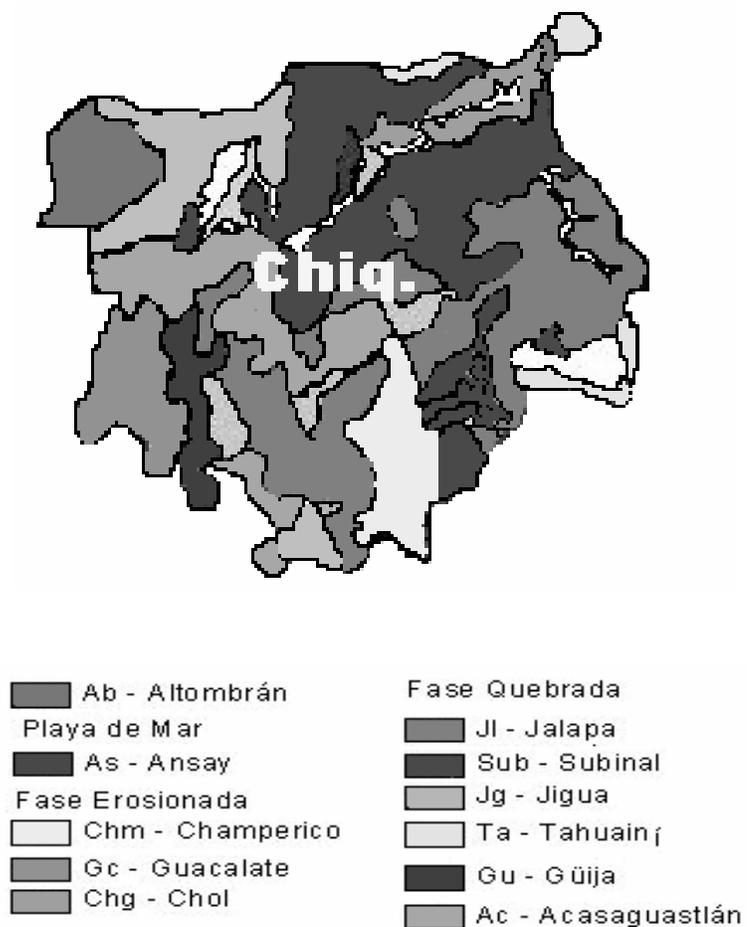
El suelo adyacente al superficial, a una profundidad alrededor de 40 cm. es franco arcilloso o arcilla de café oscuro. El contenido de materia orgánica es bajo (0.8%). Los planos de cruce verticales son más definidos que los horizontales, dando apariencia de una macro-estructura prismática.

El subsuelo más profundo en la parte superior del substrato, es franco arcilloso o franco arcillo arenoso, café amarillento y cementado. Este material es macizo en la mayoría de los lugares y se conoce localmente como talpetate, el cual se excava para usarlo como material de construcción. Es ceniza volcánica parcialmente intemperizada.

El substrato es pómez gruesa cementada débilmente. Casi todos los fragmentos tienen un grueso alrededor de 1 cm. se excava fácilmente y las paredes verticales se sostienen por años sin soporte alguno. Una separación en tamaño de partícula tuvo lugar, asumiéndose por esto, que estos valles fueron rellenados durante un periodo de actividad volcánica intensa, acompañada de fuertes lluvias, lo que dio por resultado la formación de una masa semifluida, pero lo suficiente consistente como para haber sido contenida en un área restringida.

1.1.6.1 Variaciones del suelo de Chiquimula

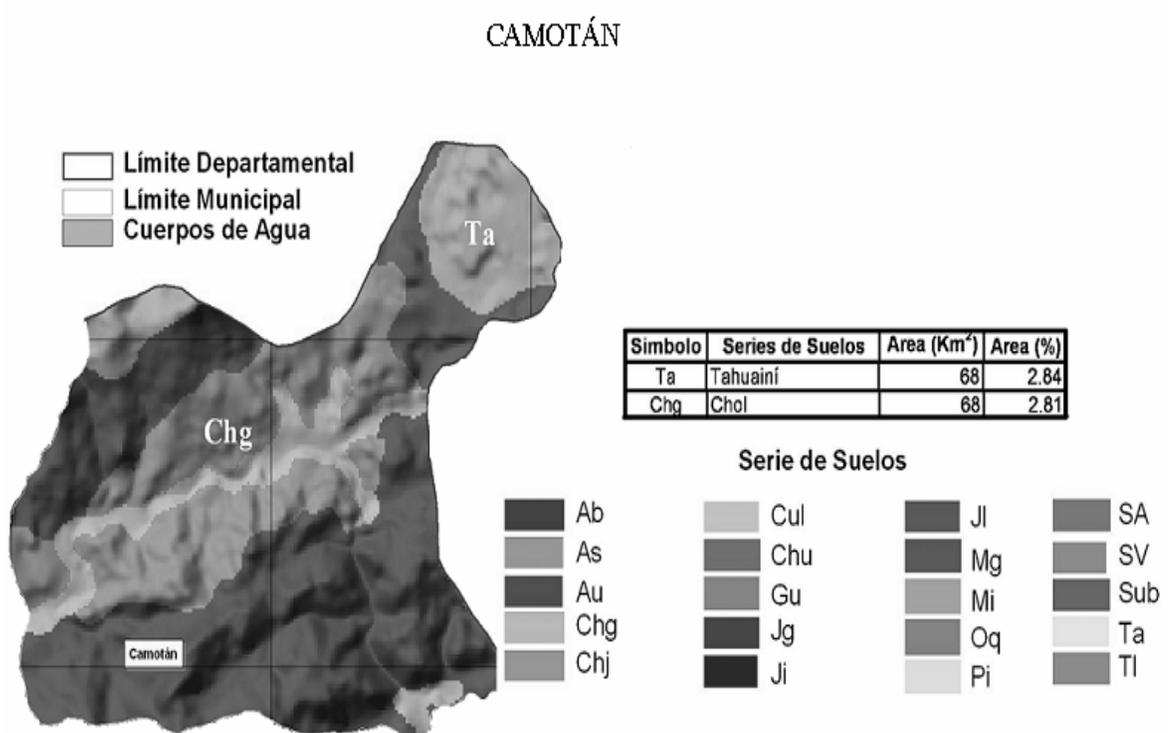
Figura 1. Variaciones del suelo de Chiquimula



Fuente: Ministerio de Agricultura, Ganadería y alimentación (MAGA); Programa de Emergencia por Desastres Naturales (PEDN); Laboratorio de Información Geográfica. Guatemala, Octubre 2002, Mapa No. 8

1.1.6.2 Series de suelos de Camotán

Figura 2. Series de suelos de Camotán



Fuente: Ministerio de Agricultura, Ganadería y alimentación (MAGA); Programa de Emergencia por Desastres Naturales (PEDN); Laboratorio de Información Geográfica. Guatemala, Octubre 2002, Mapa Suelos

1.1.7 Servicios públicos e infraestructura existente

1.1.7.1 Salubridad

1.1.7.1.1 Agua potable

Únicamente la cabecera municipal cuenta con sistema de agua domiciliar, 90 comunidades cuentan con sistema de agua predial, 21 con sistema de agua por Llena-Cántaros y 12 comunidades carecen de un sistema

formal de abastecimiento de agua. La población beneficiada con servicio de agua suma en total 25,627 habitantes distribuidos en 4,750 viviendas, según estimación del Centro de Salud Local. Los restantes 13,288 habitantes distribuidos en 2,463 viviendas carecen de un servicio de abastecimiento de agua.

1.1.7.1.2 Drenajes

Las condiciones sanitarias no son adecuadas, mala evacuación de aguas residuales, que a flor de tierra corren en las calles, lo cual provoca los malos olores y contaminación, la mayoría de viviendas son causantes de la contaminación a causa de la mala disposición de sus aguas residuales.

1.1.7.1.3 Basura

El manejo de los desechos sólidos no es el adecuado, no existen métodos eficientes para resolver este problema, lo cual provoca basureros clandestinos y que la población queme su propia basura.

1.1.7.2 Centros asistenciales

Los habitantes de esta comunidad no cuenta con servicios de médicos, por lo que recurren a la cabecera departamental a (3 Km. de distancia) para ser atendidos. Las enfermedades mas frecuentes son: respiratorias, gastrointestinales, dengue y paludismo.

2. INVESTIGACIÓN PRELIMINAR

2.1. Reconocimiento topográfico

Antes de iniciar propiamente los estudios topográficos se requiere de un reconocimiento preliminar para recopilar datos de gran utilidad en el proyecto como lo relacionado con afectaciones, características de ríos, nombre de lugares intermedios, localización de zonas bajas o inundables, niveles de agua en crecientes.

Existen procedimientos modernos para el reconocimiento como el fotogramétrico electrónico, pero resulta demasiado costoso, muchas veces para el presupuesto que puede tener un camino, también es importante decir que el tipo de vegetación y clima de algunas regiones no permite usar este procedimiento por lo que se tiene que recurrir al reconocimiento directo que se puede auxiliar por cartas topográficas.

2.2. Levantamiento topográfico

Se llama así a la descripción y delineación detallada de la superficie de un terreno de la línea preliminar seleccionada, siguiendo las señales indicadas en el reconocimiento; el levantamiento consiste en una poligonal abierta, formada por ángulos y tangentes, donde se deberá establecer lo siguiente:

- Punto de partida.
- Azimut o rumbo de salida.
- Kilometraje de salida.

Cota de salida del terreno. Para el levantamiento preliminar, se tomó en el campo: tránsito preliminar, niveles de preliminar, secciones transversales de preliminar y referencias.

2.2.1 Planimetría

Ésta se define como el conjunto de trabajos necesarios para representar gráficamente la superficie de la tierra, tomando como referencia el norte para su mejor orientación. El levantamiento planimétrico sirve para localizar la red dentro de las calles; en general, para ubicar todos aquellos puntos de importancia.

En la medición de la planimetría de dicho proyecto se utilizó el método de deflexiones simples en una poligonal abierta; que consiste en tomar un Azimut inicial referido al norte y fijando éste con una vuelta de campana. En la vista atrás se toma la medida hacia la siguiente estación. Se tomaron puntos intermedios entre estación y estación a cada veinte metros, así como también puntos de referencia en accidentes geográficos (cercos, orillas de calle, postes de luz, etc.).

2.2.2 Altimetría

Es la medición de las alturas de una superficie de la tierra, con el fin de representarlas gráficamente, para que junto con la planimetría, se defina la superficie en estudio, representada en tres dimensiones. Técnicamente se recomienda el nivel, por ser fabricado para tal fin, pero las medidas tomadas por el teodolito son correctas si se efectúa un buen levantamiento topográfico.

El resultado de los trabajos de altimetría y planimetría se encuentran representados en los planos planta-perfil, adjuntos en el presente trabajo.

El levantamiento planimétrico, en el caso del diseño de drenajes, sirve para localizar la red dentro de las calles, indicar los pozos de visita y en general, para ubicar todos aquellos puntos de importancia.

2.2.3 Tránsito preliminar

El trazo se efectuó por el método de deflexiones simples, con estacionamientos cada 20 metros primero sobre el eje central y en los puntos donde se consideró necesario.

La nivelación se efectuó tomando diferencias de nivel en todos los puntos fijados por el trazador de la línea central, situando BM (Banco de Marca). Como cota de salida (BM) se tomará de preferencia una fijada por la Instituto Geográfico Nacional (IGN). En este caso se adoptó una cota de salida arbitraria, la cual es de 1000.

2.2.4 Secciones transversales de preliminar

Por medio de las secciones transversales se podrá determinar la topografía de la faja de terreno que se necesita para lograr un diseño apropiado. En las estaciones de la línea central se trazaron perpendiculares, haciendo un levantamiento a cada 20 metros recopilando información del lado izquierdo y derecho de la línea central.

2.2.5 Libreta topográfica de aldea Pajcó

Ver apéndice 1

3. DISEÑO DE LA RED DE DRENAJE SANITARIO DE LA ALDEA PAJCÓ, CAMOTÁN, CHIQUIMULA.

3.1. Cálculo para la demanda de la población

3.1.1. Población actual

La población a beneficiar en el proyecto del sistema de alcantarillado es la aldea PajcÓ que cuenta ya con 2107 habitantes.

3.1.2. Período de diseño

Se tomará como tal el tiempo en el cual la obra funcionara satisfactoriamente, por lo tanto hay que tener en cuenta:

- Vida útil de las estructuras, tomando en cuenta: antigüedad, desgaste y daño.
- Crecimiento poblacional
- Desarrollo de la obra en sus primeros años

Para el período de diseño del proyecto se tomó en cuenta 30 años, pero descontando un año para la aprobación de su ejecución quedaron 29 años libres de período.

Recomendaciones:

Colector principal	30 - 40 años
Planta de tratamiento	20 - 30 años
Línea de descarga	10 –15 años
Equipo electro-mecánico	8 – 10 años

3.1.3. Población de diseño

Para el cálculo de la población se debe tomar el período de diseño correspondiente. Es recomendable utilizar cualquier método apropiado para la estimación de crecimiento poblacional.

Se recopilará toda la información necesaria para tener datos más reales, como en los registros municipales y de sanidad, censos escolares, Instituto Nacional de Estadística (INE). En todo caso el diseñador debe verificar la información obtenida.

Hay que tomar en cuenta el tamaño de la comunidad a estudiar. Para el cálculo de la población futura existen varios métodos y los más comunes son: el método de incremento aritmético o el método del incremento geométrico, con la tasa de crecimiento nacional, municipal o calculándola por medio de fórmulas, el método de proyección gráfica a ojo y el método de saturación.

Para este proyecto se utilizará el método geométrico, ya que se poseen los datos para completar lo necesario para calcular la población futura.

3.1.4. Método de incremento geométrico

El sistema de alcantarillado debe adecuarse a un funcionamiento eficiente durante un período determinado; en este caso se adoptó un período de diseño de treinta años por indicación de las normas de diseño que se utilizan en el país. Para calcular la cantidad de habitantes que utilizará el servicio en un período establecido, se aplicó la fórmula de incremento de población que a continuación se describe:

- Incremento geométrico:

$$P_f = P_a(1+t)^n$$

$P_f = 4420$ habitantes

Donde: P_f = población futura (4420 habitantes)

P_a = población actual (2107 habitantes)

n = periodo de diseño (30 años)

t = tasa de crecimiento (2.5%)

Utilizando el método geométrico se evaluó el crecimiento de la población a servir, se estimó un porcentaje de crecimiento para el diseño de 1.025%, tomando en cuenta los dos últimos censos.

Las poblaciones en vías de desarrollo crecen a un ritmo geométrico o exponencial, por lo tanto este método responde más a la realidad. Al calcular la curva de crecimiento de población se puede estar arriba de la realidad y se estaría sobre diseñando; pero tal situación, si no es benéfica, tampoco haría fallar el sistema.

3.2. Tipos de sistema de alcantarillado

Son los conductos por los cuales corren las aguas negras, pluviales o ambas, que provienen de las calles, casas, industrias, comercios, etc.

Se tienen tres tipos de sistemas de alcantarillado, la elección dependerá de los estudios que se realicen y de las condiciones que se presenten, tanto económicas, como físicas y funcionales.

3.2.1. Sistema de alcantarillado sanitario

Es el que conduce aguas negras únicamente.

3.2.2. Sistema de alcantarillado separativo

Se diseñan dos redes independientes, una para que transporte las aguas negras y la otra, las aguas provenientes de las lluvias. Es importante que las casas y edificios cuenten con tuberías separadas y así se recolecten las aguas de la forma en que se espera funcione este sistema.

3.2.3. Sistema de alcantarillado combinado

Se diseña para que transporte aguas negras y las aguas provenientes de la lluvia.

3.3. Cálculo de caudales

El cálculo de los diferentes caudales que componen el flujo de aguas negras, se efectúa mediante la aplicación de diferentes factores, en los cuales interviene la población, tales como:

- Dotación de agua potable por habitante por día.
- Utilización del agua en las viviendas.
- Uso del agua en el sector industrial y su dotación.
- Uso del agua en el sector comercial y su dotación.
- Intensidad de lluvia en la población.
- Estimación de las conexiones ilícitas.
- Cantidad de agua que se puede infiltrar en el drenaje.
- Las condiciones socio-económicas de la población.

3.3.1. Velocidad del flujo

La velocidad del flujo está determinada por la pendiente del terreno, el tipo y diámetro de la tubería que se utiliza. La velocidad del flujo se determina por la fórmula de Manning y las relaciones hidráulicas de v/V ; donde “V” es la velocidad a sección llena y “v” es la velocidad de flujo, que por norma debe ser mayor de 0.40 metros por segundo, para que no exista sedimentación en la tubería y por lo tanto algún taponamiento y su valor debe ser menor o igual que 4.0 metros por segundo, para que no exista erosión o desgaste, estos datos se aplican para tubería de PVC.

3.3.2. Tirante o profundidad del flujo

Corno ya se mencionó la altura del tirante del flujo debería ser mayor del 10% del diámetro de la tubería y menor del 75% de la misma; estos parámetros aseguran su funcionamiento como canal abierto, así como su funcionalidad para el arrastre de los sedimentos.

3.3.3. Caudal

El caudal que puede transportar el drenaje está determinado por diámetro, pendiente y velocidad del flujo dentro de la tubería. Por norma se supone que el drenaje funciona como un canal abierto, es decir, que no funciona a presión. El tirante máximo de flujo se obtiene de la relación d/D , donde “d” es la profundidad o altura del flujo y “D” es el diámetro interior de la tubería, esta relación debe ser mayor de 0.10 para que exista arrastre de las excretas y menor de 0.75 para que funcione como un canal abierto.

3.3.3.1. Caudal domiciliar

El agua que ha sido utilizada para limpieza o producción de alimentos, es desechada y conducida a la red de alcantarillado, el agua de desecho doméstico está relacionada con la dotación y suministro de agua potable. Una parte de ésta no será llevada al alcantarillado, como la que se usa en el riego de los jardines y en el lavado de vehículos; de tal manera que el valor del caudal domiciliar está afectada por un factor que varía entre 0.70 a 0.80, el cual queda integrado de la siguiente manera:

$$Q_{\text{DOM}} = \frac{\text{Dot} * \text{No.hab} * \text{Fact.Re torno}}{86400}$$

Dot	=	Dotación (lts/hab/día)
# hab	=	Número de habitantes.
Qdom	=	Caudal domiciliar (lts/seg)

3.3.3.1.1. Factor de retorno

El factor de retorno, como ya se mencionó, es el porcentaje de agua, que después de ser usada vuelve al drenaje, en este caso se considera un 70 % de factor como retomo.

3.3.3.2. Caudal de conexiones ilícitas

Es producido por las viviendas que conectan las tuberías del sistema de agua pluvial al alcantarillado sanitario sin ninguna autorización. Se estima un porcentaje de viviendas que puedan realizar conexiones ilícitas, que varía de 0.5 a 2.5 por ciento. Éste se calcula por medio de la fórmula del método racional, ya que tiene relación con el caudal producido por las lluvias.

$$Q_{\text{Conex. Ilíc}} = \frac{CiA}{360} = \frac{Ci (A\%)}{360}$$

Donde:

Qconex.ilic = Caudal (m³/seg).

C= Coeficiente de escorrentía, el que depende de las condiciones del suelo y topografía del área a integrar.

I = Intensidad de lluvia (mm/hora).

A = Área que es factible de conectar (Has).

A% = Porcentaje de patios y techos.

3.3.3.2.1 Intensidad de la lluvia

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

3.3.3.2.2 Coeficiente de escorrentía

Es la cantidad de agua que escurre, en función de la permeabilidad de la superficie del suelo.

3.3.3.3 Caudal de infiltración

Es el caudal que se infiltra en el alcantarillado, el cual depende de las profundidades del nivel freático del agua, y de la tubería, de la permeabilidad del terreno, el tipo de junta, la calidad de mano de obra utilizada y de la supervisión técnica de la construcción. Puede calcularse de dos formas: en litros diarios por hectárea o litros diarios por kilómetro de tubería, se incluye la longitud de la tubería de las conexiones domiciliarias, asumiendo un valor de 6.00 m por cada casa; la dotación de infiltración varía entre 12000 u 18000 litros/km/día.

$$Q_{\text{inf}} = \frac{(Dot * (mts.Tubo + No.Casas * 6 mts) / 1000)}{86400}$$

Dot = Dotación (Hs/kilómetro/día)

Casas = Número de casas

3.3.3.4. Caudal comercial

Es el agua desechada por las edificaciones comerciales como: comedores, restaurantes, hoteles, etc., por lo general la dotación comercial varía según el establecimiento a considerar, pero puede estimarse entre 600 y 3,000 lts/comercio/día.

$$Q_{\text{Com.}} = \frac{\text{No. Comercio} * \text{Dot.}}{86400}$$

Qcom = Caudal Comercial

3.3.3.5. Caudal industrial

Es el agua de desechos de las industrias, como fábricas de textiles, licoreras, refrescos, alimentos, etc. Igual que para el caso anterior, si no se cuenta con el dato de la dotación de agua suministrada, se puede estimar dependiendo del tipo de industria, entre 1,000 y 18,000 lts/industria/día.

$$Q_{\text{Ind.}} = \frac{\text{No. Industrias} * \text{Dot.}}{86400}$$

Q_{Ind.} = Caudal Industrial

3.3.4. Factor de caudal medio

Una vez obtenido el valor de los caudales anteriormente descritos, se procede a integrar el caudal medio (Q_{medio}) del área a drenar, que al ser distribuido entre el número de habitantes se obtiene un factor de caudal medio (fqm), el cual varía entre el rango de 0.002 a 0.005. Si el cálculo del factor se

encuentra entre esos dos límites, se utiliza el calculado; en cambio si es inferior o excede, se utiliza el límite más cercano, según sea el caso.

$$Q_{\text{medio}} = Q_{\text{Dom}} + Q_{\text{Com}} + Q_{\text{Ind}} + Q_{\text{Inf}} + Q_{\text{Conellic}}$$

$$f_{\text{qm}} = \frac{Q_{\text{medio}}}{\# \text{habit.}}$$

$$0.002 < f_{\text{qm}} < 0.005$$

En el caso de la aldea Pajc3, no se tom3 en cuenta el caudal industrial y comercial debido a que no se conectar3n; ya que se estima muy poco probable la instalaci3n de f3bricas o comercios en el lugar.

3.3.5. Caudal m3ximo

Para calcular el caudal m3ximo que fluye por las tuber3as, en un momento dado, hay que afectar el caudal medio por un factor conocido como factor de flujo, el cual suele variar entre 1.5 a 4.5, de acuerdo al tama3o de la poblaci3n. El c3mputo de dicho factor se puede hacer por diversas formas, pero la m3s usada es el valor obtenido por la f3rmula de Hardmond.

3.3.6. Factor de Hardmond

Es el valor estad3stico, que determina la probabilidad del n3mero de usuarios que estar3n haciendo uso simult3neo del servicio; est3 dado de la siguiente manera:

$$FH = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{p}}$$

Donde:

P = Poblaci3n futura acumulada en miles.

3.3.7. Caudal de diseño

Para realizar la estimación de la cantidad de agua negra que transportará el alcantarillado en los diferentes puntos donde esta fluye, primero se tendrán que integrar los valores que describen en la fórmula siguiente:

$$Q_{Dis} = No.Habit.*FH*Fqm$$

Donde:

No.Habit.	=	Número de habitantes futuros acumulados.
FH	=	Factor de Hardmond.
Fqm	=	Factor de caudal medio.

3.3.8. Factor de área

El factor de área es la relación entre el área total a drenar, y la longitud total de la tubería del drenaje. Debe estar comprendido entre los valores de 0.0035 a 0.0055, sus dimensiones son hectáreas por metro.

3.3.9. Área tributaria

Se considera como área tributaria la longitud que se encuentra entre los pozos de visita, contribuyendo al caudal que pasa por ese sector, hasta unirse a otro tramo. El área acumulada comprenderá sumar cada tramo conforme se lleve el diseño de cada uno de éstos, siguiendo la ruta elegida para cada sector determinado.

3.3.10. Selección de ruta

Al realizar la selección de ruta que seguirá el agua se debe considerar:

- a) Iniciar el recorrido en los puntos que tengan las cotas más altas y dirigir el flujo hacia las cotas más bajas.
- b) Para el diseño, en lo posible, se debe seguir la pendiente del terreno, con esto se evitará una excavación profunda y disminuir así costos de excavación.
- c) Acumular los caudales mayores en tramos cuya pendiente del terreno sea pequeña y evitar de esta manera que la tubería se le dé otra pendiente ya que se tendría que colocar la tubería más profunda.
- d) Evitar, en lo posible, dirigir el agua en contra de la pendiente del terreno.

3.3.11. Pendientes máximas y mínimas

La pendiente mínima en los colectores es la que provoca velocidades iguales o mayores a 0.40 mts/seg, y la pendiente máxima la que provoca velocidades menores o iguales a 4.00 mts/seg.

