



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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA DE
CHIUL Y CARRETERA DE TERRACERÍA PARA LA ALDEA LAS PALMAS, MUNICIPIO DE
SANTA MARÍA CUNÉN, DEPARTAMENTO DE QUICHÉ**

Luis Jacobo Moreno Gutiérrez
Asesorado por el Ing. Angel Roberto Sic García

Guatemala, noviembre de 2017

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA DE
CHIUL Y CARRETERA DE TERRACERÍA PARA LA ALDEA LAS PALMAS, MUNICIPIO DE
SANTA MARÍA CUNÉN, DEPARTAMENTO DE QUICHÉ**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

LUIS JACOBO MORENO GUTIÉRREZ

ASESORADO POR ING. ANGEL ROBERTO SIC GARCÍA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2017

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL I	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL II	Ing. Pablo Christian De León Rodríguez
VOCAL III	Ing. José Milton De León Bran
VOCAL IV	Br. Jurgén Andoni Ramírez Ramírez
VOCAL V	Br. Oscar Humberto Galicia Núñez
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Angel Roberto Sic García
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento 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 DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA DE CHIUL Y CARRETERA DE TERRACERÍA PARA LA ALDEA LAS PALMAS, MUNICIPIO DE SANTA MARÍA CUNÉN, DEPARTAMENTO DE QUICHÉ

Tema que me fue asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil con fecha 19 de octubre de 2011.



Luis Jacobo Moreno Gutiérrez

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 19 de julio de 2013
Ref.EPS.DOC.781.07.13

Ing. Juan Merck Cos
Director Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Merck Cos.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Luis Jacobo Moreno Gutiérrez** con carné No. **200113222**, de la Carrera de Ingeniería Civil, , procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA DE CHIUL Y CARRETERA DE TERRACERÍA PARA LA ALDEA LAS PALMAS, MUNICIPIO DE SANTA MARÍA CUNÉN, DEPARTAMENTO DE QUICHÉ”**.

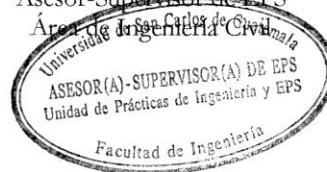
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

Ing. Ángel Roberto Sic García
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
ARSG/ra



USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala,
21 de abril de 2014

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA DE CHIUL Y CARRETERA DE TERRACERÍA PARA LA ALDEA LAS PALMAS, MUNICIPIO DE SANTA MARÍA CUNÉN, DEPARTAMENTO DE QUICHÉ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Luis Jacobo Moreno Gutiérrez, con Carnet No. 200113222, quien contó con la asesoría del Ing. Ángel Roberto Sic García.

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. Rafael Enrique Morales Ochoa
Revisor por el Departamento de Hidráulica



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

Más de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





Guatemala, 7 de septiembre de 2017

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro:

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **“DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA DE CHIUL Y CARRETERA DE TERRACERÍA PARA LA ALDEA LAS PALMAS, MUNICIPIO DE SANTA MARÍA CUNÉN, DEPARTAMENTO DE QUICHÉ”** desarrollado por el estudiante de Ingeniería Luis Jacobo Moreno Gutiérrez con registro académico 200113222 y CUI 2433 74526 0101, quien contó con la asesoría del Ing. Ángel Roberto Sic García.

Considero que este trabajo está bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad 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. Mario Estuardo Arriola Ávila
Coordinador del Área de Topografía y Transportes



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
TRANSPORTES
USAC



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 08 de septiembre de 2017
REF.EPS.D.324.09.17

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

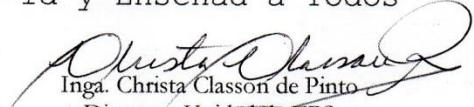
Estimado Ingeniero Montenegro Franco:

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA LAS PALMAS, MUNICIPIO DE SANTA MARÍA CUNÉN, DEPARTAMENTO DE QUICHÉ**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Luis Jacobo Moreno Gutiérrez, Registro Académico 200113222 y CUI 2433 74506 0101**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Ángel Roberto Sic García.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Christa Classon de Pinto
Directora Unidad de EPS



CCdP/ra.



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Ángel Roberto Sic García y de la Coordinadora de E.P.S. Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto, al trabajo de graduación del estudiante Luis Jacobo Moreno Gutiérrez titulado **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA DE CHIUL Y CARRETERA DE TERRACERÍA APRA LA ALDEA LAS PALMAS, MUNICIPIO DE SANTA MARÍA CUNÉN, DEPARTAMENTO DE QUICHÉ** da por éste medio su aprobación a dicho trabajo.



Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco

Guatemala, noviembre
/mrrm.



Universidad de San Carlos
de Guatemala

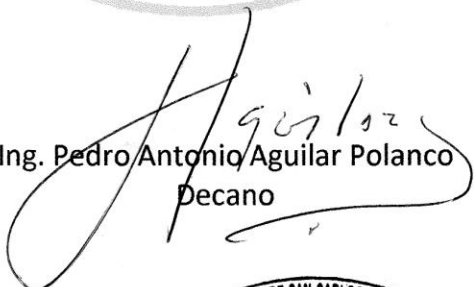


Facultad de Ingeniería
Decanato

DTG. 556.2017

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA DE CHIUL Y CARRETERA DE TERRACERÍA PARA LA ALDEA LAS PALMAS, MUNICIPIO DE SANTA MARÍA CUNÉN, DEPARTAMENTO DE QUICHÉ**, presentado por el estudiante universitario: **Luis Jacobo Moreno Gutiérrez**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:


Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
Decano

Guatemala, noviembre de 2017



/gdech

ACTO QUE DEDICO A:

Dios

A Él sea la gloria ayer, hoy y siempre, por todo lo que hizo y por todo lo que hará.

Mis padres

Gladis Gutiérrez y Jacobo Moreno, porque son dignos de esta honra y sobre todo, tu perseverancia madre.

Mis hermanos

Manolo, Mónica, Pablo y Andrea Moreno, por todo su apoyo, ustedes también pueden.

AGRADECIMIENTOS A:

**Universidad de San
Carlos de Guatemala**

Por ser mi casa de estudios en donde he
adquirido tanto conocimiento para bien.

Comunidad Cristiana

Por alentarme en cada etapa de mis estudios
y por todas sus oraciones.

Kate Fisher

Por empujarme fuerte en esta recta final.

Mis amigos de la facultad

Por todos esos momentos de vida, tanto de
aprendizaje como de familia.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XVII
RESUMEN.....	XXIII
OBJETIVOS.....	XXV
INTRODUCCIÓN.....	XXVII
1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE SANTA MARÍA CUNÉN	
DEPARTAMENTO DE QUICHÉ.....	1
1.1. Generalidades	1
1.1.1. Síntesis histórica.....	1
1.2. Ámbito de intervención	2
1.2.1. Área geográfica de intervención	2
1.2.2. División territorial	2
1.2.3. Colindancias	6
1.3. Características socioeconómicas	6
1.3.1. Rangos de edad	6
1.3.2. Géneros.....	7
1.3.3. Grupos étnicos.....	7
1.4. Aspectos y servicios existentes	8
1.4.1. Saneamiento básico	8
1.4.1.1. Tren de aseo.....	8
1.4.1.2. Tratamiento de desechos	9
1.4.2. Servicios públicos municipales	9

1.4.3.	Infraestructura social	11
1.5.	Actividades económicas.....	12
1.5.1.	Industrias.....	12
1.5.2.	Producción artesanal.....	12
1.5.3.	Microempresas y comercio.....	12
1.5.4.	Mercado	13
1.5.5.	Comercio informal	13
1.5.6.	Asistencia técnica y profesional	13
1.5.7.	Utilidad de la tierra	13
1.5.8.	Acceso al sistema de crédito.....	14
1.5.9.	Migración laboral	14
	1.5.9.1. Interna	14
	1.5.9.2. Externa	15
1.6.	Desarrollo comunitario	15
1.7.	Principales necesidades del municipio.....	16
1.7.1.	Descripción de necesidades.....	16
	1.7.1.1. Comisión de educación	16
	1.7.1.2. Comisión de familia, educación y niñez.....	16
	1.7.1.3. Infraestructura	17
	1.7.1.4. Salud y medio ambiente	18
1.7.2.	Priorización de necesidades.....	19

2.	DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA DE CHIUL, MUNICIPIO DE SANTA MARÍA CUNÉN, DEPARTAMENTO DE QUICHÉ.....	21
2.1.	Descripción del proyecto a desarrollar	21
2.2.	Fuentes de abastecimiento de agua	21
2.3.	Caudal de aforo	22
2.4.	Análisis de la calidad del agua	22
2.4.1.	Examen bacteriológico	22
2.4.2.	Examen fisicoquímico.....	23
2.5.	Levantamiento topográfico	23
2.5.1.	Altimetría.....	24
2.5.2.	Planimetría.....	24
2.6.	Cálculo y dibujo topográfico.....	25
2.7.	Población actual	27
2.8.	Tasa de crecimiento	27
2.9.	Bases de diseño	27
2.9.1.	Período de diseño.....	27
2.9.2.	Población de diseño	28
2.10.	Dotación	29
2.10.1.	Factores de consumo	29
2.10.1.1.	Factor de día máximo (FDM)	29
2.10.1.2.	Factor de hora máxima (FHM).....	30
2.10.1.3.	Consumo medio diario (Qm).....	30
2.10.1.4.	Consumo máximo diario	31
2.10.1.5.	Consumo máximo horario.....	31
2.11.	Diseño hidráulico	32
2.11.1.	Caudal de bombeo	33
2.11.2.	Cálculo del diámetro	34
2.11.3.	Costo de bombeo	35

2.11.4.	Costos de tubería	37
2.11.5.	Balance de costos	39
2.11.6.	Cálculo de la carga dinámica total.....	39
2.11.7.	Cálculo de potencia del equipo de bombeo.....	43
2.11.8.	Especificaciones del equipo de bombeo	44
2.11.9.	Verificación del golpe de ariete	44
2.11.10.	Volumen del tanque de almacenamiento	46
2.11.11.	Cálculo de redes de distribución	47
2.12.	Obras hidráulicas, válvulas y otros.....	54
2.12.1.	Tanque de captación.....	54
2.12.2.	Tanque de succión	54
2.12.3.	Tanque de almacenamiento	56
2.12.4.	Válvulas.....	62
2.12.5.	Pasos de zanjón y aéreos	62
2.13.	Desinfección.....	62
2.14.	Elaboración de planos.....	63
2.15.	Programa de operación y mantenimiento.....	63
2.16.	Presupuesto	64
2.17.	Propuesta de tarifa de servicio	64
2.18.	Cronograma de ejecución	65
2.19.	Evaluación socioeconómica	67
2.19.1.	Valor presente neto	67
2.19.2.	Tasa interna de retorno	69
2.20.	Evaluación de impacto ambiental.....	70

3.	DISEÑO DE LA CARRETERA DE TERRACERÍA PARA LA ALDEA LAS PALMAS, MUNICIPIO DE SANTA MARÍA CUNÉN, DEPARTAMENTO DE QUICHÉ	73
3.1.	Descripción del proyecto a desarrollar	73
3.2.	Especificaciones técnicas.....	73
3.3.	Levantamiento topográfico de localización	73
3.4.	Selección de ruta.....	74
3.5.	Estudio de suelos	74
3.5.1.	Granulometría.....	74
3.5.1.1.	Límites de atterberg.....	75
3.5.1.2.	Proctor	77
3.5.2.	CBR	77
3.6.	Cálculo topográfico.....	78
3.6.1.	Altimetría.....	78
3.6.2.	Planimetría.....	79
3.6.3.	Secciones transversales.....	79
3.7.	Diseño de carretera	79
3.7.1.	Diseño de alineamiento horizontal.....	80
3.7.2.	Diseño de alineamiento vertical	92
3.8.	Movimiento de tierras	103
3.8.1.	Dibujo de secciones transversales	103
3.8.2.	Diseño de subrasante.....	104
3.8.3.	Tipo de carpeta de rodadura.....	105
3.8.4.	Determinación de áreas por el método gráfico	106
3.8.5.	Cálculo y balance de volúmenes	108
3.9.	Drenajes	112
3.9.1.1.	Ubicación de drenajes longitudinales	112
3.9.2.	Ubicación de drenajes transversales	113

3.9.3.	Cálculo de áreas de descarga, método racional ..	113
3.10.	Mantenimiento de la carretera.....	120
3.11.	Datos finales del proyecto	121
3.11.1.	Datos de tangentes y curvas horizontales.....	121
3.11.2.	Datos de tangentes y curvas verticales	121
3.11.3.	Datos de movimientos de tierras	121
3.12.	Planos constructivos	121
3.13.	Integración de costos	122
3.14.	Presupuesto	122
3.15.	Cronograma de ejecución	123
CONCLUSIONES.....		125
RECOMENDACIONES		127
BIBLIOGRAFÍA.....		129
APÉNDICES.....		131

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Diagrama de medición taquimétrica.....	24
2.	Secciones de muro de contención	57
3.	Diagrama del valor presente neto	68
4.	Diagrama de líneas centrales	80
5.	Elementos de curva horizontal.....	81
6.	Diseño de curva horizontal.....	89
7.	Tipo de curvas verticales	94
8.	Diagrama de visibilidad curva convexa	100
9.	Detalle de curva vertical.....	103
10.	Elementos de sección transversal	104
11.	Volumen de corte.....	109
12.	Distancia de paso	110
13.	Curva de masa.....	111
14.	Atlas hidrológico.....	114
15.	Drenaje longitudinal	116
16.	Área y perímetro mojado.....	118

TABLAS

I.	Microregiones	3
II.	Rangos de edad.....	6
III.	Géneros	7
IV.	Distribución de la población por etnias.....	8

V.	Servicios públicos municipales	10
VI.	Información de libreta de campo.....	25
VII.	Población por comunidades	27
VIII.	Resumen por línea de distribución	32
IX.	Balance de costos	39
X.	Tabulación diámetro de diseño.....	49
XI.	Tabulación pérdida real en tubería	50
XII.	Tabulación de la velocidad de agua	51
XIII.	Tabulación de la presión estática	52
XIV.	Tabulación de la presión soporte de la tubería	52
XV.	Tabulación de la cota dinámica	53
XVI.	Tabulación de la presión dinámica	54
XVII.	Volumen del tanque de succión.....	55
XVIII.	Momento resultante	59
XIX.	Análisis tarifario	65
XX.	Cronograma de ejecución.....	66
XXI.	Cálculo de costos e ingresos	67
XXII.	Valor presente neto	69
XXIII.	Tabulación tramo carretero horizontal	81
XXIV.	Tabulación de azimut.....	82
XXV.	Tabulación de deflexión.....	83
XXVI.	Grado de curvatura.....	84
XXVII.	Tabulación del grado de curvatura	84
XXVIII.	Tabulación del radio	85
XXIX.	Tabulación de la longitud de curva	85
XXX.	Tabulación de la subtangente.....	86
XXXI.	Tabulación de la cuerda máxima.....	87
XXXII.	Tabulación de la ordenada media.....	87
XXXIII.	Tabulación de la external.....	88

XXXIV.	Sobreancho.....	92
XXXV.	Tabulación del tramo carretero vertical.....	93
XXXVI.	Tabulación de la pendiente de tangente	94
XXXVII.	Constante del tipo de curvatura	95
XXXVIII.	Tabulación de la diferencia algebraica de pendiente	96
XXXIX.	Tabulación de la constante de curvatura final.....	97
XL.	Tabulación de la ordenada media vertical.....	98
XLI.	Tabulación de las cotas finales de curva	99
XLII.	Tabulación de chequeos de criterios	102
XLIII.	Proporción de taludes	104
XLIV.	Método analítico para el cálculo de área transversal	107
XLV.	Coefficientes de escorrentía	113
XLVI.	Ejemplo de costo unitario.....	122
XLVII.	Presupuesto general carretera.....	123
XLVIII.	Cronograma físico y financiero	124

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
hi	Altura de impulsión
hs	Altura de succión
ai	Altura del instrumento
Δc	Ángulo central de la curva circular
φ	Ángulo de fricción
β	Ángulo de inclinación
Δ	Ángulo de la deflexión de la tangente
φ_{rk}	Ángulo de <i>ranking</i>
A	Área
Az	Azimut
HP	Caballos de fuerza
CRP	Caja rompepresión
Cam	Caminamiento
q	Carga soporte
CT	Carga total
Q	Caudal
Qa	Caudal de aforo
Qb	Caudal de bombeo
Qdm	Caudal de día máximo
Qhm	Caudal de hora máxima
Qm	Caudal medio
α	Celeridad (velocidad de onda de presión)
O	Centro de curva circular

PVC	Cloruro de polivinilo
C	Coeficiente de escorrentía
Cof	Coeficiente de fricción
C	Coeficiente de fricción hidráulica
Ka	Coeficiente de fuerza activa
Kp	Coeficiente de fuerza pasiva
n	Coeficiente de rugosidad
Kc	Constante de curvatura
Cd	Cota dinámica
Cf	Cota final
Co	Cota inicial
CM	Cuerda máxima
Ø	Diámetro
Di	Diámetro interno
DAP	Diferencia algebraica de pendientes
dn	Diferencia de nivel relativa
Δz	Diferencia de nivel total
Df	Distancia final
DH	Distancia horizontal
Do	Distancia inicial
Dot	Dotación
E	Estación, módulo elástico
Ep	Este parcial
e	Excentricidad
E	Esternal
F	Factor de almacenamiento
FDM	Factor de día máximo
FHM	Factor de hora máxima
Ffr	Fuerza de fricción

G	Grado de curvatura
g	Gravedad
Hab	Habitantes
Ha	Hectárea
HG	Hierro galvanizado
Hc	Hilo central
Hi	Hilo inferior
Hs	Hilo superior
HTH	Hipoclorito de calcio
h	Hora
I	Intensidad de lluvia
Kg	Kilogramo
Km	Kilómetro
KWH	Kilovatio por hora
KW	Kilowatt
PSI	Libras por pulgada cuadrada
lit	Litro
lit/s	Litros por segundo
L	Longitud
LC	Longitud de curva
LCv	Longitud de curva vertical
m	Metros
mca	Metros columna de agua
m/s	Metros por segundo
mm	Milímetros
K	Módulo elástico del agua
Mv	Momento de volteo
Mr	Momento resultante
Np	Norte parcial

Om	Ordenada media
ppm	Partes por millón
S	Pendiente
Sf	Pendiente final
So	Pendiente inicial
e	Peralte, espesor de tubo
Hf	Pérdida de carga
hfi	Pérdida de carga en línea de impulsión
hfs	Pérdida de carga en línea de succión
hm	Pérdidas menores
P	Perímetro mojado
n	Período de diseño
W	Peso
δ	Peso volumétrico
Po, Pa	Población actual
Pf	Población futura
Pot	Potencia
Pb	Potencia de la bomba
pH	Potencial hidrógeno
PU	Precio unitario
Pa	Presión activa
fs	Presión actuante
Pp	Presión pasiva
Pc	Principio de curva
PCv	Principio de curva vertical
Pt	Principio de tangente
PTv	Principio de tangente vertical
in	Pulgadas
PI	Punto de intersección

Plv	Punto de intersección vertical
R	Radio
R	Radio hidráulico
s	Segundo
Sa	Sobreancho
Δp	Sobrepresión
St	Subtangente
R	Tasa de amortización
i	Tasa de crecimiento
TIR	Tasa interna de retorno
t	Tiempo
tb	Tiempo de bombeo
Ton	Tonelada
VPN	Valor presente neto
V	Velocidad
Vol	Volumen
Vc	Volumen de corte
Vr	Volumen de relleno

GLOSARIO

Azimut	Ángulo formado por su dirección horizontal y la del norte verdadero, determinado astronómicamente. El azimut se mide en el plano horizontal en el sentido de las agujas del reloj.
Aforo	Acción de medir un caudal de una fuente.
Agua potable	Es el agua apta para consumo humano, sanitariamente segura, además de ser inodora, incolora e insabora agradable a los sentidos.
Ángulo central	Es el ángulo subtendido por la curva circular igual al cambio de dirección que se da entre las tangentes.
Captación	Estructura que permite recoger y entubar las aguas de la fuente abastecedora.
Carga estática	Llamada también presión estática, es la diferencia de alturas que existe entre la superficie libre de una fuente de abastecimiento y un punto determinado del acueducto, no más allá de su descarga libre.
Carga dinámica	Es la presión ejercida por el agua circulante en un punto determinado del acueducto, es decir, la suma de las cargas de velocidad ($V^2/2g$) y de presión.

Caudal	Es la cantidad de agua en unidades de volumen por unidad de tiempo, que pasa por un punto determinado donde circule el líquido.
Cenital	Ángulo medido desde el punto del firmamento que corresponde verticalmente al lugar de la Tierra donde está situado el observador.
Cota de terreno	En un plano topográfico es el número que indica la altura de un punto sobre el nivel del mar o sobre otro plano de referencia.
Curvas circulares	Son los arcos de círculo que forman la proyección horizontal de las curvas empleadas para unir dos tangentes consecutivas.
Curva de transición	Se utiliza para proporcionar un cambio gradual direccional al pasar un vehículo de un tramo en tangente a un tramo de curva circular.
Curva vertical	Es la que enlaza dos tangentes consecutivas del alineamiento vertical.
Desinfección	Es la destrucción de casi todas las bacterias patógenas que existen en el agua por medio de sustancias químicas, calor, luz ultravioleta, entre otros.

Dotación	Es el volumen de consumo de agua por persona por día.
External	Es la distancia mínima entre el punto de intersección (PI) y la curva.
Grado de curvatura	Es el ángulo subtendido por un arco de 20 metros.
Línea central	Es el punto de referencia donde van a partir todos los anchos o componentes de la carretera.
Longitud de Curva	Es la distancia desde el principio de curva hasta el principio de tangente medida a lo largo de la curva, según la definición, por arco de 20 metros.
Manantial	También llamado nacimiento en el área rural. Es el afloramiento de agua subterránea en un área restringida.
Ordenada media	Es la distancia radial entre el punto medio de la cuerda principal y el punto medio de la curva.
Pendiente máxima	Es la mayor pendiente que se puede utilizar en el diseño. del proyecto y está determinada por el tránsito previsto y la configuración del terreno.
Pendiente mínima	Es la menor pendiente que se fija para permitir la funcionalidad del drenaje.

Pérdida de carga	Es la disminución de la presión dentro de la tubería debido a la fricción.
Perfil	Delineación de la superficie de la tierra, según su latitud y altura referidas a puntos de control.
Principio de curva	Punto donde comienza la curva circular simple.
Punto de tangencia	Punto donde termina la curva circular simple e inicio de la tangente.
Rasante	Es la línea que se obtiene al proyectar sobre el plano vertical, el desarrollo de la corona en la parte superior de la carretera.
Relleno	Consiste en la colocación de material especial con su humedad requerida, uniformemente colocado y compactado.
Sección típica	Es la representación gráfica transversal y acotada que muestra las partes componentes de una carretera.
Subtangente	Es la distancia entre el punto de intersección y el principio de curva, medida sobre la prolongación de las tangentes.
Tangentes	Son las proyecciones sobre un plano horizontal de las rectas que unen una curva, cuya longitud es la

distancia que une la curva anterior y el principio de la siguiente.

Topografía

Es el arte de representar un terreno en un plano con su forma, dimensiones y relieve.

OBJETIVOS

General

Desarrollar soluciones técnicas para los problemas priorizados de escases de agua potable y acceso vial que contribuyan al progreso, desarrollo y calidad de vida de los habitantes de las aldeas de Chiul y Las Palmas del municipio de Santa María Cunén, departamento de Quiché.

Específicos

1. Desarrollar una investigación que contenga la monografía, que proporcione una información integral de las comunidades y sus necesidades para priorizar soluciones a través de apoyo técnico profesional.
2. Realizar el diseño de un tanque de captación, una línea de impulsión, un tanque de almacenamiento y una red de distribución, para el abastecimiento del líquido vital para el uso en las diferentes tareas domésticas básicas de la aldea de Chiul.
3. Realizar el diseño de una carretera de terracería para el acceso vial que provea la comunicación entre la comunidad de Las Palmas y las diferentes comunidades circunvecinas

RESUMEN

En el presente informe del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), realizado en la Municipalidad de Santa María Cunén, departamento de Quiché, se encuentra el desarrollo de dos proyectos de obra civil. El primer proyecto es el diseño de abastecimiento de agua potable para las 9 comunidades de la micro región 1, siendo su sede central la aldea de Chiul. El segundo proyecto es el diseño de una carretera de terracería para la aldea de Las Palmas.

El proyecto de agua potable consta de una línea de impulsión de 2 kilómetros, tres redes de distribución que sumadas superan los 34 kilómetros, 558 conexiones prediales, 33 cajas rompepresión, pasos de zanjón, un paso aéreo de 20 metros, un tanque de succión de 183 metros cúbicos, dos tanques de almacenamiento de 125 metros cúbicos cada uno; se realizó la medición y cálculo topográfico, el cálculo hidráulico por el método de ramales abiertos, se integraron costos y se elaboraron los planos constructivos respectivos. El proyecto de la carretera de terracería tiene una longitud de 1,8 kilómetros que beneficiará a 88 habitantes, será de balasto donde se realizó medición y cálculo topográfico, se calcularon las curvas verticales, horizontales y movimiento de tierra para una región altamente montañosa, se integraron costos y planos constructivos.

Los dos proyectos se diseñaron cumpliendo con las normas de diseño hidráulico y vial, aunque cabe mencionar que hay algunas excepciones; pero se puede decir que el objetivo por el cual se realizó el Ejercicio Profesional Supervisado ha contribuido con un trabajo en beneficio para estas comunidades.

INTRODUCCIÓN

El presente informe consolida la planificación del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), en el cual se desarrollan los diseños de abastecimiento de agua potable para la aldea de Chiul y carretera de terracería para la aldea de Las Palmas del municipio de Santa María Cunén, departamento de Quiché.

Después de un análisis de priorización de necesidades se logró plantear soluciones técnicas que resuelvan la problemática de la carencia del agua y el acceso vial para las comunidades que presentaban dicha necesidad.

Es importante atender estas necesidades, pues ellas contribuyen a una mejor calidad de vida y al desarrollo de un gran grupo de personas; por lo cual se desarrolla una planificación completa que permita gestionar fondos para la realización de dichos proyectos.

1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE SANTA MARÍA CUNÉN, DEPARTAMENTO DE QUICHÉ

1.1. Generalidades

A continuación se presentan las generalidades del municipio de Santa María Cunén, departamento de Quiché.

1.1.1. Síntesis histórica

Sobre el pasado prehispánico del municipio de Cunén existen pocos datos aportados por la arqueología y las fuentes escritas en el territorio se encuentran dos sitios arqueológicos de origen K'iche' llamados Balbitz y Chijaam, este último ubicado en lo que ahora es la aldea de Xemanzana.

Respecto a sus etimologías existen dos o tres voces en idioma K'iche', siendo las más aceptadas: KU que significa llanto y NE que significa niño, es decir, lugar de llanto del niño o llanto de niño.

En 1690 el territorio municipal estaba integrado al corregimiento de Totonicapán bajo la administración de la orden de los dominicos con el nombre de Santa María Cunén. En 1769 el arzobispo Pedro Cortes y Larraz reportó que el pueblo de Santa María Cunén era anexo a la parroquia de Uspantán con una población de 220 personas. En 1836 Cunén fue integrado al circuito de la Sierra que formaba parte del distrito de Sololá, finalmente, con la reorganización territorial aportada por el régimen liberal en el decreto ejecutivo núm. 72 del 12

de agosto del 1882 constituye el municipio de Cunén como parte del departamento de Quiché.

Según cuentan los pobladores que sus ancestros comentaban que el pueblo ya existía antes de la venida de los españoles. El 24 de abril de 1931 por acuerdo gubernativo, fue declarado monumento nacional precolombino, juntamente con otros pueblos como Sacapúlas, Uspantán y un pueblo de Alta Verapaz.

1.2. Ámbito de intervención

Entre el ámbito de intervención, se mencionan el área geográfica de intervención, división territorial, entre otros.

1.2.1. Área geográfica de intervención

El municipio de Cunén forma parte de los 21 municipios del departamento de Quiché, se encuentra ubicado a 65 kilómetros en la parte occidental del mismo departamento y a 228 kilómetros de distancia de la ciudad capital, con una extensión territorial de 226 kilómetros cuadrados, una altura de 1 840 metros sobre el nivel del mar, en consecuencia, su clima es frío. Con latitud 15° 20' 15"N, longitud 91° 01' 37"O.

1.2.2. División territorial

El municipio de Cunén está dividido en aldeas, caseríos, cantones y barrios, y asimismo, en 8 microregiones las cuales se oficializaron en función de que las autoridades municipales hacen una reorganización del territorio. La creación surgió a través de la necesidad de facilitar la reunión de las aldeas, el

cual se valida y se respalda por los Cocodes y el Comude del municipio, actividad que fue aprobada mediante un acuerdo municipal, dictaminada por el consejo municipal del período 2008 – 2012 que se describen en la tabla I.

Tabla I. **Microregiones**

Microregión 1

Núm.	Comunidad	Categoría
01	Chiul (sede)	Aldea
02	Xequiquel	Aldea
03	San Antonio	Aldea
04	Media Luna	Aldea
05	El Paraíso (Chiaj)	Aldea
06	Batzulá	Aldea
07	Pasac	Aldea
08	Siguancoj	Caserío
09	Tzanabaj	Caserío
10	Xejuyup	Caserío
11	Buena Vista	Caserío
12	Las vegas	Caserío
13	Paquix	Cantón

Microregión 2

Núm.	Comunidad	Categoría
01	El Rancho	Aldea
02	Xegüinacabaj	Aldea
03	Panimachaj (sede)	Aldea
04	San José	Aldea
05	Xecaxlut	Aldea
06	Los Planes	Aldea
07	Patzité	Aldea

Continuación de la tabla I.

Microregión 3

Núm.	Comunidad	Categoría
01	El Chorro	Aldea
02	Cerro Alto (Pericón I)	Aldea
03	Ojo de Agua El Carrizal	Caserío
04	Flores pajales (sede)	Aldea
05	Chijam I	Aldea
06	Pacomanchaj	Aldea
07	Pozo verde	Aldea
08	Bellas Flores	Aldea

Microregión 4

Núm.	Comunidad	Categoría
01	Chutuj (sede)	Aldea
02	Rio Lindo (Segundo Centro Chutuj)	Aldea
03	Xemanzana	Aldea
04	Xequixtum	Aldea
05	Las Doncellas	Aldea
06	Segundo Centro las Doncellas	Aldea
07	Trigalitos, Xequixtún	Caserío
08	Xobor Chicmak	Aldea

Microregión 5

Núm.	Comunidad	Categoría
01	La Hacienda (sede)	Aldea
02	San Siguán	Aldea
03	Las Parcelas (San Siguán I)	Aldea
04	Llano Grande	Aldea
05	Agua Escondida	Aldea
06	La Barranca	Aldea
07	Cecilia	Aldea
08	San Juan Xeúl	Aldea
09	Las Canoas	Aldea
10	La Unión Cecilia	Aldea
11	Xebor Cecilia	Caserío
12	Pachalip	Aldea
13	Los Jocotales (Planes Cecilia)	Aldea

Continuación de la tabla I.

Microregión 6

Núm.	Comunidad	Categoría
01	Xabil (sede)	Aldea
02	San Luis	Aldea
03	Cumatzil	Caserío

Microregión 7

Núm.	Comunidad	Categoría
01	Los Trigales	Aldea
02	Chojox	Aldea
03	San Juan	Barrio
04	San Francisco	Barrio
05	Laguna Seca	Cantón
06	Las Grutas	Aldea
07	Río Blanco	Aldea
08	Santa clara	Aldea
09	Xobor	Aldea
10	Xetzac	Aldea
11	Ojo de Agua	Aldea
12	Villa Esperanza	Barrio
13	Sausucuhé	Caserío
14	Los Espinales	Caserío
15	La Pedrera	Barrio
16	El Mirador	Caserío

Microregión 8

Núm.	Comunidad	Categoría
01	El Pericón Centro (sede)	Aldea
02	Tierra Colorada	Aldea
03	Las Palmas	Aldea
04	La Ciénega	Caserío
05	Buena Vista, pericón	Caserío
06	Casa Blanca	Caserío

Fuente: Instituto Nacional de Estadística.

1.2.3. Colindancias

Norte: Santa María Nebaj y San Juan Cotzal

Sur: Sacapulas, San Bartolomé Jocotenango y San Andrés Sajcabajá

Este: San Miguel Uspantán

Oeste: Sacapulas y Santa María Nebaj

1.3. Características socioeconómicas

Entre las características económicas se pueden mencionar los rangos de edad, género, grupos étnicos, entre otros.

1.3.1. Rangos de edad

De acuerdo al INE por la extensión territorial del municipio, la densidad de población, se ha estimado en 160 habitantes por kilómetro cuadrado.