3.3.12. Fórmula de Manning

Para efecto de cálculo se considera el régimen permanente uniforme, esto es, flujo permanente, en el cual la velocidad media permanece constante; las ecuaciones fundamentales son:

$$Q = V * A \qquad Rh = \frac{A}{P}$$

- Q = caudal (m³/s)
- A = area hidráulica (m²)
- P = perímetro mojado (m)
- Rh = radio hidráulico (m)
- V = velocidad (m/s)

La fórmula de Manning es experimental y se deriva de la fórmula de Chezy:

Fórmula de Chezy: $V = C * (Rh * S)^{1/2}$

$$Q = A * C * (Rh * S)^{1/2}$$

El valor constante C está dado a su vez por otras fórmulas propuestas por diferentes investigadores; por ejemplo: está la fórmula de Kutter, en la cual C depende de algunas constantes: del radio hidráulico, pendiente y del coeficiente de rugosidad.

$$C = \frac{(23 + (\frac{0.00155}{S}) + \frac{1}{n})}{(1 + (23 + \frac{0.00155}{S}) * (\frac{n}{Rh})^{1/2})}$$

- S = Pendiente (m/m)
- n = coeficiente de rugosidad

Manning da valores a la constante C mediante la siguiente fórmula:

$$C = \frac{1}{n} * (Rh)^{\frac{1}{6}}$$

Que al sustituirla en la de Chezy, produce la fórmula que lleva su nombre, la cual es una de las fórmulas más usadas en el cálculo de alcantarillado.

$$V = C * (Rh * S)^{\frac{1}{2}} \quad \text{Chezy}$$

$$V = \frac{1}{n} * Rh^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \quad \text{Manning}$$

$$Q = A * C * (Rh * S)^{\frac{1}{2}} \quad \text{Chezy}$$

$$Q = \frac{1}{n} * A * Rh^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \quad \text{Manning}$$

3.3.12.1. Fórmula de Manning-Strickler

Esta fórmula es muy parecida a la anterior, salvo que el coeficiente n se transforma en la constante K y toma otros valores:

$$C = K * Rh^{\frac{1}{6}}$$

K = coeficiente de rugosidad de Manning-Strickler

Rh = radio hidráulico

3.3.12.2. Fórmula de Pavlovski

$$C = \frac{1}{n} * Rh^y$$

Y depende de Rh y n donde:

Rh = radio hidráulico

n = coeficiente de rugosidad

c = factor de resistencia de la fórmula de Chezy

La mayor parte de alcantarillados se proyectan como canales abiertos, en los cuales el agua circula por acción de la gravedad y sin ninguna presión, pues la superficie libre líquido está libre en contacto con la atmósfera. Puede suceder que el canal esté cerrado, como el caso de los conductos que sirven de alcantarillado para que circule el agua de desecho y que eventualmente se produzca alguna presión debido a la formación de gases.

Tabla I. Coeficientes de rugosidad

Material	n
Tubos de Cemento < 24" diámetro	0.015
Tubos de Cemento > 24" diámetro	0.013
Tubos PVC y asbesto cemento	0.009
Tubos de Hierro fundido	0.013
Tubos de metal corrugado	0.021
Zanjas	0.020
Canales recubiertos con piedra	0.030

3.3.13. Consideraciones en el diseño.

Se deben considerar las siguientes especificaciones hidráulicas:

- a) $Q_{\text{diseño}} < Q_{\text{sección llena}}$
- b) La velocidad debe de estar comprendida entre **$0.40 \leq v \leq 4.00$ (m/seg)**
 $0.40 \leq v$ para que existan fuerzas de tracción y arrastre de los sólidos.
 $v \leq 4.00$ para evitar deterioro de la tubería debido a la fricción producida por velocidad y la superficie de la tubería.
- c) El tirante debe estar entre:

$$0.10 \leq \frac{d}{D} \leq 0.90$$

Con los anteriores parámetros se evita que la tubería trabaje a presión.

3.3.14. Velocidades de arrastre

Velocidad mínima con la que los sólidos no se sedimentan en la alcantarilla. Ésta se obtiene haciendo que el tirante se encuentre en un rango de $0.10 < d/D < 0.90$ y una pendiente adecuada.

3.3.15. Velocidades máximas y mínimas de diseño

Los proyectos de alcantarillado de aguas negras deben diseñarse de modo que la velocidad mínima de flujo, trabajando a cualquier sección, sea 0.40 mts/seg. No siempre es posible mantener esa velocidad, debido a que existen ramales que sirven a sólo unas cuantas casas y producen flujos bastante bajos; en tales casos, se proporcionará una pendiente que dé la velocidad mínima de 0.40 mts/seg., a la descarga máxima estimada, y una velocidad no menos de 0.40 m/seg durante escurrimientos bajos.

Las velocidades mínimas fijadas no permiten la decantación de los sólidos pero también, las velocidades altas producen efectos dañinos, debido a que los sólidos en suspensión hacen un efecto abrasivo a la tubería, por tal razón se ha recomienda que la velocidad máxima de diseño sea de 4.00 mts/seg.

3.4. Cálculo de cotas invert

Cuando se está trabajando en el diseño se tiene que calcular la profundidad a la que se va a instalar la tubería inicial, para esto se toma en cuenta la profundidad mínima según el reglamento de la Dirección General de Obras Públicas (DGOP) e Instituto de Fomento Municipal (INFOM) el cual será de 1.20 mts. En lugares donde no pasan vehículos pesados y de 1.40 donde transitan vehículos pesados. En el proyecto se ha tomado una profundidad inicial y mínima de 1.20 mts.

Teniendo ésta información inicial, el cálculo de las cotas invert se obtienen restando a la cota de terreno la altura inicial del primer pozo para obtener la primera que sería cota invert de salida y para encontrar la cota invert de entrada se obtiene mediante la diferencia de cota invert de salida menos pendiente de diseño por la distancia.

3.5. Diámetro de tuberías

El diámetro mínimo de tubería que se utiliza para el diseño del alcantarillado sanitario es de 6 pulgadas, esto se debe a requerimientos de flujo, y limpieza; de esta manera se evitarán obstrucciones en la tubería. Esta especificación es adoptada para tubería de PVC, ya que en tubería de cemento, el diámetro mínimo es de 8 pulgadas. Para este diseño en particular se seleccionó un diámetro mínimo de 6 pulgadas, ya que se utilizará tubería de PVC.

3.6. Pozos de visita

Los pozos de visita son parte de las obras accesorias de un alcantarillado y son empleadas como medio de inspección y limpieza. Según las normas para construcción de alcantarillados, se recomienda colocar pozos de visita en los siguientes casos:

- a) En toda intercepción de colectores.
- b) Al comienzo de todo colector
- c) En todo cambio de sección o diámetro.
- d) En todo cambio de dirección o de pendiente
- e) En tramos rectos, a distancias no mayores de 100 a 120 metros.
- f) En las curvas de colectores visitables, a no más de 30 metros.

3.7. Conexiones domiciliarias

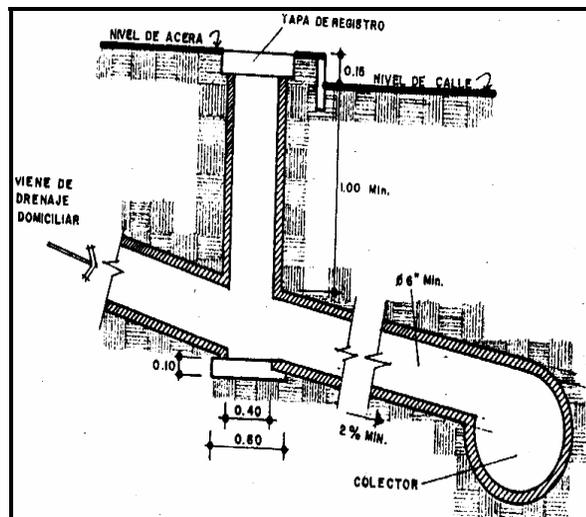
Una conexión domiciliar es un tubo que lleva las aguas servidas desde una vivienda o edificio a una alcantarilla común o a un punto de desagüe. Ordinariamente al construir un sistema de alcantarillado, se acostumbra establecer y dejar prevista una conexión en Y o en T en cada lote edificado o en cada lugar donde haya que conectar un desagüe doméstico. Las conexiones deben taparse e impermeabilizarse para evitar la entrada de aguas subterráneas y raíces. En colectores pequeños es más conveniente una conexión en Y, ya que proporciona una unión menos violenta de los escurrimientos que la que se conseguiría con una conexión en T.

Sin embargo, la conexión en T es más fácil de instalar en condiciones difíciles. Una conexión en T bien instalada es preferible a una conexión en Y mal establecida. Es conveniente que el empotramiento con el colector principal

se haga en la parte superior para impedir que las aguas negras retornen por la conexión doméstica cuando el colector esté funcionando a toda su capacidad.

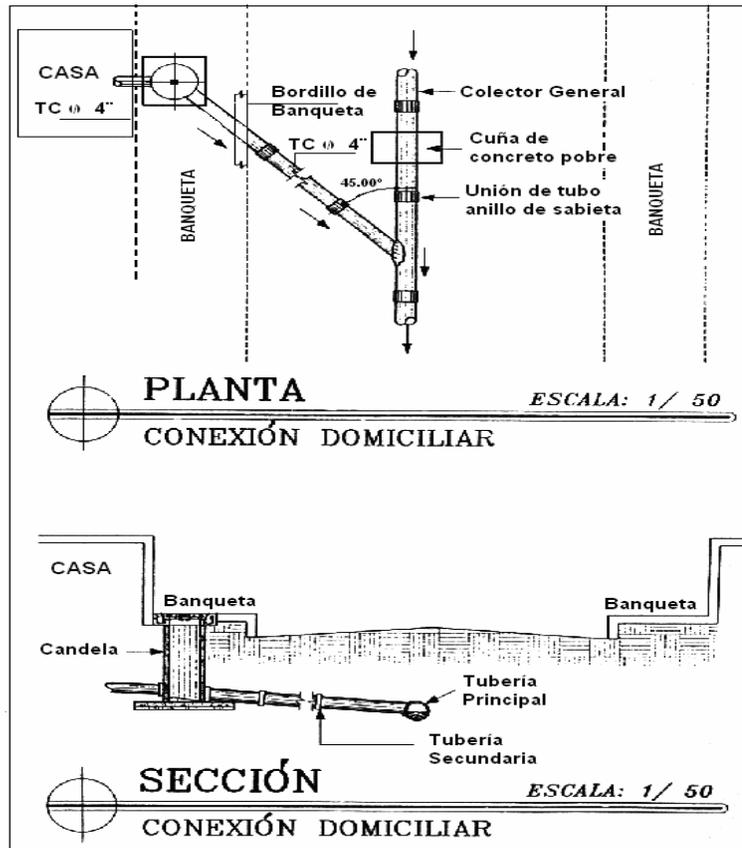
La conexión doméstica se hace por medio de una caja de inspección, construida de mampostería o con tubos de cemento colocados en una forma vertical (candelas), en la cual se une la tubería proveniente del drenaje de la edificación a servir, con la tubería que desaguará en el colector principal. La tubería entre la caja de inspección y el colector debe tener un diámetro no menor a 0.15 m (6") y debe colocarse con una pendiente del 2% como mínimo.

Figura 3. Detalle conexiones domiciliars



FUENTE: RICARDO ANTONIO CABRERA,
TESIS APUNTES DE INGENIERIA SANITARIA 2, PAG. 26

Figura 4. Detalle 2 conexiones domiciliars



FUENTE: JUAN ADOLFO OROZCO, TESIS DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO ALDEA SAN PEDRO PETZ DEPARTAMENTO DE SAN MARCOS, PAG. 26

3.8. Caja o candela

La conexión se realiza por medio de una caja de inspección, construida de mampostería o con tubos de concreto colocados verticalmente. El lado menor será de 45 centímetros. y si fuese circular, tendrá un diámetro no menor de doce pulgadas; en ambos casos deben estar impermeabilizadas por dentro y tener una tapadera para realizar inspecciones.

El fondo tiene que ser fundido de concreto, dejando la respectiva pendiente para que las aguas fluyan por la tubería secundaria, hasta llegar al alcantarillado central. La altura mínima de la candela será de un metro.

3.9. Tubería secundaria

La conexión de la candela domiciliar con la tubería central se hará por medio de la tubería secundaria, la cual tendrá un diámetro mínimo de 6 pulgadas, en tubería de concreto y de 4 pulgadas en tubería de PVC. Debe tener una pendiente mínima de 2 %.

Al realizar el diseño de alcantarillado deben considerarse las alturas en las cuales se encuentran las viviendas, con relación a la alcantarilla central, y con esto no profundizar demasiado la conexión domiciliar; aunque en algunos casos ésta resulta imposible por la topografía del terreno, debiendo considerarse otras formas de realizar dicha conexión.

Los sistemas que permitan un mejor funcionamiento del alcantarillado, se utilizarán en situaciones en las cuales el diseñador lo considere conveniente; debido a sus características y a las condiciones físicas donde se construirá. Algunos de estos sistemas son: tubería de ventilación, tanques de lavado, sifones invertidos, disipadores de energía, pozos de luz, etc.

3.10. Metodología de cálculo

Especificaciones para el diseño de drenaje aldea Pajcó:

Población total de municipio (censo 1994 INE)	1270 habitantes
Población total de municipio (censo 2002 INE)	1725 habitantes
Población actual	420 habitantes
Período de diseño	30 años
Densidad de vivienda	7 Habitante/casa
Dotación de agua potable	210 lit/hab/día
Factor de retorno	0.70

Material a utilizar	Tubería P.V.C.
Coefficiente de rugosidad	0.009

$$\text{Tasa de crecimiento} = \left(\frac{\text{Censo2002}}{\text{Censo1994}} \right)^{\frac{1}{n}} - 1 = \left(\frac{1725}{1270} \right)^{\frac{1}{30}} - 1 = 0.01025 = 1.025\%$$

Análisis del tramo 1 - 2:

Cota terreno inicio:	189.713 m
Cota terreno final:	187.82 m
Distancia:	29.68 mts
Viviendas del tramo:	15
Viviendas acumuladas:	15

Población actual = 15 X 7 = 105 habitantes

Población futura = 105 * (1.025)³⁰ = 220 habitantes

$$\text{Pendiente del terreno} = \left(\frac{189.713 - 187.82}{29.68} \right) * 100 = 6.38 \%$$

Se tomaron en cuenta las poblaciones actuales y futuras, para que el sistema funcione correctamente al inicio y al final del periodo de diseño, cumpliendo con los criterios adoptados.

Análisis de situación actual

$$Q_{\text{dom}} = \frac{(210 \text{lit/hab/dia} * 105 \text{hab} * 0.70)}{86400} = 0.179 \text{ lit/seg}$$

$$Q_{\text{inf}} = \frac{109000 * (29.68 + (15 * 6))}{86400 * 1000} = 0.1505 \text{ lit/seg}$$

$$Q_{\text{lic}} = 1.8002 * 0.0863 = 0.1505 \text{ lit/seg}$$

$$Q_{\text{sanitario}} = 0.179 + 0.1505 + 0.1505 = 0.48 \text{lit/seg}$$

$$F_{qm} = 0.48 / 105 = 0.0046$$

Chequeo $F_{qm} > 0.002$ OK

$$FH = \left(\frac{18 + (105/1000)^{1/2}}{4 + (105/1000)^{1/2}} \right) = 1.29$$

$$Q_{dis} = 0.0046 * 1.29 * 105 = 0.92 \text{ lit/seg}$$

Análisis de situación futura

$$FH = \left(\frac{18 + (220/1000)^{1/2}}{4 + (220/1000)^{1/2}} \right) = 0.98$$

$$Q_{dis} = 0.0046 * 0.98 * 220 = 0.99 \text{ lit/seg}$$

Utilizando un diámetro de 6 pulgadas y una pendiente igual a la del terreno, que en este caso es de 6.38% para evitar exceso de excavación, se tiene que, utilizando la fórmula de Manning, se calcula la velocidad y el caudal a sección llena del tubo, donde:

$$v = \frac{0.0254 * D^{2/3} * S^{1/2}}{n} = \frac{0.00254 * (6)^{2/3} * (0.0638)^{1/2}}{0.013} = 2.1996 \text{ m/seg}$$

$$Q = V * A = 2.1996 * \left(\pi * (6/2)^2 \right) * 0.64516 = 40.12 \text{ lit/seg}$$

$$q/Q \text{ actual} = 0.01500$$

$$q/Q \text{ futuro} = 0.0248$$

$$V_{actual} = 0.36 * 2.1996 = 0.80 \text{ m/seg}$$

$$V_{futuro} = 0.42 * 2.1996 = 0.93 \text{ m/seg}$$

De acuerdo con estos resultados, se comprueba que se cumplen los rangos de velocidades máximas y mínimas.

Cota invert inicial = Cota de terreno inicial – h altura de pozo

Cota invert inicial = 189.713 – 1.20 = 188.513

Cota invert final = Cota final – h altura de pozo

Cota invert final = 187.82 – 1.20 m= 186.62

El ancho de zanja se toma dependiendo de las alturas de los pozos.

El volumen de excavación es igual al producto del ancho de zanja, por el promedio de altura de pozos por la distancia horizontal.

Volumen = $[(1.2 + 1.20) * 29.68 * 0.90]/2 = 32.05 \text{ m}^3$

Los demás tramos se diseñan de la misma forma. (Ver apéndice 3).

3.11. Tratamiento de aguas negras

Las actividades humanas dan lugar a la producción de una amplia gama de productos residuales, muchos de los cuales pasan al agua, que actúa como vehículo de transporte. Esta agua residual puede contener deyecciones humanas, residuos domésticos, descargas industriales, escorrentías procedentes de la agricultura y/o de aguas pluviales; todos estos residuos, individual o colectivamente, pueden contaminar o polucionar el medio ambiente.

Queda claro que, si bien la recolección y evacuación del agua residual de una población por medio de alcantarillados, contribuye al saneamiento y a mejorar el aspecto físico del lugar, estas seguirán causando deterioro y

problemas higiénicos a la misma población, si se disponen sin algún tratamiento previo.

3.11.1. Características del agua residual

Los contaminantes pueden dividirse en biodegradables y no biodegradables. Ciertos contaminantes, por ejemplo los inorgánicos, no se degradan biológicamente y una vez que entran en las aguas receptoras pueden diluirse, aunque no se reducen necesariamente en cantidad.

Otros contaminantes experimentan modificaciones por la acción de factores biológicos, químicos y físicos.

Las sustancias y los microorganismos presentes en las aguas residuales pueden ser:

- Agentes infecciosos: hongos y bacterias.
- Residuos con demanda de oxígeno.
- Nutrientes de plantas.
- Compuestos químicos orgánicos.
- Sedimentos.

En las aguas residuales domésticas la materia orgánica puede dividirse en tres grupos principales: proteínas, hidratos de carbono y grasas. Las proteínas, que constituyen el 40% al 50% de la materia orgánica, son complejos aminoácidos y proporcionan la mayor parte de los nutrientes bacterianos. Aproximadamente un 50% al 60% de las proteínas se encuentran en la fracción disuelta de las aguas residuales domésticas y un 20% a un 30% en la fracción sedimentable.

Las aguas negras están constituidas en su mayoría por líquidos, ya que aproximadamente, el 0.1% está formado por materiales sólidos. Los sólidos totales en las aguas negras, tanto en solución como en suspensión, son los que quedan después de evaporar una muestra hasta secarla completamente.

Una parte por millón (p.p.m.) equivale a un miligramo por litro, es decir, que expresa la cantidad en peso de sólidos contenidos en un litro de aguas negras.

3.11.2. Fosa séptica

La fosa séptica se caracteriza porque en ella la sedimentación y la digestión ocurren dentro del mismo tanque; con lo anterior, se evitan los problemas de complejidad de construcción y excavación profunda del tanque Imhoff. La fosa séptica consiste esencialmente en uno o varios tanques o compartimientos, en serie, de sedimentación de sólidos. La función más utilizada de la fosa séptica es la de acondicionar las aguas residuales para disposición sub-superficial en lugares donde no existe un sistema de alcantarillado sanitario. En estos casos sirve para:

- Eliminar sólidos suspendidos y material flotante.
- Realizar el tratamiento anaerobio de los lodos sedimentados.
- Almacenar lodos y material flotante.

La remoción de la DBO (demanda bioquímica de oxígeno) en un tanque séptico puede ser del 30 a 50%, de grasas y aceites un 70 a 80%, de fósforo un 15% y de un 50 a 70% de S.S. (sólidos en suspensión), para aguas residuales domésticas típicas. Para la localización de un tanque séptico se recomienda tener en cuenta los siguientes criterios:

- Para proteger las fuentes de agua, la fosa debe localizarse a más de 15 m de cualquier fuente de abastecimiento.
- La fosa no debe estar expuesta a inundación y debe disponer de espacio suficiente para la construcción del sistema de disposición o tratamiento posterior que se aplique a la misma.
- La fosa debe tener acceso apropiado para que su limpieza y mantenimiento sean fáciles.

El tanque séptico, en el cual la sedimentación y la digestión del residuo ocurren en el mismo recipiente, es el sistema más usado para adecuar el agua residual con el fin de dispersarla en el subsuelo mediante campos de infiltración o para postrarla en filtros anaerobios, filtros intermitentes de arena o procesos biológicos convencionales en el mismo sitio.

En estudios realizados sobre eficiencia de las fosas sépticas se indican las siguientes conclusiones principales:

- El tanque séptico debe tener un período de retención mayor de 24 horas.
- La fosa séptica debe tener una configuración de la unidad de salida con pantalla para gases.
- La relación de área superficial a profundidad debe ser mayor de 2.
- Se debe preferir un tanque de cámaras múltiples con interconexiones similares a las de la unidad de salida.

Se recomiendan la utilización de una fosa solamente para:

- Áreas desprovistas de redes públicas de alcantarillados.
- Alternativa de tratamiento de aguas residuales en áreas que cuentan con redes de alcantarillado locales.
- Retención previa de los sólidos sedimentables, cuando la red de alcantarillado presente diámetros reducidos.
- No está permitido que les entre: aguas de lluvia, ni desechos capaces de causar interferencia negativa en cualquier fase del proceso de tratamiento.
- Los afluentes de fosas sépticas no deben estar dispuestos directamente en un cuerpo de agua superficial. Deben ser tratados adicionalmente para mejorar la calidad del vertimiento.

3.11.2.1. Dimensionamiento

La capacidad total de un tanque séptico se determina de diferentes maneras con base en la población servida o con base en el caudal afluente y el tiempo de retención.

El diseñador debe seleccionar una metodología de diseño que garantice el correcto funcionamiento del sistema teniendo en cuenta los siguientes criterios:

- Rendimiento del proceso de tratamiento.
- Almacenamiento de lodos.
- Amortiguamiento de lodos.
- Amortiguamiento de caudales pico.

Para el cálculo del volumen útil de la fosa séptica se recomienda el siguiente criterio

$$V_u = 1000 + N_c * (C * T + K * L_f)$$

Donde:

Vu = Volumen útil de la fosa séptica.

Nc = Número de contribuyentes.

C = Contribución de aguas residuales por contribuyente.

T = Tiempo de retención.

K = Tasa de acumulación de lodo digerido en días

Lf = Contribución de lodo fresco.

Tabla II. Contribución de aguas residuales por persona

Predio	Unidades	Contribución de aguas residuales C y lodo fresco Lf (L/día)	
		C	Lf
Ocupantes permanentes			
Residencia			
Clase alta	persona	160	1
Clase media	persona	130	1
Clase baja	persona	100	1
Hotel (excepto lavandería y cocina)	persona	100	1
Alojamiento provisional	persona	80	1
Ocupantes temporales			
Fábrica en general	persona	70	0.3
Oficinas temporales	persona	50	0.2
Edificios públicos o comerciales	persona	50	0.2
Escuelas	persona	50	0.2
Bares	persona	6	0.1
Restaurantes	comida	25	0.01
Cines, teatros o locales de corta permanencia	local	2	0.02
Baños Públicos	tasa sanitaria	480	4

Tabla III. Tiempos de retención

Contribución diaria (L)	Tiempo de retención	
	días	horas
Hasta 1,500	1	24
de 1,501 a 3,000	0.92	22
de 3,001 a 4,500	0.83	20
4,501 a 6,000	0.75	18
6,001 a 7,500	0.67	16
7,501 a 9,000	0.58	14
mas de 9,001	0.5	12

Tabla IV. Valores de tasa de acumulación de lodos digeridos

Intervalo de limpieza (años)	Valores de K por intervalo de temperatura ambiente (t) en °C		
	t ≤ 10	10 ≤ t 20	t ≥ 20
1	94	65	57
2	134	105	97
3	174	145	137
4	214	185	177
5	254	225	217

3.11.3. Pozo de absorción

Consiste en una excavación en el terreno, por lo general de 2.00 a 2.50 m de diámetro.

Todo pozo debe tener una cubierta o losa de hormigón armado de 0.20 m de espesor descansado sobre un brocal o anillo de hormigón. A la cubierta se le deja una tapa de inspección como mínimo de 0.60 * 0.60 m y se conecta a una cañería de ventilación de 4" para la eliminación de gases. Debe sobrepasar el nivel de la techumbre del inmueble y estar protegida con malla de alambre fino que impida el acceso de moscas, cucarachas, mosquitos y otros insectos.

Debido a las pendientes de las cañerías y a la fosa séptica, la losa del pozo se encuentra normalmente a 1.30 m o más, por debajo del nivel de la superficie del terreno.

El pozo absorbente sólo se recomienda en los siguientes casos:

- Cuando se vacían sólo aguas de lavado, desagües de piscinas o aguas pluviales.
- Como efluente de fosa séptica.
- Cuando se dispone de bastante terreno.
- Como solución transitoria.

Para determinar la profundidad del pozo debe hacerse la prueba de absorción a diferentes profundidades, y generalmente el término medio del coeficiente obtenido, sirve para determinar las características absorbentes del terreno de un sector.

Para efectuar la prueba de absorción, a medida que se va excavando el pozo y a diferentes profundidades, se hacen excavaciones de 0.30 * 0.30 m de base por 0.35 m de profundidad, con el fin de obtener una cifra media. Después de extraer la tierra desprendida se coloca en el fondo una capa de 5 cm de arena gruesa o gravilla; luego se llena con agua y se deja filtrar totalmente. Después se vuelve a llenar, de modo que el agua permanezca en él por lo menos cuatro horas, y de preferencia por la noche, para que el terreno se sature. Posteriormente se ajusta la altura del agua hasta una profundidad de 0.15 m y se determina el tiempo que tarda en bajar 2.5 cm, o velocidad de infiltración, midiéndole descenso después de treinta minutos para terrenos normales o de diez minutos para terrenos arenosos o muy permeables. Si, por ejemplo, el nivel del agua desciende 0.25 m en treinta minutos, la velocidad de filtración es de tres minutos (tiempo que tarda en bajar 2.5 cm). Con esta velocidad de filtración se determina el coeficiente de absorción.

Para calcular la dimensión del pozo no debe considerarse el fondo de la excavación porque se colmata rápidamente, sino la superficie de los taludes bajo la línea de agua, determinada por el nivel de la tubería de llegada. Si parte del terreno es impermeable, debe restarse la superficie correspondiente.

Conocido el coeficiente de absorción, la profundidad del pozo se determina con base en la siguiente fórmula:

$$H = \frac{K_1 * N}{\Pi * D}$$

Donde:

H = Profundidad del pozo en metros.

K_1 = Coeficiente de absorción en m²/persona/día.

N = Número de personas servidas.

D = Diámetro medio del pozo en metros.

Es importante destacar que la duración de un pozo absorbente es muy prolongada y puede servir fácilmente durante seis, ocho o diez años en operación continua, siempre que la fosa séptica opere en perfectas condiciones y por consiguiente, entraña limpiezas periódicas (máximo cada dos años) aunque la instalación domiciliaria no acuse fallas en su funcionamiento.

Cualquiera que sea la causa por la cual el pozo absorbente se llene, no hay posibilidad práctica económica de efectuar una limpieza, y por consiguiente, se debe recurrir a la construcción de otra unidad. Sin embargo, es frecuente que se presenten situaciones que requieran una atención de urgencia. Para estos casos se aconsejan dos soluciones, se trate de un período corto de funcionamiento o para un tiempo más prolongado.

3.12 Administración del mantenimiento preventivo del sistema

La responsabilidad de mantenimiento estará a cargo del comité pro-mejoramiento de la comunidad, este comité tendrá una unidad operativa, conformada de preferencia por personas que hayan participado en la construcción del alcantarillado.

Estos a su vez tendrán que promover y coordinar todo tipo de actividad con la comunidad que se relacione con la conservación y/o mejoramiento del medio ambiente, así como supervisar el uso y dar mantenimiento preventivo, correctivo al sistema de alcantarillado sanitario.

3.12.1. Operación del sistema

Es el conjunto de acciones externas que se realizan a todos los elementos del sistema para que estén en perfecta operación y estos elementos son:

- Línea central y/o secundaria
- Pozos de visita
- Conexiones domiciliarias

3.12.2 Mantenimiento del sistema

Es el conjunto de acciones internas en las cuales se realizan mantenimiento para prevenir daños y reparaciones en el sistema. A continuación se enumeran los posibles problemas y acciones a tomar.

Elemento	Línea central y/o secundaria
Inspección	En pozos de visita
Posible problema	Taponamiento parcial o total
Acciones a seguir	Prueba de corrimiento de flujo
Elemento	Pozos de visita
Inspección	En tapadera y en el interior
Posibles problemas	Estado de escalones, acumulación de residuos
Acciones a seguir	Cambio de tapadera y limpieza de pozos
Elemento	Conexiones domiciliarias
Inspección	General de la unidad
Posibles problemas	Estado físico y taponamientos
Acciones a seguir	Cambio de candelas domiciliarias y quitar tapones.

3.13 Presupuesto del sistema de drenaje sanitario

PROYECTO: DISEÑO DE LA RED DE DRENAJE SANITARIO, DRENAJE PLUVIAL Y PAVIMENTACION DE ACCESO A LA ALDEA PAJCO, CAMOTAN, CHIQUIMULA.							
INTEGRACION DE COSTOS GENERALES							
REGLON	U. MEDIDA	CANTIDAD	COSTO UNITARIO		COSTO TOTAL	COSTO TOTAL	
DRENAJE SANITARIO							
PRELIMINARES							
BODEGA	M ²	60	Q	166,15	Q	9.969,22	\$1.311,74
REPLANTEO TOPOGRAFICO	ML	2524,29	Q	2,04	Q	5.152,58	\$677,97
TRAZO	ML	2524,29	Q	5,57	Q	14.065,67	\$1.850,75
EXCAVACION							
CORTE	M ³	3356,62	Q	125,06	Q	419.788,84	\$55.235,37
RELLENO	M ³	3050,958	Q	46,47	Q	141.793,12	\$18.656,99
COLECTOR							
LINEA DRENAJE PRINCIPAL	ML	2524,29	Q	40,51	Q	102.268,80	\$13.456,42
POZOS DE VISITA							
DE 1.20M A 1.50M	unidad	58	Q	2.898,14	Q	168.092,18	\$22.117,39
DE 1.50M A 2.00M	unidad	4	Q	3.622,68	Q	14.490,71	\$1.906,67
DE 2.00M A 2.50M	unidad	3	Q	4.830,24	Q	14.490,71	\$1.906,67
DE 2.50M A 3.00M	unidad	1	Q	6.037,79	Q	6.037,79	\$794,45
DE 3.00M A 3.50M	unidad	1	Q	7.245,35	Q	7.245,35	\$953,34
DE 3.50M A 4.00M	unidad	2	Q	8.452,91	Q	16.905,82	\$2.224,45
DE 4.00M EN ADELANTE	unidad	1	Q	9.660,47	Q	9.660,47	\$1.271,11
CONEXIONES DOMICILIARES							
DOMICILIARES	unidad	301	Q	1.018,08	Q	306.442,84	\$40.321,43
COSTO TOTAL					Q	1.236.404,11	\$162.684,75

EL COSTO DEL PROYECTO DEL DRENAJE SANITARIO DE LA ALDEA PAJCÓ,
 CAMOTÁN, CHIQUIMULA, ASCIENDE A LA CANTIDAD DE
UN MILLON DOSCIENTOS TREINTA Y SEIS MIL CUATROCIENTOS CUATRO QUETZALES CON ONCE CTV.

3.14 Riesgo y vulnerabilidad del drenaje sanitario de la aldea Pajcó, camotán, Chiquimula.

3.14.1. Concepto

La reducción de desastres es la suma de todas las acciones que pueden aplicarse para reducir la vulnerabilidad de un sistema a las amenazas naturales.

Estas soluciones incluyen el correcto ordenamiento territorial, con el desarrollo de mapas de riesgo, para asegurar que la gente se asiente donde es seguro; así como la adopción de códigos de construcción apropiados y técnicas de ingeniería que respondan a evaluaciones locales de riesgo.

Algunas de las medidas a tomar para reducir la vulnerabilidad, es realizar obras para mitigar los impactos de los fenómenos naturales a la infraestructura y servicios básicos; planes de contingencia por medio de mapas de vulnerabilidad y planes de contingencia específicos del sector o los planes generales de instituciones a cargo del manejo integral de emergencias.

Como medida para la reducción de desastres, en otros lugares, debido a la carencia de información acerca de las zonas vulnerables, al inicio de la época de invierno se mantiene un sistema de alerta mediante inspecciones y equipos para tener presencia en las zonas afectadas en menos de una hora.

Gracias a un mapa de vulnerabilidad se podrían economizar recursos para responder a emergencias. Así mismo, es necesario elaborar un estudio profundo de las necesidades y prioridades de obras de ingeniería necesarias para reducir la vulnerabilidad de los servicios básicos y las carreteras. La posibilidad de ofrecer y recibir asistencia técnica en materia de reducción de vulnerabilidad también corresponde a una medida fundamental.

Es necesario subrayar la importancia de contar con perfiles de vulnerabilidad de infraestructura y servicios básicos de otros lugares que cuenten con las características semejantes a la del lugar en cuestión.

3.14.2. Mitigación de los efectos de los desastres naturales

Los sistemas de alcantarillado de las áreas urbanas y rurales son especialmente vulnerables a los peligros naturales. Estos sistemas son extensos y pueden hallarse en mal estado. Cuando el agua potable se contamina como resultado de un desastre o colapso en el sistema de alcantarillado, el riesgo de que la población contraiga enfermedades aumenta y la higiene se deteriora rápidamente. A menudo, resulta difícil valorar las consecuencias indirectas para la salud y el costo de la reparación del sistema es, en general, muy elevado.

Las autoridades encargadas del funcionamiento y mantenimiento de los sistemas de alcantarillado deben contar con estrategias para reducir la vulnerabilidad de estos sistemas a los desastres naturales y con procedimientos para restablecer rápida y eficazmente el servicio en tales casos. Al igual que para los establecimientos de salud, el análisis de vulnerabilidad es el primer paso para identificar y cuantificar el impacto potencial de los desastres sobre el rendimiento y los componentes del sistema.

El proceso es complicado porque los sistemas de alcantarillado se extienden a lo largo de zonas muy amplias, están compuestos por una variedad de materiales y expuestos a diversos tipos de desastres, tales como aludes, inundaciones, vientos fuertes, erupciones volcánicas o terremotos.

3.14.3. Daños producidos por terremotos

El sismo actúa con fuerzas de inercia sobre las construcciones que se levantan sobre el nivel del suelo; en cambio las estructuras enterradas (tuberías) se mueven con el suelo y experimentan deformaciones que pueden provocar daños en sus componentes; para las estructuras aéreas se dan deformaciones sin llegar a la ruptura, gracias a las juntas flexibles y los tensores. Los terremotos ocasionan daños en las tuberías y/o en sus uniones rígidas; esto implica que se pueden esperar menores daños en las tuberías relativamente más flexibles como el PVC, y mayores en las tuberías rígidas, como las de mortero comprimido, hormigón, hierro fundido, asbesto y cemento, especialmente si tiene uniones rígidas.

Los daños en las tuberías de agua potable y drenaje sanitario producen, por lo común, afloramiento de agua en zonas cercanas a la roturas de tubos o uniones; para determinar su magnitud y alcance y poder hacer las reparaciones habrá que excavar y poner al descubierto las tuberías rotas.

Sin embargo, es posible que la alta permeabilidad del suelo en que se produjeron las roturas o la presión baja del agua oculte zonas de roturas que talvez se podrían detectar posteriormente.

El análisis de las estadísticas disponibles sobre las amenazas y sus consecuencias conduce a establecer una marcada diferencia entre dos grupos de problemas. El primero es la peligrosidad e intensidad de las acciones esperadas; y el segundo, la vulnerabilidad de las obras hechas por el hombre para soportar, con daños tolerables, tales acciones.

3.14.4. Riesgo de alteración del agua en las redes de agua

Existe riesgo de alteración del sistema hídrico cuando se rompen simultáneamente las tuberías de las redes de agua potable y las de alcantarillado sanitario, porque es posible que algo de las aguas servidas se mezcle o penetre a la red de agua potable. Ello se debe a que usualmente las tuberías de agua potable y alcantarillado sanitario se construyen en forma paralela, por las mismas calles y a pocos metros entre sus ejes.

Así, pueden existir roturas cercanas en ambas tuberías que posibiliten la entrada de aguas servidas a la red de agua potable, especialmente si es considerable el volumen de aguas servidas vertidas al terreno.

En algunas oportunidades existen aguas subterráneas superficiales que cubren las redes de agua potable y de alcantarillado. Si el sismo produce roturas o fugas en la red de alcantarillado, se contaminara la capa freática. Por su parte, esa capa superficial puede contaminar el agua potable de la red a través de roturas en la misma o por infiltración hacia la red de agua potable por juntas no herméticas si en esa red se producen presiones negativas.

Todas las infraestructuras son proyectadas tomando en consideración las amenazas naturales de tipo geológico, meteorológico y características del área en el cual se encuentra ubicado el sistema.

Muchos de los problemas relativos a los sistemas se deben a fenómenos naturales que no se consideraron en la etapa de concepción, diseño, construcción y operación del sistema. Por esta razón, es de gran importancia para evaluar la vulnerabilidad de los sistemas existentes y por construir.

Los planes de emergencia se fundamentan en el mejor conocimiento posible de la vulnerabilidad del sistema, en cuanto a las deficiencias en la capacidad de prestación de servicios u operatividad, debilidades físicas de los componentes ante las solicitudes externas y debilidades de organización ante las eventuales emergencias que se puedan ocasionar.

De una manera general, a la identificación y cuantificación de estas debilidades se le denomina Análisis de Vulnerabilidad, y es el proceso mediante el cual se determina el comportamiento esperado del sistema y de su organización, por ejemplo, el personal con experiencia en operación, mantenimiento, diseño y construcción, para atender emergencias.

4. DRENAJE PLUVIAL Y PAVIMENTACIÓN DEL ACCESO A LA ALDEA PAJCÓ, CAMOTÁN.

4.1. Estudio preliminar de campo

4.1.1. Ensayos para la clasificación del suelo

El proyecto trata de pavimentar con concreto hidráulico por el sistema de fundición por bloques alternos. La línea de trazo de camino conforme a los planos indica la línea central existente, los garabitos indican los anchos de calle, situación de bordillos y niveles con cotas de sub-rasante propuesta y de rasante final.

El proyecto en principio beneficiará a 2107 personas distribuidas en 300 familias, con pavimento de calidad el cual tendrá una vida útil de 20 años, a partir de 2008.

El proyecto consta de 1529.41305 m². de pavimento rígido distribuido a lo largo de 1853.834 metros lineales.

4.1.2. Características técnicas

El diseño implementa una serie de recomendaciones técnicas necesarias en un proceso de construcción, por medio de normas y especificaciones técnicas desglosadas en: limpieza, trazo, nivelación, conformación de sub-base,

compactación, proceso de pavimentación, selección de materiales, formateado, fundición, juntas, bordillos, etc.

Se integran también los materiales y su cuantificación, para obtener un costo total del proyecto.

4.1.3. Beneficios sociales

Se pretende resolver los problemas de acceso peatonal y vehicular; desfogar aguas pluviales y empozamientos que se presentan en la época lluviosa; suspender la circulación de polvo durante el verano cuestiones que benefician a la salud de la comunidad. Esto se debe a que con los problemas identificados surgen problemas de salubridad que dan lugar al surgimiento de enfermedades. Además la libre circulación de vehículos y personas con comodidad representa una mejora a la transitabilidad y ornato de la población urbana de la aldea Pajcó.

El proyecto será financiado con fondos municipales o de otros programas específicos, según conveniencia de la Corporación Municipal.

4.2. Recopilación de información de campo

4.2.1. Estudio Topográfico

Lo constituyen la planimetría y la altimetría, las cuales son bases fundamentales para todo proyecto vial. Es determinante su aplicación para obtener las libretas de campo de las cuales resultan los planos que reflejan la conformación real del lugar de ejecución del proyecto.

La planimetría se realizó para obtener una representación gráfica en planta del terreno, localizando así la línea central, secciones transversales y ubicar los servicios existentes en la vía a pavimentar

La altimetría sirve para obtener los datos de nivelación al determinar la sección vertical del terreno, la determinación del perfil de la línea del eje principal y conocer pendientes de la sub-rasante para proceder al diseño de la pavimentación.

4.2.2. Estudio de suelos

El tipo de suelo existente en el sitio determinará en gran medida la estructura del pavimento por construir. Así, en la gran mayoría de los casos, por condiciones de trazo geométrico, topografía y calidad de los suelos naturales de apoyo, es necesario colocar una capa de transición sobre la cual se construyan las losas de concreto.

Los ensayos de suelos deben llevarse a cabo de acuerdo con la división siguiente:

1. Para la clasificación de suelo
2. Para el control de la construcción
3. Para determinar la resistencia del suelo

4.2.3. Ensayos para la clasificación del suelo

Estos ensayos se usan para identificar suelos de modo que puedan ser descritos y clasificados adecuadamente. Dentro de estos ensayos, los principales son el análisis granulométrico y los límites de consistencia.

4.2.3.1. Análisis granulométrico

La granulometría es la propiedad que tiene los suelos naturales de mostrar diferentes tamaños en su composición. En la clasificación de los suelos para el uso en ingeniería se acostumbra utilizar algún tipo de análisis granulométrico, este ensayo constituye una parte de los criterios de aceptabilidad de suelos para carreteras.

El análisis generalmente se hace en dos etapas.

- a. La primera se realiza por medio de una serie de tamices convencionales para suelos de granos grandes y medianos o suelos granulares como: piedra triturada, grava y arenas.

El análisis consiste en pasar la mezcla que se analizara por mallas de aberturas conocidas, después se pesa el material retenido en cada una de las mallas y la información obtenida del análisis granulométrico se presenta en forma de curva, para poder comparar el suelo y visualizar más fácilmente la distribución de los tamaños gruesos presentes como una masa total. Los tamaños inferiores a la malla # 200 se consideran finos.

- b. La segunda por un proceso de vía húmeda para suelos de granos finos como limos, limos-arenosos, limos-arcillosos y arcillas. Este análisis mecánico vía húmeda se basa en el comportamiento de material granular en suspensión dentro de un líquido al sedimentarse.

Para suelos excesivamente finos se deberá usar el método del hidrómetro, pero este caso no es muy aplicado a carreteras, pues los materiales finos son materiales poco recomendables para bases y sub-bases de pavimentos.

Solamente en el caso de que más del 12% de la muestra pase a través del tamiz # 200, es necesario el procedimiento de la granulometría por hidrómetro según AASHTO T 88. Todo el análisis granulométrico deberá ser echo por vía húmeda según lo descrito en AASHTO T 27.

4.2.3.2. Límites de consistencias

Sirven para determinar, las propiedades plásticas de suelos arcillosos o limosos. Los límites de consistencia de los suelos, están representados por su contenido de humedad.

4.2.3.2.1. Límite líquido

Es el estado del suelo cuando se comporta como una pasta fluida. Se define como, el contenido de agua necesario para que a un determinado número de golpes (normalmente 25), en la copa de casa grande, se cierre 1.27 cm. a lo largo de una ranura formada en un suelo remoldado, cuya consistencia es la de una pasta dentro de la copa.

El límite líquido fija la división ante el estado casi líquido y el estado plástico. El límite líquido en ocasiones puede utilizarse para estimar asentamientos en problemas de consolidación, ambos límites juntos son algunas veces útiles para predecir la máxima densidad en estudios de compactación.

El límite líquido es una medida de la resistencia al corte del suelo a un determinado contenido de humedad. Las investigaciones muestran que el límite líquido aumenta a medida que el tamaño de los granos o partículas presentes en el suelo disminuyen. El procedimiento analítico para la determinación de este límite se basa en la norma AASHTO T 89 teniendo como obligatoriedad al hacerlo sobre muestra preparada en húmedo.

4.2.3.2.2. Límite plástico

Es el estado límite de suelo ya un poco endurecido, pero sin llegar a ser semisólido. El límite plástico es el contenido de humedad por debajo del cual el suelo se comporta como un material plástico. A este nivel de contenido de humedad el suelo está en el vértice de cambiar su comportamiento al de un fluido viscoso.

El límite plástico se define como el contenido de agua (expresado en porcentaje del peso seco), con el cual se agrieta un cilindro de material de 3 mm (1/8 de pulgadas) de diámetro al rodarse con la palma de la mano o sobre una superficie lisa. El proceso analítico para este ensayo se encuentra en la norma AASHTO T 90.

4.2.3.2.3. Índice plástico

El índice de plasticidad es el más importante y el más usado, y es simplemente la diferencia numérica entre el límite plástico y el límite líquido. Indica el margen de humedades, dentro del cual se encuentra en estado plástico tal como lo definen los ensayos. Si el límite plástico es mayor que el límite líquido, el índice de plasticidad se considera no plástico.

Tanto el límite líquido como el límite plástico, dependen de la calidad y del tipo de arcilla; sin embargo, el índice de plasticidad, depende generalmente, de la cantidad de arcilla en el suelo.

Cuando un suelo tiene un índice plástico (I.P.) igual a cero el suelo es no plástico; cuando el índice plástico es menor de 7, es suelo es de baja plasticidad; cuando el índice plástico esta comprendido entre 7 y 17 se dice que el suelo es medianamente plástico, y cuando el suelo presenta un índice plástico mayor de 17 se dice que es altamente plástico.

4.2.4. Ensayos para el control de la construcción

La compactación de suelos en general es el método mas barato de estabilización disponible. La estabilización de suelos consiste en el mejoramiento de las propiedades físicas del suelo para obtener una óptima estructura, resistencia al corte y relación de vacíos deseable.

Para determinar las características de resistencia y de esfuerzo-deformación de los materiales de apoyo, será necesario investigarlos por cualquiera de las siguientes características:

- a. Por penetración
- b. Por resistencia al esfuerzo cortante
- c. Por aplicación de cargas.

4.2.4.1. Determinación del contenido de humedad

El contenido de humedad es la relación entre el peso del agua contenida en la muestra y el peso de la muestra después de ser secada al horno, expresada en tanto por ciento. En otras palabras no es nada más que el porcentaje o cantidad de agua presente en el suelo. Es necesario determinar el

contenido de humedad para realizar los siguientes ensayos: el ensayo de compactación próctor, el ensayo de valor soporte, los límites de consistencia, y las densidades de campo.

4.2.4.2. Densidad máxima, humedad óptima (ensayo Próctor).

La masa de los suelos, esta formada por partículas sólidas y vacíos, estos vacíos pueden estar llenos de agua, de aire o de ambos a la vez. Si la masa de un suelo se encuentra suelta, tienen mayor número de vacíos, los que, conforme se someta a compactación, van reduciéndose hasta llegar a un mínimo, que es cuando la masa del suelo, alcanza su menor volumen y su mayor peso, esto se conoce como DENSIDAD MÁXIMA. Para alcanzar la densidad máxima, es necesario que la masa del suelo tenga una humedad determinada, la que se conoce como HUMEDAD ÓPTIMA.

Cuando el suelo alcanza su máxima densidad tendrá mejores características, tales como:

- a. Se reduce el volumen de vacíos y la capacidad de absorber humedad.
- b. Aumenta la capacidad del suelo, para soportar mayores cargas.

El ensayo de compactación Próctor consiste en tomar una cantidad de suelo, pasarlo por el tamiz No. 4, añadirle agua y compactarlo en un molde cilíndrico en tres capas con veinticinco golpes por capa con un martillo de compactación. Luego de compactada la muestra, esta es removida del molde y desbaratada nuevamente para obtener pequeñas porciones de suelo que servirán para determinar el contenido de humedad en ese momento del suelo. Se añade mas agua a la muestra, tendiendo a obtener una muestra más húmeda y homogénea y se procede a hacer nuevamente el proceso de

compactación. Esto se repite sucesivamente para obtener datos para la curva de densidad seca contra contenido de humedad.

Para carreteras en Guatemala es obligatorio el uso del ensayo Próctor modificado. El proceso analítico debe hacerse según lo descrito en la norma AASHTO T 180. Para este ensayo se utiliza un martillo de compactación de caída controlada, cuyo peso sea de 10 libras y se aumenta el número de capas a cinco.