Tabla II. Rangos de edad

Rangos de población por edad	Total habitantes
Total por municipio	25 595
Hombres	12 068
Mujeres	13 527
0 - 4 años	5 034
5 - 9 años	4 768
10 - 14 años	3 765
15 - 19 años	2 563
30 - 24 años	1 829
25 - 29 años	1 418
20 - 34 años	1 161
35 - 39 años	1 063
40 - 44 años	890
45 - 49 años	725
50 - 54 años	669

Continuación de la tabla II.

55 - 59 años	480
60 - 64 años	422
65 años y más	808
Área urbana	6 198
Área rural	19 397

Fuente: Instituto Nacional de Estadística.

1.3.2. Géneros

Tabla III. Géneros

Géneros	Porcentajes %
Población de hombres	47,15
Población de mujeres	52,85
Población urbana	24,22
Población rural	75,78

Fuente: Instituto Nacional de Estadística.

1.3.3. Grupos étnicos

El 90 % de la población del municipio pertenece ampliamente al grupo de descendencia Maya dentro de los cuales el grupo étnico mayoritario es el K'iché, algo que sucede en la mayoría de municipios del departamento, donde la etnia ladina ocupa un bajo porcentaje de la población y otras no son representativas. En lo que corresponde al municipio este grupo étnico ladino representa el 10 %, así como en cuanto a idiomas, los principales son el K'iché y el Español.

Tabla IV. **Distribución de la población por etnia**

Descripción de la población	Total
Total por municipio	25 595
Maya	23 035
Ladina	2 559
Otra	1
Total población indígena	23 130
Total población no indígena	2 465
Porcentaje población maya	90,00 %
Porcentaje población ladina	10,00 %

Fuente: Instituto Nacional de Estadística.

1.4. Aspectos y servicios existentes

Los aspectos y servicios existentes de municipio se pueden mencionar el saneamiento básico, tren de aseo, entre otros.

1.4.1. Saneamiento básico

El saneamiento básico incluye lo que son recolección, clasificación, reutilización y eliminación de los desechos orgánicos y no orgánicos. Este proceso contribuye al mejoramiento del medio ambiente y calidad de vida de los pobladores, eliminando la contaminación, generando salud y limpieza.

1.4.1.1 Tren de aseo

El casco urbano cuenta con los servicios principales de agua potable y alcantarillado, en la mayoría de aldeas también se cuenta con agua potable.

Con lo que no se cuenta en el casco urbano y mucho menos las aldeas es con la recolección de basura, lo cual es muy perjudicial para las fuentes de

agua, ya que los pobladores la desechan en los ríos o barrancos más cercanos a sus aldeas.

Cunén cuenta con un sencillo programa de manejo de basura a nivel urbano, este incluye el aseo del centro de la población, parque, mercado y edificio municipal.

1.4.1.2 Tratamiento de desechos

Los desechos sólidos generados por cada una de las viviendas son recolectados por los residentes de las mismas y dependiendo de su origen, se utilizan para hacer abono orgánico en donde el 68 % de las familias realizan esta práctica. Mientras en otros casos, los desechos sólidos los queman, se entierran o se depositan en botaderos municipales, donde no se le da ningún tipo de tratamiento.

1.4.2. Servicios públicos municipales

El detalle de los servicios públicos se describe en la tabla V.

Tabla V. **Servicios públicos municipales**

Núm.	Servicios municipales	Estado de servicios existentes
01	Servicios sanitario público	Se encuentran en mal estado.
02	Agua potable	En el casco urbano existen servicios de agua potable, sin embargo, en algunas aldeas no se cuenta con este servicio.
03	Limpieza municipal	En cuanto a lo referente a limpieza, si se puede decir que las calles y lugares municipales se encuentran limpias.
05	Bomberos municipales y voluntarios	El estado físico del edificio de los bomberos voluntarios es adecuado y en buen estado, sin embargo, del municipal no se puede decir lo mismo.
06	2 puestos de salud	Estas instalaciones se encuentran en buen estado.
07	Cementerio municipal	Se encuentra en buen estado.
08	Alcantarillado	Se encuentra en buen estado.
09	Mercado municipal	El mercado municipal se encuentra en mal estado, ya que solo existe un espacio techado, pero no tiene sus áreas definidas para cumplir las características de la misma.
10	Escuelas públicas, institutos nacionales y privados.	Existen escuelas públicas y privadas pero las que están en buenas condiciones son las privadas. La escuela pública se puede decir que se encuentran en un estado regular.
11	Energía eléctrica	El servicio es regular, la mayoría de las calles principales y áreas públicas se encuentran alumbradas, no así las áreas que están retiradas del pueblo.
12	Salón municipal	El salón municipal se encuentra en mal estado, ya que los servicios sanitarios y las ventanas se encuentran en deterioro.
13	Telefonía	En este municipio existen servicios de telefonía de las empresas Claro, Tigo y Telefónica

Fuente: Instituto Nacional de Estadística.

1.4.3. Infraestructura social

En 1970 se realizó el proyecto de introducción de la energía eléctrica al casco urbano, el alcalde municipal era Arturo Natareno Martínez, en 1972 se construyó el mercado. El alcalde municipal Benigno Galicia Godínez en el periodo de Alfonso Mérida Sosa (81-83) construyó el salón de usos múltiples municipal, remodeló el parque central y mejoró el sistema de agua potable del casco urbano. En 1984 se construyó la escuela anexa del barrio San Francisco por Pedro Martínez del Valle alcalde municipal, en 1991 se inició el adoquinado de las calles centrales del municipio, período de Pedro Hernández Botón, en 1994, período de Juan Camajá Pinula, se construyó el edificio de los bomberos municipales y se pavimentó las calles que no tenían adoquín.

En 1996 período de Máximo García Chiroy se construyó la escuela urbana mixta del barrio San Juan. En el 2001 se remodeló el antiguo edificio municipal, donde hoy se encuentra ubicado Banrural y en el 2003 se construyó el palacio municipal, período de Jaime Isaac Rivera, en el 2002 y 2003 se construyeron dos edificios de párvulos en el barrio San Francisco por el consejo municipal de desarrollo, presidente Armando Salazar Martínez, también funciona como un instituto de educación básica por cooperativa con sus tres grados, un Instituto Guatemalteco de Educación Radiofónica IGER, hay un Colegio Mixto Bilingüe Intercultural hno. Oscar Azmitia quien atiende la carrera de magisterio y utilizan un edificio municipal actualmente.

En cuanto a lo referente a infraestructura vial se pueden mencionar las carreteras que comunican el municipio de Cunén y Nebaj, Cunén y Uspantán, como también está la carretera principal que comunica el municipio de Cunén con el departamento de Quiché.

1.5. Actividades económicas

Las actividades económicas del municipio están detalladas en industrias, producción artesana, microempresa y comercio, entre otros.

1.5.1. Industrias

A nivel industrial no existen proyectos de este tipo, pero a nivel artesanal, se puede mencionar la asociación llamada Xekamjaw que se dedica a la fabricación de productos naturales como jaleas, cereales, yerbas, entre otros, integrada por hombres y mujeres de la comunidad. Hay pobladores que se dedican a la fabricación de tejidos típicos que venden por mayor los días de mercado en el Quiché.

1.5.2. Producción artesanal

Algunos pobladores se dedican a la fabricación de tejas para cubiertas de viviendas, otros a la fabricación de ladrillos de adobe, alfarería, objetos de arcilla, artículos de madera como muebles e instrumentos musicales, sombreros de palma, cera, cuero, tejas de barro y cohetería.

1.5.3. Microempresas y comercio

Existen varias microempresas que prestan sus servicios a los habitantes como talleres de herrería, servicio de internet, agencia bancaria, constructora, tiendas, agroquímicos, hoteles, hospedajes, panaderías, ferreterías, funerarias, carpinterías, librerías, venta de zapatos y ropa, bufete de abogados, restaurantes y comedores. Parte del comercio en la comunidad lo constituyen el ajo y la cebolla, que se exportan a la capital y otros municipios aledaños.

1.5.4. Mercado

Los días de mercado son los jueves y domingos, teniendo más afluencia de gente los domingos, ya que los pobladores de las aldeas bajan a comprar sus productos. El actual mercado no se da abasto para los comerciantes, la mayoría se ven en la obligación de colocar sus ventas en las calles, lo cual obstruye la circulación de los vehículos y a los peatones que circulan por las banquetas. Las condiciones de mercado municipal son pocas, ya que carecen de presentación e higiene, la actual municipalidad ya tiene contemplado la construcción de un nuevo mercado municipal.

1.5.5. Comercio informal

Dentro del comercio informal del área se puede observar que es bajo, siendo únicamente el sector de frutas y verduras el que tiene mayor incidencia en los habitantes.

1.5.6. Asistencia técnica y profesional

Existe asistencia por medio del Ministerio de Agricultura, Ganadería y Alimentación, SOSEP a través del programa creciendo bien, hay asistencia profesional y técnica de bufetes de abogados, arquitectura, ingeniería, comunicación y agronomía.

1.5.7. Utilidad de la tierra

En un amplio porcentaje la utilización de la tierra se da en el sector agrícola, principalmente: siembra de maíz y frijol aunque en la región también

se cultiva, la cebolla, el ajo y otros productos como trigo en una proporción menor.

1.5.8. Acceso al sistema de crédito

Los pobladores pueden acceder a crédito por medio del banco Banrural y una empresa privada llamada *Share* que ofrecen diferentes facilidades de pago a corto, mediano y largo plazo con diferentes tasas de intereses.

1.5.9. Migración laboral

Esta es la que se produce por la falta de empleo, debido a la falta de desarrollo, baja productividad que genera poca demanda laboral. Otras razones como mejorar la calidad de vida a través de mejores salarios y la búsqueda del sueño americano.

1.5.9.1. Interna

Una de las principales fuentes de empleo de la población es la agricultura, ya que son contratados como jornaleros o mozos en las siembras de la región. Otros buscan oportunidad de empleo en el sector educativo como maestros, sin embargo, la población estudiantil dedicada a esta carrera ha crecido y las plazas se han agotado. Por lo que tienen que emigrar a aldeas o municipios aledaños, desplazándose diariamente de cunén a la aldea o municipio cercano.

1.5.9.2. Externa

La población adulta tiende a emigrar a la ciudad por temporadas en busca de trabajo o en su defecto a Estados Unidos, para enviar remesas a sus familiares.

1.6. Desarrollo comunitario

A partir del 2000 la presencia de organizaciones internacionales y de cooperación, ha disminuido considerablemente, el recurso con que cuenta la municipalidad es insuficiente, lo que hace necesario el apoyo de las organizaciones. Por otro lado, la misma presencia del estado a través de sus organizaciones, no es evidente a pesar de las grandes demandas que requiere el municipio que se le atienda.

La organización está integrada por autoridades municipales que forman parte en la toma de decisiones dentro del municipio. El Consejo Municipal de Desarrollo Comude integrado por representantes municipales, representantes de organizaciones sociales del municipio e integrantes del Cocode de las comunidades del municipio. La oficina municipal de la mujer y la oficina forestal municipal tienen integrados a grupos de mujeres y hombres con los que coordinan actividades de desarrollo rural. En las comunidades existen los consejos Comunitarios de Desarrollo y los alcaldes auxiliares.

Hay organizaciones sociales dedicadas a la salud y educación que coordinan junto con la municipalidad proyectos de beneficio social. Hay organizaciones estatales que trabajan con grupos de mujeres organizadas para apoyarlas en proyectos productivos como el caso de la Secretaria de Obras Sociales de la Esposa del Presidente.

1.7. Principales necesidades del municipio

Se realizó una reunión con los integrantes del Consejo Comunitario de Desarrollo Comude y la oficina de planificación municipal para tener insumos sobre las principales necesidades de la población, asimismo, se tomaron necesidades identificadas dentro del diagnóstico y el plan estratégico municipal.

También se visitaron varias aldeas como lo que son La Pedrera, Los Trigales, Ojo de Agua, Santa Clara, Villa Esperanza, Las Grutas y en base a la observación se confirmaron muchas de las carencias. Por otra parte, se obtuvo información directa con el coordinador de la OMP.

1.7.1 Descripción de necesidades

A continuación se describen las necesidades del municipio como por ejemplo centros educativos, una infraestructura adecuada para contar con mejor economía en el municipio.

1.7.1.1. Comisión de educación

En aldeas del municipio de Cunén existen aldeas que cuentan con escuelas pequeñas, poco personal, falta de equipamiento escolar y servicios técnicos para impartir las clases a los niños. La demanda escolar ha aumentado y los edificios y catedráticos no se dan abasto para educar a los niños.

1.7.1.2. Comisión de familia, juventud y niñez

Para los pobladores de Cunén es importante fortalecer las fuentes de empleo familiares para no salir de sus comunidades. También se ve necesario

la creación de centros recreativos para niños y jóvenes, de esta manera se disminuye la creación de maras o pandillas, se consolida la creación de grupos juveniles que pueden trabajar por el bienestar de la población.

1.7.1.3. Infraestructura

La mayoría de carreteras de las comunidades son de terracería y están ubicadas en zonas montañosas, cuando hay derrumbes las aldeas se quedan incomunicadas. Hay poblaciones que no cuentan con carreteras como Las Canoas, Las Palmas, Cumatzil, Trigalitos, Xebor Cecilia, Los Jocotales, Buena Vista el Pericón, Pocomanchaj y El Chorro Pajales y los pobladores tienen que caminar de una a tres horas. Varias de las aldeas no cuentan con infraestructura en puentes, el puente de ingreso a Cunén solo es de una vía y tiene más de 90 años de permanecer, esto dificulta el paso debido a que hay que esperar o ceder la vía.

Se detectó que en la mayoría de las viviendas fuera del casco urbano no cuentan con servicio drenaje sanitario, donde las aguas servidas en su mayoría pueden observarse a flor de tierra contaminando muchos de los canales de regadillo o simplemente contaminando los ríos principales. De igual forma la mayoría de pobladores cuentan aún con letrinas y muchos son los casos en que el suelo no permite una filtración eficiente, lo que causa un mayor tiempo de degradación de los desechos lo que hace que la letrina sea no funcional.

Con respecto al agua existen abundantes fuentes de captación, pero no existe un buen sistema de distribución, por lo que el agua se desperdicia mucho.

La mayoría de comunidades cuentan con red de distribución de agua para consumo potable, pero no existe administración de la misma. Por otro lado el agua para riego no cuenta con red de conducción y distribución eficientes sino que utilizan canales artesanales expuestos con sistemas de riego y miniriego por medio de poliducto captando el agua en algunos canales debido a que en verano muchos de ellos se secan.

Con lo referente a educación la mayoría de las aldeas no cuentan con escuelas por lo que los niños deben de desplazarse de 1 a 2 kilómetros para asistir a la escuela más próxima, la educación privada solo cuenta con un colegio por lo que al llenarse el cupo los que quieran estudiar tienen que buscar la educación pública y buscar la escuela que más cerca les quede.

Hay un puesto de salud en funcionamiento en Cunén, algunas de las aldeas cuentan con un centro de convergencia los cuales funcionan con calendario con fechas de llegadas de los médicos a las comunidades y es así como los pobladores de otras aldeas aprovechan a llegar a los centros de convergencia y que sean atendidas sus necesidades médicas.

1.7.1.4. Salud y medio ambiente

Hay ríos y nacimientos de agua en el municipio de Cunén, son contaminados por el desvío de desagües o fertilizantes que se utilizan en los cultivos. Muchos de los ríos ya no son utilizados por los pobladores para bañarse o lavar ropa por el alto grado de contaminación. Las corrientes de agua son utilizadas para el riego de siembras, se debe rescatar para resguardar y rescatar las fuentes de agua de la comunidad.

Cunén cuenta con centros de salud que atienden únicamente enfermedades comunes, cuando hay enfermos de gravedad deben trasladarse a los hospitales de Nebaj o Uspantán, sin embargo, hay demasiada distancia entre el municipio y hospitales, y los pocos que hay, se saturan por el espacio o no cuentan con equipos especiales para los enfermos.

1.7.2. Priorización de necesidades

Son muchas las problemáticas que se presentan, sin embargo, basado en el recorrido de campo del área de estudio del municipio de Cunén (observación directa); la consulta de documentos que contengan información referente a la comunidad, ya sea de carácter histórico, legal o técnico (investigación bibliográfica); y las reuniones con el coordinador de la oficina municipal de planificación Mariano Rodríguez Camaja, empleados municipales y residentes comunitarios que por el tiempo de residir en la localidad, ocupación, trascendencia y logros, puedan aportar información valiosa para la elaboración del diagnóstico (entrevistas), se plantearon las siguientes necesidades del municipio, tomando en cuenta la factibilidad presupuestaria y apoyo comunitario:

- Drenajes para evitar la propagación de enfermedades
- Introducción de agua potable para la micro región 1 (Chiul)
- Carreteras para aldeas de micro región 5 (Las Palmas)
- Ampliación de escuelas
- Salones comunitarios

La fuente de monografía se tomó del diagnóstico e informe final realizado para el programa EPSUM del primer semestre de 2010.

2. DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA DE CHIUL, MUNICIPIO DE SANTA MARÍA CUNÉN, DEPARTAMENTO DE QUICHÉ

2.1. Descripción del proyecto a desarrollar

Consiste en el diseño de un tanque de captación, un tanque de succión, una línea de impulsión, un tanque de almacenamiento y tres redes de distribución, para el abastecimiento del líquido vital para su uso en las diferentes tareas domésticas básicas para nueve comunidades de la micro región I (Chiul). Técnicamente el proyecto consiste en medición topográfica, desarrollo de memorias de cálculo hidráulicas, elaboración de planos, presupuestos y cronogramas.

2.2. Fuentes de abastecimiento de agua

El ciclo hidrológico del agua es el que permite en una etapa de su circulación captar el agua para su aprovechamiento, después de las lluvias al llenarse los diferentes mantos freáticos muchos de estos afloran hacia la superficie lo que constituye las fuentes para el aprovechamiento del líquido vital.

Para abastecer a las comunidades de la microrregión I, aldea de Chiul, se cuenta con un brote definido en ladera y el rebalse de un tanque aledaño ya existente.

2.3. Caudal de aforo

El caudal de la fuente permite medir la factibilidad del proyecto, el alcance y las limitaciones que se puede tener para cubrir las demandas de abastecimiento. Los aforos se deben realizar en época de estiaje o época seca y en época de invierno para observar su comportamiento. Se realizaron 20 mediciones tanto del brote como del rebalse, utilizando el método volumétrico con una cubeta de 20 litros y se determinó un promedio de 7,6 litros por segundo para el caudal de estiaje, realizado el 28 de abril a las 9:40 am. y 31,5 litros por segundo para el caudal de invierno, realizado el 6 de agosto a las 3:26 pm.

2.4. Análisis de la calidad del agua

Se realizaron varios exámenes al vital líquido para verificar las bacterias que puede tener para el consumo humano.

2.4.1. Examen bacteriológico

El examen bacteriológico estipula el numero permisible de microorganismos coliformes, fecales en términos de las porciones normales de volumen y del número de porciones que se examina (Coguanor 29 001); estos son los que transmiten enfermedades al consumirlos por medio del agua, sirve también de control de calidad, para verificar la contaminación; es el más importante referente a acueductos rurales, ya que es necesario como información complementaria para recomendar y seleccionar el tipo de tratamiento que se le dará al agua para su potabilización y así utilizarla para consumo humano. De acuerdo con el examen realizado en el centro de

Investigaciones de ingeniería se concluye que bacteriológicamente el agua es potable (ver apéndice 1).

2.4.2. Examen fisicoquímico

Este examen determina las características sensoriales que estén dentro de los límites máximos aceptables y permisibles del agua, el aspecto, color, sabor, olor, turbidez, su pH, así como la dureza; además, se pueden determinar sustancias químicas tales como los aniones (hierro, calcio, magnesio, entre otros) cationes (nitritos, sulfatos, fluoruros, cloruros), que pueden afectar la calidad del agua y dañar la salud (CoguanoR 29 001). Tomando en cuenta los resultados proporcionados por el Cicon se concluye que desde el punto de vista químico sanitario, el agua se reportó dentro de los límites máximos aceptables de normalidad, (ver apéndice 1).

2.5. Levantamiento topográfico

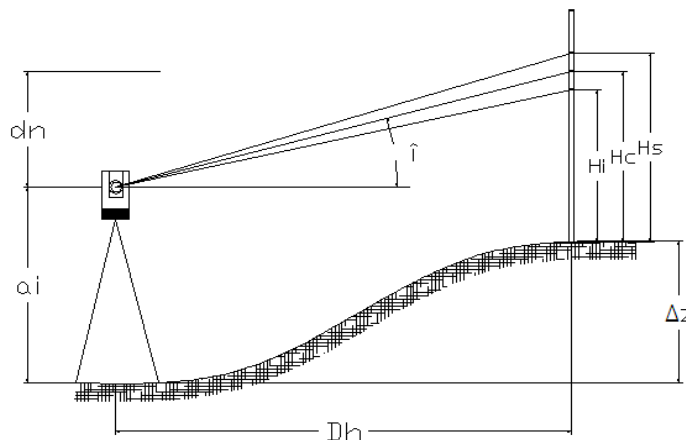
Con base en la topografía del terreno, la dispersión de las comunidades y las viviendas, se dispuso la utilización del método de poligonales abiertas, un levantamiento de primer orden donde contribuyeron las autoridades comunitarias y un equipo de 10 a 20 personas diarias para el trabajo de apertura de brecha, trazo, medición y encuestas. El equipo a utilizar es un teodolito digital Foif, un trípode de aluminio, una plomada de centro, un estadal de aluminio de 4,00 metros, una cinta métrica de 50,00 metros, un GPS, brújula, estacas, trompos, clavos, marcadores, pintura roja y una almágana.

2.5.1. Altimetría

La altimetría tiene como objeto determinar las diferencias de nivel respecto a un punto o plano determinado del proyecto que se va a realizar. El método empleado para el levantamiento fue el de taquimetría el cual se describe a continuación:

H_s	= hilo superior	D_h	= distancia Horizontal
H_c	= hilo central	\hat{i}	= $90 - \text{cenital}$
H_i	= hilo inferior	a_i	= altura del instrumento
ΔZ	= diferencia de nivel del terreno	dn	= diferencia de nivel relativa

Figura 1. Diagrama de medición taquimétrica



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCad 2015.

2.5.2. Planimetría

La planimetría tiene como objeto determinar la longitud del proyecto que se va a realizar, localizar los accidentes geográficos y todas aquellas características tanto naturales como no naturales que puedan influir en el

diseño del sistema, por ejemplo, calles, carreteras, zanjones, ríos, cerros, entre otros. El método empleado para el levantamiento fue la conservación de azimut.

Tabla VI. Información de libreta de campo

E	Po	Azimut			hilos			Cenital			ai	DH	Obs.
0	1	188	46	17	1,153	1,077	1,000	93	54	25	1,465		Estación 1

Fuente: elaboración propia.

2.6. Cálculo y dibujo topográfico

Posterior al trabajo de campo, se calculó la libreta topográfica, se hizo el ploteo de las coordenadas cuyo resultado es el conjunto de planos que muestra las condiciones del terreno (ver apéndice 6). El procedimiento de cálculo se describe a continuación:

Ejemplo E_0 a E_1

Cálculo de la distancia horizontal

$$D_h = 100 * (H_s - H_i) * \cos^2(\hat{i})$$

$$D_h = 100 * (1,153 - 1,00) * \cos^2(-3\ 906^\circ)$$

$$D_h = 15\ 223\ \text{ml}$$

Cálculo de la diferencia de nivel del terreno

$$\Delta_z = d_n + a_i - H_c$$

$$\Delta_z = 50 * (H_s - H_i) * \text{sen}(2\hat{i}) + a_i - H_c$$

$$\Delta_z = 50 * (1\ 153 - 1,00) * \text{sen}(2 * -3\ 906^\circ) + 1\ 465 - 1\ 077$$

$$\Delta_z = -0,652\ \text{ml} \quad (-) \text{ indica que baja el nivel}$$

Cálculo del norte parcial y este parcial

$$N_p = D_h * \cos (A_z)$$

$$N_p = 15\ 223 * \cos (188,77^\circ)$$

$$N_p = -15\ 051\ \text{ml}$$

$$E_p = D_h * \text{sen} (A_z)$$

$$E_p = 15\ 223 * \text{sen} (188,77^\circ)$$

$$E_p = -2\ 322\ \text{ml}$$

Cálculo de las coordenadas finales (X,Y,Z)

Coordenadas iniciales propuestas E_o (5 000; 5 000; 500)

$$X = X_o + E_p$$

$$X = 5\ 000 + (-2,322) = 4\ 997\ 678$$

$$Y = Y_o + N_p$$

$$Y = 5000 + (-15,051) = 4\ 984\ 949$$

$$Z = Z_o + \Delta_z$$

$$Z = 500 + (-0,652) = 499\ 348 \quad E_1 (4997,678; 4984,949; 499,348)$$

2.7. Población actual

La población actual de las comunidades de la microrregión I (chiul), estimando 6 habitantes por casa es de:

Tabla VII. **Población por comunidades**

Comunidad	Casas	Población (Hab)
Chiul (sede)	151	906
Siguancoj	106	636
Ztanabaj	16	96
Paquix	61	366
Xejuyup	57	342
Las Vegas	38	228
Xejuyup III	49	294
Buena Vista	39	234
Pasac	41	246
Total	558	3 348

Fuente: elaboración propia.

2.8. Tasa de crecimiento

Según los datos del INE se estima una tasa de crecimiento anual de 3 % la cual se encuentra entre las más altas en el territorio nacional.

2.9. Bases de diseño

Para realizar las bases del diseño se contó con el período de diseño, población de diseño, entre otros.

2.9.1. Período de diseño

Es el tiempo en el que la obra terminada dará un servicio satisfactorio a los pobladores. El período de diseño se cuenta a partir de inicio del funcionamiento de la obra.

Para fines específicos de este proyecto, tomado en cuenta el tipo de obra civil a desarrollar, se estima un período de diseño de 20 años. Asimismo, para el equipo mecánico de bombeo se estima un período de diseño de 10 años.

2.9.2. Población de diseño

Es el número de habitantes que se estima al final del período de diseño, dicho dato se calcula tomando en cuenta tasas de natalidad, mortalidad, factores socioeconómicos, calidad de vida, migraciones y emigraciones, entre otros.

Debido a que no se cuenta con dicha información, se han creado modelos matemáticos para el cálculo de poblaciones futuras. En Guatemala se utiliza el modelo geométrico por ser el método más aproximado para determinar poblaciones reales. El procedimiento de cálculo se describe a continuación:

Conexiones (Conx) = 558 casas
Densidad de vivienda (Dv) = 6 habitantes/casa
Tasa de crecimiento (i) = 3 %
Período de diseño (n) = 20 años

Cálculo de la población actual

$$P_0 = \text{Conx} * \text{Dv}$$

$$P_0 = 558 * 6$$

$$P_0 = 3\ 348 \text{ hab}$$

Cálculo de la población futura (modelo geométrico)

$$P_f = P_o * (1 + i)^n$$

$$P_f = 3\ 348 * (1 + 0,03)^{20}$$

$$P_f = 6\ 047 \text{ Hab}$$

2.10. Dotación

Es la cantidad de agua necesaria para abastecer por día a cada habitante contemplado dentro de la población de diseño. Los factores a considerar para determinar la dotación son: la cantidad de agua disponible, clima, uso y nivel de vida, este se ha de expresar en litro por habitante al día.

La dotación adoptada para las comunidades de la microrregión I (Chiul) fue de 80 lit/hab/día, tomando en cuenta el clima frío y el uso domiciliar.

2.10.1 Factor de consumo

Para la suministración continua a presiones considerables del líquido vital, es necesario conocer el comportamiento de la demanda, para el cual existen variaciones de consumo de un día a otro, por ejemplo, el lunes se consume mayor agua que el domingo. Asimismo, existen variaciones de una temporada a otra, por ejemplo, en la época calurosa habrá mayor demanda.

2.10.1.1. Factor de día máximo (FDM)

Está definido como la relación entre el valor de consumo máximo diario registrado en un año y el consumo medio diario relativo a ese año.

Este valor varía entre 1,2 y 2 para poblaciones menores de 1 000 habitantes y es de 1,2 para poblaciones mayores a 1 000 habitantes. Para nuestro caso se considera un factor de día máximo de 1,2.

2.10.1.2. Factor de hora máxima (FHM)

Este factor se relaciona con el número de habitantes y sus hábitos. Para definir este valor se toma en cuenta que a mayor población menor es el factor y a menor población mayor es el factor. Dicho factor varía de 1,8 a 2,5 según Normas de UNEPAR, tomando para nuestro caso un valor de 1,8 por la alta cantidad de habitantes.

2.10.1.3. Consumo medio diario (Q_m)

Es la cantidad de agua requerida para satisfacer la necesidad de una población en un día de consumo promedio. Este se obtiene del promedio de los consumos diarios en un año en litros por segundo. Tomar en cuenta que se usa la población futura.

Cálculo del caudal medio.

$$Q_m = \frac{\text{Dot} * \text{Hab}_f}{86\ 400}$$

Donde:

Q_m = caudal medio

Dot = dotación

Hab_f = total habitantes futuro

$$Q_m = \frac{80 * 6047}{86\ 400}$$

$$Q_m = 5,72 \text{ lit/s}$$

2.10.1.4. Consumo máximo diario

Es el caudal que se utiliza en el diseño de líneas de conducción y representa el mayor consumo de un día del año. Debido a las variaciones de consumo durante las diferentes épocas del año se calcula el caudal de día máximo con base en el caudal promedio y el factor de día máximo (FDM).

Cálculo del caudal de día máximo

$$Q_{dm} = FDM * Q_m$$

Donde:

Q_{dm} = caudal día máximo

FDM = factor de día máximo

Q_m = caudal medio

$$Q_{dm} = 1,2 * 5,72$$

$$Q_{dm} = 6,86 \text{ lit/s}$$

2.10.1.5. Consumo máximo horario

Es el caudal que se utiliza en el diseño de distribución y representa el mayor consumo en una hora del día. Regularmente el caudal de hora máximo

representa entre el 180 y 250 % del caudal medio, según factor de hora máximo (FHM).

Cálculo del caudal de hora máximo

$$Q_{hm} = FHM * Q_m$$

Donde:

Q_{hm} = caudal hora máxima

FHM = factor de hora máxima

Q_m = caudal medio

$$Q_{hm} = 1,8 * 5,72$$

$$Q_{hm} = 10,29 \text{ lit/s}$$

Tabla VIII. **Resumen por línea de distribución**

Distribución	Población (Hab)	Qm (lit/s)	Qhm (lit/s)
Núm. 1	704	0,67	1,20
Núm. 2	3 522	3,33	5,99
Núm. 3	1 821	1,72	3,10
Total	6 047	5,72	10,29

Fuente: elaboración propia.

2.11. Diseño hidráulico

Para calcular el diseño hidráulico se contó con el caudal de bombeo, cálculo de diámetro, entre otros.

2.11.1. Caudal de bombeo

Debido a las condiciones topográficas de la región, es indispensable el diseño por bombeo de la línea de conducción. El caudal de bombeo se determina por el caudal de día máximo y el tiempo de bombeo se define en base en el aforo del manantial y el criterio de consumo de energía eléctrica. Para este caso se calculó un caudal de aforo de 7,6 lit/s y se determinó un tiempo de bombeo de 15 horas. Esto se debe a que el caudal de día máximo se aproxima al caudal de aforo; entonces es necesario un tiempo de bombeo más extenso que no incremente el costo de energía eléctrica.

Cálculo del caudal de bombeo

$$Q_b = \frac{Q_{dm} * 24}{t_b}$$

Donde:

Q_b = caudal de bombeo

Q_{dm} = caudal de día máximo

t_b = tiempo de bombeo

$$Q_b = \frac{6,86 * 24}{15}$$

$$Q_b = 10,98 \text{ lit/s}$$

2.11.2. Cálculo del diámetro

La determinación del diámetro económico en sistemas por bombeo es uno de los factores más importantes debido a la inversión que tendrá que realizarse. Se desarrolló un análisis de costo mensual donde se comparen los costos por tubería y de energía eléctrica para el periodo de diseño definido.

Cálculo del rango de diámetros:

Basados en los rangos de velocidades permitidos 0,6 m/s mínimo y 2 m/s máximo; y usando la fórmula derivada de continuidad ($Q=VA$).

$$\emptyset (V) = \sqrt{\frac{1\ 974 * Q_b}{V}}$$

Donde:

- \emptyset = diámetro de tubería
- V = velocidad del flujo de agua
- Q_b = caudal de bombeo

$$\emptyset(0,6 \text{ m/s}) = \sqrt{\frac{1\ 974 * 10,98}{0,6}}$$

$$\emptyset(0,6 \text{ m/s}) = 6 \text{ in}$$

$$\emptyset(2,0 \text{ m/s}) = \sqrt{\frac{1\ 974 * 10,98}{2}}$$

$$\emptyset(2,0 \text{ m/s}) = 4 \text{ in}$$

2.11.3. Costo de bombeo

Para definir el costo de bombeo, se tomarán en cuenta los 2 diámetros propuestos y se calcularán las pérdidas en las tuberías y el consumo de energía eléctrica.

Cálculo de las pérdidas de carga por kilómetro:

Basados en la fórmula experimental de Hazen ε Williams.

$$h_f = \frac{1\,743\,811 * L * Q_b^{1,85}}{C^{1,85} * \emptyset^{4,87}}$$

Donde:

- h_f = pérdida en tubería
- L = longitud de tubería
- Q_b = caudal de bombeo
- C = coeficiente de rugosidad
- \emptyset = diámetro de tubería

$$h_f (6 \text{ in}) = \frac{1\,743\,811 * 1\,000 * 10,98^{1,85}}{100^{1,85} * 6^{4,87}}$$

$$h_f (6 \text{ in}) = 4,75 \text{ m/Km}$$

$$h_f (4 \text{ in}) = \frac{1\,743\,811 * 1\,000 * 10,98^{1,85}}{100^{1,85} * 4^{4,87}}$$

$$h_f (4 \text{ in}) = 34,24 \text{ m/Km}$$

Cálculo de las potencias para el consumo de energía eléctrica:

Basados en la fórmula de potencia se tiene:

$$\text{Pot} = \frac{H_f * Q_b}{76 * e}$$

Donde:

Pot = potencia

H_f = pérdida en tubería

Q_b = caudal de bombeo

e = eficiencia de la bomba

$$\text{Pot}(6 \text{ in}) = \frac{4,75 * 10,98}{76 * 0,60}$$

$$\text{Pot}(6 \text{ in}) = 1,144 \text{ HP} \quad \text{por } 0,746 \text{ KW/HP}$$

$$\text{Pot}(6 \text{ in}) = 0,85 \text{ KW}$$

$$\text{Pot}(4 \text{ in}) = \frac{34,24 * 10,98}{76 * 0,60}$$

$$\text{Pot}(4 \text{ in}) = 8,24 \text{ HP} \quad \text{por } 0,746 \text{ KW/HP}$$

$$\text{Pot}(6 \text{ in}) = 6,14 \text{ KW}$$

Cálculo del costo de bombeo por mes

Tomando en cuenta un precio de Q. 2,00 el KWH en 30 días se tiene:

$$C_t = \text{Pot} * t_b * \text{Pr}$$

Donde:

Ct = costo por kilómetro por mes

Pot = potencia

t_b = tiempo de bombeo al mes

Pr = precio energía eléctrica

$$Ct(6 \text{ in}) = 0,85 * 15 * 30 * Q. 2,00$$

$$Ct(6 \text{ in}) = Q. 768,23 \text{ Km/mes}$$

$$Ct(4 \text{ in}) = 6,14 * 15 * 30 * Q. 2,00$$

$$Ct(4 \text{ in}) = Q. 5534,18 \text{ Km/mes}$$

2.11.4. Costos de tubería

El costo de longitud de tubería se define por medio de una cotización de precios por kilómetro y se proyecta mensualmente a través de una amortización donde se integra una tasa de interés a un plazo determinado en meses.

- Cálculo de la amortización

Basados en la fórmula de amortización mensual para una tasa de interés de 20 % anual y un periodo de diseño de 10 años.

$$A = \frac{i * (i + 1)^n}{(i + 1)^n - 1}$$

Donde:

- A = amortización
i = tasa de interés
n = tiempo en meses

$$A = \frac{0,0166 * (0,0166 + 1)^{120}}{(0,0166 + 1)^{120} - 1}$$

$$A = 0,0193$$

- Cálculo del costo de longitud de tubería:

Basados en los precios de tubos de 6 metros de HG (tipo liviano) de 4 y 6 pulgadas.

$$Ct = Pr * 1000 * A$$

Donde:

- Ct = costo de tubería por km por mes
Pr = precio del tubo por metro
A = amortización

$$Ct(6 \text{ in}) = \left(\frac{Q.2 \ 125,00}{6} \right) * 1 \ 000 * 0,0193$$

$$Ct(6 \text{ in}) = Q. \ 6 \ 844,47 \text{ Km/mes}$$

$$Ct(4 \text{ in}) = \left(\frac{Q \cdot 909,72}{6} \right) * 1\,000 * 0,0193$$

$$Ct(4 \text{ in}) = Q \cdot 2\,930,14 \text{ Km/mes}$$

2.11.5. Balance de costos

Se hace una integración de costos tanto de bombeo como de longitud de tubería sumando sus proyecciones mensuales por kilómetro.

Tabla IX. **Balance de costos por kilómetro por mes**

Diámetro Ø(in)	Costo bombeo	Costo tubería	Total (Q./Km/mes)
6	768,23	6844,47	7612,70
4	5534,18	2930,14	8464,33

Fuente: elaboración propia.

Se concluye que el diámetro a utilizar, por ser el más económico durante todo el período de diseño es de 6 pulgadas.

2.11.6. Cálculo de la carga dinámica total

Para el cálculo de la carga dinámica total es necesario habiendo definido el diámetro óptimo, determinar cada una de las cargas involucradas en la línea de impulsión.

$$CT = h_i + h_s + h_{fi} + h_{fs} + h_m + V^2/2g$$

Donde:

h_i = altura de impulsión

- h_s = altura de succión
- h_{fi} = pérdida de carga en línea de impulsión
- h_{fs} = pérdida de carga en línea de succión
- h_m = pérdidas menores
- $V^2/2g$ = carga de velocidad

- Cálculo de la altura de impulsión:

Se define por la diferencia entre la cota del tanque de almacenamiento y la cota de la bomba.

$$h_i = C. T. - C. B. + Tse$$

Donde:

- C. T. = cota del tanque de almacenamiento
- C. B. = cota de la bomba
- Tse = tanque semienterrado

$$h_i = 731\,921 - 497\,897 + 1$$

$$h_i = 235\,024 \text{ m}$$

- Cálculo de la altura de succión

Se define por la altura desde el tanque de succión hasta la bomba
 $h_s = 2,80 \text{ m}.$

- Cálculo de la pérdida de carga en línea de impulsión:

Basados en la fórmula experimental de Hazen ε Williams.

$$h_{fi} = \frac{1743,811 * L * Qb^{1,85}}{C^{1,85} * \emptyset^{4,87}}$$

Donde:

h_{fi} = pérdida en tubería de impulsión

L = longitud de tubería

Q_b = caudal de bombeo

C = coeficiente de rugosidad

\emptyset = diámetro de tubería

$$h_{fi} = \frac{1\ 743\ 811 * 2\ 058 * 1,05 * 10,98^{1,85}}{100^{1,85} * 6^{4,87}}$$

$$h_{fi} = 10,27\ m$$

- Cálculo de la pérdida de carga en línea de succión:

Basados en la fórmula experimental de Hazen ε Williams se tiene:

$$h_{fs} = \frac{1\ 743\ 811 * L * Qb^{1,85}}{C^{1,85} * \emptyset^{4,87}}$$

$$h_{fs} = \frac{1\ 743\ 811 * 2,8 * 1,05 * 10,98^{1,85}}{150^{1,85} * 6^{4,87}}$$

$$h_{fs} = 0,006\ m$$

- Cálculo de las pérdidas menores

Se estima un 10 % de las pérdidas en la línea de impulsión:

$$h_m = 0,10 * h_{fi}$$

$$h_m = 0,10 * 10,27$$

$$h_m = 1,027 \text{ m}$$

- Cálculo de la carga de velocidad:

Depende de la velocidad del agua y la gravedad y está dada por

$V^2/2g$, donde V se despeja de la fórmula de continuidad $Q = AV$.

$$V = \frac{1\,974 * Q_b}{\emptyset^2}$$

Donde:

V = velocidad del agua

g = gravedad

Q_b = caudal de bombeo

\emptyset = diámetro de tubería

$$V = \frac{1\,974 * 10,98}{6^2}$$

$$V = 0,602 \text{ m/s}$$

$$V^2/2g = \frac{0,602^2}{2 * 9,81}$$

$$V^2/2g = 0,018 \text{ m}$$

- Cálculo de la carga total dinámica

$$CT = h_i + h_s + h_{fi} + h_{fs} + V^2/2g$$

$$CT = 235,024 + 2,8 + 10,27 + 0,006 + 0,018$$

$$CT = 249,15 \text{ m}$$

2.11.7. Cálculo de potencia del equipo de bombeo

El cálculo de la potencia viene definido por la carga total, el caudal de bombeo y la eficiencia de la bomba.

- Cálculo de la potencia

Basados en la fórmula de potencia.

$$Pot = \frac{CT * Q_b}{76 * e}$$

Donde:

Pot = potencia de la bomba

CT = carga total dinámica

Q_b = caudal de bombeo

e = eficiencia de la bomba

$$Pot = \frac{249,15 * 10,98}{76 * 0,60}$$

$$Pot = 59,98 \text{ HP}$$

Aproximadamente una bomba de 60 HP

2.11.8. Especificaciones del equipo de bombeo

Las especificaciones del equipo cotizado se encuentran en el apéndice 1.

2.11.9. Verificación del golpe de ariete

El golpe de ariete se produce al cierre instantáneo de una válvula o cese de la energía de suministro a la bomba. Es la sobrepresión ΔP que se calcula mediante la velocidad del agua y la velocidad de onda de la presión (celeridad).

- Cálculo de la celeridad

Esta se define por las propiedades mecánicas tanto del agua como del material de la tubería.

$$\alpha = \frac{1420}{\sqrt{1 + \frac{K}{E} + \frac{Di}{e}}}$$

Donde:

α = celeridad

K = módulo de elasticidad volumétrica del agua
(20 700 Kg/cm²)

E = módulo de elasticidad de la tubería
PVC 30 000 Kg/cm²
HG 2 050 000 Kg/cm²

Di = diámetro interno de la tubería [mm]

e = espesor de la tubería [mm]

$$\alpha = \frac{1\,420}{\sqrt{1 + \frac{20\,700}{2\,050\,000} + \frac{154\,051}{3,6}}}$$

$$\alpha = 214,56 \text{ m/s}$$

- Cálculo de la velocidad

$$V = \frac{1,974 * Q_b}{D_i^2}$$

Donde:

V = velocidad del agua

Q_b = caudal de bombeo

D_i = diámetro interno de la tubería

$$V = \frac{1\,974 * 10,98}{6,065^2}$$

$$V = 0,589 \text{ m/s}$$

- Cálculo de la sobrepresión

$$\Delta P = \frac{\alpha * V}{g^2}$$

Donde:

ΔP = sobrepresión

α = celeridad

V = velocidad

g = gravedad

$$\Delta P = \frac{214,56 * 0,589}{9,81^2}$$

$$\Delta P = 12,88 \text{ m}$$

- Verificación del golpe de ariete

Esta se hace mediante la comparación de la presión total producida por el cierre de válvula o cese de energía y la presión soporte de la tubería.

$$h_i + \Delta P < \text{presión soporte tubería}$$

$$235,024 + 12,88 < 700\text{PSI} * 0,7$$

$$247,91 \text{ mca} < 490 \text{ mca}$$

Si soporta la presión.

2.11.10. Volumen del tanque de almacenamiento

Según las normas en sistemas por bombeo a poblaciones mayores de 1 000 habitantes el volumen de almacenamiento del tanque debe considerarse como el 40 % del caudal medio diario (Q_m), sin considerar reservas para eventualidades. Considerando un 10 % como reserva se tiene un total de 50 %.

- Cálculo del volumen de almacenamiento ($\text{m}^3/\text{día}$)

$$\text{Vol} = \frac{F * Q_m * 86\ 400}{1\ 000}$$

Donde:

Vol = volumen

F = factor de almacenamiento

Q_m = caudal medio

$$\text{Vol} = \frac{0,5 * 5,72 * 86\ 400}{1\ 000}$$

$$\text{Vol} = 247,02 \text{ m}^3/\text{día}$$

El volumen será de 250 metros cúbicos distribuido en 2 tanques de 125 metros cúbicos cada uno. Los tanques estarán ubicados en la estación E-49 con una cota de 731 921 metros y un caminamiento de 2 058,33 metros.

2.11.11. Cálculo de redes de distribución

Para el diseño de la red de distribución se utilizó el método de ramales abiertos debido a la dispersión de las casas. El diseño se hizo en tres redes de distribución independientes, las cuales abastecen las nueve comunidades. El tramo que se diseñará será de la estación E-49 (0+000) hasta la estación D2-4 (0+150), este tramo es el primero de la segunda red.

Para el cálculo se utilizarán los siguientes datos:

Cota E-49	731,92	(sección 2.6)
Cota D2-4	689,56	(sección 2.6)
L Tub	150,32 m	
Viviendas	325 casas	
Habitantes	3 522 habitantes	(sección 2.9.2)

Dotación	80 lit/hab/día	(sección 2.10)
Q _{hm} = Q diseño	5,99 lit/s	(sección 2.10.1.6)

Cálculo del diámetro de tubería:

Despejando de la fórmula experimental de Hazen ε Williams.

$$\emptyset = \left(\frac{1\,743\,811 * L * Q_{hm}^{1,85}}{C^{1,85} * (C_{t1} - C_{t2})} \right)^{\frac{1}{4,87}}$$

Donde:

- ∅ = diámetro de tubería
- L = longitud de tubería
- Q_{hm} = caudal de hora máxima
- C = coeficiente de rugosidad
- C_t = cota de terreno

$$\emptyset = \left(\frac{1\,743\,811 * 150,32 * 5,99^{1,85}}{150^{1,85} * (731,92 - 689,56)} \right)^{\frac{1}{4,87}}$$

$$\emptyset = 1,77 \text{ in}$$

Se usará ∅ = 2 ½ pulgadas debido a que el siguiente tramo demanda un diámetro de 2 ½ pulgadas.

Tabla X. Tabulación diámetro de diseño

Tramo		Cota terreno		L Tub	φ "	TIPO	Q diseño	v	hf real	H Estát.	Cota Piezo. (m.c.a)	
De	A	Co	Cf	(m)	(in)	PSI	l/s	m/s	m.c.a	m	Co. Din.	Presión
TANQ	4	731,92	689,56	150,32	2 1/2		5,99					
4	5	689,56	683,05	57,58	2 1/2		5,85					

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de la pérdida real en la tubería

De la fórmula experimental de Hazen ε William, usando diámetros reales.

$$h_{fr} = \frac{1\,743\,811 * L * Q_{hm}^{1,85}}{C^{1,85} * \emptyset^{4,87}}$$

Donde:

- h_{fr} = pérdida real en tubería
- L = longitud de tubería
- Q_{hm} = caudal de hora máxima
- C = coeficiente de rugosidad
- \emptyset = diámetro real de tubería

$$h_{fr} = \frac{1\,743\,811 * 150,32 * 5,99^{1,85}}{150^{1,85} * 2,655^{4,87}}$$

$$h_{fr} = 5,84 \text{ mca}$$

Tabla XI. Tabulación pérdida real en tubería

Tramo		Cota terreno		L Tub	φ "	TIPO	Q diseño	v	hfreal	H Estát.	Cota Piezo. (mca)	
De	A	Co	Cf	(m)	(in)	PSI	lit/s	m/s	mca	m	Co. Din.	Presión
TANQ	4	731,921	689,56	150,32	2 1/2		5,99		5,84			
4	5	689,56	683,05	57,58	2 1/2		5,85		2,24			

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de la velocidad del agua

De la fórmula de continuidad tenemos:

$$V = \frac{Q_{hm}}{A}$$

Donde:

V = velocidad del agua

Q_{hm} = caudal hora máxima

A = área interna de tubería

$$V = \frac{\frac{5,99}{1\ 000}}{\pi * \left(\frac{2\ 655 * 2,54}{2 * 100}\right)^2}$$

$$V = 1,68 \text{ m/s}$$

Tabla XII. **Tabulación de la velocidad del agua**

Tramo		Cota terreno		L Tub	ϕ "	TIPO	Q diseño	v	hf real	H Estát.	Cota Piezo. (mca)	
De	A	Co	Cf	(m)	(in)	PSI	lit/s	m/s	mca	m	Co. Din.	Presión
TANQ	4	731,921	689,56	150,32	2 1/2		5,99	1,68	5,84			
4	5	689,56	683,05	57,58	2 1/2		5,85	1,64	2,24			

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de la presión estática

Se calcula desde el tanque de salida o caja rompe presión.

$$H_e = C_o - C_f$$

Donde:

H_e = presión estática

C_o = cota inicial

C_f = cota final

$$H_e = 731,92 - 689,56$$

$$H_e = 42,36 \text{ m}$$

Tabla XIII. Tabulación de la presión estática

Tramo		Cota terreno		L Tub	φ "	TIPO	Q diseño	v	hf real	H Estát.	Cota Piezo. (mca)	
De	A	Co	Cf	(m)	(in)	PSI	lit/s	m/s	mca	m	Co. Din.	Presión
TANQ	4	731,921	689,56	150,32	2 1/2		5,99	1,68	5,84	42,36		
4	5	689,56	683,05	57,58	2 1/2		5,85	1,64	2,24	48,87		

Fuente: elaboración propia.

Verificación de la presión soporte de la tubería.

$$0,70 * Pt > H_e$$

Donde:

Pt = presión soporte de tubería

H_e = presión estática

$$0,70 * 160 > 42,36$$

$$112 \text{ mca} > 42,36 \text{ mca}$$

Si soporta la presión.

Tabla XIV. Tabulación de la presión soporte de la tubería

Tramo		Cota terreno		L Tub	φ "	TIPO	Q diseño	v	hf real	H Estát.	Cota Piezo. (mca)	
De	A	Co	Cf	(m)	(in)	PSI	lit/s	m/s	mca	m	Co. Din.	Presión
TANQ	4	731,921	689,56	150,32	2 1/2	160	5,99	1,68	5,84	42,36		
4	5	689,56	683,05	57,58	2 1/2	160	5,85	1,64	2,24	48,87		

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de la cota dinámica

Se calcula desde la cota dinámica anterior o cota inicial (C_o) de presión o puede ser desde una caja rompedora.

$$C_d = C_o - h_{fr}$$

Donde:

C_d = cota dinámica

C_o = cota inicial

h_{fr} = pérdida de carga real en tubería

$$C_d = 731,92 - 5,84$$

$$C_d = 726,08 \text{ mca}$$

Tabla XV. Tabulación de la cota dinámica

Tramo		Cota terreno		L Tub	ϕ "	TIPO	Q diseño	v	hf real	H Estát.	Cota Piezo. (mca)	
De	A	Co	Cf	(m)	(in)	PSI	lit/s	m/s	mca	m	Co. Din.	Presión
TANQ	4	731,921	689,56	150,32	2 1/2	160	5,99	1,68	5,84	42,36	726,08	
4	5	689,56	683,05	57,58	2 1/2	160	5,85	1,64	2,24	48,87	723,84	

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de la presión dinámica

$$P_d = C_d - C_f$$

Donde:

P_d = presión dinámica

C_d = cota dinámica

C_f = cota inicial

$$P_d = 726,08 - 689,56$$

$$P_d = 36,52 \text{ mca}$$

Tabla XVI. **Tabulación de la presión dinámica**

Tramo		Cota terreno		L Tub	ϕ "	TIPO	Q diseño	v	hf real	H Estát.	Cota Piezo. (mca)		
De	A	Co	Cf	(m)	(in)	PSI	lit/s	m/s	mca	m	Co. Din.	Presión	
TANQ	4	731,921	689,56	150,32	2 1/2	160	5,99	1,68	5,84	42,36	726,08	36,52	
	4	5	689,56	683,05	57,58	2 1/2	160	5,85	1,64	2,24	48,87	723,84	40,79

Fuente: elaboración propia.

Debido a la topografía del terreno se fijó un límite de entre 10,00 y 60,00 mca para la presión dinámica. El análisis hidráulico de las 3 redes se encuentra en el apéndice 2. Asimismo, se verificó la presión en las 558 casas totales.

2.12. Obras hidráulicas, válvulas y otros

2.12.1. Tanque captación

Es la estructura que se hace con el fin de coleccionar el agua de la fuente. Este consiste en un muro de contención y varias capas filtrantes que evitan la captación de mucha materia orgánica e inorgánica. Esta se construirá en el nacimiento que está ubicado en la estación E-0, radiación NAC. La estructura de captación y sus especificaciones se encuentra en los planos (ver apéndice 6).

2.12.2. Tanque de succión

Surge la necesidad de un tanque de succión de mayor capacidad debido al ajustado caudal de aforo y la cantidad de tiempo de bombeo que no incrementa mucho los costos de energía. Esto implica que hay que bombear un caudal mayor al caudal de aforo.

La tabla XVII representa la cantidad de agua que da la fuente y la cantidad de agua que se requiere bombear. Con base en estos datos se diseñó el volumen del tanque de succión.

Tabla XVII. **Volumen del tanque de succión**

Caudal de la fuente			7,6 lit/s
Caudal de bombeo			10,98 lit/s
Horas	A	B	A-B
	Volumen de la fuente (m ³)	Volumen de demanda (m ³)	
1	27,36	0	0
2	27,36	0	0
3	27,36	0	0
4	27,36	0	0
5	27,36	39,52	-12,16
6	27,36	39,52	-12,16
7	27,36	39,52	-12,16
8	27,36	39,52	-12,16
9	27,36	39,52	-12,16
10	27,36	39,52	-12,16
11	27,36	39,52	-12,16
12	27,36	39,52	-12,16
13	27,36	39,52	-12,16
14	27,36	39,52	-12,16
15	27,36	39,52	-12,16
16	27,36	39,52	-12,16
17	27,36	39,52	-12,16
18	27,36	39,52	-12,16
19	27,36	39,52	-12,16
20	27,36	0	0
21	27,36	0	0
22	27,36	0	0
23	27,36	0	0
24	27,36	0	0

Fuente: elaboración propia.

Como se puede observar se necesita bombear $39,52 \text{ m}^3/\text{h}$, la bomba funcionará 15 horas diarias, si se multiplican $39,52 \text{ m}^3/\text{h}$ por 15 horas resulta $592,85 \text{ m}^3$, que en apariencia se deberían almacenar. Pero la fuente va a proporcionar permanentemente $27,36 \text{ m}^3/\text{hora}$; es decir que en realidad lo que se necesita almacenar es $12,16 \text{ m}^3/\text{hora}$ para que cuando la bomba necesite funcionar siempre se cuente con agua en el tanque. Multiplicando $12,16 \text{ m}^3/\text{hora}$ por las 15 horas de bombeo tenemos $182,45 \text{ m}^3$.

En conclusión al menos esta cantidad de agua se debe de almacenar de ahí que el tanque de succión será de 183 m^3 .

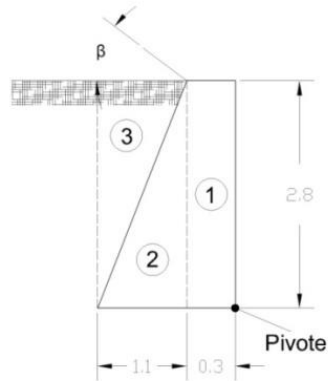
El tanque se hará de concreto ciclópeo se integra por piedra bola y una mezcla de mortero. El tanque enterrado se diseñó con el método de muros por gravedad, dicho método se describe en la sección 2.12.3.

La estabilidad de los muros depende de su propio peso. Su cubierta consistirá en dos losas unidas por un muro y una viga central estructuralmente diseñados. Las especificaciones y detalles del tanque se pueden consultar en los planos (ver apéndice 6).

2.12.3. Tanque de almacenamiento

En la sección 2.11.10 se definió el volumen de los dos tanques de almacenamiento el cual será de 125 m^3 cada uno. Los tanques se harán de concreto ciclópeo y se diseñarán con el método de muros por gravedad, (ver figura 2).

Figura 2 Secciones del muro de contención



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCad 2015.

- Cálculo de los parámetros iniciales

$$\text{Cof} = 0,9 * \text{Tan } \Phi$$

$$K_a = \cos \beta * \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \Phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \Phi}}$$

$$K_p = \frac{1}{K_a}$$

Donde:

δ_c = peso volumétrico del concreto (2 000 Kg/m³)

δ_a = peso volumétrico del agua (1 000 Kg/m³)

δ_t = peso volumétrico de la tierra (1 100 Kg/m³)

q = carga soporte del suelo (20 ton/m²)

β = ángulo de inclinación (0°)

Φ = ángulo de ranking (32°)

Cof = coeficiente de fricción

K_a = coeficiente de fuerza activa

K_p = coeficiente de fuerza pasiva

$$\text{Cof} = 0,9 * \text{Tan } 34^\circ$$

$$\text{Cof} = 0,607$$

$$K_a = \cos 0 * \frac{\cos 0 - \sqrt{\cos^2 0 - \cos^2 32^\circ}}{\cos 0 + \sqrt{\cos^2 0 - \cos^2 32^\circ}} \quad K_p = \frac{1}{0,307}$$

$$K_a = 0,307$$

$$K_p = 2,355$$

- Verificación del volteo

Se calculan los momentos individuales de cada figura respecto al punto de pivote (ver figura 2). Luego se compara con el momento debido al empuje de la tierra.

$$W = A * L * \delta$$

$$X = \frac{b}{2}$$

$$M_r = W * X$$

Donde:

M_r = momento resultante

W = peso

δ_c = peso volumétrico del concreto

A = área transversal

X = centroide

L = longitud de sección

$$W1 = (0,3 * 2,8) * 1 * 2000$$

$$X1 = \frac{0,3}{2}$$

$$W1 = 1\,680 \text{ Kg}$$

$$X1 = 0,15 \text{ m}$$

$$M_r = 1\,680 * 0,15$$

$$M_r = 252 \text{ kg}_m$$

Tabla XVIII. **Momento resultante**

Figura	A (W) kg	(X) m	Mr Kg-m
1	1 680	0,15	252
2	3 080	0,67	2 053,33
3	1 694	1,03	1 750,47
Σ	6 454	1,85	4 055,80

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de la presión activa y momento debido al empuje de la tierra

$$P_a = \frac{\delta_t * H^2 * L * K_a}{2}$$

$$M_v = \frac{P_a * H}{3}$$

$$\frac{M_r}{M_v} \geq 1,5$$

Donde:

P_a = presión activa

H = altura de presión

δ_t = peso volumétrico de la tierra

K_a = coeficiente de fuerza activa

L = longitud transversal

M_v = momento debido al empuje de la tierra

$$P_a = \frac{1\,100 * 2,38^2 * 1 * 0,307}{2}$$

$$P_a = 1\,324,90 \text{ Kg}$$

$$M_v = \frac{1\,324,90 * 2,8}{3} \qquad \frac{4\,055,80}{1\,236,57} \geq 1,5$$

$$M_v = 1\,236,87 \text{ kg m} \qquad 3,28 \geq 1,5$$

Si soporta el volteo.

- Verificación del deslizamiento

Se calcula la fuerza de fricción y luego se compara con la fuerza de empuje de la tierra.

$$F_{fr} = Cof * W_t \qquad \frac{F_{fr}}{P_a} \geq 1,5$$

Donde:

F_{fr} = fuerza de fricción

Cof = coeficiente de fricción

W_t = peso total

$$F_{fr} = 0,607 * 6454 \qquad \frac{3\,917,95}{1\,324,90} \geq 1,5$$

$$F_{fr} = 3\,917,95 \text{ Kg} \qquad 2,96 \geq 1,5$$

Si soporta el deslizamiento.

Verificación del soporte del suelo:

Se calcula la presión actuante y se compara con la capacidad soporte del suelo.

$$X = \frac{M_r - M_v}{W_t}$$

$$e = \left| X - \frac{B}{2} \right|$$

$$f_s = \frac{W_t}{BL} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$\frac{q}{f_s} \geq 1$$

Donde:

- f_s = fuerza actuante
- Cof = coeficiente de fricción
- W_t = peso total
- q = capacidad soporte del suelo
- X = centroide
- e = excentricidad
- B = base del elemento
- L = longitud del elemento

$$X = \frac{4\,055,8 - 1\,236,57}{6\,454}$$

$$X = 0,437 \text{ m}$$

$$e = \left| 0,437 - \frac{1,4}{2} \right|$$

$$e = 0,263 \text{ m}$$

$$f_s = \frac{6\,454}{1,4 * 1} \left(1 + \frac{6 * 0,263}{1,4} \right)$$

$$f_s = 9\,809,71 \text{ Kg/m}^2$$

$$\frac{20}{9,81} \geq 1$$

$$2,04 \geq 1$$

$$f_s = 9,81 \text{ Ton/m}^2$$

Sí soporta.

La estabilidad de los muros depende de su propio peso, su cubierta consistirá en dos losas unidas por una viga central estructuralmente diseñadas y las especificaciones y detalles de los tanques se pueden consultar en los planos (ver apéndice 6).

2.12.4. Válvulas

Al transportar el agua en las tuberías en las partes altas se forman bolsas de aire para las cuales se colocarán válvulas de aire. De igual forma en las partes bajas se prevé la acumulación de sedimentos colocando válvulas de limpieza.

2.12.5. Pasos de zanjón y aéreos

Muchos obstáculos naturales hay que limitan el paso de las líneas hidráulicas, obstáculos como ríos, riachuelos, zanjones, barrancos, entre otros. A estos el diseñador debe de ajustarse buscando soluciones viables por medio de estructuras resistentes como lo son: los pasos de zanjón y los pasos aéreos. Las especificaciones se dan a conocer en los planos (ver apéndice 6).

2.13. Desinfección

Para que el agua sea apta para el consumo es necesaria la destrucción de agentes infecciosos.

El producto que se aplicará es el cloro en forma de hipoclorito de calcio ($\text{Ca}(\text{ClO})_2$), su aplicación deberá de ser automático y deberá permitir el flujo de agua a través de las tabletas de hipoclorito para formar la solución.

Según la Norma Coguanor 29001 como tratamiento preventivo, la cantidad mínima de cloro que se deberá aplicar al agua es de 2 ppm es decir, 2 gramos por cada metro cúbico.

Para calcular la cantidad de cloro al mes se toma en cuenta la cantidad de agua al mes a tratar que es de 17 785,50 m³ (592,85 m³/día por 30 días ver sección 2.12.2); se multiplica 17 785,50 por 2 gramos; entonces se necesitan 35 571,00 gramos, ó 35,57 litros al mes.

2.14. Elaboración de planos

En los planos constructivos se contemplan las plantas, perfiles, detalles y especificaciones (ver apéndice 6).

2.15. Programa de operación y mantenimiento

El mantenimiento de un sistema de agua potable comprende una serie de acciones que se realizan con el objeto de prever daños o perjuicios en la red, obras hidráulicas, equipos o para reparar los mismos cuando ya se ha producido, a lo que comúnmente se llama prevención y corrección.

Para prestar este servicio de mantenimiento en el sistema de agua potable, es necesario contar con uno o varios fontaneros que deberán ser pagados con los fondos obtenidos de la tarifa mensual, los cuales servirán también para costear gastos de herramientas materiales y transporte.

Las tareas a realizar serán velar por el funcionamiento correcto, detección de fugas, limpieza del sistema, válvulas, tanques, cajas, revisión del hipoclorador, dosificación de cloro, operación del sistema de bombeo y reparación de tuberías.

2.16. Presupuesto

Se elaboró el presupuesto tomando en cuenta los costos unitarios de materiales para la obra gris, que incluye estructuras, refuerzos, acabados y para las instalaciones hidráulicas, que incluye tuberías y accesorios; asimismo se enumeraran los costos de mano de obra para cada tarea, (ver apéndice 3). Luego en una integración de costos por renglón se incluyeron los porcentajes de ayudante, las prestaciones y los costos indirectos, con lo cual se obtuvo los precios finales los cuales se resumen en el detalle general (ver apéndice 3).

2.17. Propuesta de tarifa de servicio

En el análisis tarifario se contemplarán los gastos de mantenimiento, de operación, el pago de fontaneros, un tesorero, gastos de cloro, costo mensual de bombeo y costo mensual para adquirir una nueva bomba después de la vida útil de la primera; todo se detalla en la tabla XIX.

Tabla XIX. **Análisis tarifario**

ANÁLISIS TARIFARIO			
Número de conexiones		558 conexiones	
Longitud de impulsión		2 058 metros	
Población de diseño		6 047 habitantes	
Costo de cloro mensual		300 quetzales	
Componente	Salario / día	Día / mes	Costo / mes
4 Fontaneros	240,00	10	2 400,00
Tesorero	100,00	1	100,00
Gastos de operación			300,00
Costo de bombeo			1 581,00
Mantenimiento			3 000,00
Costo de la bomba			735,75
Total			Q 8 134,75
Total amortizado (10 años 20 %)			18 865,30
Tarifa (558 conexiones)			33,81
Tarifa fija a 10 años (mensual)			35,00

Fuente: elaboración propia.

2.18. Cronograma de ejecución

Se describen las actividades a realizar con base en los renglones presupuestados y en función del tiempo. La ejecución de las tareas se traza con base en los rendimientos de mano de obra de cada renglón; existen tareas que dependen entre sí, otras que se pueden realizar simultáneamente. Toda tarea está sujeta a retrasos por diferentes circunstancias, para lo cual se debe incluir un margen flexible que permita visualizar tiempos reales. La programación de tareas simultáneas va a depender del criterio del planificador y el recurso humano disponible. Para el proyecto se propone el siguiente cronograma (ver tabla XX).