El Próctor modificado, tiene ventajas sobre el estándar en lo siguiente:

- a. Mejor acomodación de las partículas que forman la masa de un suelo, reduciendo su volumen y aumentando el peso unitario o densidad.
- b. Al tener una humedad óptima mas baja, las operaciones de riego son más económicas, lo que facilita la compactación.

4.2.5. Ensayos para la determinación de la resistencia del suelo

4.2.5.1. Ensayo de valor soporte del suelo (CBR)

El ensayo de CBR (ASTM denomina el ensayo simplemente un ensayo de relación de soporte), mide la resistencia al corte de un suelo bajo condiciones de humedad y densidad controladas. El ensayo permite obtener un número de la relación de soporte, sin embargo, por las condiciones de humedad y densidad, es evidente que este número no es constante para un suelo dado, sino que se aplica sólo al estado en el cual se encontraba el suelo durante el ensayo.

El CBR se expresa como un porcentaje del esfuerzo requerido, para hacer penetrar un pistón en el suelo que se ensaya, en relación con el esfuerzo

requerido para hacer penetrar el mismo pistón hasta la misma profundidad de una muestra patrón de piedra triturada bien graduada.

Se debe hacer el CBR en muestras a diferentes grados de compactación a la humedad óptima, después se elabora un diagrama de CBR contra densidad de donde se puede determinar el valor de CBR a la densidad deseada, según las especificaciones de construcción que deba cumplir el material. Sin embargo, el CBR también puede hacerse sobre una muestra compactada con el contenido de humedad óptimo, para un suelo específico, utilizando un ensayo de compactación Próctor ya sea estándar o modificado.

En el laboratorio ordinariamente deberían compactarse dos moldes de suelo, uno para penetración inmediata y otro para después de dejarlo saturar en agua por un período de 96 horas o más. Bajo una carga aproximadamente igual al peso del pavimento que se utiliza en el campo, pero en ningún caso menor que 4.5 Kg. Es durante este período cuando se toman registros de expansión para instantes escogidos arbitrariamente. Al final del período de saturación se hace la penetración para obtener el valor de CBR, para el suelo en condiciones de saturación completa.

El ensayo con la muestra saturada cumple con dos propósitos, el primero dar información sobre la expansión esperada en el suelo, bajo la estructura del pavimento cuando el suelo se satura. El segundo dar indicación de la pérdida de resistencia debida a la saturación en el campo.

El valor final del CBR se utiliza para establecer una relación ente el comportamiento de los suelos, principalmente con fines de utilización de bases y sub-rasantes bajo pavimentos de carreteras o aeropistas.

Finalmente el CBR es el factor que determinará el diseño de espesores de capas de pavimento. Usualmente el valor de CBR se convierte en módulo de valor soporte del suelo (tal como lo hace el método de la AASHTO para diseño de pavimentos flexibles). El procedimiento para el CBR lo indica la norma AASHTO T-193.

Tabla V. De acuerdo al número de CBR, se clasifica el tipo de suelo y su uso.

Número de CBR	Clasificación general	Usos
0 – 3	Muy pobre	Sub-rasante
3 – 7	Pobre o regular	Sub-rasante
7 – 20	Regular	Sub-base
20 – 50	Bueno	Sub-base, base
50 o más	Excelente	Base

Fuente: manual de laboratorio de mecánica de suelos

4.3. Elementos estructurales de un pavimento rígido

4.3.1. Pavimento

Pavimento es toda la estructura que descansa sobre el terreno de fundición o sub-rasante, formado por las diferentes capas de sub-base, base y carpeta de rodadura. Tiene el objetivo de distribuir las cargas del tránsito sobre el suelo, proporcionar una superficie de rodadura suave para los vehículos y proteger al suelo de los efectos adverso del clima, los cuales afectan su resistencia al soporte estable del mismo.

El pavimento soporta y distribuye la carga en una presión unitaria lo suficientemente disminuida para estar dentro de la capacidad del suelo que constituye la capa de apoyo, reduciendo la tendencia a la formación de fallas.

4.3.2. Sub-rasante

Es la capa de terreno de una carretera que soporta la estructura del pavimento y que se extiende hasta una profundidad en que no le afecte la carga de diseño que corresponde al tránsito previsto.

La sub-rasante tiene como función servir para la fundición del pavimento después de haber sido terminado el movimiento de tierras y que una vez compactada y afinada, tiene las secciones transversales y pendientes especificadas en los planos de diseño.

4.3.3. Sub-base

Es la capa de la estructura del pavimento destinada fundamentalmente a soportar, transmitir y distribuir con uniformidad las cargas del tránsito, de tal manera que el suelo de sub-rasante las pueda soportar, y absorba las variaciones inherentes a dicho suelo que puedan afectar a la base.

La sub-base está constituida de cantidades y variedades de suelos, ya sea en su estado natural o mejorado. Una de sus funciones fundamentales es la de romper la capilaridad de la terracería y drenar el agua proveniente de la base, controlando o eliminando los cambios de volumen, elasticidad o plasticidad perjudiciales que pudiera tener el material de la sub-rasante. Un pavimento rígido puede prescindir de esta capa.

4.3.4. Base granular

Es la capa formada por la combinación de piedras y grava, con arena y suelo en su estado natural, clasificados con trituración parcial para constituir la base integrante de un pavimento; esta, está constituida de materiales seleccionados con granulometría y espesor determinado. Su función primordial es ser resistente a los cambios de temperatura, humedad y desintegración por abrasión producidos por el tránsito y tener mayor capacidad de soporte que las sub-bases.

4.3.5. Diseño geométrico de carreteras

Un diseño geométrico de carreteras, óptimo, es aquel que se adapta económicamente a la topografía del terreno y cumple a la vez con las características de seguridad y comodidad del vehículo; sin embargo, la selección de un trazado y su adaptabilidad al terreno depende de los criterios del diseño geométrico adoptado. Estos criterios a su vez dependen del tipo e intensidad del tráfico futuro, así como de la velocidad del proyecto.

4.3.6. Elementos geométricos del alineamiento transversal

Los elementos geométricos del alineamiento transversal son aquellos que definen el perfil del terreno en dirección normal al eje del alineamiento horizontal. Sobre la sección transversal es posible definir la disposición y dimensiones de los elementos que forman la carretera en el punto correspondiente a cada sección.

Ancho corona: Es la superficie de la carretera que queda comprendida entre las aristas del terreno y los interiores de las cunetas. Los elementos que

definen el ancho de corona son: la rasante, ancho de calzada, pendiente transversal y los hombros.

Rasante: Es la línea que se obtiene al proyectar sobre un plano vertical el desarrollo de la corona en la parte superior del pavimento. Este elemento es fundamental para el diseño ya que señala el nivel final de la carretera.

Ancho de calzada: Es la parte del ancho de corona, destinada a la circulación de vehículos, constituido por uno o más carriles.

Hombros: Es el área o superficie adyacente a ambos lados de la calzada, que se diseña para obtener ventajas tales como la conservación del pavimento, la protección contra humedad y posibles erosiones en la calzada, proporcionando al mismo tiempo seguridad al usuario al poder disponer de un espacio adicional fuera del ancho de calzada.

Cunetas y contra cunetas: Son obras de drenaje que pertenecen a la sección típica. Son canales o conductos abiertos para la conducción del agua, construidas paralelamente al eje de la carretera para drenar el agua de lluvia.

Pendiente transversal: Es la pendiente que se le da a la corona en el eje perpendicular al de la carretera. Según su relación con los hombros y el alineamiento horizontal pueden darse tres tipos:

- a. **Pendiente por bombeo.** Es la pendiente transversal que se da a la corona, en las tangentes del alineamiento horizontal, con el objetivo de facilitar el escurrimiento superficial del agua.

- b. **Pendiente por peralte.** Es la inclinación dada a la corona sobre una curva, para contrarrestar parcialmente el efecto de la fuerza centrífuga que ejerce el peso del vehículo en movimiento.
- c. **Pendiente por transición.** Es el bombeo dado para el cambio gradual de la pendiente por peralte hacia la pendiente por bombeo.

Taludes. Son los planos inclinados de la tercería que pertenecen a la sección típica de una carretera. Los taludes determinan los volúmenes de tierra tanto en corte como en relleno.

4.3.7. Análisis de resultados de estudio de suelos (apéndice 2)

De los ensayos realizados, se concluyó que el suelo estudiado tiene las siguientes características:

Descripción del suelo: Fragmentos de roca con limo arcillo arenoso color beige.

Clasificación:	S.C.U.: CL- ML	P.R.A.: A-4
Clasificación:	C.S.U.: CI	L.L.: 21.7%
Densidad seca máxima = 129.6 lb/pie ³	Humedad óptima Hop: 6.9 %	I.P.: 7.5%

CBR al **95.8%** de compactación es de **9.8 %** aprox.

Como puede verse, este material cumple con los requisitos de subrasante, dado que su límite líquido no es mayor del 50%, el 95% de compactación requerida se alcanzara con la humedad óptima según el ensayo de Próctor modificado y el CBR es mayor que el 5%.

4.3.8. Alineamiento horizontal y vertical

El alineamiento horizontal y vertical permite hacer diseños donde se conjuguen a un mismo tiempo el recorrido de la vía tanto en su longitud como en su elevación. El procedimiento geométrico implica el uso de tangentes y curvaturas, en diversas combinaciones para establecer el trazo horizontal o alineación de la ruta, y de niveles y pendientes verticales para desarrollar el perfil de la misma en el plano vertical.

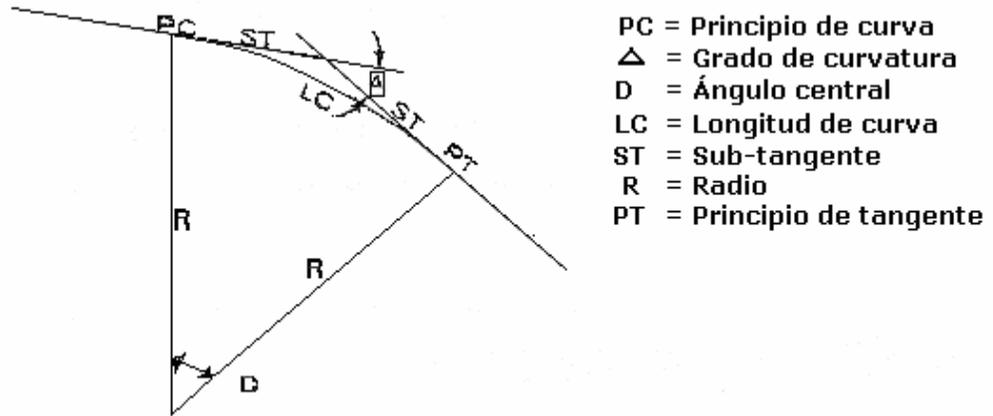
4.3.8.1. Alineamiento horizontal

El alineamiento horizontal es la proyección sobre un plano horizontal son los siguientes.

- a. Tangentes. Son las proyecciones rectas sobre un plano horizontal que unen a las curvas circulares.
- b. Curvas circulares. Son proyecciones sobre un plano horizontal de arcos de círculo. La longitud de una curva circular esta determinada desde el principio de una curva hasta el principio de la tangente o el final de la misma curva.
- c. Curvas de transición. Su función es proporcionar un cambio gradual a un vehículo, en un tramo en tangente a un tramo en curva.

Este tipo de transición es muy importante pues generalmente los estancamientos de agua de lluvia ocurren en tramos en curva mas no en los tramos rectos (tangentes). El trazo y construcción de esta transición debe ser meticulosamente realizado para garantizar un drenaje adecuado.

Figura 5. Planta de una curva horizontal



4.3.8.1.1. Diseño de curvas horizontales

Las curvas horizontales se diseñan en las vías de comunicación cuando hay cambio de dirección dentro de las proyecciones horizontales, son utilizadas para unir dos tangentes consecutivas.

Para el cálculo de elementos de curva es necesario tener las distancias entre los puntos de intersección de localización, los deltas y el grado de curva (G) que será colocado por el diseñador. Con el grado (G) y el delta, se calculan los elementos de la curva que se localizan en la figura anterior.

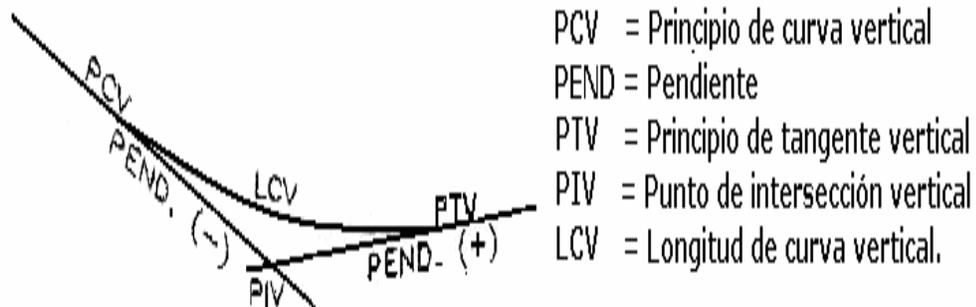
El radio de las curvas por usar, se determina por condiciones o elementos de diseño para que los vehículos puedan salvarlas sin peligro de colisión, con seguridad, tratando que la maniobra de cambio de dirección se efectuó sin esfuerzos demasiado bruscos.

4.3.8.2. Alineamiento vertical

En el perfil de una carretera, la rasante es la línea de referencia que define los alineamientos verticales. Aparte de la topografía del terreno, también la determinan las características del alineamiento horizontal, la seguridad, visibilidad, velocidad del proyecto y paso de vehículos pesados en pendientes fuertes.

Un alineamiento vertical esta formado por tangentes y curvas. Las tangentes se caracterizan por su pendiente que sirve para delimitar el diseño de la sub-rasante.

Figura 6. Sección de una curva vertical



4.3.8.2.1. Diseño de curvas verticales

El diseño de curvas verticales es una etapa importante desde la perspectiva de la funcionalidad para el uso de la vía. Las curvas verticales deben cumplir ciertos requisitos de servicio, tales como los de una apariencia tal que el cambio de pendientes sea gradual y no produzca molestias al conductor del vehículo, permitiendo un cambio suave entre pendientes sea gradual y no produzca molestias al conductor del vehículo, permitiendo un cambio suave entre pendientes diferentes.

4.3.9. Diseño de localización

Consiste en diseñar la línea final o línea de localización en planta, la cual será la definitiva para el proyecto que se trate. Deberá contener todos los datos necesarios para la cuadrilla de topografía proceda a marcar en el campo la ruta seleccionada, tanto planimetricamente como altimetricamente.

4.3.10. Corrimiento línea

Los corrimientos de línea se hacen cuando por razones especiales el caminamiento preliminar no llene los requerimientos del proyecto, tales como: especificaciones, pasos obligados, suelos rocosos, barrancos, etc

Existen tres tipos de corrimientos de línea, el primero que cambia totalmente en azimut y distancia de dos rectas de la poligonal de la preliminar, el segundo que cambia únicamente en distancia dos rectas, conservando los mismos ángulos, y el tercer caso consiste en obviar una o más estaciones del levantamiento preliminar, para formar una sola recta entre dos puntos.

Primer caso: es un cálculo hecho por tanteos (mediante coordenadas), los puntos que contengan las rectas que se quieren modificar, a una escala fácil de leer. Todo corrimiento de línea tiene como base dos puntos fijos un tercer punto que es el que se quiere modificar y para lo cual se deberán suponer las coordenadas del tercer punto en cada tanteo y revisar si las nuevas rectas calculadas pasan por donde se desea, si esto fuese así únicamente queda calcular el azimut y la distancia de cada recta.

Segundo caso: es un cálculo hecho en los casos en que una de las rectas del levantamiento de la preliminar es muy corta y no da cabida a la curva o que se desee calcular una sola curva en lugar de dos.

Tercer caso: este corrimiento de línea se calcula cuando existe una parte del levantamiento de la preliminar, que puede evitarse o acortarse sin causar que el diseño de localización sufra cambios técnicamente inaceptables, por lo que únicamente se tendrá que calcular la distancia y el azimut de la recta que unirá a dos puntos del levantamiento preliminar obviando por lo menos un punto del mencionado levantamiento.

4.4 Método y procedimiento de diseño para el pavimento rígido del acceso a la aldea Pajcó, Camotán, Chiquimula

4.4.1. Pavimento rígido

La PCA (Asociación de Cemento Pórtland) ha desarrollado dos métodos para determinar el espesor de losa adecuada para soportar las cargas de tránsito en las calles y carreteras.

El primero es el método de capacidad, este procedimiento de diseño tiene la posibilidad de obtener datos de carga. Con ello asume que datos detallados de carga-eje tienen que ser obtenidos de estaciones representativas de pesos de camiones (volúmenes de tránsito).

El segundo es el método Simplificado, este procedimiento de diseño no tiene posibilidades de obtener datos de carga-eje.

Para el diseño y dimensionamiento del espesor del pavimento rígido del acceso a la aldea Pajcó, Camotán, Chiquimula, se empleará el método simplificado, debido a que no es posible obtener datos de carga de eje, ya que no existen detalles de tránsito para este sector.

Para este método la PCA ha elaborado tablas de diseño simples, basadas en distribuciones compuestas de carga de eje que representan diferentes categorías de carreteras y tipos de calles.

Los datos de las tablas para las cuatro categorías de tránsito (ver tabla VI), están diseñadas para un período de 20 años. Estas tablas han sido elaboradas contemplando el valor de carga estática por eje, ya que los esfuerzos producidos por un eje en movimiento son menores que los ocasionados cuando el mismo eje está detenido; hacen falta períodos considerables de tiempo para que el esfuerzo producido por un eje estático alcance su valor máximo.

El factor de seguridad (F.S.) por el cual deben multiplicarse las cargas nominales de ejes es 1.0, 1.1, 1.2, y 1.3 respectivamente para las cuatro categorías de eje de carga 1, 2, 3 y 4.

Para determinar el espesor de la losa, son necesarios los esfuerzos combinados de la sub-rasante y sub-base, ya que mejoran la estructura del pavimento. El aumento de la resistencia estructural del pavimento se obtiene de las bases suelo-cemento en relación a las bases granulares.

4.4.2. Módulo de reacción de sub-rasante (k)

El módulo de reacción de la sub-rasante es la propiedad de apoyo que esta ofrece al tráfico y se define como la pendiente de la gráfica carga-deformación obtenida en el campo por el ensayo del disco (norma ASTM D-1196), cuyo resultado estará en kg/cm^3 .

Generalmente, obtener el módulo de reacción de la sub-rasante es difícil por no decir imposible, primero por la carencia del equipo necesario para la prueba, el cual es muy especial y costoso y en segundo lugar porque la sub-rasante no ha sido construida todavía, y esto hace imposible colocar el aparato de prueba.

Dado las limitaciones del ensayo, el valor de K es usualmente estimado por correlación de una prueba más simple como la clasificación del tipo del suelo según el sistema SCU (sistema Unificado de Clasificación de suelos, bajo el punto de vista de la ingeniería), según el sistema PRA (Public Road Administration) o en función de su número de CBR.

De cualquiera de estas formas se obtienen valores muy estimativos, aunque el más próximo, es el último. Esto es válido, ya que no se requiere un valor exacto de K y no afecta apreciablemente los requerimientos de espesor.

El valor aproximado de K, cuando se usan bases granulares y bases suelo-cemento, se muestra en las tablas VII y VIII.

En ausencia de valores de los ensayos de laboratorio, puede utilizarse la relación aproximada entre K y el CBR o valor soporte California para diferentes tipos de suelos (esto cuando no se conoce su respectivo CBR).

4.4.3. Tránsito promedio diario

Este valor es determinado por conteos periódicos del tránsito. Del total de vehículos que pasan por la vía (TPD) se determina el tránsito de camiones (TPDC), que será el parámetro a manejar en las tablas de diseño. El tránsito servirá para dos propósitos principales, catalogar la vía y localizar el número de vehículos tipo pesado en las tablas de diseño.

El número y los pesos de carga por eje pesados durante la vida de diseño, son las variables en el diseño del pavimento de concreto, derivadas de las estimaciones siguientes:

TPD: Es el tránsito promedio diario en ambas direcciones de todos los vehículos.

TPDC: Es el tránsito promedio diario de camiones en ambas direcciones, carga por eje de camiones.

En el procedimiento de diseño es necesario el TPDC, que puede ser expresado como un porcentaje de TPD.

El tránsito futuro tiene considerable influencia en el diseño, por lo que la razón de crecimiento es afectada por factores como el tránsito desarrollado. Todos estos factores pueden causar razones de crecimiento anual del 2 al 6%, que corresponden a factores de proyección del tránsito a 20 años de 1.2 a 1.8.

El uso de razones altas de crecimiento para calles residenciales no es aplicable, ya que estas calles llevan poco tránsito, generalmente originado en ellas mismas o el que es ocasionado por vehículos de reparto, por lo que las tasas de crecimiento podrían estar debajo del 2 % por año (factor de proyección de 1.1 a 1.3).

Las tablas se encuentran especificadas para un período de 20 años con su respectivo tránsito promedio de camiones en ambas direcciones. Para otros períodos de diseño, las estimaciones del tránsito TPDC se multiplican por un factor apropiado para tener un valor ajustado para usar las tablas. Por ejemplo, si se decide utilizar un período de 30 años en vez de 20, la estimación del valor del TPDC permisible es multiplicada por 30/20.

4.4.4. Módulo de ruptura del concreto (M_r)

Debido al paso de vehículos sobre las losas de concreto, se producen esfuerzos de flexión y compresión. Los esfuerzos de compresión son tan mínimos que no influyen en el grosor de la losa.

En cambio los promedios de esfuerzos de flexión y de las fuerzas de flexión son mucho mayores, por eso son usados estos valores para el diseño de espesores de los pavimentos rígidos. La fuerza de flexión está determinada por el módulo de ruptura del concreto (M_R), el cual está definido como el esfuerzo máximo de tensión en la fibra extrema de una viga de concreto.

La resistencia de la tensión del concreto es relativamente baja. Una buena aproximación para la resistencia a la tensión será de 10 a 20 % de su resistencia a la compresión, debido a los problemas de agarre de las máquinas de prueba.

4.4.5. Diseño de juntas

Las juntas tienen por objeto principal, permitir la construcción del pavimento por losas separadas para evitar grietas de construcción y establecer al mismo tiempo una unión adecuada entre ellas, que asegure la continuidad de la superficie de rodadura y la buena conservación del pavimento. Cuando así se especifica, deben proveer además, una adecuada transferencia de carga a las losas contiguas

Todas las juntas deben construirse con las caras perpendiculares a la superficie del pavimento y deben protegerse contra la penetración a las mismas, de materiales extraños perjudiciales, hasta el momento en que sean selladas.

Los tipos de juntas, su posición y detalles de construcción, incluyendo los rellenos, sellos y retenedores, deben ser los indicados en los planos.

4.4.5.1. Tipos de juntas

Las juntas tienen por objeto principal, permitir la construcción del pavimento por losas separadas para evitar grietas de construcción, estableciendo al mismo tiempo una unión adecuada entre ellas, que asegure la continuidad de la superficie de rodadura y la buena conservación del pavimento.

La mayoría de las grietas en el concreto son debidas a tres efectos.

- a. Cambios de volumen por encogimiento por secado.
- b. Esfuerzos directos por cargas aplicadas.
- c. Esfuerzos de flexión por pandeo.

Los tipos de juntas más comunes en los pavimentos de concreto caen dentro de dos clasificaciones: transversales y longitudinales, que a su vez se clasifican como de contracción, de construcción y de expansión.

Juntas longitudinales: Son juntas paralelas al eje longitudinal del pavimento. Estas juntas se colocan para prevenir la formación de grietas longitudinales, pueden ser en forma mecánica, unión macho-hembra. La profundidad de la ranura superior de esta junta, no debe ser inferior de un cuarto del espesor de la losa. La separación máxima entre juntas longitudinales es de 12.5 pies (3.81 m), es la que determina el ancho del carril.

Juntas transversales: Controla las grietas causadas por la retracción del fraguado del concreto. La ranura de la junta, debe por lo menos tener una profundidad de un cuarto del espesor de la losa. Se construyen perpendicularmente al tráfico. También son llamadas juntas de contracción, ya que controlan el agrietamiento transversal por contracción del concreto. La separación máxima de las juntas transversales es de 15 pies (4.57 m). La colocación de las barras de transferencia depende de las características de la sub-rasante y del tipo de tránsito esperado para el pavimento.

Juntas de expansión: Estas son necesarias cuando existan estructuras fijas, tales como: puentes, aceras, alcantarillas, etc. Donde sea necesario este tipo de junta, se dejará una separación de dos centímetros. Se construyen para disminuir las tensiones, cuando el concreto se expande. Se colocan obligadamente frente a estructuras existentes y en intersecciones irregulares. Cuando las juntas de contracción controlan adecuadamente el agrietamiento transversal, las juntas de expansión no son necesarias.