Tabla XX. Cronograma de ejecución

DESCRIPCION	1er Mes	2do Mes	3er Mes	4to Mes	5to Mes	6to Mes	7mo Mes	8vo Mes
Línea de Conducción								
Construcción de tanque de captación	█	█						
Construcción Tanque de succión 185 m ³	█	█	█					
Instalación eléctrica de bombeo		█						
Instalación de bombeo			█					
Zanqueo Línea de impulsión $\phi = 6''$ 700 Psi ,HG				█	█			
Instalación Línea de impulsión $\phi = 6''$ 700 Psi ,HG				█	█	█		
relleno Línea de impulsión $\phi = 6''$ 700 Psi ,HG					█	█	█	
Línea de Distribución								
Construcción Tanque de Abastecimiento 237 m ³	█	█	█					
Zanqueo Línea de Distribución 1				█	█			
Instalación Línea de Distribución 1				█	█			
relleno Línea dedistribución 1					█			
Zanqueo Línea de Distribución 2				█	█			
Instalación Línea de Distribución 2				█	█			
relleno Línea dedistribución 2					█			
Zanqueo Línea de Distribución 3				█	█			
Instalación Línea de Distribución 3				█	█			
relleno Línea dedistribución 3					█			
Conexiones Domiciliares							█	█
Varios								
Cajas Rompepresión	█	█	█					
paso de zanjon tipo A				█	█			
paso de zanjon tipo B				█	█			
paso de zanjon tipo C (QUEBRADAS)				█	█			

Fuente: elaboración propia.

2.19. Evaluación socioeconómica

2.19.1. Valor presente neto

El VPN se calcula a partir del flujo de caja anual, trasladando todas las cantidades futuras al presente. La Municipalidad de Cunén en gestión con otras entidades pretenden invertir Q.11 211 227,11 en la ejecución del proyecto de abastecimiento de las 9 comunidades que son parte de la Microregión 1, siendo la sede central, la aldea de Chiul. Los gastos por mantenimiento mensual serán de Q.8 134,75 (sección 2.17). Se estima tener ingresos por tarifa de servicio de Q.35,00 mensuales por vivienda.

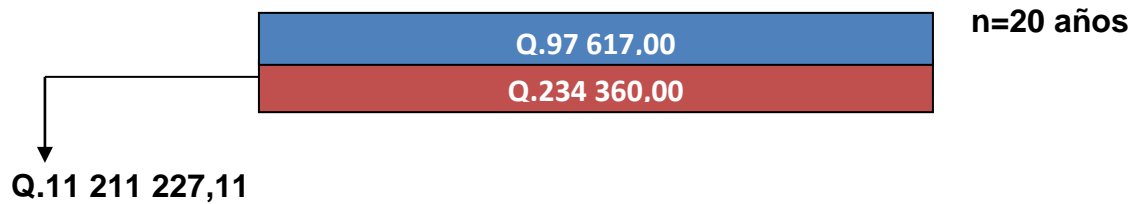
Tabla XXI. **Cálculo de costos e ingresos**

DESCRIPCIÓN	OPERACIÓN	ANUAL Q.
Costo inicial		11 211 227,11
Costos anuales	$(Q.8\ 134,75/\text{mes}) \times 12\ \text{meses}$	97 617,00
Ingresos anuales	$(Q.35,00/\text{viv}) \times (558\ \text{viv}) \times (12\ \text{meses})$	234 360,00

Fuente: elaboración propia.

Se colocan en una línea de tiempo todos los ingresos y egresos y los trasladamos al valor presente neto (VPN), utilizando una tasa de interés del 10 % anual como se muestra en la figura 3.

Figura 3. Diagrama de valor presente neto



Fuente: elaboración propia.

Cálculo del valor presente neto

$$VPN = -I_v + I_n \frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} - G_s \frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n}$$

Donde:

VPN = valor presente neto

I_v = inversión

I_n = ingresos

G_s = gastos

i = tasa de interés anual

n = período en años

$$VPN = -11\,211\,227,11 + 234\,360 \frac{(1+0,1)^{20} - 1}{0,1(1+0,1)^{20}} - 97\,617 \frac{(1+0,1)^{20} - 1}{0,1(1+0,1)^{20}}$$

$$VPN = Q. -10\,047\,056,86$$

Como el valor presente calculado es menor que cero, indica que la inversión no se recupera. Debido a que el proyecto es de ayuda social no se busca recuperar la inversión realizada.

2.19.2. Tasa interna de retorno

Está definida como el promedio geométrico de los rendimientos futuros esperados de dicha inversión, y que implica por cierto el supuesto de una oportunidad para reinvertir. En términos simples es la tasa de interés con la cual el valor presente neto (VPN) es igual a cero. Es un indicador de la rentabilidad de un proyecto a mayor TIR, mayor rentabilidad.

Para encontrar la TIR se necesita encontrar una tasa que dé como resultado un VPN cero o positivo para luego interpolar, como se muestra en la tabla XXII:

Tabla XXII. Valor presente neto

Tasa en porcentaje	VPN
10	-10 047 056,86
20	-10 545 346,16
30	-10 757 815,48
40	-10 869 778,19
50	-10 937 823,35
60	-10 983 340,96
70	-11 015 884,77
-10	-1 331 185,26
-11	330 994,82
-10,81	0

Fuente: elaboración propia.

Se observa que el VPN converge a un número negativo, para lo cual no se encuentra un valor de tasa positiva que produzca una inversión rentable, es necesaria una tasa negativa. Se concluye que por ser un proyecto de apoyo social no se podrá recuperar la inversión.

2.20. Evaluación de impacto ambiental

Se llama evaluación de impacto ambiental al procedimiento técnico-administrativo que sirve para identificar, prevenir e interpretar los impactos ambientales que producirá un proyecto en su entorno en caso de ser ejecutado, todo ello con el fin de que la administración competente pueda aceptarlo, rechazarlo o modificarlo.

Topología del proyecto:

Para la introducción del sistema de agua potable se establecen 558 conexiones con un aproximado de 32 Km de tubería, lo cual implica:

- Movimiento de tierras (corte y relleno)
- Disposición de material excedente
- Construcción de tanques, cajas, pasos aéreos, pasos de zanjón
- Instalación de tuberías, tanto enterradas como superficiales
- Mantenimiento de tanques y tuberías

Impacto que se tendrá en el ambiente producto de la ejecución y operación de la obra, será:

- Una apertura de brecha para la línea de impulsión, la cual será un tubo de HG de 6 pulgadas, el cual quedará expuesto durante los 2 kilómetros.
- El movimiento de tierra en las áreas de los tanques y el zanjeo en toda la red de distribución.
- Almacenamiento del agua que naturalmente beneficia a un grupo minoritario.

Las medidas de mitigación para el impacto ambiental, serán las de:

- Controlar en la ejecución la tala excesiva en el paso de la línea de impulsión.
- Controlar en la ejecución el acarreo de los excedentes de material que provienen de los tanques y zanjas.
- La distribución cuantificada y potabilizada del líquido vital.

3. DISEÑO DE LA CARRETERA DE TERRACERÍA PARA LA ALDEA LAS PALMAS, MUNICIPIO DE SANTA MARÍA CUNÉN, DEPARTAMENTO DE QUICHÉ

3.1. Descripción del proyecto a desarrollar

El proyecto consiste en el diseño de un tramo carretero que conduce a la aldea Las Palmas, municipio de Cunén, Quiché, el cual tiene una longitud de 1 803,00 metros. La población a beneficiar será de 88 habitantes. Técnicamente el proyecto consiste en la medición topográfica, memorias de cálculo, elaboración de planos, presupuestos y cronogramas, tomando en cuenta que el diseño fue de una carretera tipo F, ya que la región en estudio es altamente montañosa, carpeta de rodadura de balasto, ancho de calzada de 5,50 metros y las velocidades de diseño están por debajo de los 30 km/h.

3.2. Especificaciones técnicas

En la Dirección General de Caminos están determinadas las especificaciones para el diseño, planificación y ejecución que permitan cumplir los parámetros ya establecidos.

3.3. Levantamiento topográfico de localización

Se realizó un levantamiento de primer orden de poligonal abierta, donde se tuvo el apoyo de las autoridades comunitarias y un equipo de 5 personas para el trabajo de apertura de brecha, trazo y medición. Se usó un teodolito digital Foif, un trípode de aluminio, una plomada de centro, un estadal de

aluminio de 4,00 metros, una cinta métrica de 50,00 metros, un GPS, brújula, estacas, trompos, clavos, marcadores, pintura roja y una almágana.

Se estableció a cada 20,00 metros estaciones donde se realizaron mediciones taquimétricas para determinar la nivelación paralela a la poligonal con un ancho de 20,00 metros a cada lado. Se debe tomar en cuenta que la ruta está limitada a un derecho de paso específico, donde no se puede hacer una localización preliminar, lo único es una línea central de preliminar.

3.4. Selección de ruta

Como ya se mencionó anteriormente la ruta seleccionada está limitada al derecho de paso y los diferentes accidentes geográficos encontrados en el lugar. Se consideró mantener las pendientes máximas permitidas, 15 %, por lo que a cada 20,00 metros en campo se midió la pendiente para obtener una ruta preliminar casi de localización; también influyó la topografía montañosa.

3.5. Estudio de suelos

Las pruebas de laboratorio realizadas (ver apéndice 1) sirvieron para determinar las condiciones en las que se encuentra el material de suelo, su granulometría, compactación y hacer los ajustes necesarios para su mejora.

3.5.1. Granulometría

Los ensayos de granulometría tienen por finalidad determinar en forma cuantitativa la distribución de las partículas del suelo de acuerdo a su tamaño. La distribución de las partículas con tamaño superior a 0,075 mm se determina mediante tamizado, con una serie de mallas normalizadas. Para partículas

menores que 0.075 mm, su tamaño se determina observando la velocidad de sedimentación de las partículas en una suspensión de densidad y viscosidad conocidas.

El estudio de granulometría tiene como objetivo determinar la función de distribución del diámetro de las partículas del suelo. Para suelos granulares se emplea la serie de tamices graduados de la ASTM siendo el más fino núm. 200.

3.5.2. Límites de atterberg

Los límites se basan en el concepto de que en un suelo de grano fino solo pueden existir 4 estados de consistencia según su humedad, así, un suelo se encuentra en estado sólido, cuando está seco. Al agregársele agua poco a poco va pasando sucesivamente a los estados de semisólido, plástico y finalmente líquido. Los contenidos de humedad en los puntos de transición de un estado al otro son los denominados límites de atterberg.

Los ensayos se realizan en el laboratorio y miden la cohesión del terreno y su contenido de humedad, para ello se forman pequeños cilindros de 3 mm de espesor con el suelo.

Límite líquido: es cuando el suelo pasa de un estado semilíquido a un estado plástico y puede moldearse. Para la determinación de este límite se utiliza la cuchara de casagrande.

Esta propiedad se mide en laboratorio mediante un procedimiento normalizado en que una mezcla de suelo y agua capaz de ser moldeada se deposita en la cuchara de casagrande y se golpea consecutivamente contra la base de la máquina, haciendo girar la manivela, hasta que la zanja que

previamente se ha recortado, se cierra en una longitud de 12 mm (1/2 in). Si el número de golpes para que se cierre la zanja es 25, la humedad del suelo (razón peso de agua/peso de suelo seco) corresponde al límite líquido.

Dado que no siempre es posible que la zanja se cierre en la longitud de 12 mm exactamente con 25 golpes, existen dos métodos para determinar el límite líquido: primero trazar una gráfica con el número de golpes en coordenadas logarítmicas contra el contenido de humedad correspondiente en coordenadas normales e interpolar para la humedad correspondiente a 25 golpes. La humedad obtenida es el límite líquido. Segundo, según el método puntual, multiplicar por un factor (que depende del número de golpes) la humedad obtenida y obtener el límite líquido como el resultado de tal multiplicación.

Límite plástico: es cuando el suelo pasa de un estado plástico a un estado semisólido y se rompe.

Esta propiedad se mide en laboratorio mediante un procedimiento normalizado pero sencillo, consiste en medir el contenido de humedad para el cual no es posible moldear un cilindro de suelo, con un diámetro de 3 mm. Para esto, se realiza una mezcla de agua y suelo, la cual se amasa entre los dedos o entre el dedo índice y una superficie inerte (vidrio), hasta conseguir un cilindro de 3 mm de diámetro. Al llegar a este diámetro, se desarma el cilindro, y vuelve a amasarse hasta lograr nuevamente un cilindro de 3 mm. Esto se realiza consecutivamente hasta que no es posible obtener el cilindro de la dimensión deseada.

Con ese contenido de humedad el suelo se vuelve quebradizo (por pérdida de humedad). Se mide el contenido de humedad, el cual corresponde al

límite plástico. Se recomienda realizar este procedimiento al menos 3 veces para disminuir los errores de interpretación o medición.

3.5.3. Proctor

Este ensayo determinan la máxima densidad que es posible alcanzar para suelos áridos, en unas determinadas condiciones de humedad con la condición de que no tengan excesivo porcentaje de finos, pues la prueba proctor está limitada a los suelos que pasen totalmente por la malla núm. 4, o que tengan un retenido máximo del 10 % en esta malla, pero que pase (dicho retenido) totalmente por la malla 3/8". Cuando el material tenga retenido en la malla 3/8" deberá determinarse la humedad óptima y el peso volumétrico seco máximo con la prueba de proctor estándar.

El ensayo consiste en compactar una porción de suelo en un cilindro con volumen conocido, haciéndose variar la humedad para obtener el punto de compactación máxima en el cual se obtiene la humedad óptima de compactación. El grado de compactación de un terreno se expresa en porcentaje respecto al ensayo proctor; es decir, una compactación del 85 % de Proctor quiere decir que se alcanza el 85 % de la máxima densidad posible para ese terreno.

3.5.4. CBR

El ensayo CBR (ensayo de relación de soporte de california), 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, pero de la aseveración anterior, es evidente que este número no es constante para un suelo dado, sino que se aplica al estado en el cuál se encontraba el

suelo durante el ensayo, es interesante comentar que el experimento puede hacerse en el terreno o en un suelo compactado.

El número CBR se obtiene como la relación de la carga unitaria (en PSI) necesaria para lograr una cierta profundidad de penetración del pistón (con un área de 19,4 cm²) dentro de la muestra compactada de suelo a un contenido de humedad y densidad dadas con respecto a la carga unitaria patrón requerida para obtener la misma profundidad de penetración en una muestra estándar de material triturado. En forma de ecuación esto es:

$$\text{CBR} = \text{Cue}/\text{Cup}$$

Donde:

Cue = carga unitaria del ensayo

Cup = carga unitaria del patrón

3.6. Cálculo topográfico

Consiste en la determinación de la línea central, niveles y secciones transversales. Se hizo el ploteo de las coordenadas cuyo resultado es el conjunto de planos que muestran las condiciones del terreno (ver apéndice 6). El procedimiento de cálculo se ha descrito en la sección 2.6.

3.6.1. Altimetría

La altimetría tiene como objeto determinar las diferencias de nivel respecto a un punto o plano determinado del proyecto que se va a realizar. El método empleado para el levantamiento fue el de taquimetría, que se ha descrito en la sección 2.5.1.

3.6.2. Planimetría

La planimetría tiene como objeto determinar la longitud del proyecto que se va a realizar, localizar los accidentes geográficos y todas aquellas características, tanto naturales como no naturales que puedan influir en el diseño del sistema, por ejemplo, calles, carreteras, zanjones, ríos, cerros, entre otros. El método empleado para el levantamiento fue la conservación de azimut.

3.6.3. Secciones transversales

La determinación de las secciones transversales de una carretera es un trabajo sencillo pero laborioso; consiste en tomar medidas perpendiculares a la selección de ruta cada 20,00 metros de ambos lados. Por medio de ellas se podrá determinar la topografía de la franja del terreno en estudio, trazando las curvas de nivel para obtener un diseño apropiado.

La medición de las secciones transversales se hizo de igual forma por medición taquimétrica, como se describe en la sección 2.5.1. y 2.6. donde en cada estación de la selección de ruta se radiaban los puntos transversales.

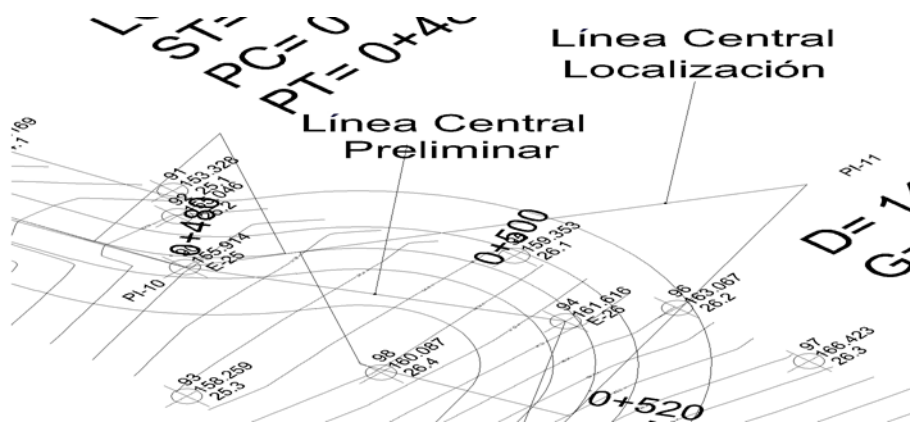
3.7. Diseño de carretera

El alineamiento de una carretera debe ser diseñado de tal manera que el paso vehicular mantenga una velocidad ininterrumpida, los cambios de dirección deben ser conectados por curvas suaves y peraltadas, la visibilidad en cambios de pendiente debe estar controlada por las curvas verticales, y las pendientes deben de minimizar el forcejeo de los motores en los vehículos.

3.7.1. Diseño de alineamiento horizontal

Después de trazar la línea preliminar en la selección de ruta, se procede a seleccionar los puntos de intersección (PI) y calcular distancias y azimut. Debido a la limitante que se tiene de derecho de paso, se calcularon los PI de tal forma que cada curva horizontal se ajustará perfectamente a la selección de ruta como se muestra en la figura 4.

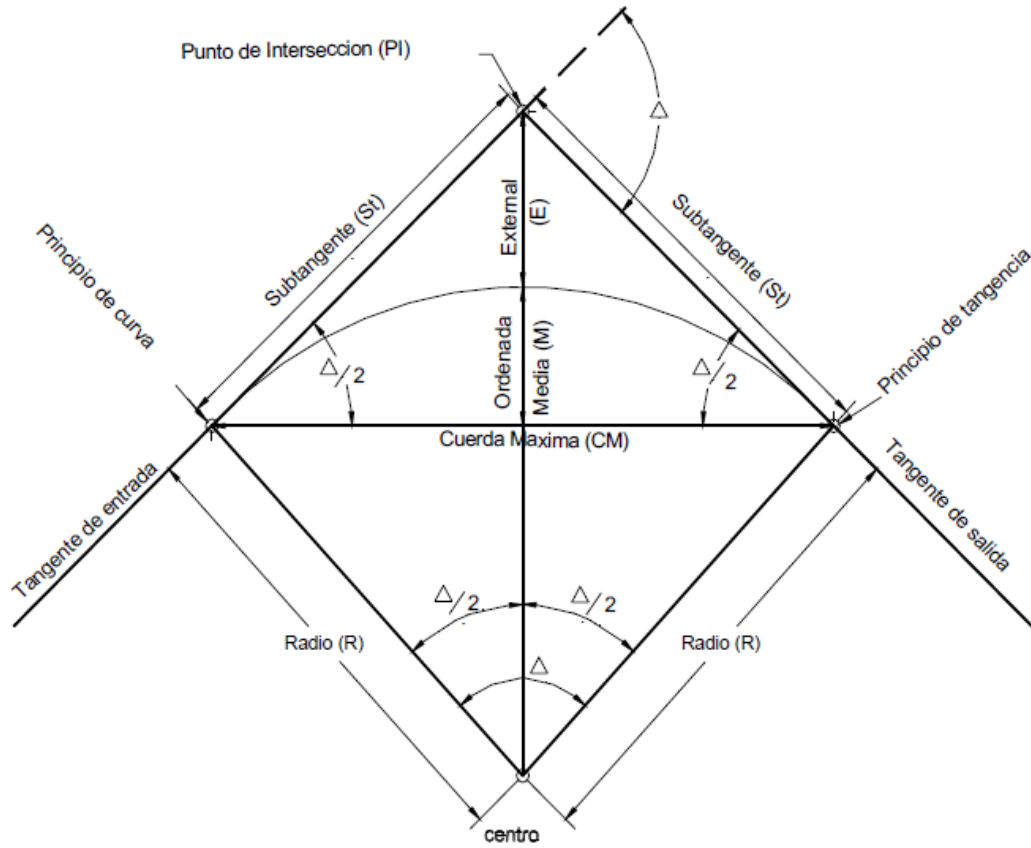
Figura 4. Diagrama de Líneas centrales



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCad 2015.

Luego de definir las distancias y azimuts se procede al cálculo de cada uno de los elementos de la curva seleccionada, entre los cuales se encuentran, el grado de curvatura (G), subtangente (St), longitud de curva (LC), radio (R), principio de curva (PC), deflexión (Δ), cuerda máxima (CM), ordenada media (Om), externa (E), punto de intersección (PI) y principio de tangente (PT), tal y como se muestran en la figura 5.

Figura 5. Elementos de curva horizontal



Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIII. Tabulación tramo carretero horizontal

Tramo		Coordenadas PI		DH	Acimut	v	Δ	G	R	LC	St	Cm	M	E
Pio	Pif	X	Y	(m)	Grados	k/h	Grados	Grados	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0	1	5001,408	4979,675	20,374		30								
1	2	4977,709	4944,302	42,578		30								

Fuente: elaboración propia.

Cálculo del azimut con las coordenadas de los puntos de intersección

$$\cos A_z = \frac{Y_f - Y_o}{DH}$$

Donde:

A_z = azimut

Y_o = cota inicial

Y_f = cota final

DH = distancia horizontal

PI 0 = (5 000, 5 000, 100))

$$\cos A_z = \frac{4\,979\,675 - 5\,000}{20\,374}$$

$$A_z = \cos^{-1}\left(\frac{4\,979\,675 - 5\,000}{20\,374}\right)$$

$$A_z = 176\,0372^\circ$$

Como está en el primer cuadrante se queda así.

Tabla XXIV. Tabulación de azimut

Tramo		Coordenadas PI		DH	Azimut	v	Δ	G	R	LC	St	Cm	M	E
Pio	Pif	X	Y	(m)	Grados	k/h	Grados	Grados	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0	1	5001,408	4979,675	20,374	176,0372	30								
1	2	4977,709	4944,302	42,578	213,8218	30								

Fuente: elaboración propia.

Cálculo de la deflexión

$$\Delta = |A_{z2} - A_{z1}|$$

Donde:

Δ = deflexión

A_z = azimut

$$\Delta = |213,8218 - 176,0372|$$

$$\Delta = 37,7845^\circ$$

Tabla XXV. Tabulación de deflexión

Tramo		Coordenadas PI		DH	Azimut	v	Δ	G	R	LC	St	Cm	M	E
Pio	Pif	X	Y	(m)	Grados	k/h	Grados	Grados	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0	1	5001,408	4979,675	20,374	176,0372	30	37,7845							
1	2	4977,709	4944,302	42,578	213,8218	30	9,7496							

Fuente: elaboración propia.

Cálculo del grado de curvatura

Interpolando en la tabla de velocidades (ver apéndice 4) el valor de la deflexión $37,7845^\circ$ para la velocidad de diseño.

Donde:

G = grado de curvatura

V_d = velocidad de diseño (30 Km/h)

G = 22° como máximo, ya que 37,7845 está entre 35,2 y 39,1, se toma del máximo grado de curvatura hacia abajo a criterio, siempre que cumpla (ver Tabla XXVI).

Tabla XXVI. **Grado de curvatura**

	V (Km/h)	30
G	Ls	Δ
20	30	30
21	32	33,6
22	32	35,2
23	34	39,1

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVII. **Tabulación del grado de curvatura**

Tramo		Coordenadas PI		DH	Azimut	v	Δ	G	R	LC	St	Cm	M	E
Pio	Pif	X	Y	(m)	Grados	k/h	Grados	Grados	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0	1	5001,408	4979,675	20,374	176,0372	30	37,7845	22						
1	2	4977,709	4944,302	42,578	213,8218	30	9,7496	11						

Fuente: elaboración propia.

Cálculo del radio

$$R = \frac{3600/\pi}{G}$$

Donde:

R = radio

G = grado de curvatura

$$R = \frac{3600/\pi}{22}$$

$$R = 52,09 \text{ m}$$

Tabla XXVIII. Tabulación del radio

Tramo		Coordenadas PI		DH	Azimut	v	Δ	G	R	LC	St	Cm	M	E
Pio	Pif	X	Y	(m)	Grados	k/h	Grados	Grados	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0	1	5001,408	4979,675	20,374	176,0372	30	37,7845	22	52,09					
1	2	4977,709	4944,302	42,578	213,8218	30	9,7496	11	104,17					

Fuente: elaboración propia.

Cálculo de la longitud de curva

$$LC = \frac{20 \Delta}{G}$$

Donde:

LC = longitud de curva

G = grado de curvatura

Δ = deflexión

$$LC = \frac{20 * 37,7845}{22}$$

$$LC = 34,35 \text{ m}$$

Tabla XXIX. Tabulación de la longitud de curva

Tramo		Coordenadas PI		DH	Azimut	v	Δ	G	R	LC	St	Cm	M	E
Pio	Pif	X	Y	(m)	Grados	k/h	Grados	Grados	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0	1	5001,408	4979,675	20,374	176,0372	30	37,7845	22	52,09	34,35				
1	2	4977,709	4944,302	42,578	213,8218	30	9,7496	11	104,17	17,73				

Fuente: elaboración propia.

Cálculo de la subtangente

$$St = R \tan \frac{\Delta}{2}$$

Donde:

St = subtangente

R = radio

Δ = deflexión

$$St = 52,09 \tan \frac{37,7845}{2}$$

$$St = 17,83 \text{ m}$$

Tabla XXX. Tabulación de la subtangente

Tramo		Coordenadas PI		DH	Azimut	v	Δ	G	R	LC	St	Cm	M	E
Pio	Pif	X	Y	(m)	Grados	k/h	Grados	Grados	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0	1	5001,408	4979,675	20,374	176,0372	30	37,7845	22	52,09	34,35	17,83			
1	2	4977,709	4944,302	42,578	213,8218	30	9,7496	11	104,17	17,73	8,88			

Fuente: elaboración propia.

Cálculo de la cuerda máxima

$$Cm = 2R \text{ Sen } \frac{\Delta}{2}$$

Donde:

Cm = cuerda máxima

R = radio

Δ = deflexión

$$Cm = 2 * 52,09 \text{ Sen } \frac{37,7845}{2}$$

$$Cm = 33,73 \text{ m}$$

Tabla XXXI. **Tabulación de la cuerda máxima**

Tramo		Coordenadas PI		DH	Azimut	v	Δ	G	R	LC	St	Cm	M	E
Pio	Pif	X	Y	(m)	Grados	k/h	Grados	Grados	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0	1	5001,408	4979,675	20,374	176,0372	30	37,7845	22	52,09	34,35	17,83	33,73		
1	2	4977,709	4944,302	42,578	213,8218	30	9,7496	11	104,17	17,73	8,88	17,71		

Fuente: elaboración propia.

Cálculo la ordenada media

$$M = R - R \cos \frac{\Delta}{2}$$

Donde:

M = ordenada media

R = radio

Δ = deflexión

$$M = 52,09 - 52,09 \cos \frac{37,7845}{2}$$

$$M = 2,81 \text{ m}$$

Tabla XXXII. **Tabulación de la ordenada media**

Tramo		Coordenadas PI		DH	Azimut	v	Δ	G	R	LC	St	Cm	M	E
Pio	Pif	X	Y	(m)	Grados	k/h	Grados	Grados	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0	1	5001,408	4979,675	20,374	176,0372	30	37,7845	22	52,09	34,35	17,83	33,73	2,81	
1	2	4977,709	4944,302	42,578	213,8218	30	9,7496	11	104,17	17,73	8,88	17,71	0,38	

Fuente: elaboración propia.

Cálculo de la external

$$E = \frac{R}{\cos \frac{\Delta}{2}} - R$$

Donde:

E = External

R = Radio

Δ = Deflexión

$$E = \frac{52,09}{\cos \frac{37,7845}{2}} - 52,09$$

$$E = 2,97 \text{ m}$$

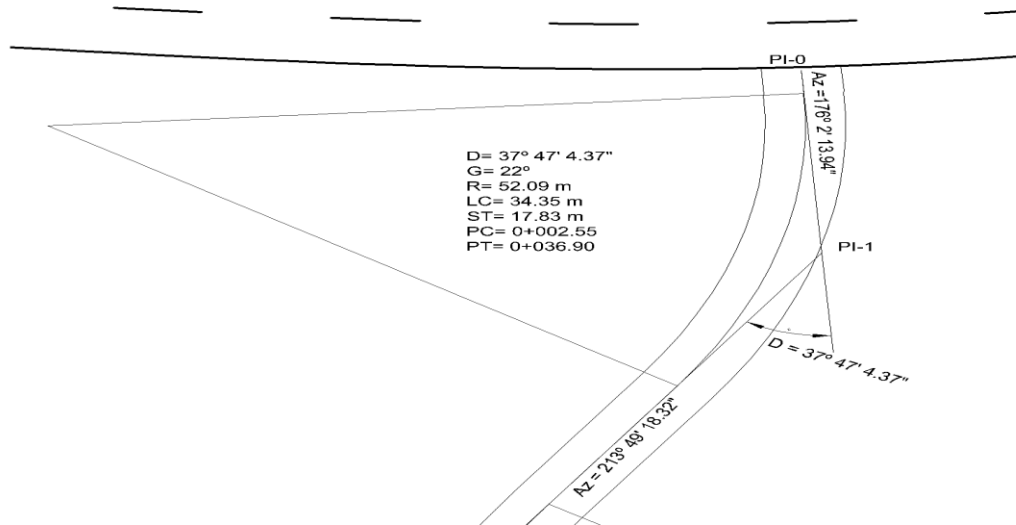
Tabla XXXIII. **Tabulación de la external**

Tramo		Coordenadas PI		DH	Azimut	v	Δ	G	R	LC	St	Cm	M	E
Pio	Pif	X	Y	(m)	Grados	k/h	Grados	Grados	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
0	1	5001,408	4979,675	20,374	176,0372	30	37,7845	22	52,09	34,35	17,83	33,73	2,81	2,97
1	2	4977,709	4944,302	42,578	213,8218	30	9,7496	11	104,17	17,73	8,88	17,71	0,38	0,38

Fuente: elaboración propia.

Después de calcular los parámetros se procede a dibujar la curva horizontal (ver figura 6).

Figura 6. **Detalle de curva horizontal**



Fuente: elaboración propia.

Además de los elementos descritos anteriormente, las curvas horizontales deben de contar con lo siguiente:

Peralte (e%): es la sobre elevación que se les da a las curvas horizontales para contrarrestar una parte de la fuerza producida en el vehículo en movimiento alrededor de la curva. Este está en función del radio de curvatura y la velocidad del vehículo

Sobre ancho (SA): ancho adicional proporcionado en las curvas para mantener al vehículo en el centro del carril, debido a que al circular sobre ellas, los vehículos ocupan mayor espacio que el ocupado en tangentes, está en función del grado de curvatura, la sección típica de la curva y la velocidad.

Corrimiento: se utiliza para convertir las curvas horizontales en curvas espiraladas.

Las tablas de la Dirección General de Caminos contienen los valores máximos de peralte y sobre ancho, según el grado de curvatura y radio. Ambos son repartidos proporcionalmente en la longitud de espiral (LS), también especificada en la tabla, tomando la mitad a partir del PC y PT hacia afuera y la otra mitad dentro de la curva, hasta que la curva se vuelve circular en su centro. Ya que se reparte proporcionalmente en el PC y PT, el peralte y sobreecho tendrán la mitad del valor máximo en dichos puntos. El inicio de la curva de transición su valor será cero.

También se debe tomar en cuenta la tangente mínima, ya que la tangente debe tener la longitud suficiente, para las curvas de transición que se encuentran antes y después de ellas; por lo que la longitud de tangente mínima, debe ser igual a la suma de la mitad de longitud de espiral de la curva que la precede y la mitad de la longitud de espiral de la curva posterior.

Los valores de peralte y corrimientos cambian proporcionalmente con la longitud de espiral. Para la curva del ejemplo la longitud de espiral (LS) es 32 metros (ver tabla XXVI).

Entonces, los cambios en el peralte sobreecho y corrimiento, empezarán en la estación:

$$PC - LS/2 = 2,55 - 16 = -13,45.$$

terminarán en la estación:

$$PT + LS/2 = 36,90 + 16 = 52,90.$$

Como estos elementos se reparten proporcionalmente tomando como punto intermedio el PC y PT, el peralte, sobreebancho y corrimiento tendrán la mitad de su valor máximo en estos puntos y en los puntos:

$$PC + LS/2 = 2,55 + 16 = 18,55.$$

$$PT - LS/2 = 36,90 - 16 = 20,90$$

Tendrán su valor máximo, cuando alcancen su valor máximo, se mantiene este valor hasta que empiece a decrecer. No puede existir un valor mayor y el cambio del peralte será proporcional.

Cálculo del peralte

$$e\% = \tan^{-1} \frac{V^2}{g \cdot R}$$

Donde:

$e\%$ = peralte

V = velocidad de diseño (m/s)

R = radio

g = gravedad

$$e\% = \tan^{-1} \frac{8,33^2}{9,81 \cdot 52,09}$$

$$e\% = 7,7$$

Cálculo del sobreebancho

Interpolando en la tabla de sobre anchos (ver apéndice 4) el valor del grado de curvatura 22° para la velocidad de diseño.

Donde:

G = grado de curvatura

V_d = velocidad de diseño (30 Km/h)

$SA = 1,60$, ya que corresponde a los datos interpolados (ver Tabla XXXIV).

Tabla XXXIV. **Sobre ancho**

V_d (Km/h)	TIPICA 115,5		
	30	40	50
20	1,50	1,60	
21	1,50	1,70	
22	1,60	1,70	
23	1,60	1,80	
24	1,70	1,80	

Fuente: elaboración propia.

3.7.2. **Diseño de alineamiento vertical**

Habiendo definido el alineamiento horizontal se procede a definir un perfil que muestre la condición topográfica de la línea central del terreno sobre el cual se diseñó la subrasante (sección 3.8.2). Se definió los puntos de intersección vertical a manera de equilibrar el corte con el relleno y ajustar las tangentes a las pendientes especificadas dentro de los derechos de paso. Asimismo se definió las curvas verticales, las que tienen como finalidad, suavizar los cambios en el movimiento vertical, permitiendo visibilidad y confianza al usuario.

Habiendo definido el caminamiento horizontal de la línea central (cada 20,00 metros, ver planos) se plotan las cotas en perfil, y se trazan las tangentes para identificar las cotas de cada punto de intersección vertical.

Tabla XXXV. **Tabulación del tramo carretero vertical**

Tramo		Cami Plv		Cota Plv		S subR	V	K	DAP	LCv	OM	Cotas Subrasante		
Pio	Pif	Km	m	Co	Cf	%	Km/h	Final	%	m	m	PCv	PIvf	PTv
0	1	0 +	30,00	100,000	98,305									
1	2	0 +	200,00	98,305	118,370									

Fuente:elaboraciòn propia.

Cálculo de la pendiente de la tangente

$$S_t = \frac{C_f - C_o}{D_o - D_f} * 100$$

Donde:

S_t = pendiente de la tangente vertical

C_o = cota inicial

C_f = cota final

D_o = caminamiento inicial

D_f = caminamiento final

$$S_t = \frac{98,305 - 100}{30 - 0} * 100$$

$$S_t = -5,65 \%$$

Negativo indica dirección hacia abajo.

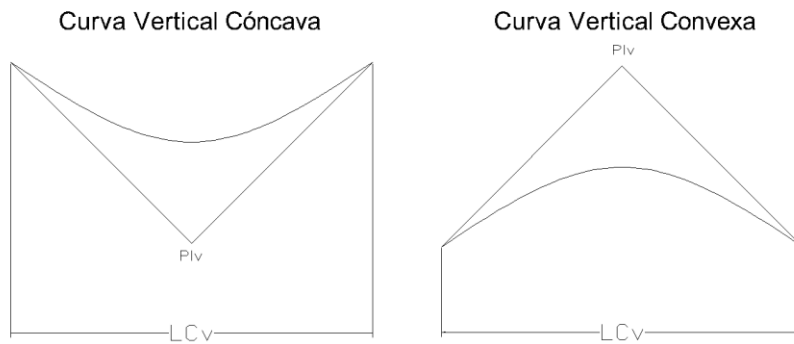
Tabla XXXVI. **Tabulación de la pendiente de tangente**

Tramo		Cami Plv			Cota Plv		SsubR	V	K	DAP	LCv	OM	Cotas Subrasante		
Pio	Pif	Km		m	Co	Cf	%	Km/h	Final	%	m	m	PCv	Plvf	PTv
0	1	0	+	30,00	100,000	98,305	-5,65								
1	2	0	+	200,00	98,305	118,370	11,8								

Fuente:elaboración propia

El propósito de las curvas verticales es suavizar el movimiento vertical en el cambio de pendiente. A través de la curva se efectúa un paso gradual de la pendiente de la tangente de entrada a la tangente de salida, donde las curvas pueden ser cóncavas o convexas (ver figura 7).

Figura 7. Tipo de curvas verticales



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCad 2015.

Tabla XXXVII. Constante del tipo de curvatura

V diseño Km/h	K	
	Convexa	Concava
20	1	2
30	2	4
40	4	7
50	7	9
60	12	12
70	19	17
80	29	23
90	43	29
100	60	36

Fuente: elaboración propia.

Cálculo de la diferencia de pendientes

$$DAP = S_f - S_o$$

Donde:

DAP = diferencia algebraica de pendientes

S_o = pendiente de entrada

S_f = pendiente de salida

$$DAP = 11,80 - (-5,65)$$

$$DAP = 17,45 \%$$

Tabla XXXVIII. **Tabulación de la diferencia algebraica de pendiente**

Tramo		Cami Plv		Cota Plv		SsubR	V	K	DAP	LCv	OM	Cotas Subrasante		
Pio	Pif	Km	m	Co	Cf	%	Km/h	Final	%	m	m	PCv	PIvf	PTv
0	1	0	+	30,00	100,000	98,305	-5,65	20	17,45					
1	2	0	+	200,00	98,305	118,370	11,8	30	-4,44					

Fuente: elaboración propia.

Cálculo K mínima

Con base en la velocidad de diseño para cada curva vertical, se seleccionará la K mínima (K_m) tomando en cuenta si es cóncava o convexa, (ver tabla XXXVII). K_m para 20 Km/h, cóncava, es de 2.

Cálculo de la longitud de curva

$$LC_v = |K_f * DAP|$$

Donde:

LC_v = longitud de curva vertical

DAP = diferencia algebraica de pendientes

K_f = constante de curvatura final

$$LC_v = |2 * 17,45|$$

$$LC_v = 34,91 \text{ m}$$

Cálculo de K final

Por criterio se usará LC_v entera para lo que se seleccionará LC_v de 40 m.

$$K_f = \frac{LC_v}{|DAP|}$$

$$K_f = \frac{40}{|17,45|}$$

$$K_f = 2,29$$

Tabla XXXIX. **Tabulación de la constante de curvatura final**

Tramo		Cami Plv		Cota Plv		S subR	V	K	DAP	LCv	OM	Cotas Subrasante		
Pio	Pif	Km	m	Co	Cf	%	Km/h	Final	%	m	m	PCv	Plvf	PTv
0	1	0 +	30,00	100,000	98,305	-5,65	20	2,29	17,45	40,00				
1	2	0 +	200,00	98,305	118,370	11,8	30	4,51	-4,44	20,00				

Fuente: elaboración propia.

Cálculo de la ordenada media

$$OM = \frac{|LC_v * DAP|}{800}$$

Donde:

OM = ordenada media

LC_v = longitud de curva vertical

DAP = diferencia algebraica de pendientes

$$OM = \frac{|40 * 17,45|}{800}$$

$$OM = 0,873 \text{ m}$$

Tabla XL. **Tabulación de la ordenada media vertical**

Tramo		Cami Plv		Cota Plv		SsubR	V	K	DAP	LCv	OM	Cotas Subrasante			
Pio	Pif	Km	m	Co	Cf	%	Km/h	Final	%	m	m	PCv	PIvf	PTv	
0	1	0	+	30,00	100,000	98,305	-5,65	20	2,29	17,45	40,00	0,873			
1	2	0	+	200,00	98,305	118,370	11,8	30	4,51	-4,44	20,00	0,111			

Fuente: elaboración propia.

Cálculo de las cotas finales

$$CT_{PC_v} = CT_tPI_v - S_o * \frac{LC_v}{2}$$

$$CT_{PI_v} = CT_tPI_v + OM \quad (\text{por ser cóncava se suma})$$

$$CT_{PT_v} = CT_tPI_v + S_f * \frac{LC_v}{2}$$

Donde:

CT PC_c = cota principio de curva vertical

CT PI_v = cota punto de intersección vertical

CT PT_v = cota principio de tangente vertical

S_o = pendiente de entrada

S_f = pendiente de salida

OM = ordenada media

$$CT_{PC_v} = 98,305 - (-0,0565) \frac{40}{2}$$

$$CT_{PC_v} = 99,435 \text{ m}$$

$$CT_{PI_v} = 98,305 + 0,873$$

$$CT_{PI_v} = 99,178 \text{ m}$$

$$CT_{PT_v} = 98,305 + 0,118 * \frac{40}{2}$$

$$CT_{PT_v} = 100,666 \text{ m}$$

Tabla XLI. **Tabulación de las cotas finales de curva**

Tramo		Cami Plv		Cota Plv		S subR	V	K	DAP	LCv	OM	Cotas Subrasante		
Pio	Pif	Km	m	Co	Cf	%	Km/h	Final	%	m	m	PCv	PIvf	PTv
0	1	0 +	30,00	100,000	98,305	-5,65	20	2,29	17,45	40,00	0,873	99,435	99,178	100,666
1	2	0 +	200,00	98,305	118,370	11,8	30	4,51	-4,44	20,00	0,111	117,189	118,259	119,107

Fuente: elaboración propia.

Cálculo del caminamiento de las curvas verticales

$$PC_{vcam} = PI_{vcam} - \frac{LC_v}{2}$$

$$PT_{vcam} = PI_{vcam} + \frac{LC_v}{2}$$

Donde:

PC_{vcam} = caminamiento principio de curva vertical

PI_{vcam} = caminamiento punto de intersección vertical

PT_{vcam} = caminamiento principio de tangente vertical

LC_v = longitud de curva vertical

$$PC_{vcam} = 30 - \frac{40}{2}$$

$$PC_{vcam} = 10 \text{ m}$$

$$PT_{vcam} = 30 + \frac{40}{2}$$

$$PT_{vcam} = 50 \text{ m}$$

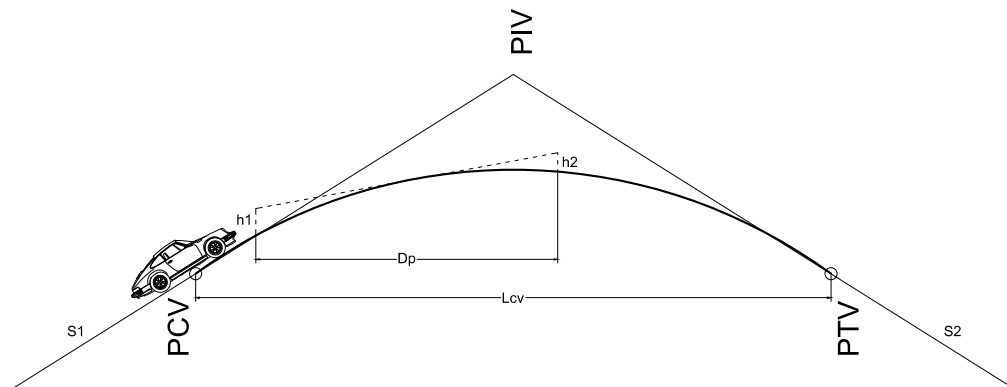
Los criterios para la selección de la longitud de la curva vertical que a continuación se indican son aplicables para las curvas simétricas y asimétricas y son los siguientes:

- Criterio de seguridad

Establece una longitud mínima que debe tener la curva vertical para que en toda su trayectoria la distancia de visibilidad sea mayor o igual a la de parada. Es pertinente manifestar que en algunos casos el nivel de servicio deseado puede obligar a diseñar curvas verticales que satisfagan la distancia de visibilidad de adelantamiento.

En curvas verticales convexas de acuerdo con el criterio de seguridad, la longitud mínima se obtiene mediante la aplicación de la distancia de visibilidad de parada (DP). Se presentan dos relaciones entre la distancia de visibilidad (DP) y la longitud de la curva (LCv): cuando $DP < LCv$ y $DP > LCv$. Las ecuaciones que se indican a continuación presentan la longitud de la curva para cada relación, teniendo en cuenta la altura del ojo del conductor sobre la calzada $h1 = 1,08$ m. y la altura del obstáculo $h2 = 0,60$ m.

Figura 8. **Diagrama de visibilidad curva convexa**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCad 2015.

Cuando $DP < L$:

$$LC_{v \min} = \frac{DAP * DP^2}{200 * (\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2})^2}$$

Donde:

$LC_{v \min}$ = longitud mínima de la curva

DAP = diferencia algebraica de pendientes

DP = distancia de visibilidad de parada

h_1 = altura del ojo del conductor (1,08 m)

h_2 = altura del obstáculo (0,60 m)

Sustituyendo los valores de h_1 y h_2 se tiene:

$$LC_{v \min} = \frac{DAP * DP^2}{658}$$

El control de la distancia DP también se puede hacer mediante el parámetro:

$$K_{\min} = \frac{LC_{v \min}}{DAP}$$

$$K_{\min} = \frac{Dp^2}{658}$$

- Criterio de apariencia

Para curvas verticales con visibilidad completa, cóncavas sirve para evitar al usuario la impresión de un cambio súbito de pendiente.

$$K = \frac{LC_v}{DAP} \geq 30$$

- Criterio de comodidad

Para curvas verticales cóncavas en donde la fuerza centrífuga que aparece en el vehículo, al cambiar de dirección, se suma al peso propio del vehículo.

$$K = \frac{LC_v}{DAP} \geq \frac{V^2}{395}$$

- Criterio de drenaje

para curvas verticales convexas y cóncavas, alojadas en corte. Se utiliza para que la pendiente en cualquier punto de la curva sea adecuada para que el agua pueda escurrir fácilmente.

$$K = \frac{LC_v}{DAP} \leq 43$$

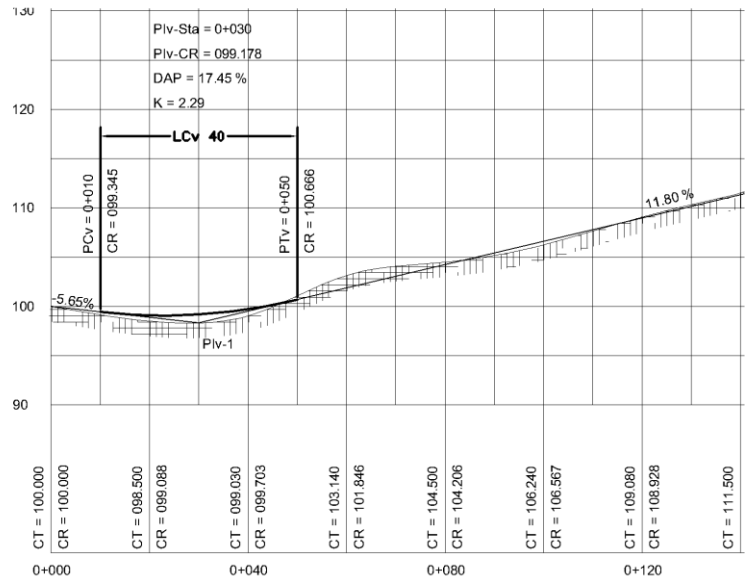
Tabla XLII. **Tabulación de chequeo de criterios**

Tramo		Subrasante	V	TIPO	K		DAP	LCv _{min}	LCv	Criterios			
Pio	Pif	%	Km/h		Minima	Final	%	m	m	Seguridad	Apariencia	Comodidad	Drenaje
0	1	-5.65	20	CONCAVA	2	2.29	17.45	34.91	40.00	SI	NO	SI	SI
1	2	11.80	30	CONVEXA	2	4.51	-4.44	8.87	20.00	SI	NO APLICA	NO APLICA	SI

Fuente: elaboración propia.

Después de calcular los parámetros se procede a dibujar la curva vertical (ver figura 9).

Figura 9. Detalle de curva vertical



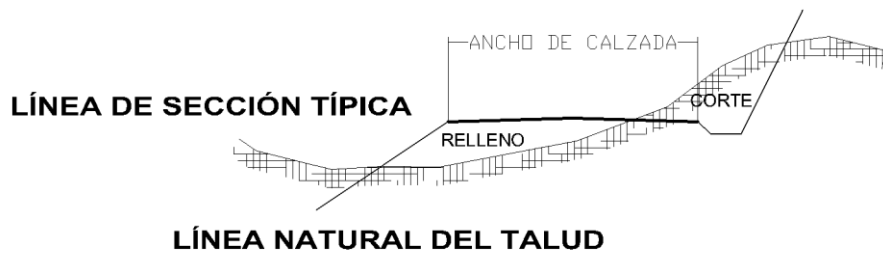
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCad 2015.

3.8. Movimiento de tierras

3.8.1. Dibujo de secciones transversales

Es la representación gráfica de los tramos topográficos transversales a cada 20,00 metros, cada uno muestran el perfil natural y las áreas implantadas de la sección típica de carretera y por lo tanto, las áreas de corte y de relleno (ver figura 10). Se toma en cuenta que para el trazo de las áreas de corte y de relleno se debe considerar las pendientes especificadas de taludes para las distintas elevaciones de terrenos (ver tabla XLIII).

Figura 10. Elementos de sección transversal



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCad 2015.

Tabla XLIII. **Proporción de taludes**

Corte			Relleno		
Altura Talud	Horizontal	Vertical	Altura Talud	Horizontal	Vertical
de 0 a 3,00 m	1	1	de 0 a 3,00 m	2	1
de 3,00 a 7,00 m	1	2	mayor a 3,00 m	3	2
mayor a 7,00 m	1	3			

Fuente: elaboración propia.

3.8.2. **Diseño de subrasante**

La subrasante es la línea trazada en perfil que define las cotas de corte y relleno, que conforman las pendientes del terreno a lo largo de su trazo. Esta queda por debajo de la subbase, la base y carpeta de rodadura para proyectos de asfalto y debajo de la capa de balastro en proyectos de terracería.

Debido al terreno montañoso, la subrasante se definió de tal manera que no exceda la pendiente máxima de 14 %, ni la curvatura mínima, pero por la limitante que se tiene en el derecho de paso, no se cumplirán en algunos tramos las especificaciones.

La subrasante también define el volumen del movimiento de tierra donde hay que tomar en cuenta que rellenar, es más costoso, por lo que se buscó un equilibrio que optimice los recursos.

3.8.3. Tipo de carpeta de rodadura

Para nuestro diseño de carretera tipo F se especifica una carpeta de balasto que debe ser de calidad uniforme y estar exenta de cualquier material extraño y perjudicial. El tamaño máximo del agregado no debe de exceder 2/3 del espesor de la capa, ni debe de ser mayor a 100 mm.

También debe de cumplir las siguientes normas:

AASHTO T 19

El material de balasto debe tener un peso unitario suelto, no menor de 1 450 Kg/m³ (90 lb/pie³).

AASHTO T 96

La porción del balasto retenida en el tamiz núm. 4 (4,75 mm), debe estar comprendida entre el 60 y el 40 % en peso y debe tener un porcentaje de abrasión no mayor de 60.

AASHTO T 89

La porción que pase el tamiz núm. 40 (0,425 mm), debe tener un límite líquido no mayor de 35.

AASHTO T 90

La porción que pase el tamiz núm. 40 (0,425 mm), debe tener un índice de plasticidad entre 5 y 11.

AASHTO T11

La porción que pase el tamiz núm. 200 (0,075 mm), no debe exceder de 15 % en peso.

AASHTO T – 180

Las capas de balasto se deben compactar como mínimo al 95 % de la densidad máxima determinada por el método proctor modificado.

3.8.4. Determinación de áreas por el método gráfico

Para medir el área gráficamente se necesita un planímetro polar, si no se cuenta con uno se puede utilizar el método analítico. El método a utilizar será el método de determinantes, donde se asignan coordenadas totales a cada punto del polígono cerrado y se calculan áreas exactas.

Área de un polígono cerrado con coordenadas totales

$$A = \frac{\sum_{i=0}^n (X_i * Y_{i+1}) - \sum_{i=0}^n (Y_i * X_{i+1})}{2}$$

Donde:

A = área de sección transversal

X_i = coordenadas en eje X de los puntos del polígono

Y_i = coordenadas en eje Y de los puntos del polígono

Para mayor facilidad se plotean todos los polígonos a resolver en una hoja de autocad con el comando Polyline a escala natural, luego con el comando List se obtiene el área de cada polígono cerrado deseado (autocad usa el mismo método de cálculo).

Tabla XLIV. **Método analítico para el cálculo de área transversal**

X	Y
X0	Y0
X1	Y1
X2	Y2
X3	Y3
X4	Y4
Xn	Yn
X0	Y0

Fuente: elaboración propia.

Las áreas a calcular son las que se encuentran entre la línea natural del talud y la línea de sección típica (ver figura 10).

3.8.5. Cálculo y balance de volúmenes

Para el cálculo del volumen se consideró la figura entre secciones transversales como un prisma irregular, donde las áreas consecutivas forma las bases de dicho prisma y la distancia entre las estaciones (cada 20 metros) será la altura del prisma en cuestión (ver figura 11). Debido a que las áreas varían se promediarán de tal forma que se obtenga un volumen más uniforme. Esto puede aplicarse tanto a corte como a relleno, siempre que ambas áreas sean solo corte o solo relleno.

Cálculo del volumen

$$\text{Vol} = \frac{A_1 + A_2}{2} * D \quad \text{ver figura 10}$$

Donde:

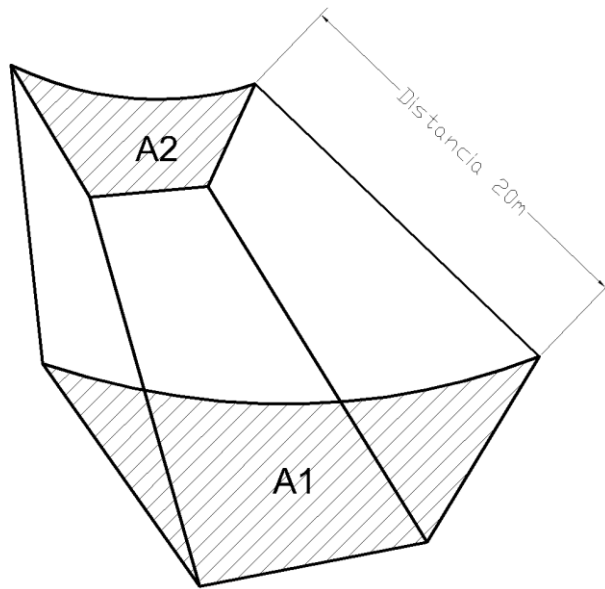
Vol = volumen de sección

A_1 = área transversal inicial

A_2 = área transversal final

D = distancia entre áreas

Figura 11. **Volumen de corte**



Sección transversal

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCad 2015.

Para el caso donde se intercambia de corte a relleno, debe de encontrarse una distancia de paso (ver figura 12), la cual se describe en proporción así:

$$D_c = D * \frac{C}{C + R}$$

$$D_r = D * \frac{R}{C + R}$$

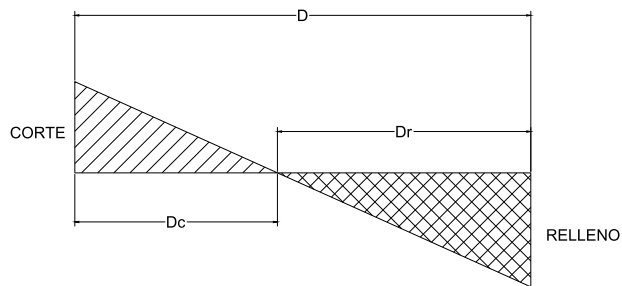
$$V_c = D_c * \frac{C}{2}$$

$$V_r = D_r * \frac{R}{2}$$

Donde:

- C = área de corte
- R = área de relleno
- D_c = distancia de corte
- D_r = distancia de relleno
- D = distancia Total

Figura 12. **Distancia de paso**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCad 2015.

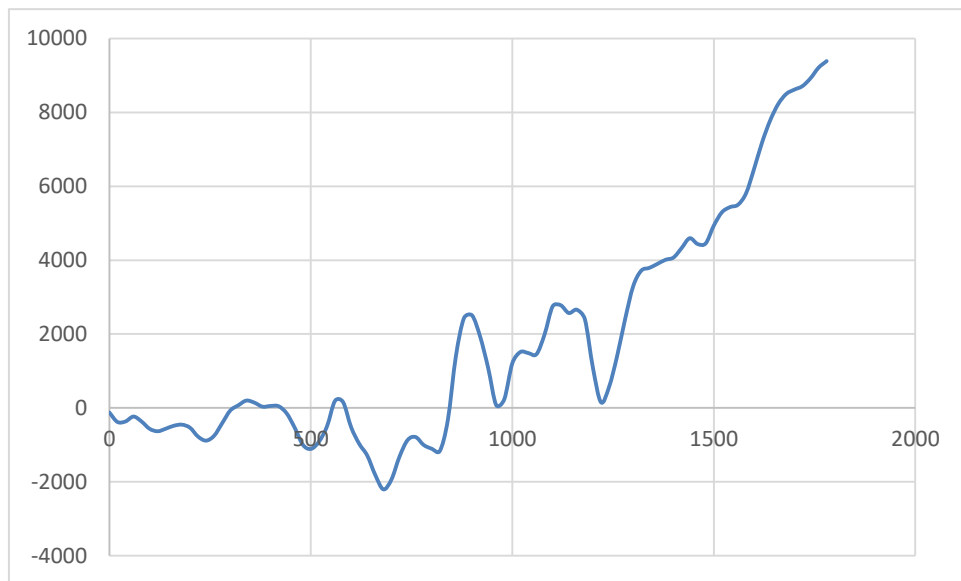
- Diagrama de masas:

La curva masa busca el equilibrio para la calidad y economía de los movimientos de tierras, además, es un método que indica el sentido del movimiento de los volúmenes excavados, la cantidad y la localización de cada uno de ellos.

Las ordenadas de la curva resultan de sumar algebraicamente a una cota arbitraria inicial el valor del volumen de un corte con signo positivo y el valor del terraplén con signo negativo; como abscisas se toma el mismo caminamiento utilizado en el perfil (ver figura 13). Los volúmenes se corrigen aplicando un

coeficiente de abundamiento a los cortes o aplicando un coeficiente de reducción para el terraplén.

Figura 13. **Curva de masa**



Fuente: elaboración propia, empleando Autocad 2015.

- **Propiedades de la curva masa**
 - La curva crece en el sentido del cadenamiento cuando se trata de cortes y decrece cuando predomina el terraplén.
 - En las estaciones donde se presenta un cambio de ascendente a descendente o viceversa, se presentará un máximo y un mínimo respectivamente.
 - Cualquier línea horizontal que corta a la curva en dos extremos marcará dos puntos con la misma ordenada de corte y terraplén indicando así, la compensación en este tramo por lo que serán

iguales los volúmenes de corte y terraplén. Esta línea se denomina compensadora y es la distancia máxima para compensar un terraplén con un corte.

- La diferencia de ordenada entre dos puntos indicará la diferencia de volumen entre ellos.
- El área comprendida entre la curva y una horizontal cualquiera representa el volumen por la longitud media de acarreo.
- Cuando la curva se encuentra arriba de la horizontal el sentido del acarreo de material es hacia delante, y cuando la curva se encuentra abajo el sentido es hacia atrás, teniendo cuidado que la pendiente del camino lo permita.

3.9. Drenajes

El drenaje tiene la finalidad de evacuar el agua que llega a la carretera ya sea pluvial o corrientes superficiales como riachuelos y quebradas. La escorrentía superficial por lo general se encuentra con la carretera en sentido casi perpendicular, por lo que se utilizan drenajes transversales, según el caudal que se presente.

El agua pluvial debe de encauzarse hacia las orillas con una pendiente de bombeo natural que generalmente es del 3 %. La pendiente mínima longitudinal es de 0,5 %.

3.9.1. Ubicación de drenajes longitudinales

Se constituirán cunetas revestidas de sección triangular a ambos lados de la corona, ya sea de sección en ladera o corte a toda la longitud de la carretera.

3.9.2. Ubicación de drenajes transversales

Para el drenaje transversal se propone tubería corrugada con un diámetro mínimo de 24 pulgadas ubicados en cruce de riachuelos, bajadas de aguas naturales y lugares específicos para el drenaje longitudinal, los cuales se especifican en los planos (ver apéndice 6).

3.9.3. Cálculo de áreas de descarga, método racional

Se va a determinar el caudal de la escorrentía superficial que puede presentarse en zona de interés, para lo cual se usará el método racional; método que consiste en considerar el caudal que se determina en el momento de máxima intensidad de precipitación.

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

Los coeficientes de escorrentía (C) usados son:

Tabla XLV. **Coefficientes de escorrentía**

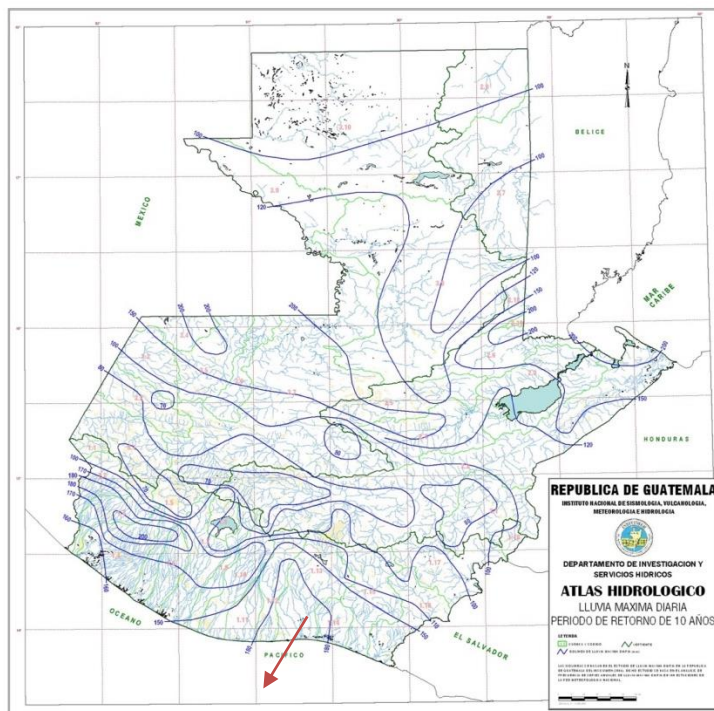
Lugar	Rango (C)	
Centro de la ciudad	0,70	0,95
Fuera del centro de la ciudad	0,50	0,70
Parques, cementerios	0,10	0,25
Áreas no urbanizadas	0,10	0,30
Asfalto	0,70	0,95
Concreto	0,80	0,85
Adoquín	0,70	0,85
Suelo arenoso	0,15	0,20
Suelo duro	0,25	0,30
Bosques	0,20	0,25

Fuente: elaboración propia.

La intensidad de lluvia consultada con el INSIVUMEH para la región de estudio. En este proyecto se visitó la página web www.insivumeh.gov.gt. en la pestaña Atlas Hidrológico se obtiene la intensidad de lluvia máxima para un período de retorno de 10 años (ver la figura 14). Para la zona donde se ubica el proyecto $I = 100 \text{ mm/h}$ y la cuenca es la 3,7 salinas, obtenido del mapa base de cuencas y ríos.

Proponemos un coeficiente de C de 0,20 por el tipo de suelo a tratar y un área tributaria de 1.41 hectáreas, calculada utilizando el ejemplo en el kilómetro 1 + 480. Se utilizó un mapa de curvas de nivel para plotear el polígono y se calculó el área con el mismo método de la sección 3.8.4.

Figura 14. **Atlas hidrológico**



Fuente: INSIVUMEH. Consulta: enero de 2017.

Cálculo del caudal

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

Donde:

- Q = caudal de diseño [m³/s]
- C = coeficiente de escorrentía
- A = área drenada por la cuneta [Ha]
- I = intensidad de lluvia [mm/h]

$$Q = \frac{0,20 * 100 * 1,41}{360}$$

$$Q = 0,08 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para calcular el diámetro de tubería y chequeo de cuneta se utiliza la fórmula de Manning y la de continuidad.

$$Q = V * A \qquad Q = \frac{R^{2/3} * S^{1/2} * A}{n}$$

Donde:

- Q = caudal de diseño [m³/s]
- V = velocidad del agua [m/s]
- R = radio hidráulico [m]
- S = pendiente de la tubería
- n = coeficiente de rugosidad manning
- C = coeficiente de escorrentía

Cálculo del radio hidráulico

$$R = \frac{A}{P}$$

Donde:

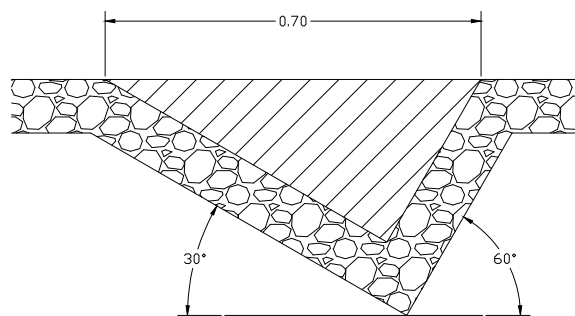
R = Radio hidráulico

A = Área transversal

P = Perímetro mojado

Para el cálculo de área y perímetro mojado de cuneta (ver figura 15).