Juntas de construcción: Se construyen cuando hay una interrupción no mayor de treinta minutos en la colocación del concreto. Son del tipo trabado, es decir lleva barras de acero o material adecuado, para formar tabiques, de modo que se forme una cara vertical con una traba apropiada.

Existen dos dispositivos de transferencia de cargas entre las losas en zonas de juntas, las barras de sujeción y las dovelas o pasa juntas.

Las barras de sujeción, se utilizan en las juntas longitudinales para ligar losas de carriles o franjas continuas. Se deben utilizar barras de acero de refuerzo corrugadas, colocadas a la mitad del espesor con el espaciamiento especificado y son hechas solamente para garantizar la continuidad del pavimento. La junta de trabe por agregados o barras de sujeción se construyen insertando una barra de acero para hacer la interconexión entre dos losas separadas. Este tipo de junta es más sencillo en su construcción pero requiere de espesores más altos de la losa de concreto.

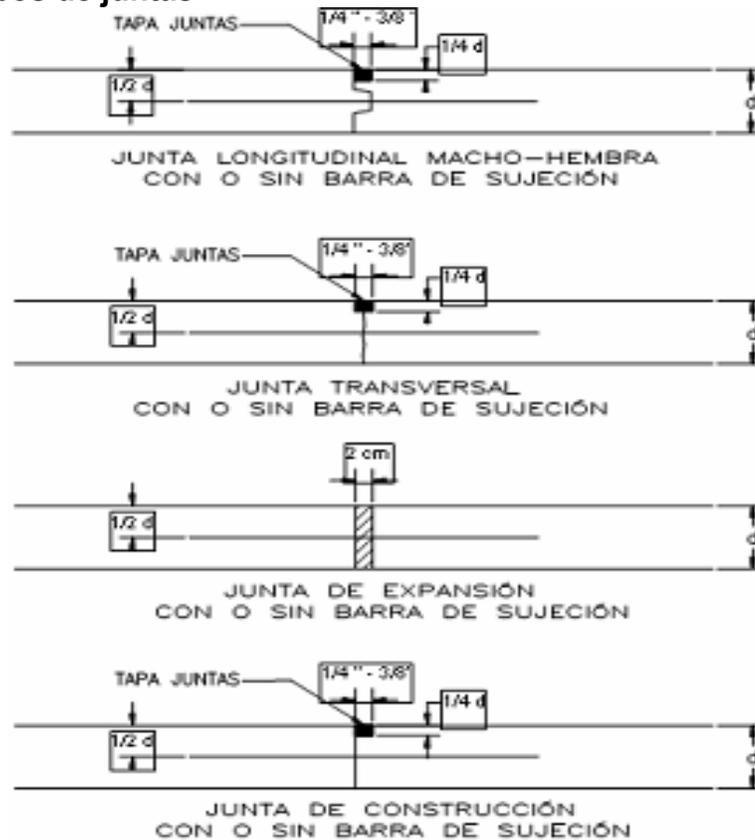
La junta tipo dovela se logra haciendo un detalle macho-hembra en el concreto en el sentido longitudinal. Este detalle requiere mas trabajo, pero garantiza una disminución en el espesor de la losa.

Según las tablas de diseño de la PCA incluyen dos tipos de juntas debido a su transferencia de carga, del tipo dovela o pasa junta y del tipo de trabe por agregado.

El tipo de trabe por agregado, se utiliza en las juntas longitudinales para ligar los de carriles o franjas continuas. Este tipo de junta es más sencillo en su construcción pero requiera de espesores más altos de la losa de concreto.

El tipo dovela o pasa junta, se utiliza normalmente en juntas transversales de construcción, contracción y de expansión y fueron diseñadas para la transmisión de carga de una losa hacia la siguiente.

Figura 7. Tipos de juntas



Fuente: Chacón Valdez, Henry Ernesto. **Diseño de Pavimento Rígido de la Calzada principal al Municipio de El Progreso.** Pág. 38

4.4.5.2. Formación de las juntas:

Juntas formadas por inserción de tiras o fijas premoldeadas: Se hacen insertando en el concreto fresco, tiras o fajas de material premoldeado no metálico de diseño previamente aprobado, con equipo mecánico, para garantizar la verticalidad y alineación.

El borde superior de la tira debe quedar de 2 mm a 4 mm de la superficie del concreto. Debe cuidarse que el equipo de aplanado o alisado mecánico final de los equipos de pavimentación de formaleta deslizante no altere la posición de las tiras.

Juntas inducidas en el concreto fresco: Se pueden hacer directamente en el concreto fresco con cuchillas o tiras metálicas, plásticas, o bien con sierras metálicas que se puedan introducir y retirar del concreto, dejando una ranura limpia y sin obstrucciones, del tamaño y profundidad requeridos.

Juntas conformadas con formaleta: normalmente se fabrican en esta forma las juntas transversales de construcción y las juntas de expansión o aislamiento, por cambios de dirección. Cuando se especifique la colocación de dovelas, debe dejarse la formaleta perforada en los puntos donde deben instalarse las mismas. No deben hacerse juntas de construcción a menos de 3 metros de cualquier otra junta paralela. Si no se tiene disponible concreto para formar una losa de por lo menos 3 metros de largo al ocurrir una interrupción, debe removerse y retirarse el concreto recién colocado hasta la junta precedente inmediata.

Para juntas de expansión o aislamiento contra estructuras fijas como bordillos o muros que no requieren formaleta, ésta se reemplaza por tiras de material compresible de por lo menos 15 mm de espesor y de una profundidad superior a la losa, adosados a la estructura, los que se engrasan antes de fundir o colar el concreto para facilitar su posterior remoción.

Para juntas longitudinales de construcción de franjas o carriles colados o fundidos por separado, normalmente se utilizan formaletas deslizantes o fijas machihembradas, para proveer una llave de transferencia de carga. Estas juntas van por lo general, provistas de barras de sujeción para unir firmemente las franjas o carriles contiguos.

Juntas aserradas en el concreto endurecido: Este es el método que debe ser utilizado preferentemente y consiste en producir ranuras en la superficie del pavimento con una sierra para concreto aprobada. El ancho, profundidad, separación y alineamiento de las ranuras serán los que se especifiquen en los planos para todas las juntas transversales y longitudinales de contracción. La junta ya cortada y la superficie adyacente del concreto deben limpiarse adecuadamente. El corte con sierra debe hacerse cuando el concreto haya endurecido lo suficiente para posibilitar dicho corte sin causar roturas o desportillamientos en los bordes y antes de que se produzcan grietas de contracción no controlada, en ningún caso deben transcurrir más de 24 horas después de la colocación del concreto. Generalmente se recomienda iniciar los cortes a partir del momento en que los equipos de corte no produzcan huellas en la superficie del concreto y ejecutar los mismos en forma continua, conforme se requieran, tanto de día como de noche y sin tener en cuenta condiciones climatológicas.

Cuando las juntas deban ser selladas, normalmente se hace posteriormente un ensanche de la ranura para formar la caja de sello o bien se realiza un corte de discos abrasivos de ancho suficiente para realizar los cortes más anchos de una sola pasada. Una vez hecho el aserrado debe reponerse la membrana de curado encima y a los lados de la junta recién cortada.

Cuando aparezca alguna grieta de contracción cerca o en el lugar donde se tenga que hacer el corte, debe discontinuarse o suspenderse el mismo y reducir el tiempo de corte siguiente. Si existen condiciones extremas que hacen imposible evitar el agrietamiento irregular, deberá utilizarse el método de juntas formadas con inserción de tiras o el de juntas inducidas antes del fraguado inicial del concreto.

4.5. Pasos para el diseño del espesor del pavimento del acceso a la aldea Pajcó, Camotán, Chiquimula.

Método simplificado propuesto por la PCA para pavimentos rígidos:

Determinar la categoría de la vía principal del proyecto:

Se debe hacer un conteo de tránsito promedio de vehículos. Como no se cuenta con datos de conteo de tránsito vehicular para el proyecto, se hizo un conteo sobreestimado de vehículos que circulan por la vía principal; del que se determinó el tránsito promedio diario de camiones en ambas direcciones. En el método propuesto por la PCA no es tan determinante el número de vehículos que circulan por la vía sino el porcentaje de vehículos pesados.

La vía a pavimentar es relativamente corta como se mencionó en la descripción del proyecto por lo que se determinaron los siguientes datos:

Tránsito promedio diario (TPD) = 210 vehículos ambos sentidos.

Transito promedio diario de camiones (TPDC) = 20% TPD = 42 vehículos.

El período de diseño es de 25 años $42 \times 20/25 = 52$ vehículos.

Con el dato estimado de paso de vehículos y su porcentaje de camiones se clasifica la vía según la tabla VI.

Tabla VI . Categorías de carga por eje

Carga por eje Categoría	DESCRIPCIÓN	TRÁFICO			Máxima Carga por Eje KPS	
		TPD	TPDC		EJE DOMICILIO	EJE TANDEM
			%	Por día		
1	CALLES RESIDENCIALES CARRETERAS RURALES Y SECUNDARIAS (BAJO A MEDIO)	200 a 800	1-3	ARRIBA DE 25	22	36
2	CALLES COLECTORAS, CARRETERAS RURALES Y SECUNDARIAS (ALTAS) CARRETERAS PRIMARIAS Y CALLES ARTESANALES (BAJO)	700 a 5000	5-18	DE 40 A 100	26	44
3	CALLES ARTESANALES, CARRETERAS PRIMARIAS (MEDIO) SUPERCARRETERAS E INTERESTATALES URBANAS Y RURALES (BAJO A MEDIO)	3000-12000 2 CARRILES 3000-50000	8-30	DE 500 A 5000	30	52
4	CALLES ARTESANALES, CARRETERAS PRIMARIAS, SUPER CARRETERAS (ALTAS) INTERESTATALES URBANAS Y RURALES (MEDIO ALTO)	3000-20000 2 CARRILES 3000-15000 4 CARRILES O MAS	8-30	DE 1500 A 8000	34	60

Fuente: Westergaard H. N. Computation of stresses in concrete roads. Pág. 48

Nota: Las descripciones de alto, medio y bajo, se refieren al peso relativo de las cargas por eje para el tipo de calle o carretera.

La vía principal del proyecto se clasifica en la categoría No. 1, definida como calles residenciales, carreteras rurales y secundarias.

Determinar el tipo de junta para el pavimento:

La junta seleccionada es del tipo dovela, tipo macho hembra, por las ventajas que ofrece este tipo de junta, aunque la tabla disponga una junta de trabe por agregados, insertando una barra de acero para la interconexión entre dos losas, requiere de un espesor más grande para el pavimento, mientras las del tipo dovela, disminuye el espesor del pavimento.

Decidir, incluir o excluir hombros o bordillos en el diseño:

El diseño contempla la integración de bordillos para disminuir el espesor del pavimento e/y encausar las aguas pluviales.

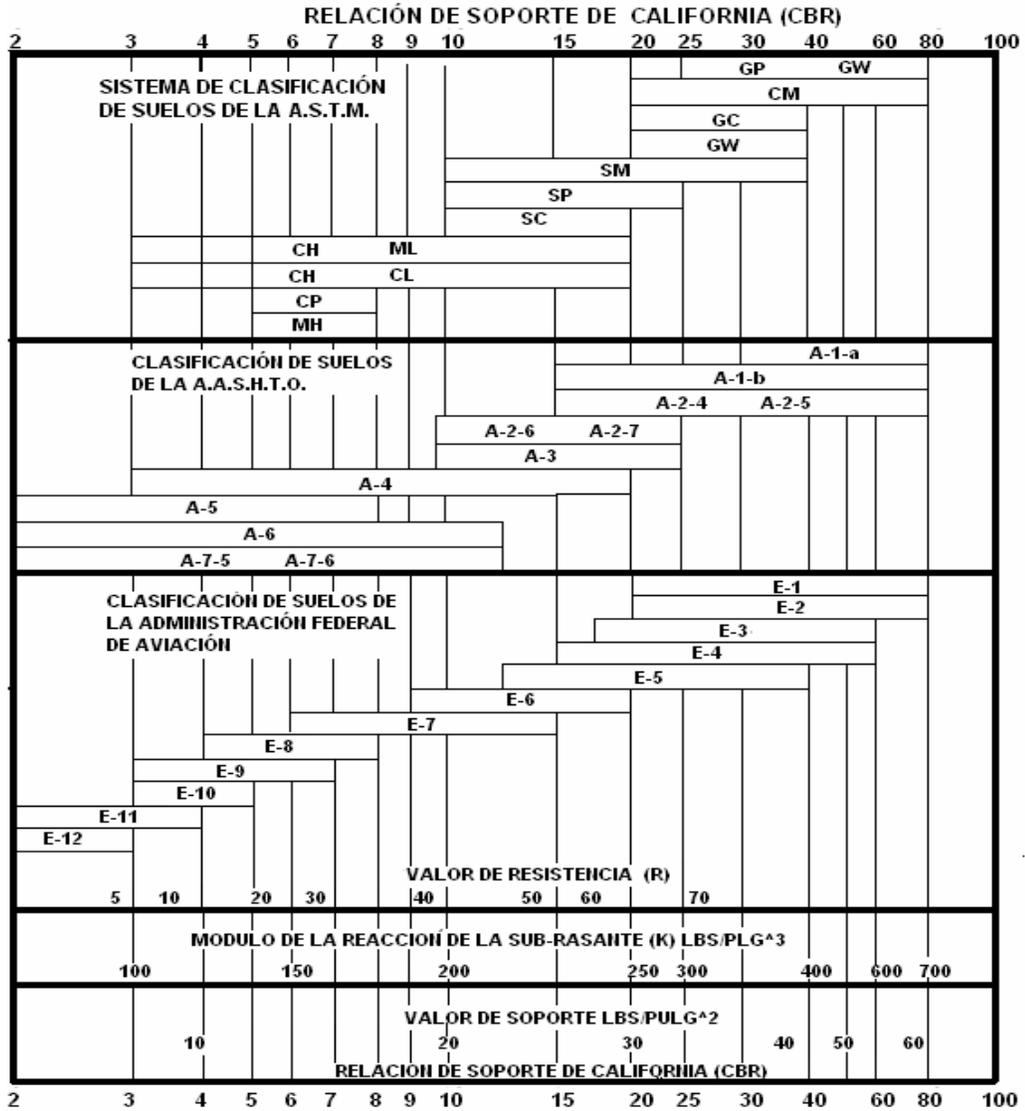
Determinar el módulo de ruptura del concreto (Mr):

El módulo se estimó como el 15% de la resistencia del concreto a compresión $f'c$, según los parámetros especificados con anterioridad. Por lo que el valor aproximado se toma como $0.15 \times 4000 \text{ psi} = 600 \text{ Psi}$

Determinar el módulo de reacción K de la sub-rasante:

Conservadoramente se determina estimando un CBR de la sub-rasante de 9.8. En la figura 8 se toma el número CBR igual a 10, y se localiza el valor del módulo de reacción de la sub-rasante, el cual equivale a 200 lb/plg^3 .

Figura 8. Relaciones de soporte de California (CBR)



Fuente: Instituto Americano de Concreto (ACI)

Determinar si se utilizará base según los criterios del diseñador:

Como criterio se utilizará una base no tratada de 20 cms. (8plg), incrementando así el valor del módulo de reacción $K=230 \text{ lb/plg}^3$. (Ver tabla VIII)

Determinar el valor soporte del suelo:

Con este valor de K según tabla VII se determina que el tipo de suelo de sub-rasante es ALTO catalogando al suelo como Arena y mezclas de arenas con grava, relativamente libre de finos.

Tabla VII . Tipos de suelos de sub-rasante y valores aproximados de k.

TIPO DE SUELO	APOYO	RANGO DE VALORES DE K PSI
SUELOS DE GRANO FINO EN LOS CUALES PREDOMINAN LAS PARTÍCULAS DE LIMO Y ARCILLA	BAJO	75 -120
ÁRENAS Y MEZCLAS DE ARENA Y GRAVA CON CANTIDADES MODERADAS DE LIMO Y ARCILLA	MEDIO	130 -170
ÁRENAS Y MEZCLAS DE ARENA Y GRAVA RELATIVAMENTE LIBRES DE FINOS Y PLÁSTICOS	ALTO	180 – 220
SUB-BASES TRATADAS CON CEMENTO	MUY ALTO	250 - 400

Fuente: Westergaard H. N. Computation of stresses in concrete roads. Pág. 49

Tabla VIII . Valores de k para diseños sobre bases no tratadas

SUBRASANTE VALORES DE K PSI	SUB – BASE VALORES DE K PSI			
	4 Plg	6 Plg	9 Plg	12 Plg
50	65	75	85	110
100	130	140	160	190
200	220	230	270	320
300	320	330	370	430

Fuente: Westergaard H. N. Computation of stresses in concrete roads. Pág. 14

Referente a la capa de base del pavimento, la PCA da mayor importancia a la uniformidad de apoyo, que al grado de resistencia del suelo, considera que la losa de concreto tiene gran capacidad de distribución de la carga impuesta por el tránsito.

Con frecuencia los materiales que forman parte de la sub-rasante presentan características favorables, que pueden sustituir las funciones de la base y por lo tanto ésta se hace innecesaria.

Las tablas contemplan la fatiga y la erosión en el diseño. La fatiga se toma en cuenta para mantener dentro de los límites de seguridad los esfuerzos debidos a las cargas repetidas. El esfuerzo por erosión se usa para limitar los efectos de las deflexiones del pavimento en los bordes y juntas. Para referencia, la tabla X indica los valores mínimos de espesor de base, según el uso y el tipo de base.

Tabla IX. TPDC permisible, carga por eje categoría 1 pavimentos con junta de trabe por agregados (no necesita dovela)

SIN HOMBROS DE CONCRETO O BORDILLO				CON HOMBROS DE CONCRETO O BORDILLO			
ESPESOR DE LOSA PLG	SOPORTE DE SUBRASANTE Y SUB-BASE			ESPESOR DE LOSA PLG.	SOPORTE DE SUBRASANTE Y SUB-BASE		
	BAJO	MEDIO	ALTO		BAJO	MEDIO	ALTO
MR = 650 PSI							
4.5			0.1	4 4.5	2	0.2 8	0.9 25
5 5.5	0.1 3	0.8 15	3 45	5 5.5	30 320	130	330
6 6.5	40 330	160	430				
MR = 600 PSI							
5 5.5	0.5	0.1 3	0.4 9	4 4.5	0.2	1	0.1 5
6 6.5	8 76	36 300	98 760	5 5.5	6 73	27 290	75 730
7 7.5	520			6	610		
520 MR = 550 PSI							
5.5	0.1	0.3	1	4.5		0.2	0.6
6 6.5	1 13	6 60	18 160	5 5.5	0.8 13	4 57	13 150
7 7.5	110 620	40		6	130	480	

Fuente: Westergaard H. N. Computación of stresses in concrete roads. Pág. 51

Nota: El análisis de fatiga controla el diseño

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 * 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 X. Espesores estimados de bases según su uso

Tipo de base	Usos	Espesor
Granular	Carretera	10 – 15
Estabilizada	Carretera	10 – 15
Granular	Aeropuerto	15 – 30
Estabilizada	Aeropuerto	15 – 30

Fuente: Instituto Americano de Concreto (ACI)

4.6 Movimiento de tierras

Con la sub-rasante ya definida podemos definir el volumen de movimientos de tierras, el que a su vez se convierte en el renglón más caro en la ejecución.

4.7 Obras pluviales

El objetivo fundamental del drenaje en los caminos, es reducir al máximo la cantidad de agua que de una u otra forma llega al mismo, y pueda perjudicar la carretera dando salida al agua que llegue al camino.

Para que un camino tenga buen drenaje, debe evitarse que el agua circule en cantidades grandes por el mismo destruyendo los pavimentos y creando la formación de baches; así también evitar que se estanque en las cunetas se estanque y reblandezca la terracerías, perdiendo su estabilidad.

El drenaje, denominado también como obra de arte, puede clasificarse en:

- Transversal
- Longitudinal
- Subdrenaje

La profundidad mínima para instalar la tubería debe ser tal, que el espesor del relleno evite el daño a los conductos ocasionados por las cargas vivas y de impacto, debiendo respetar las profundidades mínimas establecidas. Esta profundidad se mide a partir de la superficie del suelo, hasta la parte superior del tubo, determinada de siguiente manera:

Trafico normal = 1.00 metros

Trafico pesado = 1.20 metros

4.7.1 Cunetas

Son zanjas que se hacen a ambos lados del camino con el fin de conducir el agua que escurre desde la parte central de este, o en todo el camino, en el caso que existan curvas. Cuando las cunetas pasan de corte a relleno se prolongan a lo largo del pie del relleno: dejando una berma entre dicho pie y el borde de la cuneta, para evitar que se moje el relleno, y origine asentamientos.

El diseño de cunetas se basa en los principios del flujo de canales abiertos; éstas se pueden construir de forma trapezoidal o triangular. El primer paso para diseñar una cuneta es considerar su longitud, medida que determinará el área de carretera que drenará, o del terreno aledaño, si es necesario.

Las cunetas deben protegerse en pendientes fuertes cuando su longitud sea mayor de 50 metros, por medio de una fosa de laminación o una alcantarilla de alivio; debido a que mientras más largas sean, más agua llevará, por lo que se erosionarán más y resultaría antieconómica la conservación.

4.7.2 Contracunetas

Son zanjas que se hacen en lugares convenientes, para evitar que llegue a las cunetas más agua que aquella para la cual fue diseñada.

Las contracunetas se construyen transversales a la pendiente del terreno, las que interceptan el paso del agua y la alejan de los cortes y rellenos. Cuando el camino sigue la dirección de la misma pendiente del terreno, no se deben construir contracunetas.

4.7.3 Drenaje transversal

El objetivo del drenaje transversal es dar paso rápido al agua que no pueda desviarse de otra forma y tenga que cruzar de un lado a otro del camino. En estas obras de drenaje transversal están comprendidos los puentes y las alcantarillas.

En cuanto a las alcantarillas es recomendable construirlas cada 200 metros como máximo, y necesariamente en las curvas verticales cóncavas, utilizando tubería de 24" como mínimo.

Como obras de protección pueden citarse: muros, revestimientos, desarenadores y disipadores de energía. A las tuberías se les construirán muros cabezales en la entrada y salida, y tragante en la entrada cuando se trate de alcantarillas que servirán para aliviar cunetas o de corrientes muy pequeñas. Cuando se trate de corrientes que su área de descarga no pase de 2 metros cuadrados se les hará muros cabezales y en lugar de tragante de entrada se instalarán aletones rectos, a 45° o en "L".

El colchón mínimo para protección de los tubos, deberá ser de 0.60 metros para que la carga viva se considere uniformemente distribuida

4.8. Drenaje pluvial del acceso a la aldea Pajcó, Camotán.

El drenaje pluvial tiene la finalidad de evitar que el agua llegue a la carretera y desalojar la que inevitablemente siempre llega. Toda el agua que llega en exceso a la carretera tiene dos orígenes; puede ser de origen pluvial o de corrientes superficiales, es decir ríos. El agua de escorrentía superficial, por lo general se encuentra con la carretera en sentido casi perpendicular a su trazo, por lo que se utiliza para esto, drenaje transversal, según el caudal que se presente. El agua pluvial debe encauzarse hacia las orillas de la carretera con una pendiente adecuada en sentido transversal; a está se le llama bombeo normal y generalmente es del 3 %.

4.8.1 Normas de diseño

4.8.1.1. Diámetros mínimos

En el diseño de un sistema de alcantarillado pluvial, se toma como diámetro mínimo 12". Un cambio de diámetro en el diseño está influido por la pendiente, el caudal o la velocidad, para lo que toman en cuenta los requerimientos hidráulicos.

4.8.1.2. Velocidades mínimas y máximas

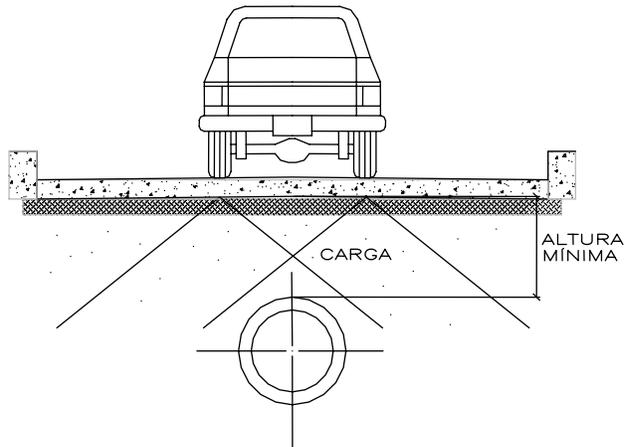
Es recomendable, en tubería de concreto, que la velocidad del flujo en líneas de alcantarillado pluvial, no sea mayor de 3.00 m/s, para proporcionar una acción de auto limpieza, es decir, capacidad de arrastre de partículas. No existiendo una velocidad de flujo mínimo, dado que no habrá caudal en época de verano.