Figura 15. **Drenaje longitudinal**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCad 2015.

Cálculo del área transversal del agua

$$A = \frac{b \cdot h}{2}$$

$$b = 0,70 \text{ Sen}(60) = 0,606 \text{ m}$$

$$h = 0,70 \text{ Sen}(30) = 0,350 \text{ m}$$

$$A = \frac{(0,606) \cdot (0,350)}{2}$$

$$A = 0,106 \text{ m}^2$$

Cálculo del perímetro mojado

$$P = b + h$$

$$P = 0,606 + 0,350$$

$$P = 0,956 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P}$$

$$R = \frac{0,106}{0,956}$$

$$R = 0,111 \text{ m}$$

Cálculo del caudal para pendiente mínima (0,5 %) y $n = 0,015$

$$Q = \frac{R^{2/3} * S^{1/2} * A}{n}$$

$$Q = \frac{(0,111)^{2/3} * (0,005)^{1/2} * 0,106}{0,015}$$

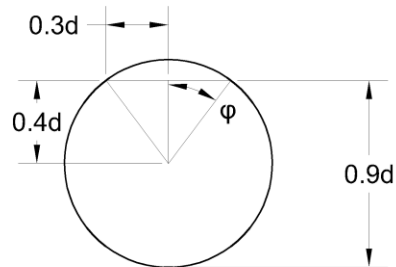
$$Q = 0,11541 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 11,541 \text{ l/s}$$

Se concluye que es mayor que el caudal de descarga 0,08 m³/s, por lo que chequea.

Para calcular el área del agua y el perímetro mojado de tubería transversal (ver figura 16).

Figura 16. **Área y perímetro mojado**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCad 2015.

$$\cos \Phi = \frac{0,4d}{0,5d}$$

$$\Phi = \cos^{-1} \frac{0,4}{0,5}$$

$$\Phi = 0,6435 \text{ rad}$$

Cálculo del área transversal del agua

$$A = A1 - A2 + A3$$

Donde:

$$A1 = \text{área del círculo} = \pi * (0,5d)^2$$

$$A2 = \text{área del sector circular menor} = \Phi * (0,5d)^2$$

$$A3 = \text{área del triángulo} = 0,5 * 2(0,3d) * 0,4d$$

$$A = \text{área transversal de agua}$$

$$A = \pi * (0,5d)^2 - \Phi * (0,5d)^2 + 0,5 * 2(0,3d) * 0,4d$$

$$A = 0,7854 d^2 - 0,1609 d^2 + 0,12 d^2$$

$$A = 0,7445 d^2$$

Cálculo del perímetro mojado

$$P = (2\pi - 2\Phi) * 0,5d$$

Donde:

P = arco del sector circular mayor

Φ = ángulo medio del sector circular menor

d = diámetro

$$P = (2\pi - 2 * 0,6435) * 0,5d$$

$$P = 2,4981d$$

$$R = \frac{A}{P}$$

$$R = \frac{0,7445 d^2}{2,4981d}$$

$$R = 0,2980d$$

$$Q = \frac{R^{2/3} * S^{1/2} * A}{n}$$

$$Q = \frac{(0,2980d)^{2/3} * (0,03)^{1/2} * 0,7445 d^2}{0,012}$$

$$Q = 4,7948d^{8/3}$$

Se despeja el diámetro para un caudal de $0,08 \text{ m}^3/\text{s}$

$$d = \left(\frac{Q}{4,7948} \right)^{3/8}$$

$$d = \left(\frac{0,08}{4,7948} \right)^{3/8}$$

$$d = 0,2155 \text{ m}$$

$$d = 8,48''$$

Por especificaciones se usará diámetro mínimo de 24" y cunetas revestidas con pendientes \geq a 8 % (ver apéndice 6).

3.10. Mantenimiento de la carretera

En el mantenimiento de carretera se utilizó el manual de procedimientos de conservación de carreteras del Ministerio de Comunicaciones e Infraestructura y Vivienda de la Unidad Ejecutora de Conservación Vial.

Esta es una guía para el capataz que dirige los trabajos o el inspector de obra dedicado a la supervisión de los trabajos de conservación en carreteras de pavimento asfáltico o sin él. El objetivo de la guía es ayudarles en todos los aspectos de su trabajo, relacionados con los contratos de conservación suscritos con la Unidad Ejecutora de Conservación Vial (COVIAL) del Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda. En este documento no se tratan aspectos relativos a los reconocimientos, procedencia de materiales, especificaciones y ensayos.

Por otra parte, es suficiente recordar al capataz que su equipo y vehículos deben estar bien cuidados, sin decirle aquí cómo ha de hacerlo. Aunque la guía se dirige al capataz de conservación, su lectura será útil para el superintendente, el inspector y el delegado residente.

3.11. Datos finales del proyecto

A continuación se describen los datos finales del proyecto

3.11.1. Datos de tangentes y curvas horizontales

Las memorias de cálculo y las tablas con los datos de las tangentes y curvas horizontales se encuentran en el apéndice 4.

3.11.2. Datos de tangentes y curvas verticales

Las memorias de cálculo y las tablas con los datos de las tangentes y curvas verticales se encuentran en el apéndice 4.

3.11.3. Datos de movimientos de tierras

Las tablas con los datos de áreas de movimiento de tierras, los cortes y rellenos se encuentran en el apéndice 4.

3.12. Planos constructivos

En los planos se contemplan plantas topográficas, plantas de conjunto, perfiles, detalles constructivos y sus especificaciones correspondientes. Todos ellos se encuentran en el apéndice 6.

mano de obra para cada tarea, y se enumeran los rendimientos de combustible (ver apéndice 5). Luego en una integración de costos por renglón se incluyeron los porcentajes de ayudante, las prestaciones y los costos indirectos, con lo cual se obtuvieron los precios finales, que se resumen en el detalle general (ver tabla XLVII).

Tabla XLVII. **Presupuesto general carretera**

Proyecto		Carretera de terracería			
Lugar		Aldea Las Palmas, Municipio de Cunén, Quiché			
Longitud		1800,00 mts.			
Fecha		17/7/2012			
No	REGLON	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
1	TRABAJOS PRELIMINARES				
1,1	Limpia, chapeo y destronque	1,8	Ha	8 500,65	15 301,17
1,2	Replanteo topográfico	1,8	Km	7,476,56	13 457,81
2	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
2,1	Corte de material no clasificado	9 386,50	m ³	Q. 56,78	532 967,96
2,2	Corte de material no clasificado desperdicio	18 518,53	m ³	44,37	821 706,44
3	SUBRASANTE				
3,1	Conformacion de subrasante	18 000,00	m ²	Q. 9,19	165 392,44
4	CARPETA DE RODADURA				
4,1	Capa de balasto	3 600,00	m ³	Q. 203,29	731 832,29
4,2	Cuneta Revestida	1 380,00	ml	Q. 46,39	64 031,01
4,3	Carrileras de Concreto ciclopeo	880,00	ml	Q. 172,86	152 117,54
5	DRENAJES TRANSVERSALES				
5,1	Excavacion de alcantarilla	223,44	m ³	Q. 256,16	57 906,80
5,2	Drenaje 24" de metal corrugado	84,00	ml	2 273,93	191 010,15
5,3	Fundición de obras de concreto ciclopeo	80m00	m ³	1,416,82	113 345,90
6	TRANSPORTE DE MAQUINARIA				
6,1	Fletes para maquinaria	12	Viajes	Q. 2 000,00	Q. 24 000,00
TOTAL					Q. 2 883 051,61
TOTAL POR KILÓMETRO					1 601 695,34

Fuente: elaboración propia.

3.15. Cronograma de ejecución

Se describe las actividades a realizar con base en los renglones presupuestados y en función del tiempo (ver tabla XLVIII). Toda tarea está sujeta a retrasos por diferentes circunstancias para lo cual se debe incluir un margen flexible que permita visualizar tiempos reales.

Tabla XLVIII. Cronograma físico y financiero

No	REGLON	COSTO	Mes 1				Mes 2				Mes 3					
			Semana 1	Semana 2	Semana 3	Semana 4	Semana 1	Semana 2	Semana 3	Semana 4	Semana 1	Semana 2	Semana 3	Semana 4		
1	TRABAJOS PRELIMINARES															
1.1	Limpia, chapeo y destronque	Q 15,301.17	■													
1.2	Replanteo topográfico	Q 13,457.81		■												
2	MOVIMIENTO DE TIERRAS															
2.1	Corte de material no clasificado	Q 532,967.96			■	■										
2.2	Corte de material no clasificado desperdicio	Q 821,706.44			■	■										
3	SUBRASANTE															
3.1	Conformacion de subrasante	Q 165,392.44					■	■	■							
4	CARPETA DE RODADURA															
4.1	Capa de balasto	Q 731,832.39								■	■	■				
4.2	Cuneta Revestida	Q 64,013.01											■	■		
4.3	Carrileras de Concreto ciclopeo	Q 152,117.54											■	■	■	
5	DRENAJES TRANSVERSALES															
5.1	Excavacion para alcantaria	Q 57,906.80													■	■
5.2	Drenaje de 24" de metal corrugado	Q 191,010.15													■	■
5.3	Fundicion de obras de concreto ciclopeo	Q 113,345.90													■	■
6	TRANSPORTE DE MAQUINARIA															
6.1	Fletes para maquinaria	Q 24,000.00		■												
			Q 15,301.17	Q 37,457.81	Q 677,337.20	Q 677,337.20	Q 55,130.81	Q 55,130.81	Q 55,130.81	Q 365,916.20	Q 365,916.20	Q 140,071.78	Q 257,190.19	Q 181,131.42		
			Q 1,407,433.38				Q 531,308.64				Q 944,309.60					
			Q2,883,051.61													

Fuente: elaboración propia.

CONCLUSIONES

1. Se desarrolló una investigación general de las comunidades que contribuyó a la priorización de dos necesidades; abastecer de agua potable a nueve comunidades y crear un acceso vial para una comunidad.
2. La dotación fue restringida por el caudal que la fuente de agua suministraba, por lo cual se diseñó un abastecimiento para 558 casas.
3. Se seleccionó tubería de HG de 6 pulgadas tipo liviano en la línea de impulsión por ser el diámetro que a largo plazo presenta una menor inversión.
4. Se diseñó un tanque de succión de amplia capacidad para aprovechar al máximo el caudal que la fuente proporciona y reducir el tiempo de bombeo.
5. Se diseñaron tramos en la carretera que no cumplen con algunos grados de curvatura, debido a las restricciones en los derechos de paso y la topografía montañosa.
6. Se elaboró la planificación de los proyectos priorizados y finalizó el Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), el cual complementa el nivel de formación de los estudiantes al exponerlos a la realidad nacional de las comunidades necesitadas.

RECOMENDACIONES

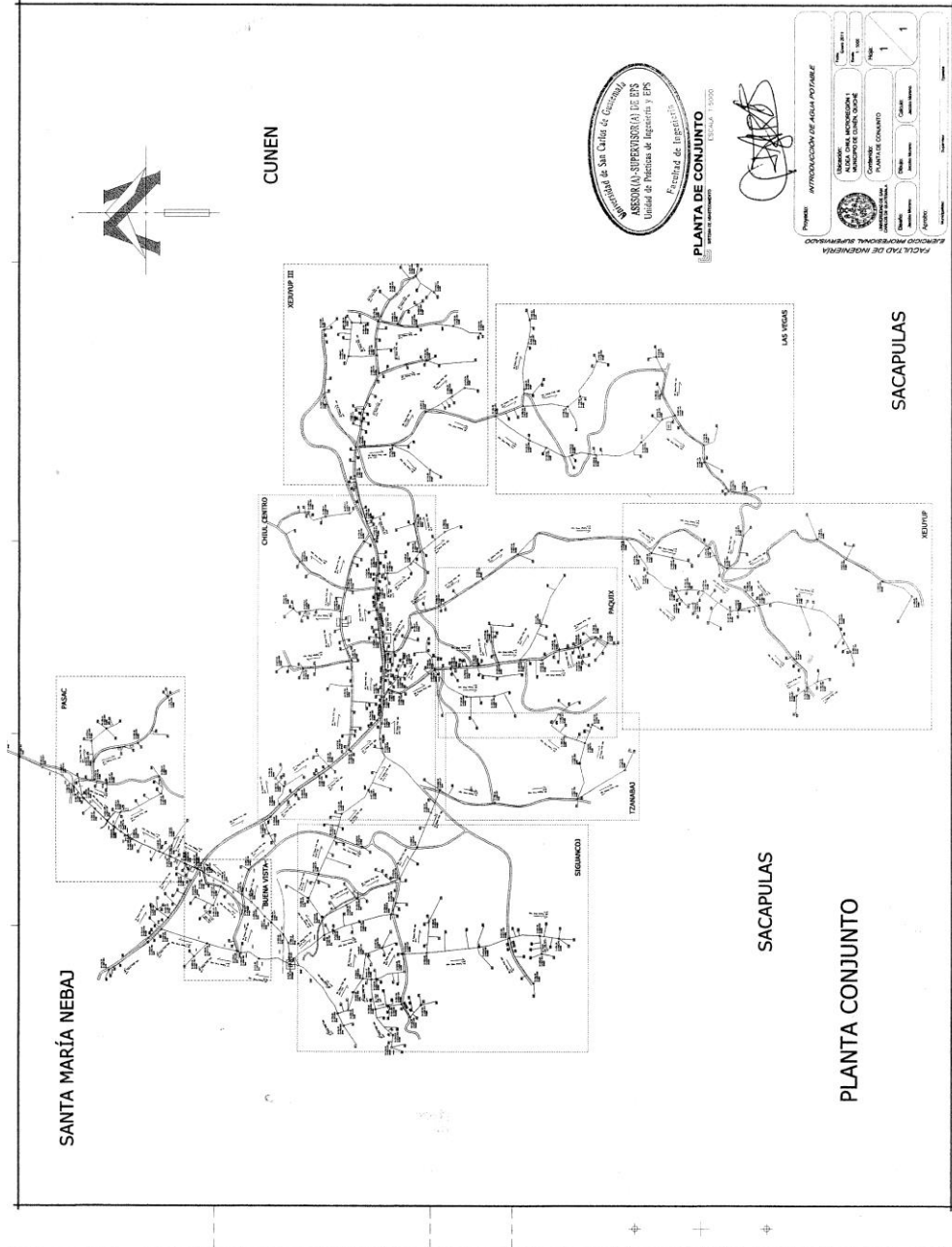
1. Mantener actualizada la información general del municipio, la cual permita conocer el estado de necesidad en todo momento.
2. Proporcionar el mantenimiento adecuado y periódico de las instalaciones hidráulicas, equipo de bombeo, suministros, tanques y cajas rompepresión; asimismo, a la carretera de terracería y sus drenajes.
3. Contar con personal capacitado al momento de darle ejecución a los proyectos para garantizar su buen funcionamiento.
4. No hacer conexiones domiciliarias nuevas las cuales puedan alterar el rendimiento de los caudales de diseño.
5. Impulsar y motivar a los estudiantes para que realicen el Ejercicio Profesional Supervisado (EPS), ya que es necesario el apoyo técnico profesional en la planificación y ejecución de los proyectos para el desarrollo y la mejor calidad de vida de las comunidades.

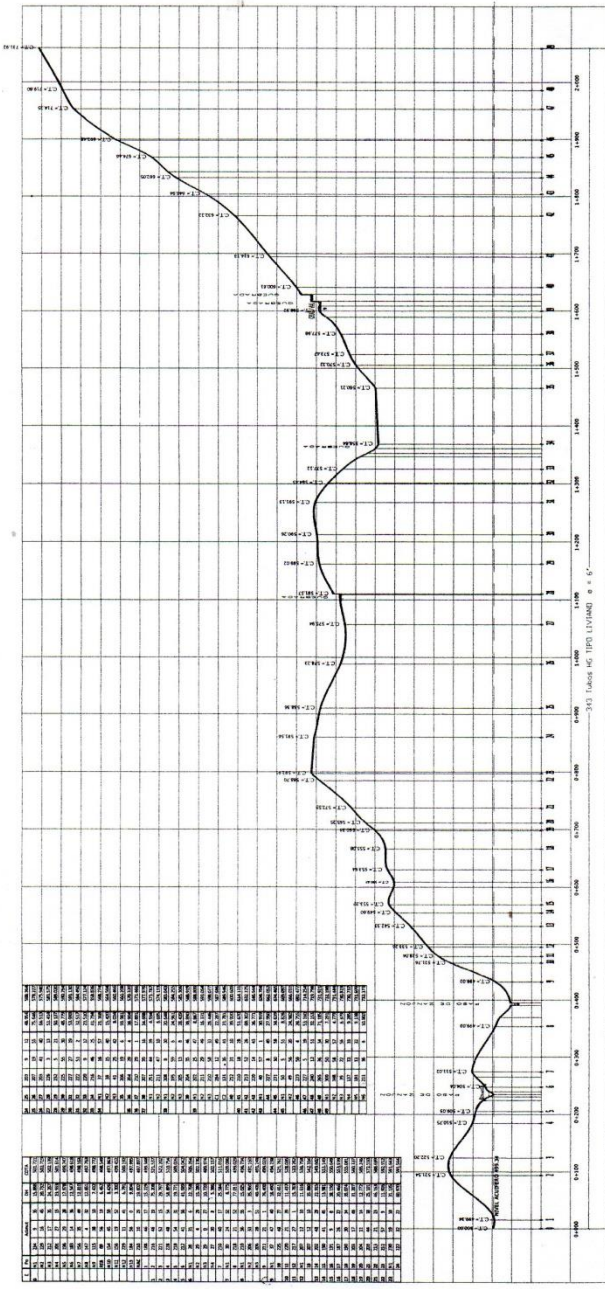
BIBLIOGRAFÍA

1. CASTRO VALLADARES, Eryck, *Método para el cálculo de costos unitarios para caminos rurales*, Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad San Carlos. 1979. p.
2. COGUANOR. NGO 29 001. *Agua potable, especificaciones*. Junio 1984.
3. CRESPO VILLALAZ, Carlos. *Vías de comunicación, caminos, ferrocarriles, puentes y puertos*. México: Ed. LIMUSA, S.A. DE C.V., 1986.
4. Dirección General de Caminos. *Especificaciones Generales para la Construcción de Carreteras y Puentes*. Ministerio de Comunicaciones Infraestructura y Vivienda, Gobierno de Guatemala. Guatemala 2001.
5. ESTRADA MONTERROSO, Juan Carlos. *Abastecimiento de agua potable, aldea La Ceiba, municipio de Chuarrancho, departamento de Guatemala*. Trabajo de graduación de Ing. Civil, Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos. 2004. p.
6. Instituto de Fomento Municipal. Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales. *Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable en zonas rurales*. Segunda revisión, Guatemala junio 1997.

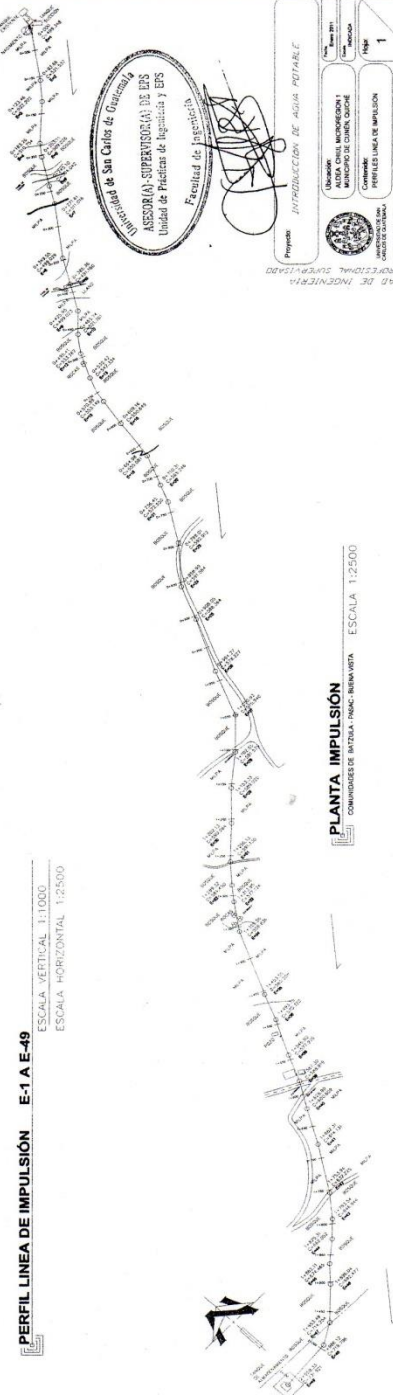
7. RAYMUNDO CETO, Pedro Hedy, *Ampliación, mejoramiento y apertura de brecha de carretera para la aldea Agua Tibia e introducción de agua potable para caserío el Madrón, Chinique de las Flores, Quiché*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos. 2007. p.

APÉNDICES





PERFIL LINEA DE IMPULSION E-1A E-49
 ESCALA VERTICAL 1:1000
 ESCALA HORIZONTAL 1:2500



PLANTA IMPULSION
 COMANDANTES DE BATALLA PANCA INBUNWITA ESCALA 1:2500

Comunidad de San Carlos de Guacama
 ASESORIA SUPERVISORIA DE EPS
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
 Facultad de Ingeniería

Proyecto: **IMPULSION DE AGUA POTABLE**

Elaborado por: **AYDA CIVIL INGENIERIA Y ARQUITECTURA**

Comprobado por: **AYDA CIVIL INGENIERIA Y ARQUITECTURA**

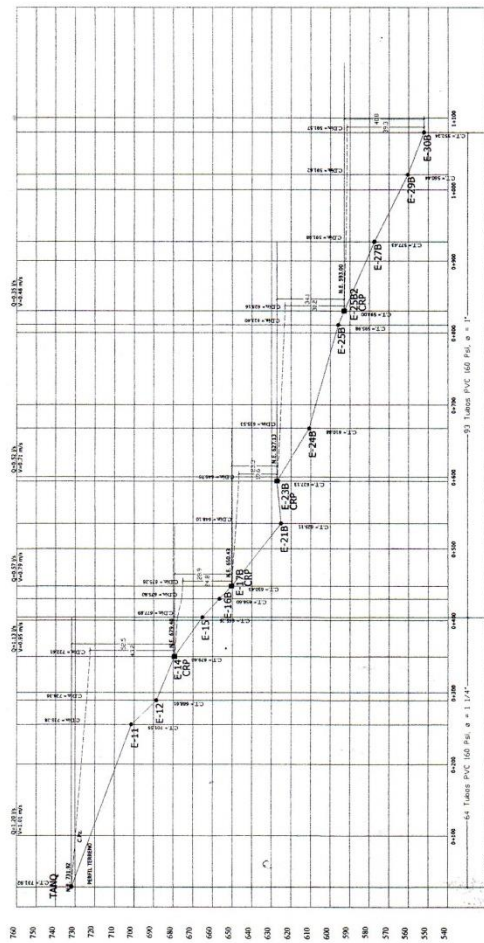
Revisado por: **AYDA CIVIL INGENIERIA Y ARQUITECTURA**

Escala: **1:2500**

Fecha: **11/05/2020**

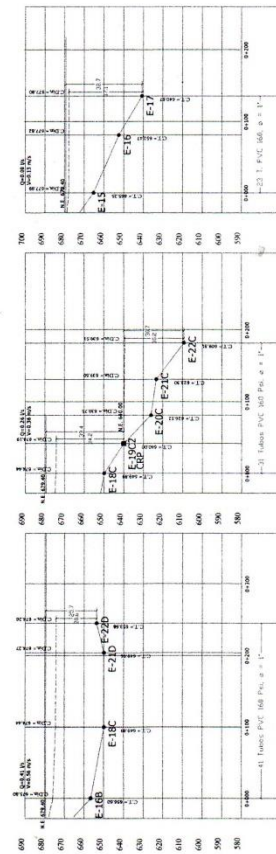
Hoja: **1**

PLANTA DE IMPULSION



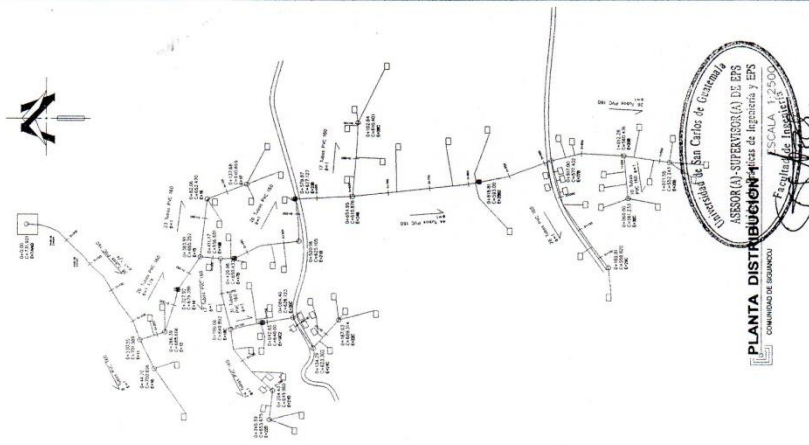
PERFIL LINEA DE DISTRIBUCION 1 E-1 A E-30B

ESCALA VERTICAL 1:1000
ESCALA HORIZONTAL 1:2500



PERFIL LINEA DE DISTRIBUCION 1 E-16B A E-22D, E-18C A E-22C, E-15 A E-17

ESCALA VERTICAL 1:1000
ESCALA HORIZONTAL 1:2500



PLANTA DISTRIBUCION
COMUNIDAD DE ANZOATEGUI

INSTRUMENTAL DE SAN CARLOS DE GUAYAMA
ASISTOR (LA SUPERVISORA) DE DESARROLLO DE INGENIERIA Y ES

ESCALA 1:1000

PROYECTO: **RECONSTRUCCION DE LA RED DE AGUA POTABLE**

FECHA: 1/1/2008

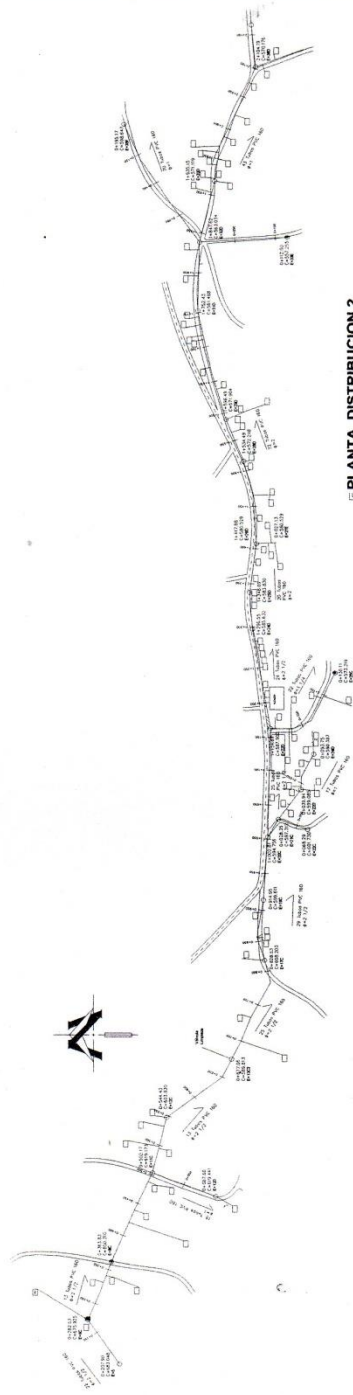
PROYECTANTE: ALBA CHAZ MORALES / INGENIERO DE CARRERAS

CONSEJO REGULADOR: COMISIÓN NACIONAL DE DISTRIBUCION

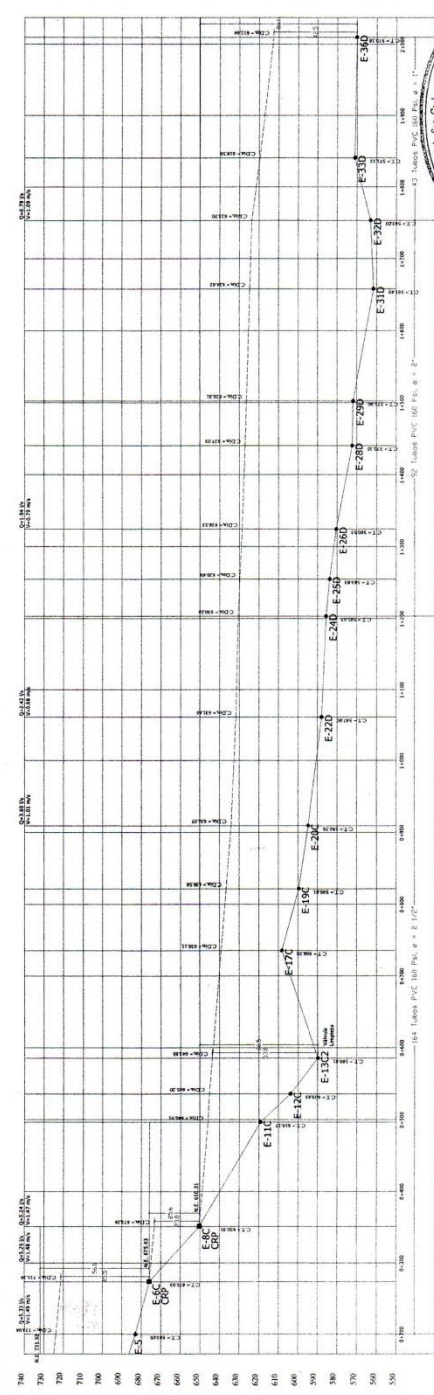
APROBADO: [Signature]

FECHA: 1/1/2008

FACULTAD DE INGENIERIA
FACULTAD PROFESIONAL SUPERVISOR



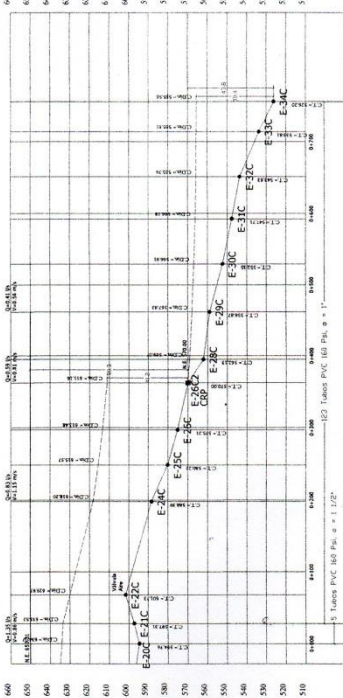
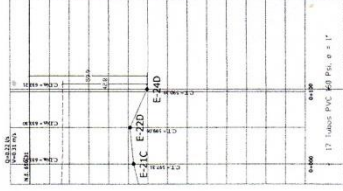
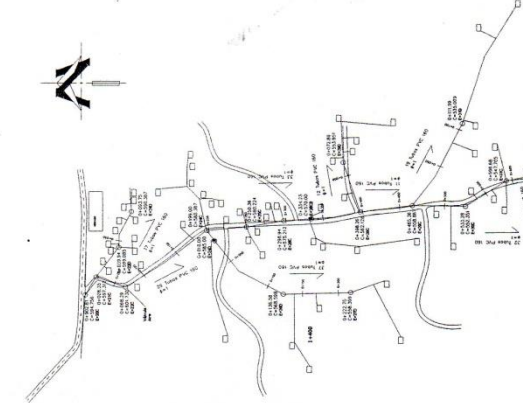
PLANTA DISTRIBUCION 2
 COMANDOS DE BARRIO CHIL CENTRO ESCALA 1:2500



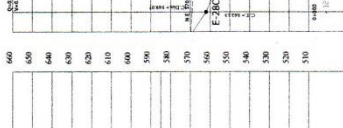
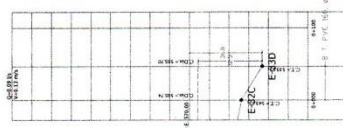
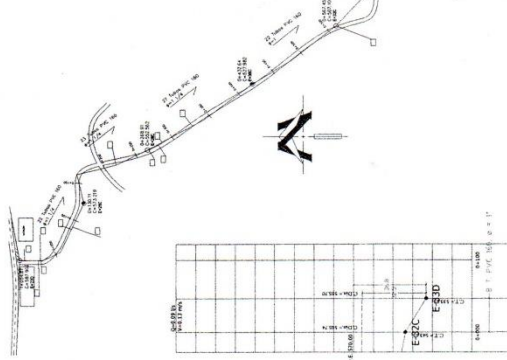
PERFIL LINEA DE DISTRIBUCION 2 E-1 A E-23, E-23 A E-25A
 ESCALA VERTICAL 1:1000
 ESCALA HORIZONTAL 1:2500



Proyecto: **PROYECTO DE DISTRIBUCION DE AGUA POTABLE EN EL BARRIO CHIL CENTRO**
 Cliente: **MUNICIPALIDAD DE SAN CARLOS DE GUAYMAS**
 Ejecutor: **INGENIERIA DE SAN CARLOS DE GUAYMAS**
 Fecha: **11/05/2011**
 Hoja: **1**



PERFIL LINEA DE DISTRIBUCION 2 E-200 A E-340, E-210 A E-240
 ESCALA VERTICAL 1:1000
 ESCALA HORIZONTAL 1:2500

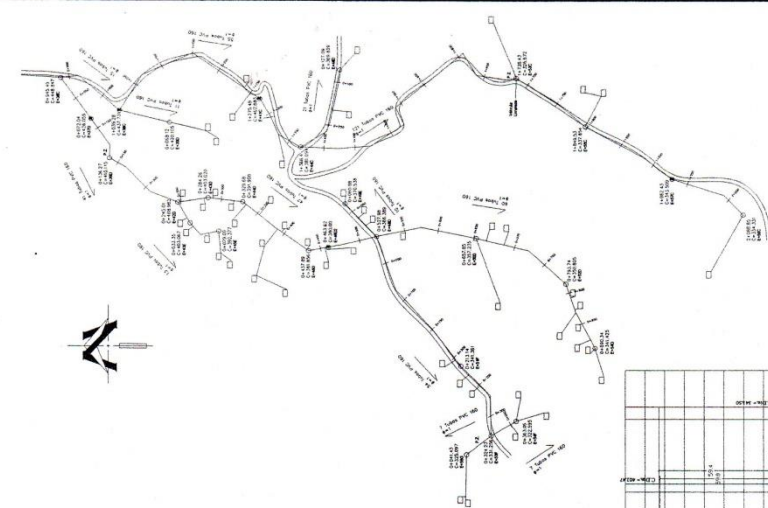


PERFIL LINEA DE DISTRIBUCION 2 E-240 A E-270, E-280 A E-290, E-290 A E-310, E-310 A E-330
 ESCALA VERTICAL 1:1000
 ESCALA HORIZONTAL 1:2500

PLANTA DISTRIBUCION 2
 COMUNIDADES DE CHAL CENTRO - PIAZZA
 ESCALA 1:2500

PLANTA DISTRIBUCION 2
 COMUNIDADES DE CHAL CENTRO - PIAZZA
 Unidad de Fraccionamiento de Agricultura y UPS
 ESCALA 1:2500

Universidad de San Carlos de Guatemala
 Facultad de Ingeniería
 Centro de Investigación y Desarrollo en Ingeniería
 Unidad de Fraccionamiento de Agricultura y UPS
 Proyecto: *INVESTIGACION EN AGUA POTABLE*
 Alumno: *ALVARO CHAVEL MATEOS*
 Asesor: *ING. JUAN CARLOS GONZALEZ*
 Fecha: *15/05/2017*
 Hoja: *1*



PLANTA DISTRIBUCION 2 ESCALA 1:1000

COMANDO DE RESERVA DE FUERZAS ARMADAS

ASOCIACION SUVADEPES
Instituto de Estudios y Proyectos

PROYECTO: ZONA INDUSTRIAL DE TUNJUNDO

CLIENTE: ALCAZAR MONTAÑEZ Y CIA. S.A.S.

CONDOMINIO: PERFILES UNAS DE ESTRECHURAZ

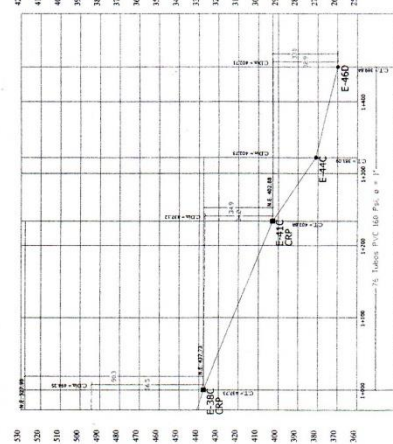
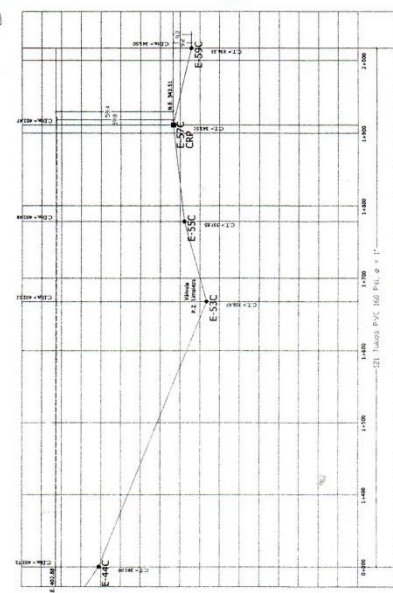
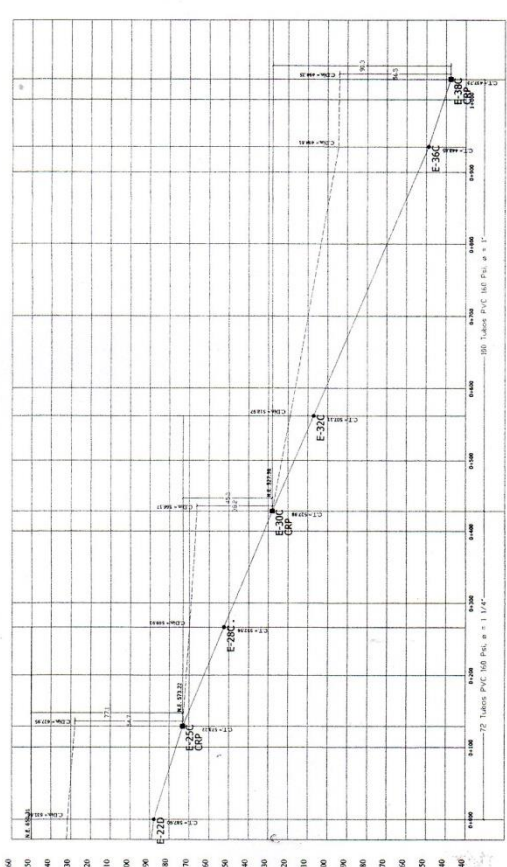
CONSTRUCION: ZONA INDUSTRIAL DE TUNJUNDO

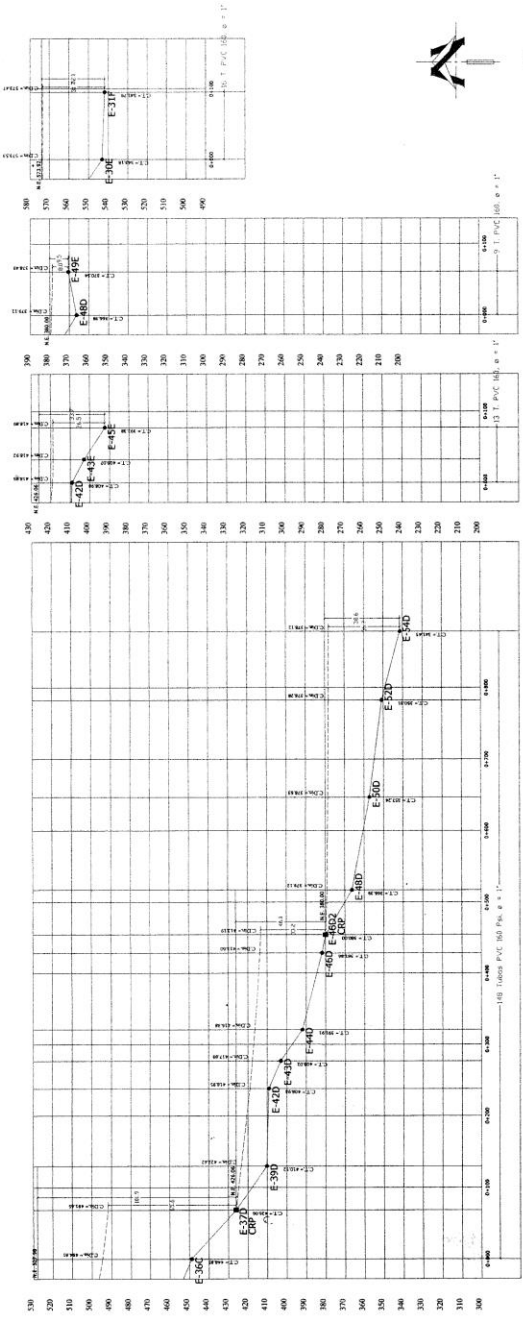
PROYECTISTA: JUAN CARLOS SUVADEPES

APROBADO: [Firma]

FECHA: 11/01/2011

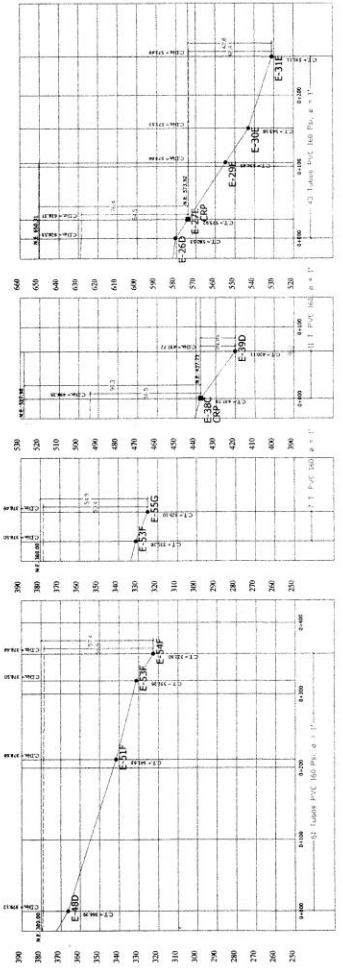
HOJA: 1 DE 1

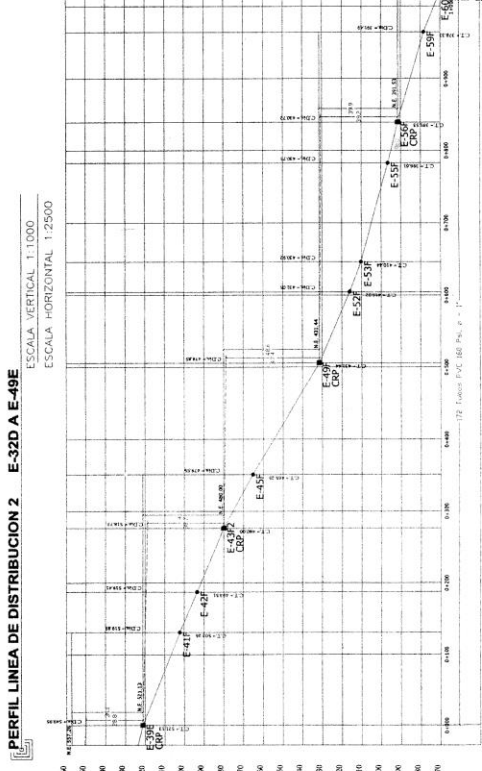
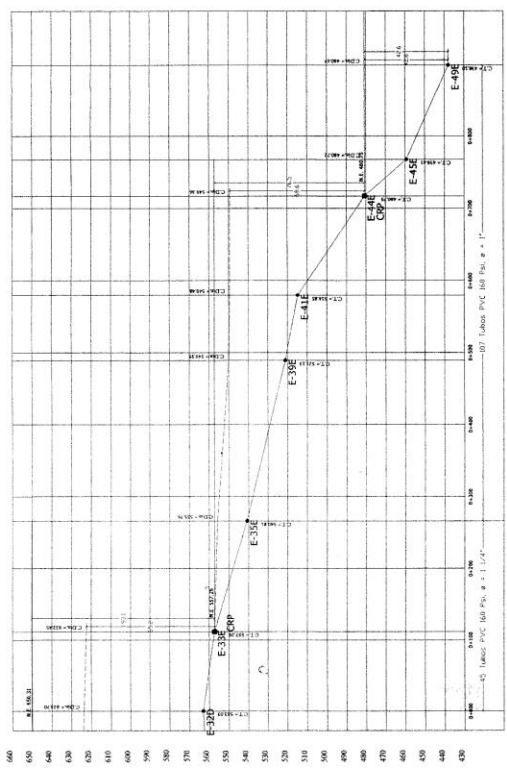
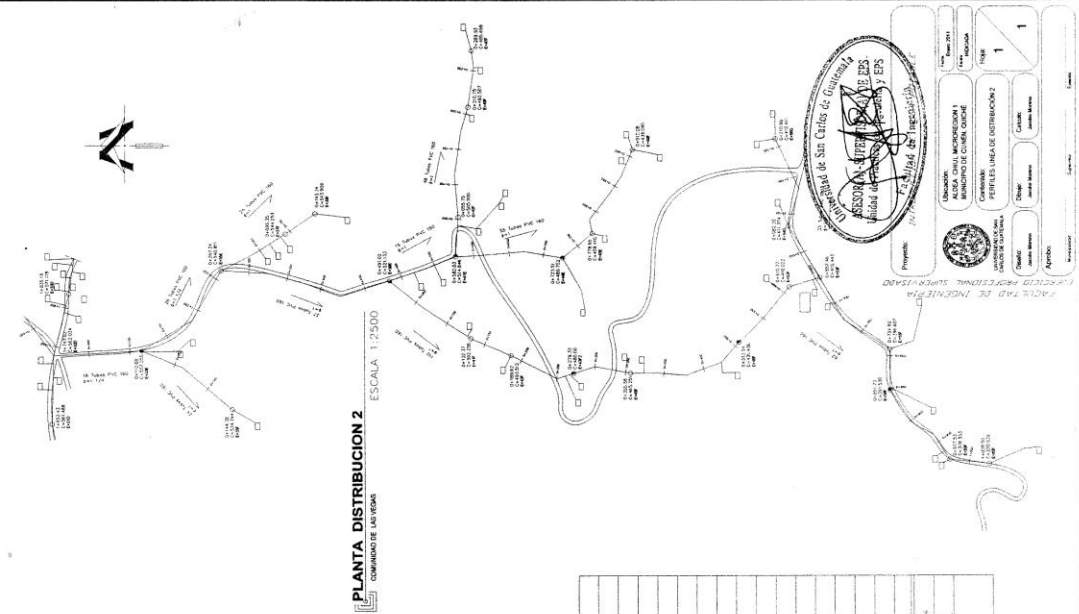





PERFIL LINEA DE DISTRIBUCION 2 E-38C A E-54D, E-42D A E-45E, E-48D A E-49E, E-48D A E-49E, E-30E A E-31F

ESCALA VERTICAL 1:1000
ESCALA HORIZONTAL 1:2500

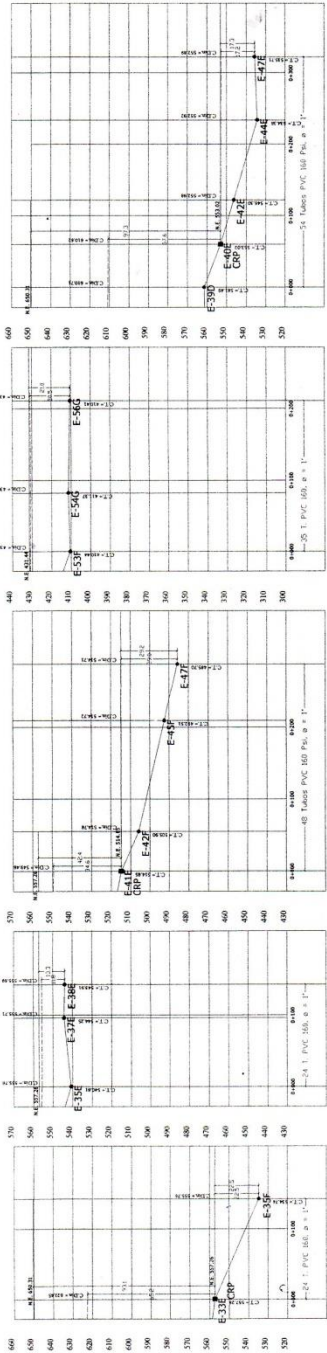




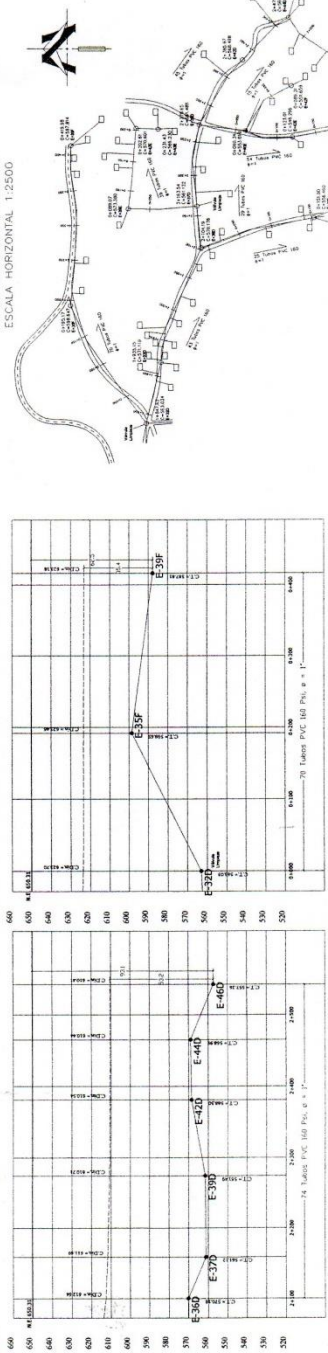

MUNICIPALIDAD DE SAN CARLOS DE GUAROÁ
ASISTENTE TÉCNICO DE EPS
 Unidad de Planeación y EPS

Proyecto: **PROYECTO PERIFONEO SAN CARLOS DE GUAROÁ**
 Fase: **1**
 Hoja: **1**

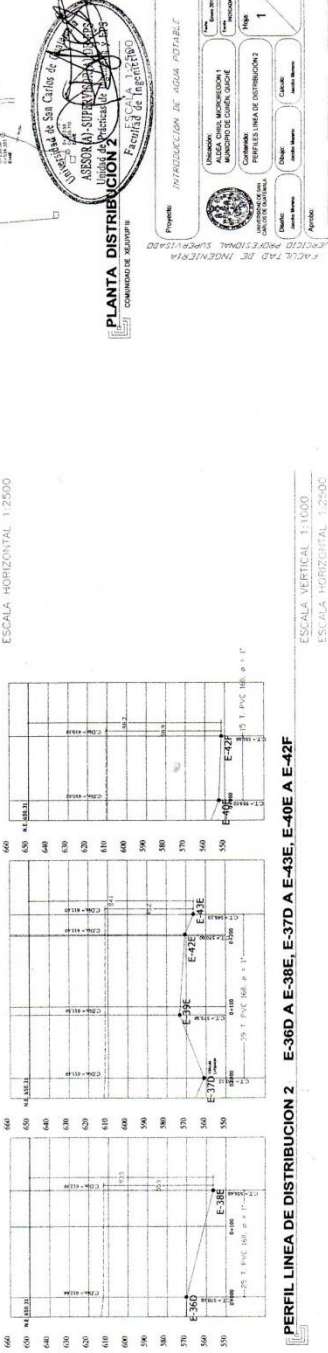
Autor: **ING. CARLOS RAMÍREZ**
 Revisor: **ING. CARLOS RAMÍREZ**
 Aprobado: **ING. CARLOS RAMÍREZ**
 Fecha: **15/05/2018**



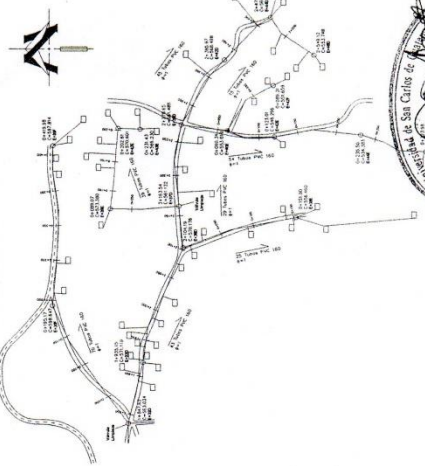
PERFIL LINEA DE DISTRIBUCION 2 E-335A A E-335F, E-335E A E-335D, E-335C A E-335B



PERFIL LINEA DE DISTRIBUCION 2 E-335A A E-335E



PERFIL LINEA DE DISTRIBUCION 2 E-335F A E-335J



PLANTA DISTRIBUCION 2
COMANDO DE ALUMINIO
FRANJA DE INGENIERIA

PROYECTO: INTRODUCCION DE AGUA POTABLE

UBICACION: MUNICIPIO DE SA GUAYAS

CLIENTE: COMANDO DE ALUMINIO

FECHA: 15 de Mayo del 2011

ESCALA: 1:2500

PLANTA DISTRIBUCION 2

FRANJA DE INGENIERIA

COMANDO DE ALUMINIO

FRANJA DE INGENIERIA

PROYECTO: INTRODUCCION DE AGUA POTABLE

UBICACION: MUNICIPIO DE SA GUAYAS

CLIENTE: COMANDO DE ALUMINIO

FECHA: 15 de Mayo del 2011

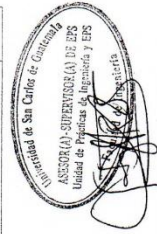
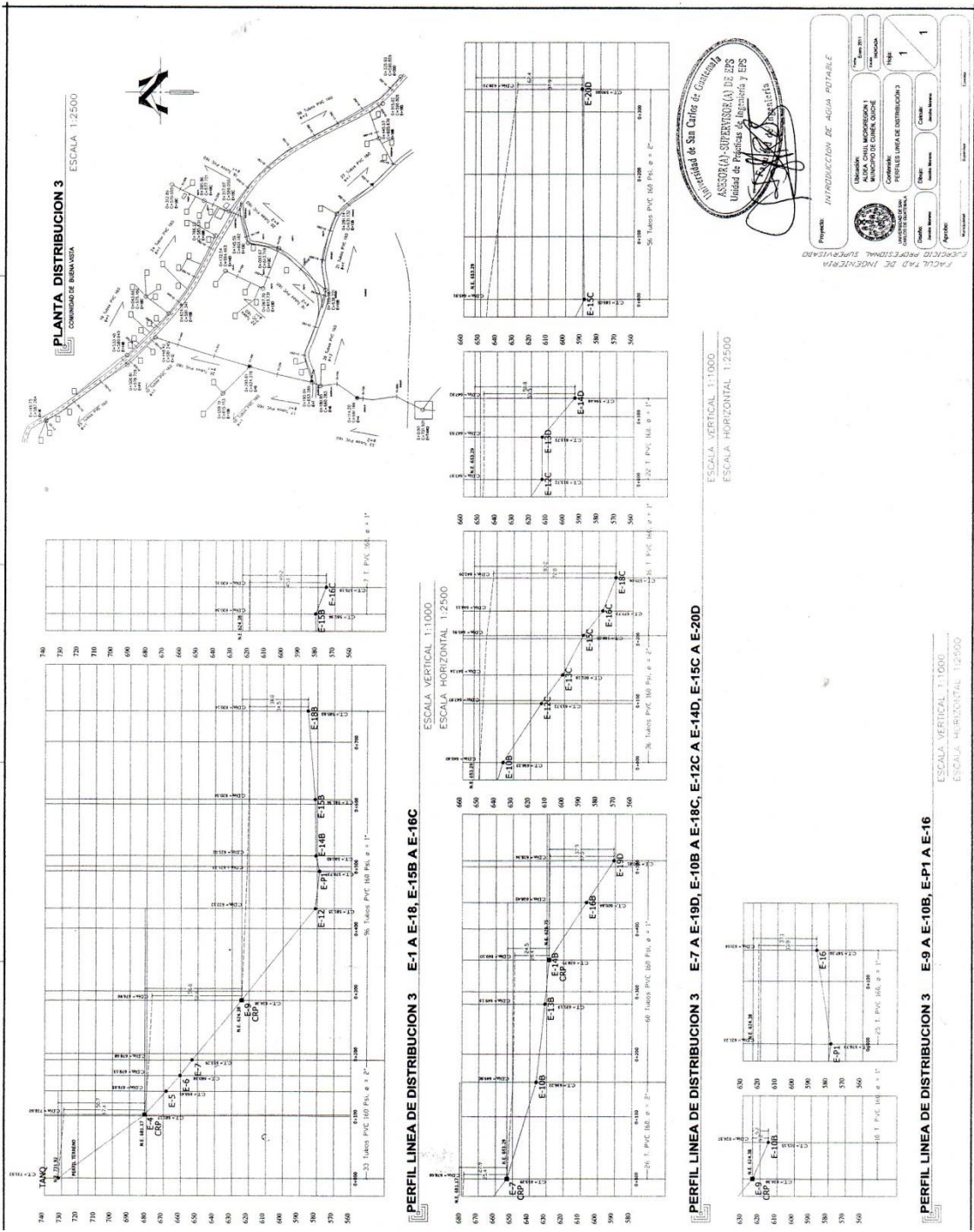
ESCALA: 1:2500

PLANTA DISTRIBUCION 2

FRANJA DE INGENIERIA

COMANDO DE ALUMINIO

FRANJA DE INGENIERIA



Proyecto: INTRODUCCION DE AGUA POTABLE

Asesor(a) SUPERVISOR(A) DE EBS
Unidad de Proyectos de Ingeniería y EBS

FECHA: 11/08/2011

ESCALA: 1:2500

PROYECTO: INTRODUCCION DE AGUA POTABLE

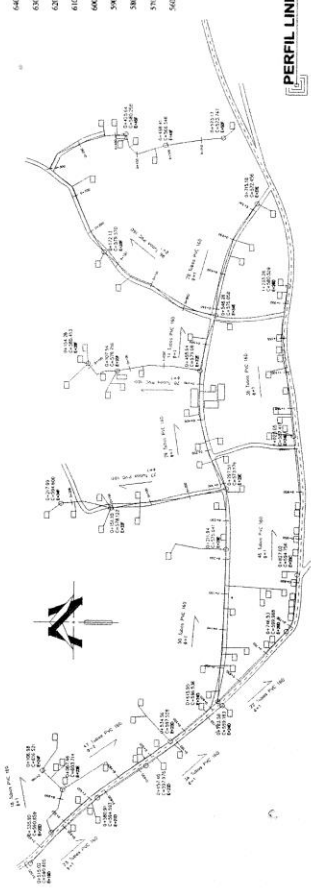
UNIDAD: UNIDAD DE PROYECTOS DE INGENIERIA Y EBS

PROYECTO: INTRODUCCION DE AGUA POTABLE

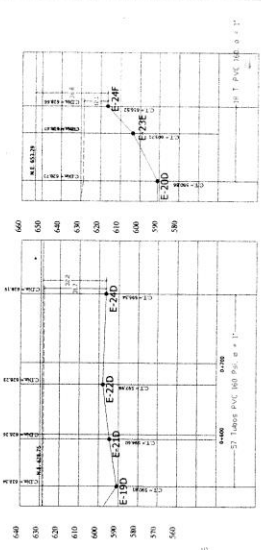
UNIDAD: UNIDAD DE PROYECTOS DE INGENIERIA Y EBS

PROYECTO: INTRODUCCION DE AGUA POTABLE

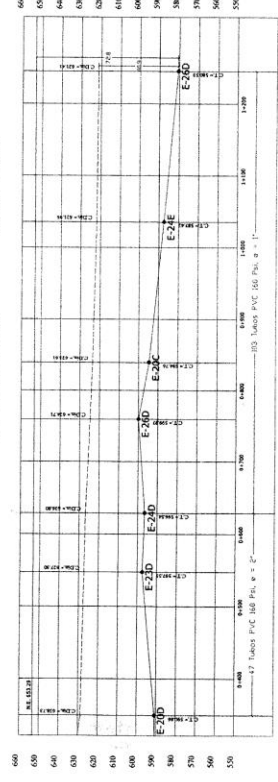
UNIDAD: UNIDAD DE PROYECTOS DE INGENIERIA Y EBS



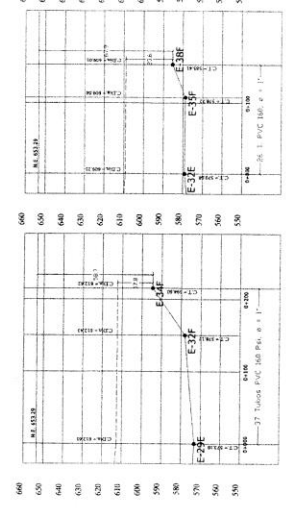
PLANTA DISTRIBUCION 3
COMISIÓN DE CALICENTRO
ESCALA 1:2500



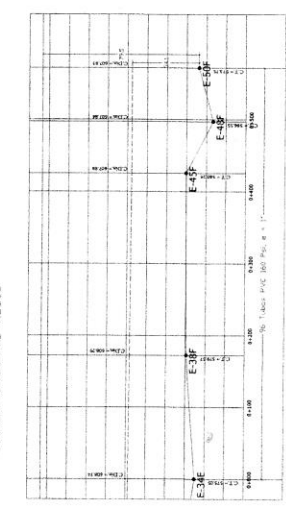
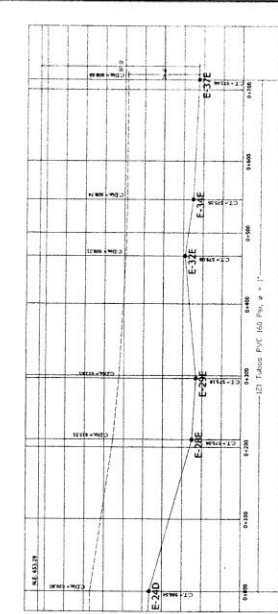
PERFIL LINEA DE DIS.3 E-190 A E-240, E-240 A E-23E
ESCALA VERTICAL 1:1000
ESCALA HORIZONTAL 1:2500



PERFIL LINEA DE DISTRIBUCION 3 E-200 A E-26D, E-24D A E-37E
ESCALA VERTICAL 1:1000
ESCALA HORIZONTAL 1:2500



PERFIL LINEA DE DISTRIBUCION 3 E-29E A E-34F, E-32E A E-38F, E-34F A E-50F
ESCALA VERTICAL 1:1000
ESCALA HORIZONTAL 1:2500