En el caso de alcantarillado pluvial, bajo estas condiciones deberán instalarse rejillas o construirse estructuras que eviten el ingreso de material rocoso de gran tamaño.

4.8.1.3. Profundidad de la tubería

La profundidad mínima para instalar la tubería debe ser tal que el espesor del relleno evite el daño a los conductos, ocasionados por las cargas vivas y de impacto. En todo diseño de un sistema de drenaje pluvial, se deben respetar las profundidades mínimas ya establecidas. La profundidad mínima se mide desde la superficie del suelo, hasta la parte superior del tubo.

Figura 9. Profundidad de la tubería



4.8.1.4. Pozos de visita

Los pozos de visita son parte de las obras accesorias de un alcantarillado y son empleados como medios de inspección y limpieza. Se diseñaran pozos de visita para localizarlos en distancias no mayores de 100 metros.

La diferencia de cotas invert entre las tuberías que entran y la que sale de un pozo de visita será como mínimo de 0.03 metros. Cuando el diámetro interior de la tubería que entra a un pozo de visita sea menor que el diámetro interior de la que sale, la diferencia de cotas invert, será como mínimo, la diferencia de dichos diámetros. Siempre que la diferencia de cotas invert entre la tubería que entra y la que sale de un pozo de visita sea mayor de 0.70 metros, deberá diseñarse un accesorio especial (un derivador de caudal que funcione como dissipador de energía), que encauce el caudal con un mínimo de turbulencia, de lo contrario se producirían caudales máximos que destruyen el sistema.

4.8.1.5. Tragantes

Los tragantes son las aberturas que en las superficies de las calles o en los bordillos, dan acceso a las aguas pluviales a los tubos de drenaje. Por los sistemas combinados y de tormenta, se diseñaran tragantes para localizarlos en los siguientes casos:

- a. En las partes bajas, al final de cada cuadra a 3.00 metros antes de la esquina.
- b. En puntos intermedios de las cuadras el caudal acumulado provoque un tirante de agua superior a 0.10 metros.
- c. Únicamente en aquellas calles que cuenten con pavimento a que hallan recibido o vayan a recibir algún tipo de tratamiento para estabilizar su superficie.

4.8.2 Diseño hidráulico

4.8.2.1. Coeficiente de escorrentía

En el porcentaje de agua total llovida tomada en consideración, puesto que no todo el volumen de precipitación pluvial drena por medio de alcantarilla natural o artificial. Esto se debe a la evaporación, infiltración, retención del suelo, etc. Por lo que existirá diferente coeficiente para cada tipo de terreno, el cual será mayor cuanto mas impermeable sea la superficie. Este coeficiente esta en función del material sobre el cual circula el agua y varia desde 0.01 a 0.95.

El coeficiente de escorrentía promedio se calcula por medio de la siguiente relación:

$$C = \frac{\sum(c \cdot a)}{\sum a}$$

Donde:

- c: Coeficiente de escorrentía en cada área parcial.
- a: Área parcial.
- C: Coeficiente de escorrentía promedio del área drenada.

Tabla XI. Algunos coeficientes utilizados en Guatemala

Tipo de Superficie	C
Comercial	
Centro de la Ciudad	0.70 - 0.75
Periferia	0.50 - 0.70
Residencial	
Casas individuales	0.30 - 0.50
Colonias	0.40 - 0.60
Condominios	0.60 - 0.75
Residencial Sub-Urbana	0.25 - 0.40
Industrial	
Pequeñas fábricas	0.50 - 0.80
Grandes fábricas	0.60 - 0.90
Parque y cementerios	0.10 - 0.25
Campos de recreo	0.20 - 0.35
Campos	0.10 - 0.30
Techos	0.10 - 0.30
Pavimentos	0.70 - 0.90
Concreto y asfalto	0.85 - 0.90
Piedra, ladrillo o madera en buenas condiciones	0.75 - 0.90
Piedra, ladrillo o madera en malas condiciones	0.40 - 0.75
Calles	
Terracota	0.25 - 0.60
De arena	0.15 - 0.30
Parques, jardines, paradas, etc.	0.05 - 0.25
Bosques y tierra cultivada	0.01 - 0.20

Fuente: Ing. Joram Matías Gil Laos. **Evaluación de Tragante Pluvial para la ciudad de Guatemala. 1984**

4.8.2.2. Intensidad de lluvia

La intensidad de lluvia es el espesor de la lámina de agua por unidad de tiempo producida por está; suponiendo que el agua permanece en el sitio donde cayó. Se mide en milímetros por hora.

La intensidad de lluvia se determina a través de registros pluviográficos elaborados por el Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH), con base en estaciones pluviométricas ubicadas a inmediaciones de las cabeceras departamentales. Este tipo de información es por lo común insuficiente en localidades muy pequeñas, pero se puede hacer uso de información de localidades vecinas o de características similares.

Se ha adoptado como norma general para los sistemas de alcantarillado pluvial en el interior de la Republica, diseñarlos para una intensidad que se vea igualada o excedida una vez cada cinco o diez años en promedio.

Tabla XII. Fórmulas de intensidad de lluvia

	1 año	2 años	5 años	10 años	20 años
Ciudad de Guatemala (zona Atlántica)		$\frac{2838}{t + 18}$	$\frac{3706}{t + 22}$	$\frac{4204}{t + 23}$	$\frac{4604}{t + 24}$
Ciudad de Guatemala (zona Pacífica)					$\frac{6889}{t + 40}$
Bananera, Izabal		$\frac{5771}{t + 48.89}$	$\frac{710395}{t + 53.80}$	$\frac{7961}{t + 56.63}$	$\frac{366777}{t + 58.43}$
Labor Ovalle Quetzaltenango		$\frac{977.7}{t + 3.80}$	$\frac{11285}{t + 3.24}$	$\frac{13235}{t + 3.49}$	
El Pito Chocóla, suchitepequez		$\frac{110336}{t + 101.10}$	$\frac{116187}{t + 9219}$	$\frac{134554}{t + 10414}$	
La Fragua Zacapa		$\frac{37005}{t + 50.69}$	$\frac{39905}{t + 41.75}$	$\frac{4040}{t + 37.14}$	
Chimaltenango Balanya	$\frac{1538}{t + 16.68}$	$\frac{1712}{t + 8.70}$	$\frac{2201}{t + 10.17}$		

Fuente: Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología INSIVUMEH

4.8.2.3. Áreas tributarias

Es la que contribuye a la escorrentía del agua de la estructura de drenaje. El área por drenar se determinara sumando al área de las calles, el área de los lotes que son tributarios al ramal en estudio.

4.8.2.4. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración es el tiempo necesario para que el agua superficial descienda desde el punto más remoto de la cuenca hasta el punto de estudio. Se divide en tiempo de entrada y tiempo de flujo dentro de la alcantarilla.

Para el diseño de sistemas de alcantarillado pluvial, se considera que los tramos iniciales tienen un tiempo de concentración de doce minutos. El tiempo de flujo dentro de la alcantarilla, para tramos consecutivos, se calcula de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$T_2 = T_1 + \frac{L}{60 * V}$$

Donde:

T1 = Tiempo de concentración en el tramo anterior en minutos.

L = Longitud del tramo anterior en metros.

V = Velocidad a sección llena en el tramo anterior en metros por segundo.

4.8.2.5. Pendiente del terreno

Siendo el criterio general que los sistemas de alcantarillado trabajen por gravedad, existe una pendiente mínima al sistema, que permite que el agua conducida se desplace libremente, la que es del 0.50 % y la máxima la que alcance la velocidad máxima admisible para la tubería por utilizar.

Para calcular la pendiente del terreno se utiliza la relación siguiente:

$$S \% = \frac{Cota\ del\ terreno\ FINAL - Cota\ del\ terreno\ INICIAL}{Longitud\ del\ tramo} \times 100$$

4.8.2.6. Caudal de diseño

Para calcular el caudal de diseño se utilizan dos métodos, el empírico y el racional. Por la naturaleza del proyecto se utilizará el racional, el cual asume que el caudal máximo para un punto dado se alcanza cuando el área tributaria esta contribuyendo con su escorrentía, durante un periodo de precipitación máxima, debe prolongarse durante un periodo igual o mayor que el que necesita la gota de agua mas lejana para llegar hasta el punto considerado. Este método esta representado por la siguiente formula:

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

Donde:

Q = Caudal (m^3 / s)

C = Es la relación entre la escorrentía y la cantidad de lluvia caída en el área.

I = Intensidad de lluvia (mm/h)

A = Área por drenar en hectáreas.

4.8.2.7. Velocidad de flujo a sección llena

La velocidad del flujo a sección llena se calculo con la relación de Manning.

$$V = \frac{0.03429 * D^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

Donde:

V = Velocidad del flujo a sección llena (m/s).

D = Diámetro de la sección circular (pulg.).

S = Pendiente del gradiente hidráulico (m/m).

n = Coeficiente de rugosidad de Manning (Para tubería de Concreto con diámetros menores de 24", n = 0.015, para diámetros mayores de 24", n = 0.013 y para PVC n= 0.009).

4.8.3 Presupuesto del pavimento rígido y drenaje pluvial

PROYECTO: DISEÑO DEL PAVIMENTO RIGIDO DEL ACCESO A ALDEA PAJCÓ, MUNICIPIO DE CAMOTÁN, CHIQUIMULA.					
INTEGRACION DE COSTOS GENERALES					
REGLON	U. MEDIDA	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL	COSTO TOTAL EN \$
PAVIMENTO RIGIDO					
PRELIMINARES					
BODEGA	M ²	21	Q 270,04	Q 5.670,82	\$746,16
REPLANTEO TOPOGRAFICO	ml	1853,834	Q 1,76	Q 3.266,64	\$429,82
TRAZO	ml	1853,834	Q 4,11	Q 7.618,75	\$1.002,47
REACONDICIONAMIENTO DE SUB-RASANTE	M ²	8342,24	Q 3,59	Q 29.987,73	\$3.945,75
BASE					
CORTE Y ACARREO	M ³	6443,015	Q 36,00	Q 231.948,54	\$30.519,54
CONFORMACION DE BASE	M ²	9269,17	Q 83,16	Q 770.824,18	\$101.424,23
PISTA DE CONCRETO					
COLOCACION DE CONCRETO HIDRAULICO	M ³	1529,41305	Q 35,00	Q 53.529,46	\$7.043,35
CURADO DE CONCRETO	M ³	9269,17	Q 86,00	Q 797.148,62	\$104.887,98
BORDILLO					
FUNDICION DE BORDILLO	ml	3707,66	Q 101,78	Q 377.366,67	\$49.653,51
COSTO TOTAL			Q	2.277.361,40	\$299.652,82

EL COSTO DEL PROYECTO DEL PAVIMENTO RÍGIDO DEL ACCESO A LA ALDEA PAJCÓ,
DE CAMOTÁN, CHIQUIMULA, ASCIENDE A LA CANTIDAD DE
DOS MILLONES DOCIENTOS SETENTA Y SIETE MIL TRESCIENTOS SESENTA Y UN QUETZALES CON CUARENTA CTV.

PROYECTO: DISEÑO DE LA RED DE DRENAJE PLUVIAL DE LA PAVIMENTACION DE ACCESO A LA ALDEA PAJCO, CAMOTAN, CHIQUIMULA.						
INTEGRACION DE COSTOS GENERALES						
REGLON	U. MEDIDA	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL	COSTO TOTAL EN \$	
DRENAJE SANITARIO						
PRELIMINARES						
BODEGA	M ²	60	Q 166,15	Q 9.969,22	\$1.311,74	
REPLANTEO TOPOGRAFICO	ML	1785,56	Q 2,04	Q 3.644,69	\$479,56	
TRAZO	ML	1785,56	Q 5,57	Q 9.949,37	\$1.309,13	
EXCAVACIÓN						
CORTE	M ³	3287	Q 125,06	Q 411.081,96	\$54.089,73	
RELLENO	M ³	2782,3031	Q 46,47	Q 129.307,39	\$17.014,13	
COLECTOR PRINCIPAL						
LÍNEA DRENAJE PRINCIPAL	ML	1785,56	Q 180,58	Q 322.440,46	\$42.426,38	
POZOS DE VISITA						
DE 1.20M A 2.00M	unidad	21	Q 2.898,14	Q 60.860,96	\$8.008,02	
DE 2.00M A 3.00M	unidad	3	Q 4.830,24	Q 14.490,71	\$1.906,67	
DE 3.00M A 4.00M	unidad	1	Q 7.245,35	Q 7.245,35	\$953,34	
DE 4.00M A 6.00M	unidad	2	Q 9.660,47	Q 19.320,94	\$2.542,23	
DE 6.00M A 9.00M	unidad	4	Q 14.490,71	Q 57.962,82	\$7.626,69	
DE 9.00M EN ADELANTE	unidad	1	Q 21.736,06	Q 21.736,06	\$2.860,01	
DE 10.00M EN ADELANTE	unidad	0	Q 24.151,18	Q -	\$-	
TRAGANTES						
TRAGANTES	unidad	30	Q 2.283,88	Q 68.516,28	\$9.015,30	
COSTO TOTAL				Q 1.136.526,21	\$149.542,92	

EL COSTO DEL PROYECTO DE DRENAJE PLUVIAL DEL ACCESO A LA ALDEA PAJCÓ,
CAMOTÁN, CHIQUIMULA, ASCIENDE A LA CANTIDAD DE
UN MILLON CIENTO TREINTA Y SEIS MIL QUINIENTOS VEINTISEIS QUETZALES CON VEINTIUN CTV.

4.9. Riesgo y vulnerabilidad del drenaje pluvial y pavimentación de acceso a la aldea Pajcó, camotán, Chiquimula.

El tema de la vulnerabilidad (cómo afecta el ambiente a la obra) deberá desarrollarse en paralelo con la evaluación del impacto ambiental del proyecto (cómo afecta la obra al ambiente), para destacar la íntima relación que existe en el cuidadoso manejo de ambos componentes en las decisiones de inversión, sea para reducir los riesgos o para mitigar sus posibles efectos negativos.

Para el proyecto de pavimentación del acceso a la aldea Pajcó, Camotán, Chiquimula. Es necesario definir la situación en la que se encuentra la región, desde los puntos de vista de riesgo y vulnerabilidad.

Por riesgo se entiende a aquella condición de peligro, y por vulnerabilidad, a la posibilidad de que pueda ocurrir algún desastre, dadas ciertas condiciones. Para ello se identifican tres sistemas básicos que intervienen en la ocurrencia de desastres, el sistema perturbador, el sistema afectable y el sistema regulador.

El primero consiste en definir los agentes naturales o artificiales que intervienen en la región y que pueden inducir un desastre. Se consideran cinco grupos según su origen. Geológico, hidrometeorológico, químico, sanitario y antropogénico. El segundo, el sistema afectable, se refiere al conjunto de elementos que pueden ser afectados por el sistema perturbador, como infraestructura, equipamiento urbano, vivienda, el medio y la vida de los reglamentos, elementos constructivos y las medidas que se adoptan para mitigar, disminuir o eliminar dicha vulnerabilidad.

4.9.1. Riesgos y vulnerabilidad del pavimento

Se recomienda una compactación del material base de buena calidad según las normas, ya que una mala compactación produce asentamientos y deformación del pavimento durante los primeros años de uso.

Por una mala construcción del pavimento se producen también los famosos baches, que dan origen a empozamientos de agua durante el tiempo de invierno, con lo que se corre el riesgo de surgimiento de enfermedades.

Todo pavimento se ha diseñado para un periodo de vida útil de 20 años como mínimo, por lo que siguiendo las normas adecuadas de construcción; a diferencia del pavimento flexible, el pavimento rígido requiere menos mantenimiento, y se evita el deterioro del mismo.

Por efectos de la naturaleza, como sismos, el pavimento y toda obra civil corre un gran riesgo de destrucción parcial o completa, según el tipo de desastre.

La vulnerabilidad ante los riesgos mencionados, conduce por un lado a darle lugar a distintas enfermedades, y por otro lado a distintos accidentes tanto para los transeúntes como accidentes de tránsito, además del deterioro parcial o completo del pavimento.

5. RIESGO Y VULNERABILIDAD DE LOS PROYECTOS

5.1. Evaluación de impacto ambiental de los proyectos

La evaluación del peligro de esta zona o región es esencial para estimar la vulnerabilidad y los daños posibles de los componentes de riesgo, tomando en cuenta que la geología representa un factor que ilustra el potencial del deslizamiento de taludes.

En el ámbito regional, controla los aspectos genéricos de relieve y la topografía de un área, lo cual permite estimar su susceptibilidad al movimiento. En general, los deslizamientos pueden ocurrir en cualquier tipo de relieve si las condiciones están dadas. Sin embargo, la experiencia de trabajar y observar distintos tipos de terreno ha demostrado que los deslizamientos son más comunes en ciertos tipos de geografía y menos comunes en otros. Las zonas inicialmente estables pueden volverse inestables con la construcción de infraestructura, la deforestación u otras razones.

La mayoría de impactos en la infraestructura del sistema de alcantarillado y de los pavimentos en lugares susceptibles a inundaciones se deben a los excedentes de lluvia que se extienden por largos períodos del invierno.

Los más importantes son los siguientes:

- Hinchamiento del pavimento.
- Deslizamiento de las capas.
- Derrumbes.
- Colapso de colectores por residuos sólidos.

- Daño en los elementos del sistema por recarga de acuíferos.
- Arrastre de tubería y cámaras debido al empuje de aguas subterráneas.
- Rebosamiento y arrastre de letrinas y de pozos sépticos.

Desde luego, el colapso de los elementos del sistema (letrinas, pozos sépticos, colectores de aguas negras, lagunas de oxidación, etc.) tiene efectos sobre la salud al producir nuevas amenazas, como la generación de focos de contaminación. Igual situación ocurre con la red de alcantarillado para el drenaje de las aguas pluviales. En algunos casos se detectan intercambios entre los sistemas de drenaje y los de alcantarillado sanitario, el que origina una contaminación incontrolada. La obstrucción de la infraestructura por las inundaciones, el taponamiento por sedimentos, etc., hacen colapsar varios sistemas y producen anegamientos que afectan sectores de las poblaciones involucradas.

5.1.1. Amenazas naturales

Las amenazas naturales son de tipo geológico o de tipo meteorológico. En esta región las principales amenazas son de tipo geológico (sismos) y de tipo meteorológico (huracanes, marejadas, ciclones tropicales, vientos fuertes, otras tormentas severas, tornados, inundaciones), otras. Como incendios forestales y las humaredas resultantes, sequías e infestaciones.

Las amenazas pueden estar interrelacionadas y sus efectos, magnificados. Por ejemplo, los vientos huracanados provocan lluvias internas, las cuales pueden ocasionar inundaciones; asimismo provocan deslizamientos, los cuales pueden ocasionar refregamiento de ríos e inundaciones progresivas y la rotura de las represas, que causan inundaciones turbulentas y crecidas.

El fin primordial es conocer la vulnerabilidad del alcantarillado sanitario y sus componentes, en los aspectos físico, operativo, administrativo y organizativo, ya que el funcionamiento ideal de este sistema depende tanto del diseño y de la calidad de los componentes físicos, como de la forma en que es operada, teniendo una constante supervisión, un mantenimiento apropiado y una buena administración en la que se aprovechen al máximo los recursos, a manera de cubrir en forma organizada la mayor parte de la población.

El impacto de las amenazas es directo con los componentes físicos del sistema e indirecto con los aspectos organizativos, administrativos y capacidad de operación. Es directo con los componentes físicos, ya que están expuestos a cualquier amenaza natural y es indirecto, porque la capacidad de operación se ve reducida. Si no se cuenta con los suficientes recursos, deberá solicitarse algún tipo de ayuda externa para llevar a cabo la reparación.

En lo que respecta a sismos y huracanes, se utilizan datos estadísticos para dar a conocer la tolerancia al riesgo, tomando, para el efecto, medidas de alto valor técnico para reducir dicho riesgo.

5.1.1.1. Desastres naturales

Un desastre natural sucede cuando la ocurrencia de un fenómeno natural afecta a un sistema vulnerable. Los fenómenos naturales en sí no provocan necesariamente desastres. Es solo su interacción con el sistema y su entorno lo que genera impactos que pueden llegar a tener dimensiones catastróficas, dependiendo de la vulnerabilidad de la zona.

Aunque el mundo siempre ha estado expuesto a los desastres naturales, sus efectos se están volviendo cada vez más severos.

Esta tendencia mundial esta directamente vinculada a otros fenómenos, como la creciente pobreza, el mayor crecimiento demográfico, el deterioro ambiental y el cambio climático. Puesto que la vulnerabilidad a los desastres es el resultado de la acciones humanas, es posible modificarlas para reducir la vulnerabilidad y, con ella, las perdidas humanas y materiales.

Según su magnitud, los terremotos pueden producir fallas en las rocas y en el sub-suelo, hundimientos de la superficie del terreno, derrumbes, deslizamientos de tierras y avalanchas de todo; pueden asimismo reblandecer los suelos saturados (debido a la vibración); reducen la capacidad de sustentación de fenómenos combinados con la ondulación del suelo; producen destrucción y otros daños directos en cualquier parte de los sistemas de abastecimiento de agua, ubicados dentro del área afectada por el sismo.

Entre los principales efectos producidos por los terremotos se puede mencionar:

- Destrucción parcial o total de estructura recolectoras, tratamiento, etc.
- Ruptura de las tuberías, además de daños en las uniones, con la consiguiente filtración de aguas negras al suelo.
- Interrupción de la corriente eléctrica, de las comunidades y de las vías de acceso.

5.1.2. Vulnerabilidad de los proyectos

5.1.2.1. Concepto de vulnerabilidad

Se entiende por vulnerabilidad, la susceptibilidad a la pérdida de un elemento o conjunto de elementos como resultado de la ocurrencia de un desastre. Indica el grado en que un sistema está expuesto o protegido de las amenazas naturales. Esto depende del estado de los asentamientos humanos su infraestructura, la manera en que la administración pública y las políticas manejan la gestión del riesgo, y el nivel de información y educación de que dispone una sociedad sobre los riesgos existentes y como debe de enfrentarlos.

5.1.2.2. Calificación de la vulnerabilidad

La vulnerabilidad de un determinado componente o sistema, se expresa como la probabilidad de alcanzar un determinado estado, dado que ocurra A_i , se expresa como: $P(E_j/A_i)$.

Los estados E_j son previamente definidos a conveniencia y descritos en forma explícita. En lo que se refiere a daños y operatividad de equipos es frecuente adoptar los cuatro estados de daño siguientes:

E1 = no daños

E2 = daños leves; equipos operativos

E3 = daños reparables; equipo no operativo

E4 = daños graves o ruina; equipo fuera de servicio

Sea:

P = Probabilidad

Ej = Sistema

Ai = Amenaza

Debe realizarse un estudio de análisis de vulnerabilidad de aquellas instalaciones y obras infraestructura cuyo mal funcionamiento o ruina (debido a los efectos de los desastres considerados pueda generar situaciones de emergencia o demandas que excedan la capacidad de atención.

5.1.2.3. Estimación de la vulnerabilidad

En diversos trabajos, la vulnerabilidad de sistemas de tuberías a las acciones sísmicas que se expresa por el número esperado de fallas por kilómetro de longitud. Tomando en consideración las estadísticas disponibles, resulta ventajoso emplear como referencia el número de fallas por sismo en tuberías de PVC, para diferentes grados de la intensidad de Mercalli.

5.1.2.4. Identificación de la vulnerabilidad

El análisis de los sistemas de agua y alcantarillado es realizado por un equipo de profesionales expertos en la evaluación de peligros naturales, salud ambiental e ingeniería civil, en conjunto con el personal de la empresa de servicio de agua encargado del funcionamiento y mantenimiento del mismo. Ese equipo centra su atención en el funcionamiento y mantenimiento, la administración y los impactos potenciales sobre el servicio, tal como se señala a continuación.

5.1.2.5. Vulnerabilidad administrativa

Con el fin de tratar de manera integral los problemas que afectan a los aspectos administrativos / funcionales se recomienda analizar los aspectos que tengan relación en la administración de los sistemas (vulnerabilidad administrativa) por separado de aquellos que tengan referencia con los aspectos operativos de los mismos (vulnerabilidad operativa).

El departamento de servicios públicos de la municipalidad, que es la sección encargada de supervisar el funcionamiento del sistema de agua potable y drenajes sanitarios. Y el coordinador de la oficina municipal de planificación, que se encarga de la operación directa del sistema, están alertas constantemente respecto de cada una de las situaciones que se pudieran suscitar en torno a alguna falla o desperfecto que ocasione la suspensión del servicio. Su función radica principalmente en corregir fallas menores, tales como la reparación del equipo y la infraestructura física. Toda reparación mayor o cambio en la distribución física debe ser estudiado y aprobado por el Consejo Municipal.

Los principales factores de vulnerabilidad administrativa tienen relación en el nivel de capacitación en los temas referentes a las amenazas naturales, la capacidad del personal administrativo para desempeñar sus obligaciones y con las debilidades de la organización institucional.

Algunos indicadores de vulnerabilidad administrativa son: falta de capacitación del personal, altos porcentajes de morosidad de los usuarios en el pago de cuotas, saldos contables negativos, ausencia de comunicación con los usuarios, ausencia de fondos de capitalización y de herramientas para la operación del sistema.

La coordinación interinstitucional es fundamental en la atención de emergencias y desastres, porque si no hay coordinación, el resultado es un caos que afectara a los clientes del sistema y a la capacidad de rehabilitación.

En el nivel de la organización institucional, las debilidades son: escasa o nula comunicación entre los niveles organizacionales, ausencia de coordinación, información, incumplimiento de responsabilidades e incertidumbre en las competencias de las acciones.

El objetivo del estudio de la vulnerabilidad administrativa es identificar las debilidades de la organización institucional y de la administración local que impiden contar con una buena gestión para disponer de recursos humanos capacitados, recursos materiales y económicos suficientes, así como de una correcta organización del trabajo para el funcionamiento del sistema en condiciones normales, la implementación de medidas de mitigación y la respuesta oportuna en caso de impacto de un fenómeno natural.

La capacitación de las personas encargadas de la operación de la línea principal es indispensable, ya que las fallas pueden ser de diferentes índoles. Debido a un descontrol en la organización y designación del personal capacitado para realizar dichas tareas, se ha incurrido en el atraso de la realización de estas, por la falta de información, asignación de mas personal y falta de transporte, pues la extensión a cubrir es muy grande. La falta de fondos asignados para mejorar el servicio, también ha sido una causa muy grande, por lo que los sistemas sufren fallas, y al no ser corregidas su deterioro es indudable.

5.1.2.6. Vulnerabilidad operativa

Los principales factores de vulnerabilidad operativa tienen relación con la cantidad, calidad y continuidad, las rutinas de operación, mantenimiento y la capacitación del operador para el cumplimiento de sus funciones.

Algunos indicadores de vulnerabilidad operativa son la poca o ninguna capacitación del operador, mal estado de equipos, herramientas, operación y mantenimiento defectuoso, ausencia de registros de caudales, del monitoreo de la calidad de agua, tratamientos defectuosos del agua.

El objetivo del estudio de la vulnerabilidad operativa es identificar las debilidades que ocasionan deficiencias en la prestación del servicio en cuanto a cantidad, continuidad y calidad del agua, por rutinas de operación de mantenimiento y por capacidad del personal, durante la operación normal.

5.1.2.7. Vulnerabilidad física

Los factores de vulnerabilidad física tienen relación con las condiciones desfavorables actuales de los componentes y del sistema en su conjunto, de acuerdo a su ubicación en relación con las amenazas naturales; luego, la vulnerabilidad física puede presentarse por condición y/o por ubicación.

Para identificar las condiciones favorables del estado actual se deben inspeccionar los elementos, equipos y accesorios de cada componente y señalar su estado, su conformidad con las normas de diseño, su utilidad dentro del funcionamiento del sistema y su necesidad. Este proceso es el que permite determinar los elementos y componentes deficientes para el funcionamiento normal del sistema.

Para estimar los daños potenciales provocados por los fenómenos naturales, se debe primero identificar las amenazas: se prioriza para comenzar su análisis, con base en la recurrencia y magnitud de los efectos esperados. Luego se cuantifican los efectos, se puede utilizar el parámetro denominado factor de daño o cualquier otro procedimiento disponible, como la utilización de los daños observados por el impacto de amenazas ocurridas en el pasado. Llegar a valores numéricos de los efectos solo se justifica cuando el riesgo del sistema es muy alto.

La población guatemalteca es susceptible a sufrir daños a su salud debido a que al ocurrir este tipo de catástrofes, existe el riesgo de contaminación del agua, por lo que aumenta la tasa e incidencia de enfermedades como la diarrea, el cólera, las infecciones respiratorias, las enfermedades infecto-contagiosas, entre otras.

La vulnerabilidad física ante huracanes y sismos es evidente, porque los componentes están expuestos directamente al medio, por lo que según sea la intensidad del huracán o sismo, podrán sufrir daños graves o destrucción total.

Los daños esperados por el impacto de este tipo de amenazas, deben ser tomados en cuenta en el momento en que ocurra otro siniestro; para ello se toman las debilidades que provocan daños físicos en los sistemas en relación con las siguientes amenazas:

- Por sismo: prácticamente todos los componentes de los sistemas pueden sufrir las consecuencias directas del impacto de un sismo. Las estructuras de concreto sufren, en mayor o menor grado, agrietamiento y fallas estructurales que la inutilizan; las cajas, pozos de visita, planta de tratamiento, fallan en las uniones rígidas del concreto con las tuberías;

las tuberías rígidas fallan en cortante y las de juntas flexibles se desacoplan.

- Por huracanes: Para los componentes ubicados en pasos expuestos en los causes de los ríos, quebradas y terrazas inundables existe el riesgo de rotura y daños de las tapas en los tanques o pozos de visita, y falla de estructuras por asentamientos del terreno por inundaciones.

5.1.3. Capacidad de respuesta del gobierno local

En el ámbito de gobierno municipal, en caso de bienes y servicios para reparar, rehabilitar, reconstruir y reemplazar elementos de infraestructura por la ocurrencia de un fenómeno natural, se recurre a maquinaria y empleados de instituciones públicas o empresas privadas locales. Sin embargo se considera que, como en el caso de infraestructura vial, las autoridades no se restringen a mencionar aquellos elementos que solo pueden ser suministrados a nivel del gobierno central.

El municipio de Camotán, cuenta con personal técnico capacitado, maquinaria y materiales para llevar adelante las tareas de reparación, rehabilitación, reconstrucción y reemplazo de componentes esenciales de la red de alcantarillado; y requiere, en cambio, ayuda financiera externa cuando las tareas son de gran magnitud.

5.1.4. Importancia de la preparación para emergencias a nivel local.

La vulnerabilidad no solamente representa un asunto geográfico; también es causada por la falta de preparación de los individuos para reaccionar cuando algo anormal esta sucediendo.

Es muy probable que aquellas comunidades que si están conscientes de los peligros, y que saben como responder ante los mismos, sufran menos pérdidas humanas y daños a la propiedad. La coordinación mas efectiva de los servicios de respuesta también contribuye a reducir la vulnerabilidad es decir, el mejoramiento en la preparación de los especialistas. Todo esto es obvio, pero no siempre se refleja en la realidad. Todas las personas relacionadas con las respuestas de emergencias deben obedecer a una sola orden, guiarse por procedimientos comunes y mantener una comunicación transparente.

Las acciones de respuesta deben practicarse de vez en cuando para confirmar que funcionaran en la práctica y no solamente cuando están plasmadas en el papel.

5.2. Evaluación financiera de los proyectos

Es el proceso de medir los resultados de un proyecto, con la finalidad de determinar si este es rentable y si las expectativas de ganancia de las inversiones se cumplen. El objetivo que se persigue al evaluar un proyecto es medir los riesgos de inversión, de tal manera que los inversionistas tengan la certeza que a un alto grado el mismo tenga éxito, desechando otras opciones.

Período de recuperación de la inversión: Cuando se conocen todos los resultados posibles y sus probabilidades de ocurrencia. Es decir, que el riesgo puede ser medido mediante indicadores de los resultados previstos. En estas condiciones el inversionista podrá tomar una decisión bajo riesgo. En el caso de proyectos productivos, el riesgo en sus resultados se puede medir mediante un análisis de los indicadores siguientes:

- Valor actual neto (VAN)
- Relación Beneficio Costo (RBC)
- Tasa Interna de Retorno (TIR)

5.2.1. Valor actual neto (VAN)

El VAN es uno de los métodos básicos que toma en cuenta la importancia de los flujos de efectivo en función del tiempo. Consiste en encontrar la diferencia entre el valor actualizado de las corrientes de ingresos y el valor actualizado de las corrientes de egresos, incluyendo la inversión total.

La tasa que se utiliza para descontar los flujos es la tasa de rendimiento mínima aceptada –TREMA-, por debajo de la cual un proyecto no debe efectuarse.

5.2.1.1. Tasa de rendimiento Mínima aceptada (TREMA)

Conocida como TREMA, es la tasa de rendimiento mínima que un inversionista espera recibir al llevar a cabo un proyecto. La TREMA establece el límite inferior sobre lo que se puede invertir.

5.2.2. Relación Beneficio/Costo (RBC)

Se le conoce también con el nombre de Índice de deseabilidad (ID), permite establecer la eficiencia con que se utilizan los recursos en un proyecto. Cuando el resultado es igual o mayor que la unidad, el proyecto de inversión deberá aceptarse, de lo contrario deberá rechazarse.

5.2.3. Tasa interna de retorno

La TIR mide la rentabilidad de un proyecto y si es igual o mayor que la TREMA, debe de aceptarse, de lo contrario se rechaza, esto garantiza que el proyecto ganará más de su rendimiento esperado.

5.2.4. Flujo de fondos

El flujo de fondos de un proyecto lo constituyen los ingresos y egresos que se originan de operaciones normales del mismo, en cada uno de los años de su vida útil estimada. Estas corrientes de ingresos y egresos se toman del estado de resultados proyectados, agregando a la ganancia neta las depreciaciones y amortizaciones, las cuales no requieren erogación de efectivo.

La proyección del flujo de fondos se determina por los años que durará el proyecto y se analiza con el propósito de establecer la diferencia entre los ingresos y egresos dando origen al flujo neto de fondos.

La importancia del flujo neto de fondos radica en que sirve de base para evaluar financieramente un proyecto tomando en cuenta el valor del dinero en el tiempo.

CONCLUSIONES

1. Debido a la topografía y distribución habitacional, el estudio del drenaje sanitario de la aldea Pajcó, contará con 70 pozos de visita que oscilan entre 1.20 mts. a 4.00 mts. de profundidad. La tubería propuesta es de PVC de 6" y 8" de diámetro para el colector principal, y de 4" para las conexiones domiciliarias (ver planos). Respecto a la zanja tendrá un ancho de 0.60 mts.
2. Para el tramo carretero de acceso a la aldea, se mejoró o amplió el camino existente, adaptándolo a las especificaciones de caminos, dependiendo de los parámetros dados para la categoría de la misma. Se diseñó una carpeta de rodadura rígida, y para el diseño del espesor del pavimento rígido, el método utilizado fue el procedimiento simplificado de la Portland Cement Association (P.C.A.), porque está basado en experiencias generales de comportamiento de pavimentos hechos a escala natural, sujetos a ensayos controlados de tránsito y a la acción de juntas y hombros de concreto.
3. El rediseño de la carretera para implementar una pavimentación ideal no pudo llevarse a cabo debido a que la carretera colinda en sus extremos laterales con propiedades privadas cercadas, esto limitó en gran medida la toma de datos topográficos para un rediseño de la misma; derivado del poco espacio para una propuesta acorde a las necesidades de la población, se planteó el tramo carretero sin hombros ni cunetas, por lo que la implementación de bordillos, y un sistema de alcantarillado pluvial, es necesaria para evacuar la escorrentía circulante en las losas de la carretera.

4. Para el drenaje pluvial del acceso a la aldea Pajc6, se plante6 utilizar los bordillos como encausador de la escorrentía superficial, se plantearon 30 tragantes así como un colector principal de aguas pluviales en donde se ha propuesto colocar 32 pozos de visita

5. El costo de cada proyecto se desglosa de la siguiente manera:

- Drenaje Sanitario: Q1,236,404.11 ≈ \$.162,684.75
- Pavimentación de tramo: Q2,277,361.40 ≈ \$.299,652.82
- Drenaje Pluvial: Q1,136,526.21 ≈ \$.149,542.92

En los anteriores costos, el cambio de d6lar se calcul6 a Q7.60, en tales costos se integr6 materiales, herramienta y mano de obra no calificada. El precio lineal del drenaje sanitario y el m² de la pavimentaci6n, se encuentra bastante cercano respecto a los precios que se manejan en la cabecera departamental, no así el costo del drenaje pluvial, éste se increment6 debido a la creaci6n de pozos de visita bastante considerables en cuanto a su profundidad.

6. Los posibles riesgos ambientales que podría provocar la ejecuci6n de los proyectos se consideran impactos ambientales de poca magnitud, debido a que en los mismos no existen operaciones que indiquen lo contrario.

RECOMENDACIONES

1. Hacer con frecuencia inspecciones a los elementos de los sistemas de alcantarillado sanitario así como a la pavimentación para reportarlas, y tomar en cuenta las reparaciones lo más pronto posible, a efecto de que no surjan problemas de mucho costo.
2. Para el diseño sanitario no se tomaron en cuenta algunas casas, debido a la lejanía de su ubicación respecto al área urbana de la aldea y las condiciones topográficas en las que se encuentran. Por lo que se recomienda que para dichas casas se construyan pozos de absorción, que cumplan con los parámetros de diseño propuestos.
3. El comité Pro-mejoramiento, con la colaboración de la municipalidad, debe concientizar a los vecinos a evitar que conecten las aguas pluviales al sistema de aguas negras, para que éste funcione adecuadamente.
4. Indudablemente, para evitar la contaminación al medio ambiente se debe dar un tratamiento adecuado a las aguas residuales, por medio de la implementación de una planta de tratamiento, antes de ser descargadas en los cuerpos receptores.

5. Respecto al tramo carretero, se deberá considerar la solicitud de permisos a la población del lugar para poder ampliar la carretera, y por consiguiente poder adaptarla a las consideraciones específicas de caminos. Debido a la topografía que presenta el lugar, la creación de un sistema pluvial dobla el costo de la pavimentación, por lo que la implementación de drenajes transversales disminuiría el caudal de escorrentía circulante en la carretera.
6. Involucrar directamente a la comunidad dentro del proceso constructivo, para evitar con esto los costos de mano de obra y a la vez crear fuentes de trabajo.
7. En la fase de ejecución del proyecto, la municipalidad de Camotán, conjuntamente con el Consejo de Desarrollo, deben tener una supervisión constante y adecuada, para garantizar que los proyectos se ejecuten con base en los planos y las especificaciones técnicas descritas por el diseñador de los sistemas, para lograr la funcionalidad adecuada y eficaz durante toda la vida útil de éstos.
8. Tomar en cuenta la incidencia de los desastres en los proyectos, porque de esta manera se podrá tener un parámetro de los diversos daños que pueden sufrir, por lo tanto, es ideal establecer planes para la reducción de vulnerabilidad y procedimientos para el reestablecimiento y funcionamiento a la brevedad posible.

BIBLIOGRAFÍA

1. Alejandro Valladares, Jorge Félix. Guía teórica-práctica para el curso de Vías Terrestres I. Tesis Ingeniero Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Ingeniería.
2. Flores y Flores, Luis Fernando. Diseño del pavimento rígido y drenaje calle principal barrio Bello Horizonte. Tesis Ingeniero Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Ingeniería, 2005.
3. Cabrera Rieple, Ricardo Antonio. Apuntes de Ingeniería Sanitaria II. Tesis Ingeniero Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Ingeniería, 1989. 135 pp.
4. Leiva Morán, César Fernando. Mejoramiento de la Red de Alcantarillado Sanitario para la Estancia de la Virgen. Tesis Ingeniero Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2004.

Apéndices

Apéndice 1. Cuadro resumen de la topografía de la aldea Pajcò.

LIBRETA TOPOGRAFICA DE LA ALDEA PAJCO, CAMOTAN CHIQUMULA

Est.	P:O:	Angulo Horizontal	Distancia horizontal	Cota	Est.	P:O:	Angulo Horizontal	Distancia horizontal	Cota
	E-0	0° 00' 00"	***	100	E-52	E-53	279° 05' 00"	25.48	166.411
E-0	E-1	107° 13' 00"	28.36	98.99	E-53	E-54	304° 27' 00"	25.05	169.196
E-1	E-2	123° 54' 00"	80.32	96.462	E-54	E-35	292° 48' 00"	30.36	172.497
E-2	E-3	100° 16' 00"	27	92.426	E-48	E-55	233° 42' 00"	15.02	159.229
E-3	E-4	19° 16' 00"	18.31	91.158	E-55	E-56	209° 31' 00"	32.77	164.434
E-4	E-5	329° 33' 00"	30.98	91.855	E-56	E-57	301° 18' 00"	28.25	167.073
E-5	E-6	6° 58' 00"	87.24	88.089	E-57	E-58	263° 30' 00"	24.3	168.667
E-6	E-7	1° 04' 00"	89.19	89.109	E-58	E-59	207° 54' 00"	22.82	170.572
E-7	E-8	271° 30' 00"	12.99	88.714	E-58	E-60	300° 08' 00"	24.62	170.035
E-8	E-9	258° 34' 00"	79.2	88.215	E-60	E-61	250° 00' 00"	57.41	176.556
E-9	E-10	0° 05' 00"	77.81	93.754	E-61	E-32	271° 19' 00"	27.16	177.761
E-10	E-11	356° 28' 00"	148.81	114.146	E-59	E-28	207° 56' 00"	85.4	167.63
E-11	E-12	45° 13' 00"	55.35	121.771	E-56	E-62	135° 56' 00"	37.82	161.799
E-12	E-13	77° 53' 00"	47.36	123.159	E-62	E-63	143° 23' 00"	55.53	156.691
E-13	E-14	32° 43' 00"	98.89	126.439	E-63	E-64	129° 19' 00"	29.12	152.952
E-14	E-15	48° 21' 00"	39.37	125.305	E-64	E-65	110° 06' 00"	27.06	149.93
E-15	E-16	35° 56' 00"	64.4	125.82	E-65	E-66	23° 30' 00"	30.2	150.148
E-16	E-17	56° 30' 00"	67.25	128.953	E-66	E-67	325° 04' 00"	23.13	151.461
E-17	E-18	23° 54' 00"	77.53	133.217	E-67	E-68	316° 56' 00"	49.67	153.992
E-18	E-19	32° 49' 00"	30.97	131.189	E-68	E-69	347° 12' 00"	7.6	154.114
E-19	E-20	33° 28' 00"	67.82	140.874	E-69	E-70	313° 13' 00"	16.29	154.52
E-20	E-21	8° 09' 00"	51.93	142.796	E-70	E-71	326° 38' 00"	16.79	156.384
E-21	E-22	37° 25' 00"	83.91	150.4	E-71	E-48	315° 13' 00"	30.24	158.15
E-22	E-23	130° 17' 00"	79.94	152.672	E-66	E-72	38° 30' 00"	10.32	151.074
E-23	E-24	98° 21' 00"	38.35	151.232	E-72	E-73	86° 09' 00"	35.02	154.731
E-24	E-25	84° 18' 00"	42.22	151.086	E-73	E-74	63° 42' 00"	21.98	155.404
E-25	E-26	349° 15' 00"	86.02	163.456	E-74	E-75	344° 13' 00"	37.09	157.397
E-26	E-27	22° 06' 00"	19.99	166.324	E-75	E-76	339° 08' 00"	51	157.548
E-27	E-28	72° 03' 00"	13.27	167.63	E-76	E-77	257° 49' 00"	28.75	158.73
E-28	E-29	316° 58' 00"	24.59	170.795	E-77	E-78	275° 52' 00"	21.14	159.851
E-29	E-30	310° 21' 00"	36.71	172.576	E-78	E-79	286° 41' 00"	44.36	160.954
E-30	E-31	345° 33' 00"	32.17	175.825	E-79	E-47	302° 50' 00"	16.77	160.624
E-31	E-32	3° 55' 00"	16.37	177.761	E-65	E-80	143° 40' 00"	57.34	146.079
E-32	E-33	5° 55' 00"	60.2	174.305	E-80	E-81	226° 17' 00"	28.98	146.93
E-33	E-34	23° 33' 00"	44.57	173.075	E-81	E-82	242° 32' 00"	22.59	146.528
E-34	E-35	337° 33' 00"	23.19	172.497	E-82	E-83	211° 04' 00"	28.98	147.352
E-35	E-36	328° 21' 00"	9.78	172.974	E-83	E-84	299° 19' 00"	21.23	150.157
E-36	E-37	269° 04' 00"	66.06	179.969	E-84	E-85	309° 32' 00"	93.76	154.836
E-37	E-38	243° 21' 00"	31.62	183.423	E-85	E-63	47° 34' 00"	87.76	156.691
E-38	E-39	272° 14' 00"	11.92	184.381	E-85	E-86	251° 15' 00"	36.09	156.817
E-39	E-40	289° 47' 00"	23.14	185.389	E-86	E-87	217° 22' 00"	16.83	158.508
E-40	E-41	283° 41' 00"	61.1	187.82	E-87	E-88	317° 42' 00"	29.93	161.377
E-41	E-42	303° 32' 00"	29.68	189.713	E-88	E-89	284° 43' 00"	17.33	163.29
E-36	E-43	19° 02' 00"	19.89	173.444	E-89	E-28	344° 54' 00"	47.55	167.63
E-43	E-44	94° 50' 00"	76	172.496	E-87	E-90	158° 08' 00"	37.2	158.792
E-44	E-45	115° 21' 00"	25.69	169.656	E-90	E-91	213° 34' 00"	28.92	157.289
E-45	E-46	152° 41' 00"	31.76	166.893	E-91	E-92	263° 20' 00"	21.37	156.487
E-46	E-47	131° 29' 00"	89.96	160.624	E-92	E-25	311° 21' 00"	40.22	151.086
E-47	E-48	236° 02' 00"	21.92	158.15	E-80	E-93	101° 15' 00"	10.48	144.251
E-48	E-49	300° 32' 00"	37.77	159.176	E-93	E-94	127° 41' 00"	33.07	142.158
E-49	E-50	280° 57' 00"	20.06	160.03	E-94	E-95	122° 28' 00"	25.44	139.143
E-50	E-51	321° 00' 00"	24.38	160.718	E-95	E-96	194° 50' 00"	12.97	135.481
E-51	E-52	309° 07' 00"	29.13	162.133	E-96	E-97	208° 52' 00"	16.8	132.058

Longitud total 4195.80 mts.

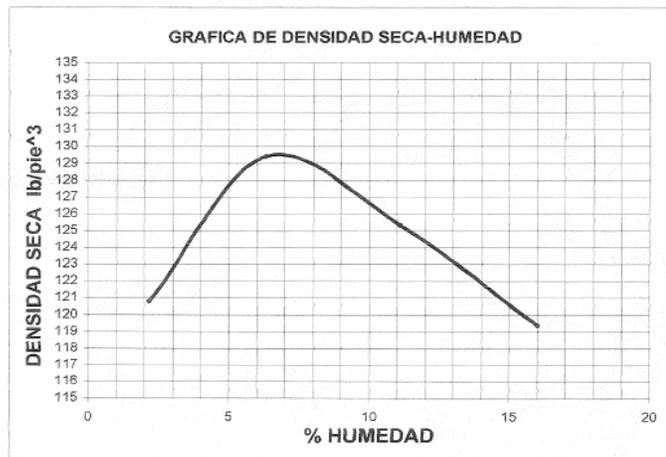
Apéndice 2. Informe del Análisis de suelo, del acceso a la aldea Pajcó.



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



INFORME No. 008 S.S. O.T. No.: 20,888
 Interesado: Norma Liseth Chajón López
 Asunto: ENSAYO DE COMPACTACIÓN. Proctor Estándar: () Norma:
 Proctor Modificado: (X) Norma: A.A.S.T.H.O. T-180
 Proyecto: Trabajo de graduación - EPS
 Ubicación: Municipio de Camotán, Chiquimula
 Fecha: 25 de enero de 2007



Muestra No.: 1
 Descripción del suelo: Fragmentos de roca con limo arcillo arenoso color beige
 Densidad seca máxima γ_d : 2.076 Kg/m³ 129.6 lb/ft³
 Humedad óptima Hop.: 6.9 %
 Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.:

[Signature]
 Ing. Oswaldo Romeo Escobar Alvarez
 DIRECTOR CI/USAC



[Signature]
 Ing. Omar Enrique Medrano Mendez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos

FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
 Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
 Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
 Página web: <http://cii.usac.edu.gt>



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

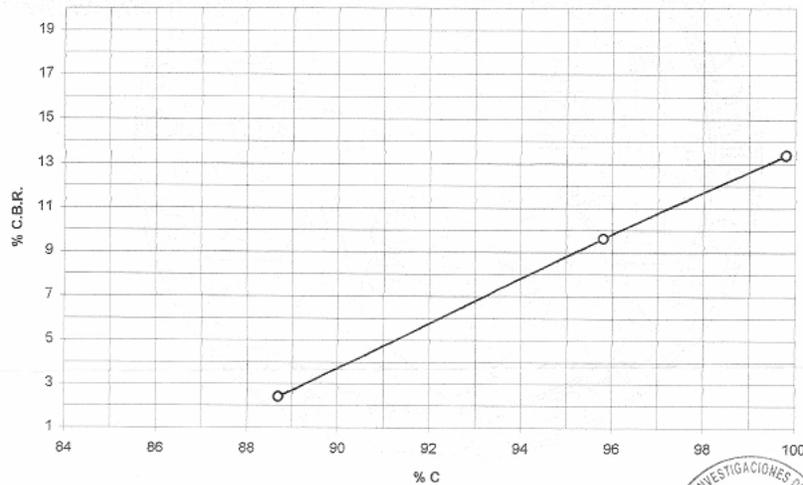


INFORME No.: 009 S.S. O.T. No.: 20.888
 Interesado: Norma Liseth Chajón López
 Asunto: Ensayo de Razón Soporte California (C.B.R.) Norma: A.A.S.H.T.O. T-193
 Proyecto: Trabajo de graduación - EPS

Ubicación: Municipio de Camotán, Chiquimula
 Descripción del suelo: Fragmentos de roca con limo arcillo arenoso color beige
 Muestra No.: 1
 Fecha: 25 de enero de 2007

PROBETA No.	GOLPES No.	A LA COMPACTACION		C (%)	EXPANSION (%)	C.B.R. (%)
		H (%)	γ_{rel} (kg/m ³)			
1	10	6.40	1840.7	88.70	2.3	2.4
2	30	6.40	1988.1	95.80	1.7	9.6
3	65	6.40	2071.4	99.80	1.4	13.4

GRAFICA DE % C.B.R.-% DE COMPACTACION



Atentamente,

Vo. Bo.:

Ing. Oswaldo Romeo Escobar Alvarez
 DIRECTOR CII/USAC

Ing. Omar Enrique Medrano Mendez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos





CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



INFORME No. 010 S.S.

O.T. No. 20.888

Interesado: Norma Liseth Chajón López
 Proyecto: Trabajo de graduación - EPS

Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG
 Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: Municipio de Camotán, Chiquimula

FECHA: 25 de enero de 2007

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	C.S.U. *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	21.7	7.5	CI	Limo Arcilloarenoso color beige

(*) C.S.U. = CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO

Observaciones: Muestra tomada por los interesados.

Atentamente,

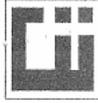


Vo. Bo.

Ing. Oswaldo Romeo Escobar Alvarado
 DIRECTOR CII/USAC



Omar E. Medrano Méndez
 Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



INFORME No. 011 S.S.

O.T. No.

20,888

Interesado: Norma Liseth Chajón López

Tipo de Ensayo: Análisis Granulométrico, con tamices y lavado previo.

Norma: A.A.S.H.T.O. T-27, T-11

Proyecto: Trabajo de Graduación - EPS

Procedencia: Municipio de Camotán, Chiquimula

Fecha: 25 de enero de 2007

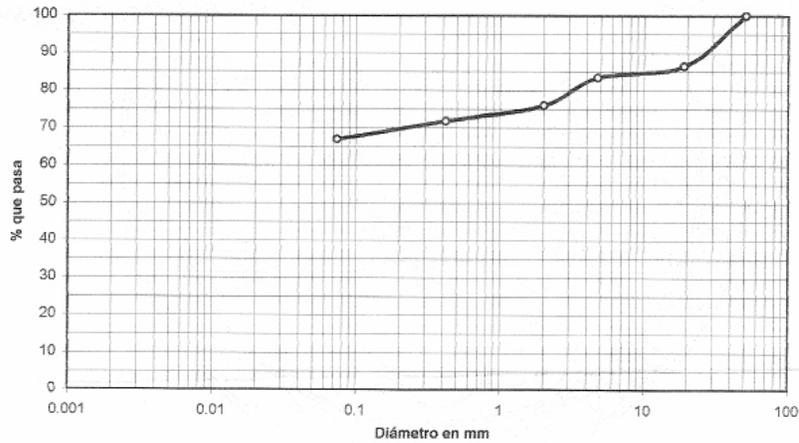
Muestra No. 1

Análisis con Tamices:		
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
2"	50.8	100.0
3/4"	19.00	86.5
4	4.76	83.4
10	2.00	76.0
40	0.42	71.8
200	0.074	66.9

% de Grava: 16.6

% de Arena: 16.6

% de Finos: 66.9



Descripción del suelo: Fragmentos de roca con limo arcillo arenoso color beige

Clasificación: S.C.U.: CL-ML P.R.A.: A-4

Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.
Ing. Oswaldo Romo Escobar Alvarado
DIRECTOR CII/USAC.



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

Apéndice 3. Cuadro resumen del diseño hidráulico de red de drenaje sanitario de la aldea Pajcó.

ALCANTARILLADO SANITARIO DE: ALDEA PAJCÓ, CAMOTÁN, CHIQUIMULA														
Da pozo	A pozo	longitud metros	cota inicial	cota final	pendiente terreno	caudal diseño litros/seg	diametro pulgadas	velocidad m/s	pendiente tubería %	cota invert inicial	cota invert final	altura pozo inicial	altura pozo final	excavacion entre pozos
1	2	29.68	189.713	187.82	6.38	0.99	6	0.93	185.513	186.62	1.2	1.2	32.05	
2	3	61.1	187.82	185.389	3.98	1.36	6	1.19	186.62	184.189	1.2	1.2	65.99	
3	4	23.14	185.389	184.381	4.36	1.32	6	0.88	184.189	183.181	1.2	1.2	24.99	
4	5	11.92	184.381	183.423	8.04	1.45	6	1.13	183.181	182.223	1.2	1.2	12.87	
5	6	31.62	183.423	179.969	10.92	1.57	6	1.28	182.223	178.769	1.2	1.2	34.15	
6	7	66.06	179.969	172.974	10.59	1.80	6	1.32	178.769	171.774	1.2	1.2	71.34	
8	7	19.89	173.444	172.974	2.36	0.67	6	0.58	172.244	171.774	1.2	1.2	21.48	
7	9	9.78	172.974	172.497	4.88	2.10	6	1.25	171.774	170.997	1.2	1.5	11.88	
10	11	60.2	177.761	174.305	5.74	1.03	6	0.91	176.561	173.005	1.2	1.3	67.73	
11	12	44.57	174.305	173.075	2.76	1.45	6	0.80	173.005	171.675	1.3	1.4	54.15	
12	9	23.19	173.075	172.497	2.49	1.63	6	0.82	171.675	170.997	1.4	1.5	30.26	
9	13	30.36	172.497	169.196	10.87	2.99	6	1.57	170.997	167.596	1.5	1.6	42.35	
13	14	25.05	169.196	166.411	11.12	3.17	6	1.61	167.596	164.711	1.6	1.7	37.20	
14	15	25.48	166.411	162.133	16.79	3.24	6	1.78	164.711	160.933	1.7	1.2	33.25	
15	16	29.13	162.133	160.718	4.86	3.34	6	1.21	160.933	159.518	1.2	1.2	31.46	
16	17	24.38	160.718	160.03	2.82	3.44	6	1.01	159.518	158.83	1.2	1.2	26.33	
17	18	20.06	160.03	159.176	4.26	3.50	6	1.17	158.83	157.976	1.2	1.2	21.66	
18	19	37.77	159.176	158.15	2.72	3.50	6	1.00	157.976	156.95	1.2	1.2	40.79	
8	20	76	173.444	172.496	1.25	1.03	6	0.53	172.244	171.296	1.2	1.2	82.08	
20	21	25.69	172.496	169.656	11.05	1.26	6	1.21	171.296	168.456	1.2	1.2	27.75	
21	22	31.76	169.656	166.893	8.70	1.51	6	1.17	168.456	165.693	1.2	1.2	34.30	
22	23	89.96	166.893	160.624	6.97	1.95	6	1.17	165.693	159.424	1.2	1.2	97.16	
57	23	16.85	160.954	160.624	1.96	0.77	6	0.57	159.754	159.424	1.2	1.2	18.20	
23	19	21.92	160.624	158.15	11.29	2.14	6	1.42	159.424	156.95	1.2	1.2	23.67	
24	24	27.16	177.761	176.566	4.44	0.77	6	0.75	176.561	175.356	1.2	1.2	29.33	
24	25	57.41	176.566	170.035	11.36	1.03	6	1.15	175.356	168.835	1.2	1.2	62.00	
25	26	24.62	170.035	168.667	5.66	1.57	6	1.01	168.835	167.467	1.2	1.2	26.59	
27	26	22.82	170.572	168.667	8.35	0.77	6	0.94	169.372	167.467	1.2	1.2	24.65	
26	28	24.3	168.667	167.073	6.66	1.95	6	1.14	167.467	165.873	1.2	1.2	26.24	
28	29	28.25	167.073	164.434	9.34	2.10	6	1.37	165.873	162.934	1.2	1.5	34.32	
29	30	37.82	164.434	161.799	6.97	2.45	6	1.20	162.934	160.599	1.5	1.2	45.95	
30	31	55.53	161.799	156.691	9.20	2.57	6	1.40	160.599	155.491	1.2	1.2	59.97	
10	32	16.37	177.761	175.825	11.83	0.77	6	1.07	176.561	174.625	1.2	1.2	17.68	
32	33	32.17	175.825	172.576	10.10	1.03	6	1.10	174.625	171.376	1.2	1.2	34.74	
33	34	36.71	172.576	170.795	4.85	1.26	6	1.07	171.376	168.495	1.2	2.3	57.82	
34	36	24.59	170.795	167.63	12.87	1.39	6	1.37	168.495	164.88	2.3	2.75	55.88	
35	36	13.27	166.324	167.63	-9.84	0.77	6	0.40	165.124	165.03	1.2	2.6	22.69	
27	36	85.54	170.572	167.63	3.44	1.19	6	0.90	169.372	165.03	1.2	2.6	146.27	
36	37	47.55	167.63	163.29	9.13	2.10	6	1.18	165.03	161.89	2.6	1.4	85.59	
37	38	17.33	163.29	161.377	11.04	2.19	6	1.57	161.89	159.377	1.4	2	26.51	
38	39	29.93	161.377	158.508	9.59	2.37	6	1.62	159.377	154.908	2	3.6	75.42	
40	41	21.37	156.487	157.289	-3.75	0.67	6	0.33	155.287	155.189	1.2	2.1	31.73	
41	42	28.92	157.289	158.792	-5.20	0.77	6	0.39	155.189	154.992	2.1	3.8	76.78	
42	39	37.2	158.792	158.508	0.76	0.99	6	0.29	154.992	154.908	3.8	3.6	123.88	
39	43	16.83	158.508	156.817	10.05	2.53	6	0.51	154.908	154.817	3.6	2	42.41	
43	44	36.09	156.817	154.836	5.49	2.73	6	0.99	154.817	153.636	2	1.2	51.97	

Continuación.....

29	50	32.77	164.434	159.229	15.88	0.77	6	1.15	14.97	162.934	158.029	1.5	1.2	39.82
50	19	15.02	159.229	158.15	7.18	0.99	6	0.97	7.18	158.029	156.95	1.2	1.2	16.22
31	44	87.76	156.691	154.836	2.11	2.81	6	0.90	2.46	155.491	153.336	1.2	1.5	106.63
19	51	30.24	158.15	156.384	5.84	4.58	6	1.42	5.84	156.95	155.184	1.2	1.2	32.66
51	52	16.79	156.384	154.52	11.10	4.63	6	1.78	11.10	155.184	153.32	1.2	1.2	18.13
52	53	16.29	154.52	154.114	2.49	4.66	6	1.05	2.49	153.32	152.914	1.2	1.2	17.59
53	54	7.6	154.114	153.992	1.61	4.66	6	0.90	1.61	152.914	152.792	1.2	1.2	8.21
54	55	49.67	153.992	151.461	5.10	3.17	6	1.21	5.10	152.792	150.261	1.2	1.2	53.64
55	56	23.13	151.461	150.148	5.68	3.19	6	1.26	5.68	150.261	148.948	1.2	1.2	24.98
56	64	30.2	150.148	149.93	0.72	3.71	6	0.72	1.05	148.948	148.63	1.2	1.3	33.98
44	45	93.76	154.836	150.157	4.99	2.96	6	1.18	4.99	153.336	148.657	1.5	1.5	126.58
45	46	21.23	150.157	147.352	13.21	3.01	6	1.67	13.21	148.657	145.652	1.5	1.5	28.66
46	47	28.98	147.352	146.528	2.84	3.08	6	0.98	2.84	145.652	145.028	1.5	1.5	39.12
47	48	22.59	146.528	146.93	-1.78	3.12	6	0.50	0.43	145.028	144.93	1.5	2	35.58
48	49	28.98	146.93	146.079	2.94	3.15	6	0.73	1.21	144.93	144.579	2	1.5	45.64
31	63	29.12	156.691	152.952	12.84	1.80	6	1.41	12.84	155.491	151.752	1.2	1.2	31.45
63	64	27.06	152.952	149.93	11.17	1.87	6	1.38	11.54	151.752	148.63	1.2	1.3	30.44
64	49	57.34	149.93	146.079	6.72	4.42	6	1.50	7.06	148.63	144.579	1.3	1.5	72.25
57	58	44.36	160.954	159.851	2.49	0.55	6	0.56	2.49	159.754	158.651	1.2	1.2	47.91
58	59	21.14	159.851	158.73	5.30	0.67	6	0.77	5.30	158.651	157.53	1.2	1.2	22.83
59	60	28.75	158.73	157.548	4.11	0.82	6	0.75	4.11	157.53	156.348	1.2	1.2	31.05
60	61	51	157.548	157.397	0.30	0.99	6	0.31	0.30	156.348	156.197	1.2	1.2	55.08
61	62	37.09	157.397	155.404	5.37	1.15	6	0.91	5.37	156.197	154.204	1.2	1.2	40.06
62	70	21.98	155.404	154.731	3.06	1.26	6	0.77	3.06	154.204	153.531	1.2	1.2	23.74
70	71	35.02	154.731	151.074	10.44	1.39	6	1.22	10.44	153.531	149.874	1.2	1.2	37.82
71	56	10.32	151.074	150.148	8.97	1.45	6	1.17	8.97	149.874	148.948	1.2	1.2	11.15
49	65	10.48	146.079	144.251	17.44	5.72	8	2.01	14.58	144.579	143.051	1.5	1.2	12.73
65	66	33.07	144.251	142.158	6.33	5.76	8	1.91	12.53	143.051	138.908	1.2	3.25	66.22
66	67	25.44	142.158	139.143	11.85	5.80	8	2.04	14.80	138.908	135.143	3.25	4	83.00
67	68	12.97	139.143	135.481	28.23	5.80	8	2.01	14.36	135.143	133.281	4	2.2	36.19
68	69	16.8	135.481	132.058	20.38	5.80	8	2.01	14.42	133.281	130.858	2.2	1.2	25.70
2524.29														
3356.62														

Apéndice 4. Cuadro resumen del diseño hidráulico de red de drenaje pluvial del acceso a la aldea Pajcó.

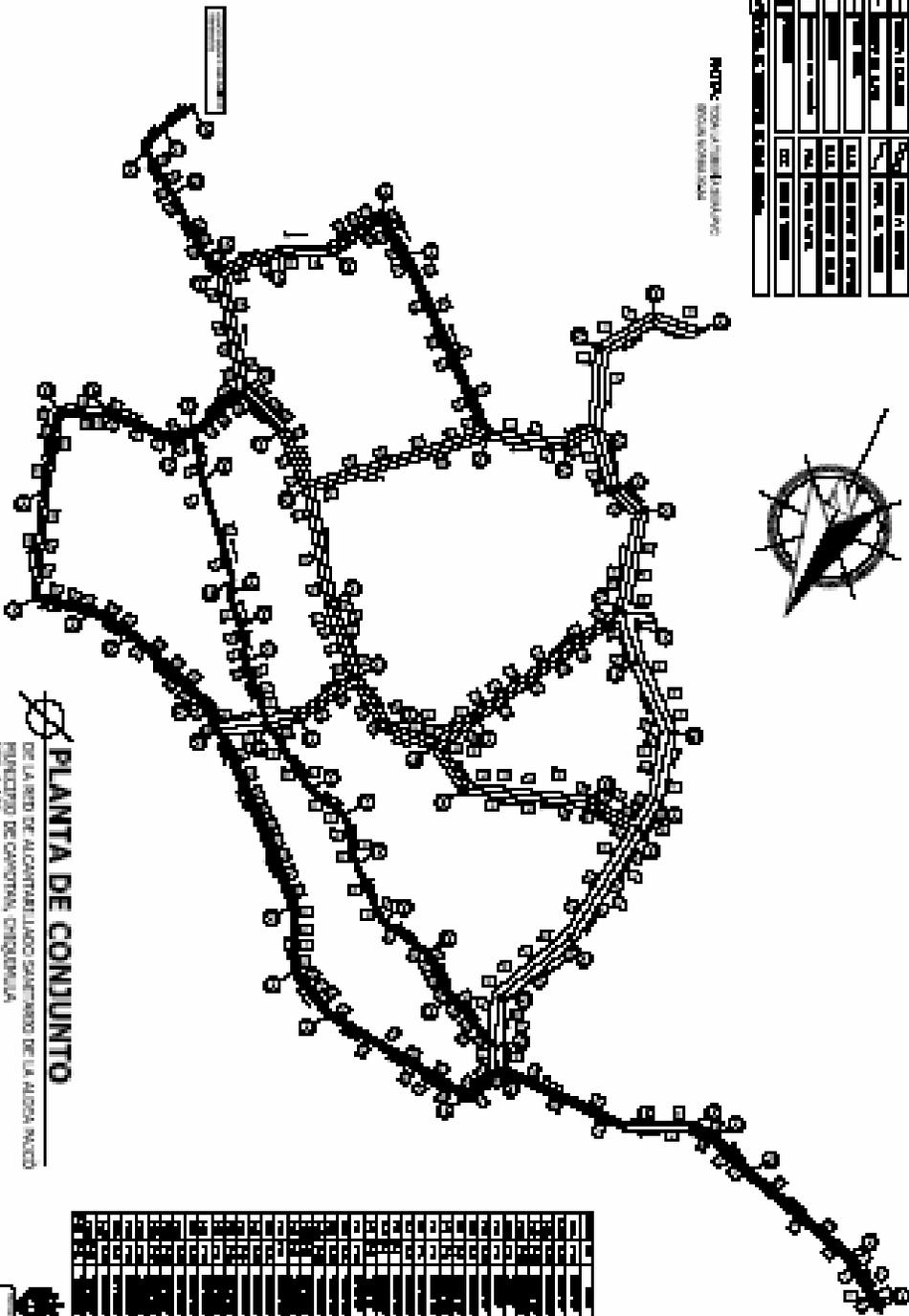
ALCANTARILLADO PLUVIAL DE: ACCESO ALDEA PAJCÓ CAMOTÁN, CHIQUMULA.														
De pozo	A pozo	longitud metros	cota inicial	cota final	pendiente terreno	caudal litros/seg	diametro pulgadas	velocidad m/s	pendiente tubería %	cota invert inicial	cota invert final	altura pozo inicial	altura pozo final	excavación entre pozos
0	1	28.36	100.00	98.99	3.56	0.00	12	correcto	3.56	98.8	97.79	1.2	1.2	30.63
1	2	80.32	98.99	96.46	8.91	3425.68	12	correcto	8.91	97.79	95.262	1.2	2	30.63
2	3	18.31	96.43	91.16	28.77	8564.05	12	revisar	28.77	95.226	89.958	2.2	1.2	19.77
3	4	30.98	91.16	91.86	-2.25	15415.60	12	correcto	0.33	89.958	89.855	1.2	2	44.61
4	5	87.24	91.86	88.09	4.32	11990.43	12	correcto	3.40	89.855	86.889	2	1.2	125.63
36	35	9.78	172.97	172.50	4.88	0.00	12	correcto	6.92	171.974	171.297	1	1.2	9.68
35	34	23.19	172.50	173.08	-2.49	3425.68	12	correcto	0.09	171.297	171.275	1.2	1.8	31.31
34	33	44.57	173.08	174.31	-2.76	8504.05	12	correcto	0.38	171.275	171.105	1.8	3.2	100.28
33	31	60.2	174.31	177.76	-5.74	15415.60	12	correcto	0.57	171.105	170.761	3.2	7	276.32
31	30	16.37	177.76	175.83	11.83	11990.43	12	revisar	11.83	170.761	168.825	7	7	103.13
30	28	61.3	175.83	167.63	13.37	25693.54	12	revisar	11.74	168.825	161.63	7	6	358.61
28	27	19.99	167.63	166.32	6.53	24581.11	12	correcto	4.03	161.63	160.824	6	5.5	103.45
27	26	86.02	166.32	163.46	3.33	41078.89	12	correcto	2.75	160.824	158.456	5.5	5	406.44
26	25	42.22	163.46	151.09	29.30	43084.34	12	revisar	20.30	158.456	149.886	5	1.2	117.79
25	24	38.35	151.09	151.23	-0.38	63063.26	12	revisar	6.92	149.886	147.232	1.2	4	89.74
24	23	79.94	151.23	125.67	31.97	68915.59	12	revisar	28.47	147.232	124.472	4	1.2	187.06
23	22	83.91	152.67	150.40	2.71	93162.31	12	correcto	2.71	151.472	149.2	1.2	1.2	90.62
22	21	51.93	150.40	142.80	14.64	103761.39	12	revisar	14.64	149.2	141.596	1.2	1.2	56.08
21	20	67.82	142.80	140.87	2.83	133244.91	12	correcto	2.83	141.596	139.674	1.2	1.2	73.25
20	18	98.79	140.87	133.22	7.75	149625.29	12	revisar	7.75	139.674	132.017	1.2	1.2	106.69
18	17	77.53	133.22	128.95	5.50	185482.59	12	revisar	5.50	132.017	127.753	1.2	1.2	83.73
17	16	67.25	128.95	125.82	4.66	208981.04	12	revisar	4.66	127.753	124.62	1.2	1.2	72.63
16	15	64.4	125.82	125.31	0.80	252456.64	12	correcto	0.80	124.62	124.105	1.2	1.2	69.55
15	14	39.37	125.31	126.44	-2.88	284333.97	12	correcto	0.42	124.105	123.939	1.2	2.5	65.55
14	13	98.89	126.44	123.16	3.32	337214.12	12	correcto	2.00	123.939	121.959	2.5	1.2	164.65
13	12	47.36	123.16	121.77	2.93	379291.88	12	correcto	2.93	121.959	120.571	1.2	1.2	51.15
12	11	55.35	121.77	114.15	13.78	443344.00	12	revisar	13.78	120.571	112.946	1.2	1.2	59.78
11	9	148.81	114.15	93.75	13.70	497946.80	12	revisar	13.70	112.946	92.554	1.2	1.2	160.71
9	7	77.81	93.75	88.22	7.12	575064.90	12	revisar	7.12	92.554	87.015	1.2	1.2	84.03
7	6	79.2	88.22	88.71	-0.63	643969.21	12	correcto	0.38	87.015	86.714	1.2	2	114.05
		1540.35												3036.30

Apéndice 5

Planos de Proyectos

PLANTA		AUTOCORRELACION	
1	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO	1	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO
2	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO	2	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO
3	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO	3	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO
4	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO	4	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO
5	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO	5	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO
6	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO	6	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO
7	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO	7	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO
8	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO	8	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO
9	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO	9	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO
10	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO	10	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO

NOTA: CONSULTAR EL PLAN DE AUTOCORRELACION EN EL ANEXO 1 DEL PRESENTE INFORME.



PLANTA DE CONJUNTO
DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANEAMIENTO DE LA ALDEA PAZCO
MUNICIPIO DE CAPOITAN, CORDOBA

INDICE

PAGINA	DESCRIPCION
1	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO
2	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO
3	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO
4	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO
5	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO
6	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO
7	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO
8	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO
9	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO
10	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO

NO.	DESCRIPCION	NO.	DESCRIPCION
1	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO	1	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO
2	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO	2	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO
3	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO	3	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO
4	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO	4	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO
5	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO	5	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO
6	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO	6	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO
7	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO	7	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO
8	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO	8	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO
9	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO	9	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO
10	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO	10	PLANTA DE LA ZONA DE LA ALDEA PAZCO


MUNICIPIO DE CAPOITAN, CORDOBA
 DEPARTAMENTO DE CAPOITAN, CORDOBA
 OFICINA DE PLANEACION Y DESARROLLO URBANO
 PLAN DE SANEAMIENTO DE LA ALDEA PAZCO
 INFORME TECNICO DE LA PLANTA DE CONJUNTO

PROYECTO: ALCANTARILLADO SANEAMIENTO DE LA ALDEA PAZCO
FECHA: 2018