INSTRUMENTOS DE INGENIERIA

PROYECTO: **INSTRUMENTACION DE AREA ADJACENTE**

UBICACION: **COMISIÓN DE CALICENTRO, MUNICIPIO DE CALICENTRO**

CONTRATO: **PERFILES LINEA DE DISTRIBUCION 3**

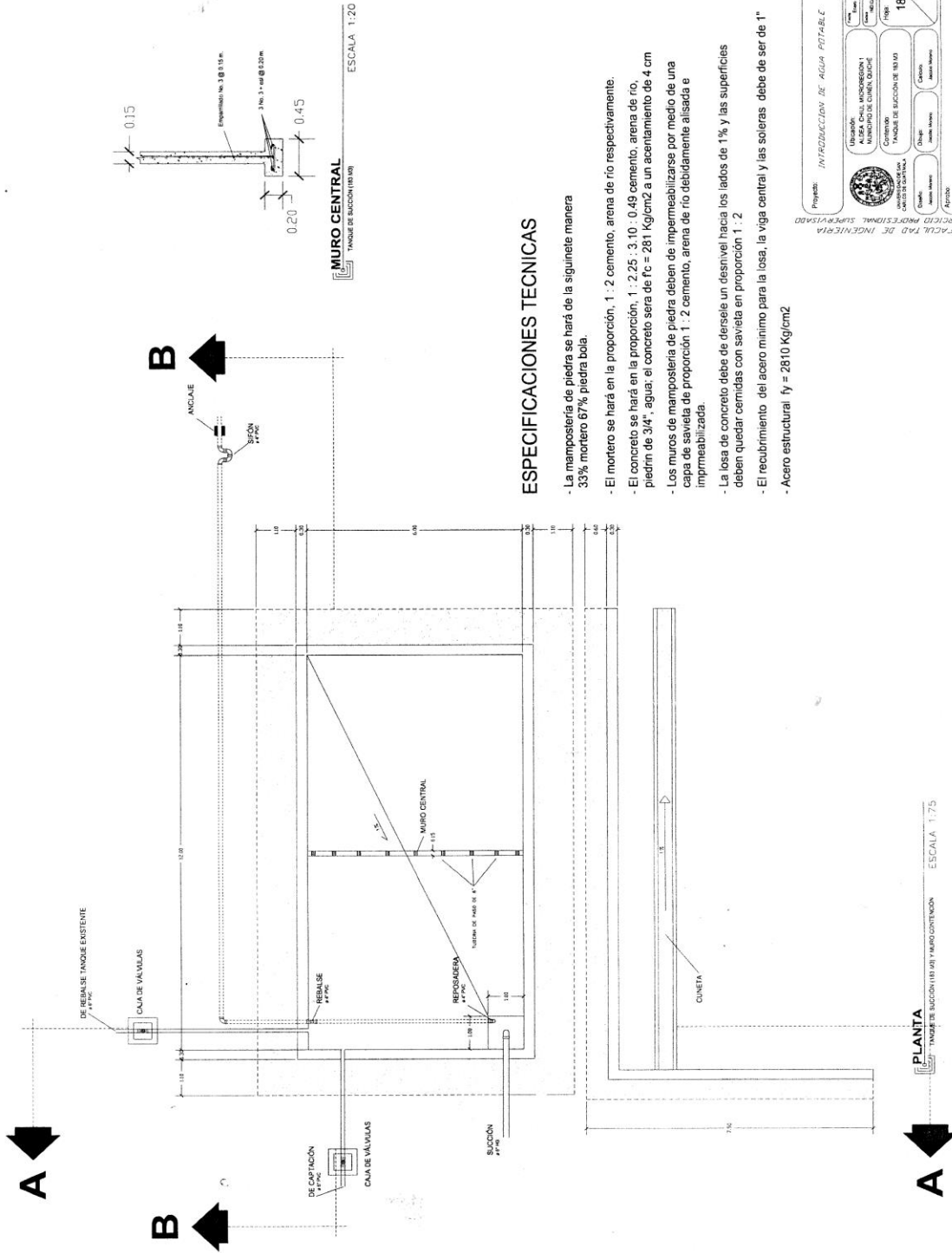
FECHA: **1**

ESCALA: **1**

PROYECTANTE: **[Signature]**

REVISOR: **[Signature]**

APROBADO: **[Signature]**

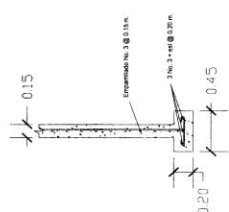
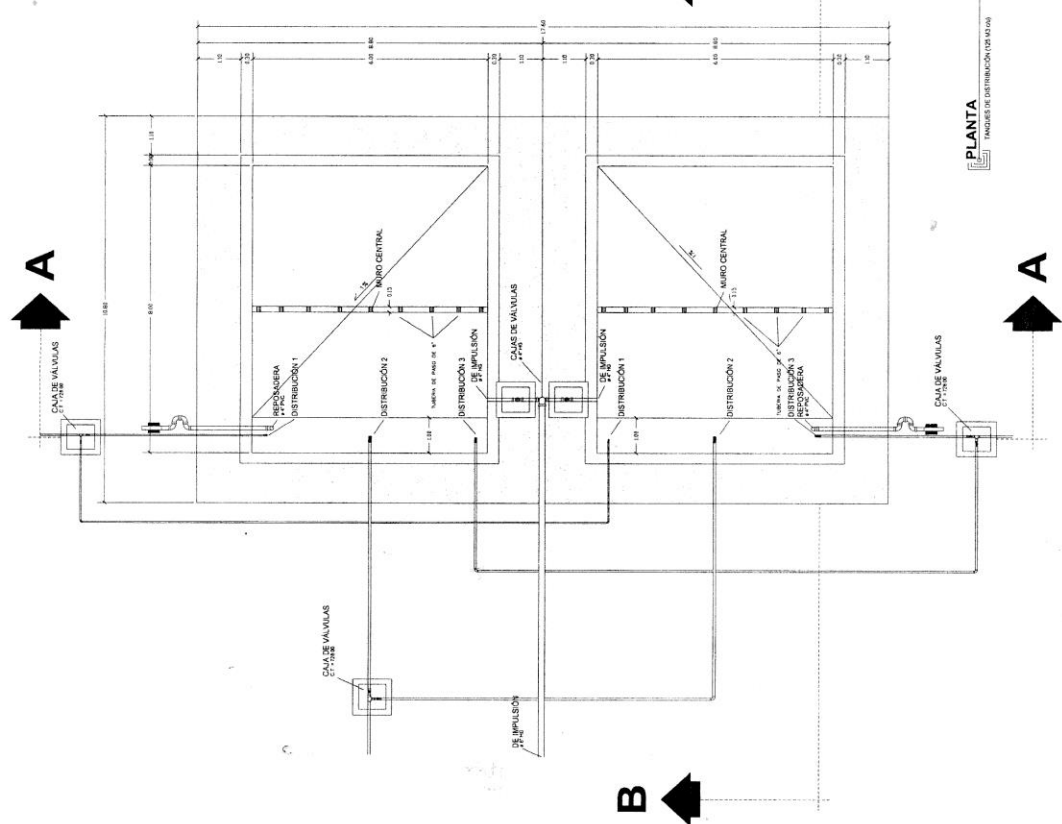


ESPECIFICACIONES TECNICAS

- La mampostería de piedra se hará de la siguiente manera
33% mortero 67% piedra bola.
- El mortero se hará en la proporción, 1 : 2 cemento, arena de río respectivamente.
- El concreto se hará en la proporción, 1 : 2.25 : 3.10 : 0.49 cemento, arena de río, pedrín de 3/4", agua; el concreto sera de $f_c = 281 \text{ Kg/cm}^2$ a un asentamiento de 4 cm
- Los muros de mampostería de piedra deben de impermeabilizarse por medio de una capa de saviebla de proporción 1 : 2 cemento, arena de río debidamente alisada e imprimeabilizada.
- La losa de concreto debe de darse un desnivel hacia los lados de 1% y las superficies deben quedar cernidas con saviebla en proporción 1 : 2
- El recubrimiento del acero minimo para la losa, la viga central y las soleras debe de ser de 1"
- Acero estructural $f_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$

ESPECIFICACIONES TECNICAS

- La mampostería de piedra se hará de la siguiente manera 33% mortero 67% piedra bola.
- El mortero se hará en la proporción, 1 : 2 cemento, arena de río respectivamente.
- El concreto se hará en la proporción, 1 : 2,25 : 3,10 : 0,49 cemento, arena de río, pedrín de 3/4", agua; el concreto sera de $f_c = 281 \text{ Kg/cm}^2$ a un asentamiento de 4 cm
- Los muros de mampostería de piedra deben de impermeabilizarse por medio de una capa de savieta de proporción 1 : 2 cemento, arena de río debidamente alisada e impermeabilizada.
- La losa de concreto debe de darsele un desnivel hacia los lados de 1% y las superficies deben quedar camadas con savieta en proporción 1 : 2
- El recubrimiento del acero mínimo para la losa, la viga central y las soleras debe de ser de 1"
- Acero estructural $f_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$



MURO CENTRAL
TANQUE DE DISTRIBUCION N.º 1
ESCALA 1:20

PLANTA
TANQUES DE DISTRIBUCION N.º 1 y 2
ESCALA 1:50

Proyecto: **INFRAESTRUCTURA DE AGUA POTABLE**

ALCALDIA: **ALCALDIA CAJAL MORGUEZON**

MUNICIPIO DE CAJAL MORGUEZON

CONTRATO: **INDICADOR DE SUCCESOS (ISU)**

UNIDAD DE SERVICIOS: **INDICADOR DE SUCCESOS (ISU)**

FECHA: **19**

HOJA: **23**

INSTITUCION: **INSTITUCION DE AGUA POTABLE**

PROYECTO: **INFRAESTRUCTURA DE AGUA POTABLE**

ALCALDIA: **ALCALDIA CAJAL MORGUEZON**

MUNICIPIO DE CAJAL MORGUEZON

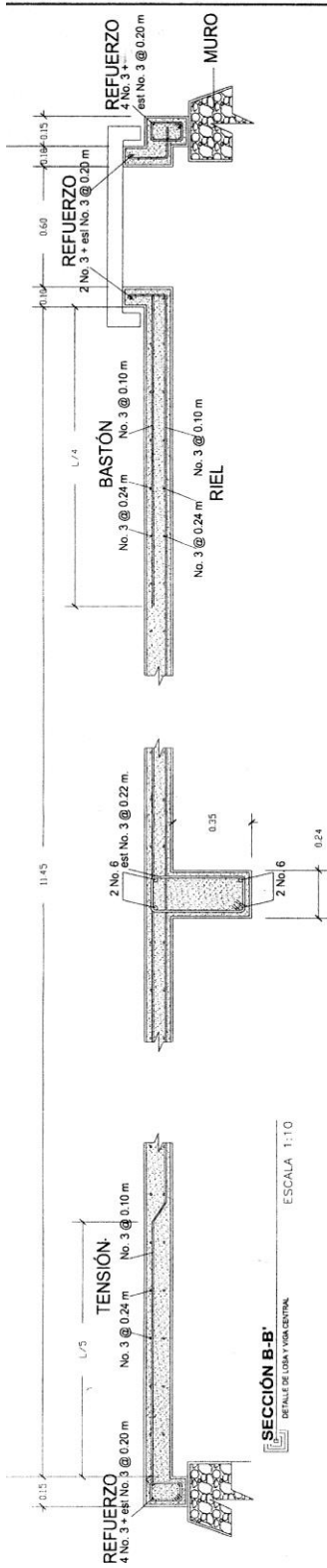
CONTRATO: **INDICADOR DE SUCCESOS (ISU)**

UNIDAD DE SERVICIOS: **INDICADOR DE SUCCESOS (ISU)**

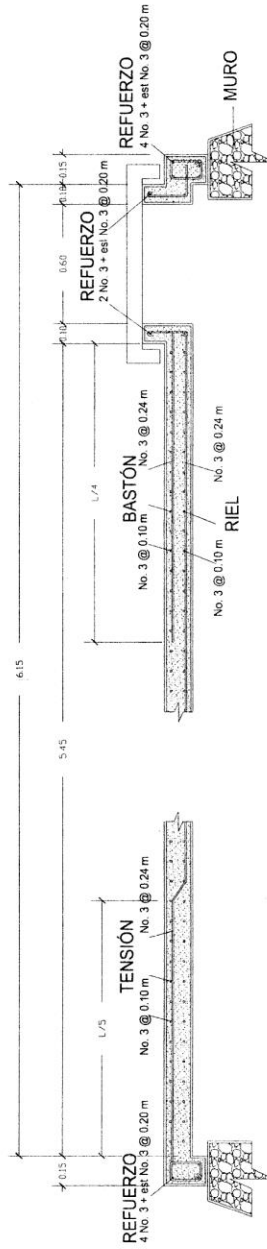
FECHA: **19**

HOJA: **23**

INSTITUCION: **INSTITUCION DE AGUA POTABLE**



SECCIÓN B-B'
DETALLE DE LOSA Y VIGAS CENTRAL
ESCALA 1:10



SECCIÓN A-A'
DETALLE DE LOSA
ESCALA 1:10

Proyecto: **INTRODUCCION DE AGUA POTABLE**

Ubicación: **ALBA, DHA, MICHIGUAY, MUNICIPIO DE CHIRIQUÍ, C.O.C.E.**

Contenido: **PLANO REJES Y CRUCES VALES**

Hoja: **20**

Fecha: **23**

Elaborado: **José Manuel**

Revisado: **José Manuel**

Profesor: **José Manuel**

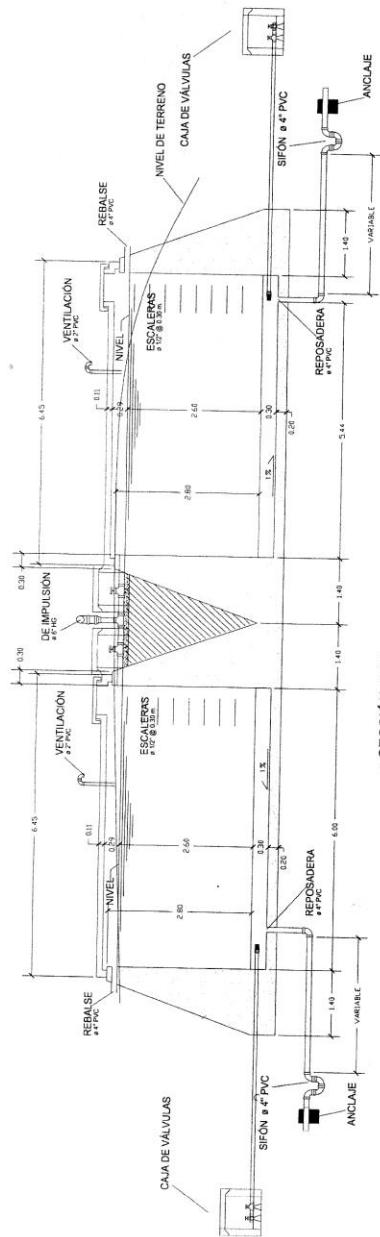
Asesor: **José Manuel**

Escuela: **José Manuel**

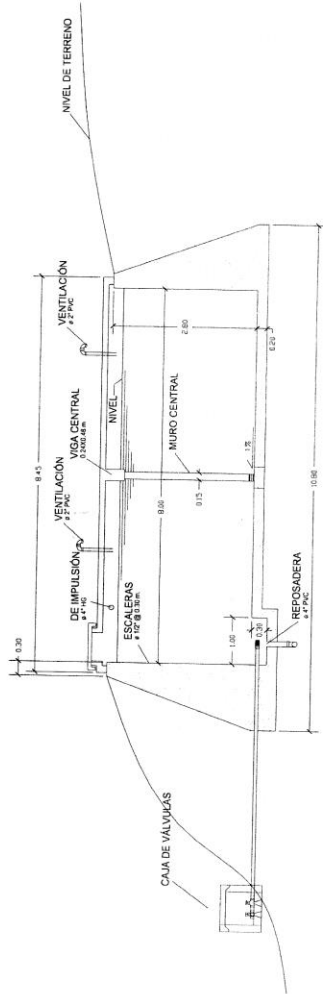
Facultad: **INGENIERIA**

Departamento: **INGENIERIA**

Carácter: **PROFESIONAL SUPERVISADO**



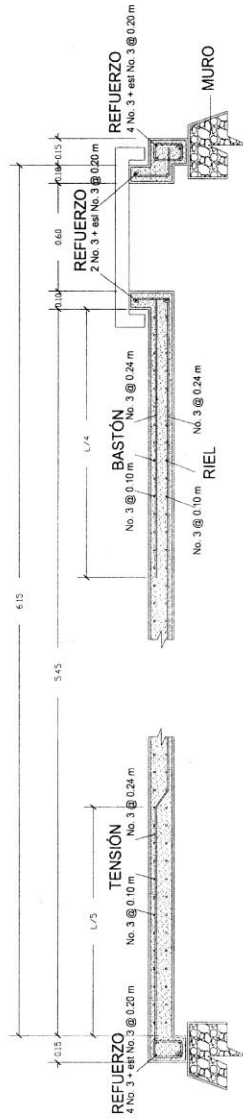
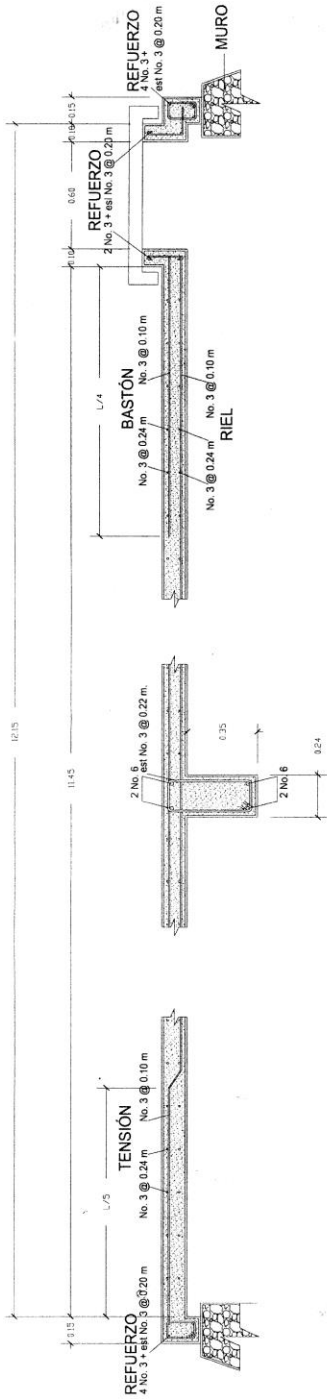
SECCIÓN A-A'
 TUBO DE DISTRIBUCIÓN 105 MM Ø
 ESCALA 1:37.5



SECCIÓN B-B'
 TUBO DE DISTRIBUCIÓN 105 MM Ø
 ESCALA 1:37.5

PROYECTO: **INYECCION DE AGUA POTABLE**
 CLIENTE: **ALCALDIA DEL MUNICIPIO DE GUAYACAN**
 COORDINADOR: **ING. JORGE GONZALEZ**
 DISEÑADOR: **ING. JORGE GONZALEZ**
 ESCALA: **21**
 FECHA: **23**

PÁGINA 140 DE 140
 DISEÑADO POR: **JORGE GONZALEZ**
 VERIFICADO POR: **JORGE GONZALEZ**
 APROBADO POR: **JORGE GONZALEZ**



PROYECTO: INTRODUCCION DE AGUA POTABLE

Elaborado	ALBA CALVO RODRIGUEZ	Revisado	22
Verificado	ANDRÉS FERNÁNDEZ	Fecha	23
Proyectado	ANDRÉS FERNÁNDEZ	Estado	Final
Asesor	ANDRÉS FERNÁNDEZ	Observaciones	

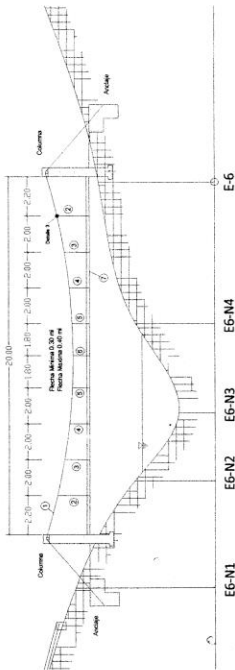
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIEROS

SIMBOLOGIA		
No.	DESCRIPCION	CANTIDAD
1	CABLE TRAVEL 1/4" x 4 # x 10'	1
2	CABLE DE SUSPENSION 1/2" x 4 # x 14'	2
3	CABLE DE SUSPENSION 1/2" x 4 # x 14'	2
4	CABLE DE SUSPENSION 1/2" x 4 # x 14'	2
5	CABLE DE SUSPENSION 1/2" x 4 # x 14'	2
6	CABLE DE SUSPENSION 1/2" x 4 # x 14'	2
7	TUBO DE HD 1/2" x 4 # TOTAL 24 M	1
8	ETA	4



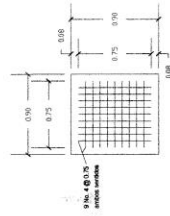
DETALLE 1
DETALLE DE ANCLAJE

SIN ESCALA



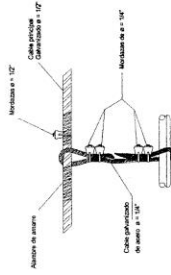
ELEVACION LATERAL
PASADIZO EN M. DE LUZ, AREA DE CONDUCCION

ESCALA 1:100



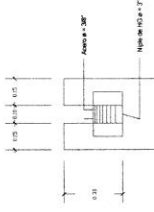
PLANTA DE ZAPATA
PASADIZO UNID. DE CONDUCCION

ESCALA 1:20



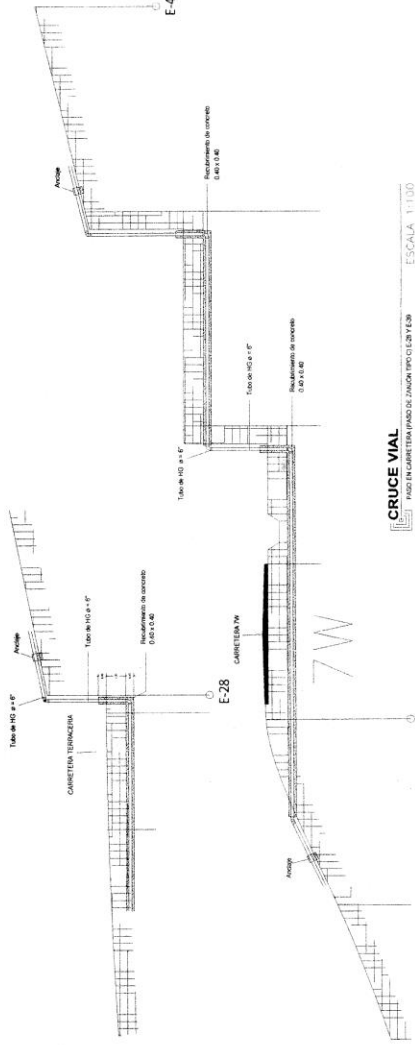
DETALLE 3
PASADIZO DETALLE DE SUSPENSION

SIN ESCALA



DETALLE 2
DETALLE DEL TOPE DEL TORNE

SIN ESCALA



CRUCE VIAL
PASADIZO EN CARRETERA PARA EL ZANAJA EPOC 02 Y E-39

ESCALA 1:100



Proyecto: **INTERSECCION DE AGUA POTABLE**

Ubicación: **ALDEA SANTA MARIANO DE LOS RIOS, MUNICIPIO DE SANTA ROSA, PARAGUARI Y CANALES PALES, DEPARTAMENTO DE GUAYRUBA**

Cliente: **COMITE DE DESARROLLO URBANO Y RURAL DEL MUNICIPIO DE SANTA ROSA**

Fecha: **11/05/2011**

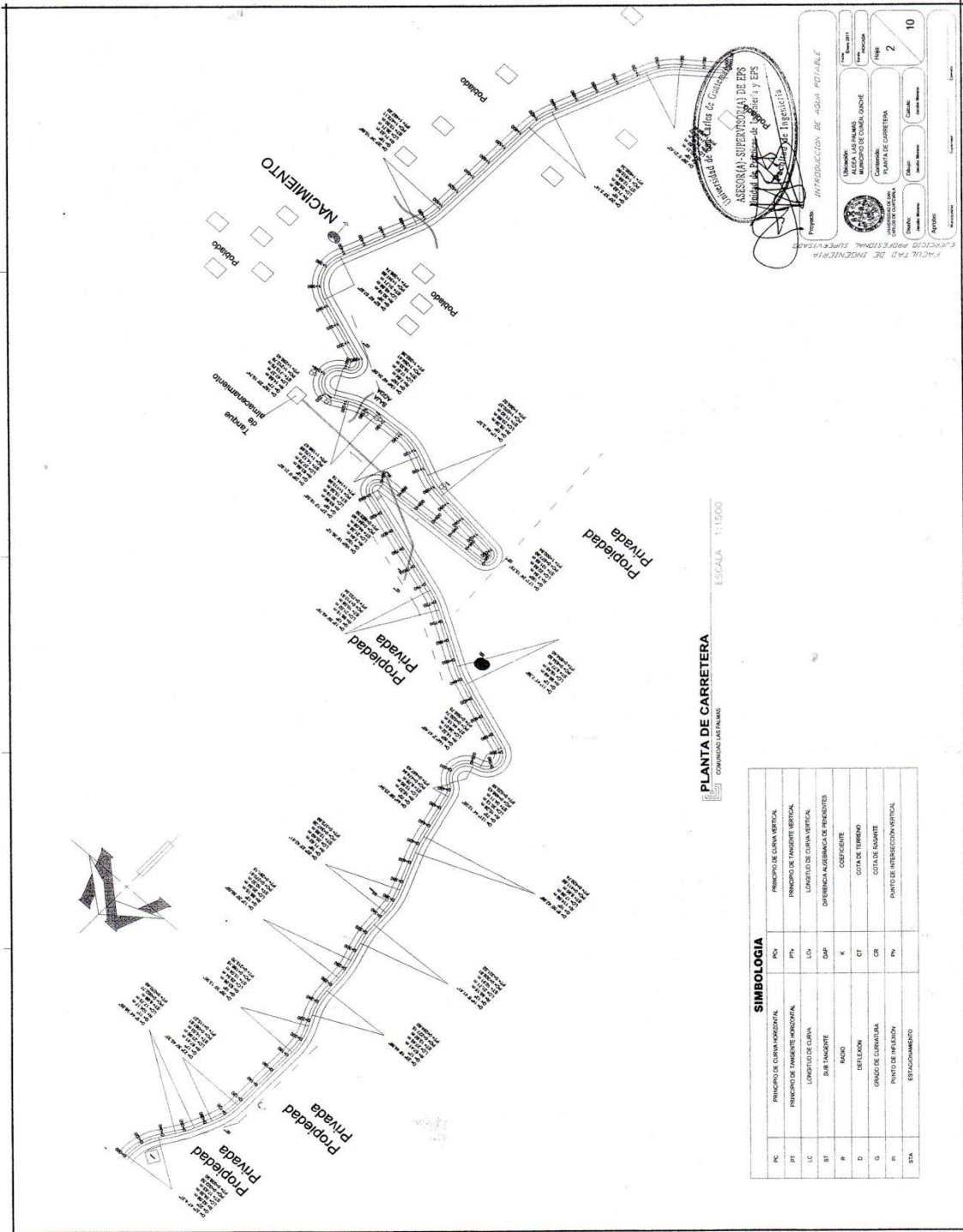
Hoja: **1**

Escala: **1:100**

Elaborado: **[Firma]**

Revisado: **[Firma]**

Aprobado: **[Firma]**



PLANTA DE CARRETERA
COMUNIDAD LAS PALMAS

ESCALA: 1:1500

SIMBOLOGIA	
PC	PRINCIPIO DE CURVA HORIZONTAL
PT	PRINCIPIO DE TANGENTE HORIZONTAL
LC	LONGITUD DE CURVA
ST	SUB TANGENTE
R	RADIO
D	DEVIACION
G	GRADUO DE CURVATURA
P	PUNTO DE INFLEXION
ETA	ESTACIONAMIENTO
PV	PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL
PTA	PUNTO DE TANGENTE VERTICAL
LO	LONGITUD DE CURVA VERTICAL
DAP	DIFERENCIA ALBARRACA DE PENDIENTES
K	COEFICIENTE
CT	COSTA DE TIERRA
OR	COSTA DE RAMANTE
PV	PUNTO DE INTERSECCION VERTICAL

Proyecto: INTRODUCCION DE AGUA POTABLE
 ALDEA LAS PALMAS
 COMUNIDAD LAS PALMAS
 PLANTA DE CARRETERA
 HOJA: 2
 DE: 10



Proyecto: CARRETERA DE TERRAZCENA

Fecha: 2011

Escala: 1:1000

Hoja: 4

10

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
MUNICIPIO DE CURMA QUICHE

COMUNIDAD LAS PALMAS

PROFESORES: CAROLINA GARCÍA DE CARRETERA

ALUMNOS: CAROLINA GARCÍA DE CARRETERA

OTROS: CAROLINA GARCÍA DE CARRETERA

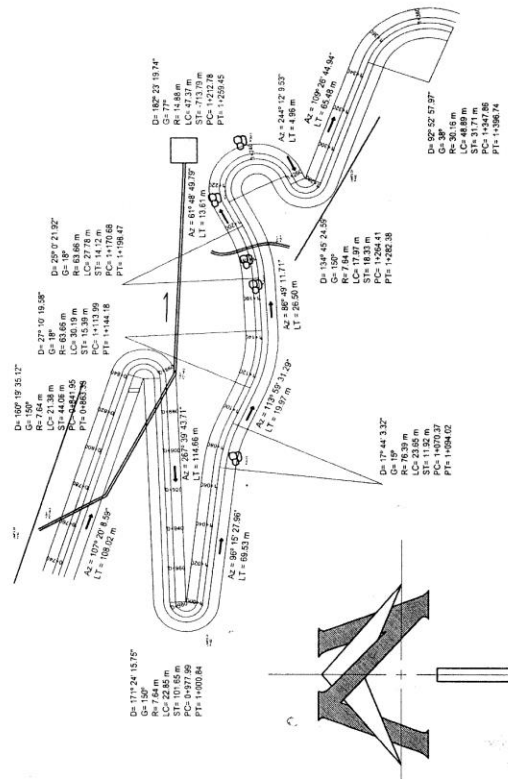
APROBADO: CAROLINA GARCÍA DE CARRETERA

FACULTAD DE INGENIERIA

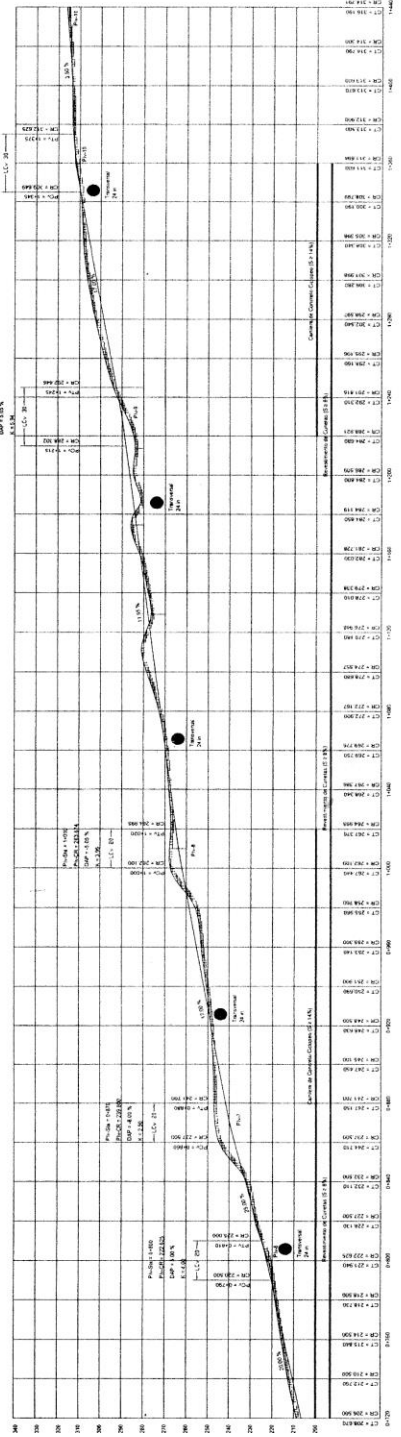
CARRERA PROFESIONAL SUPERIOR

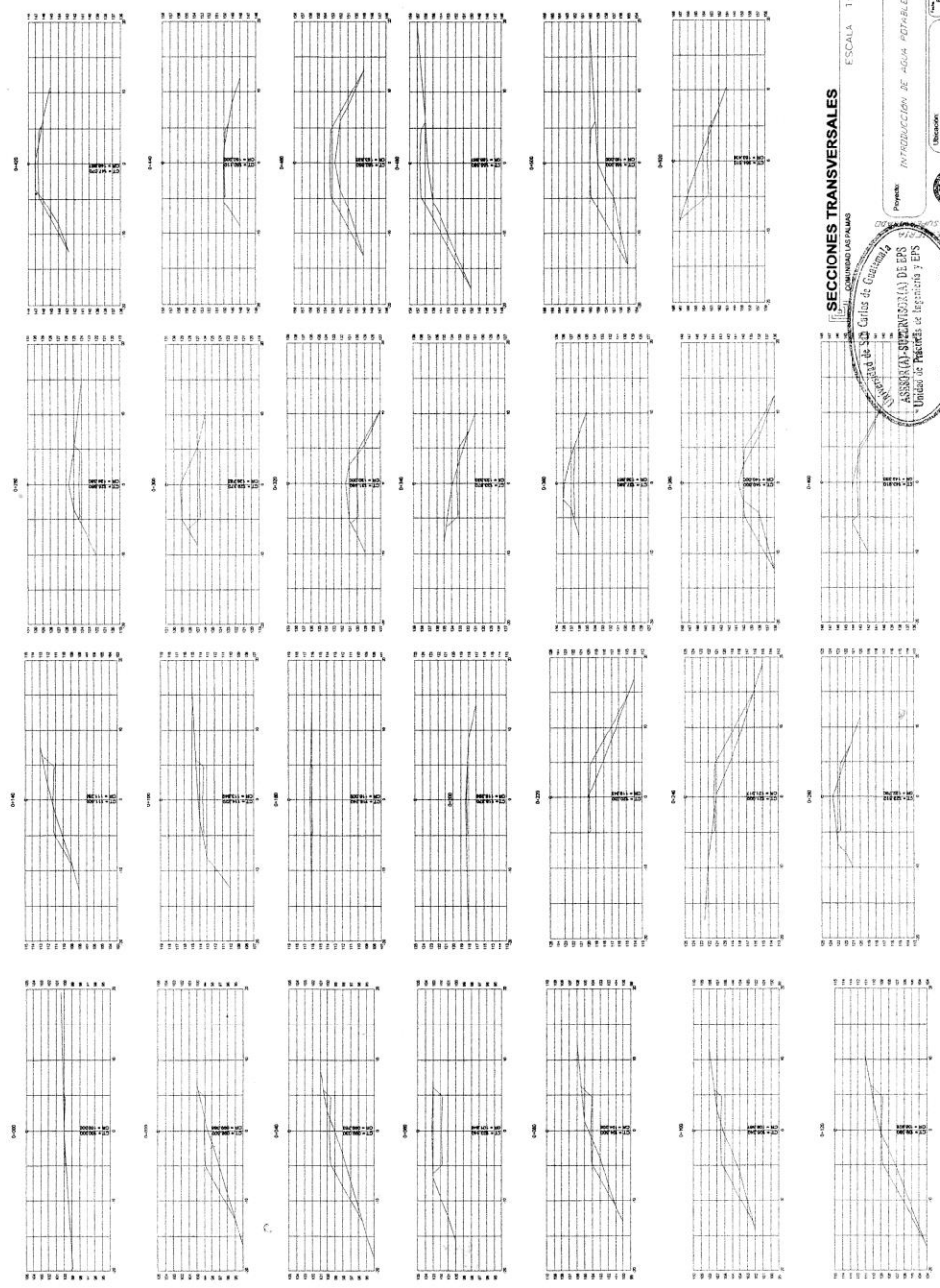
SIMBOLOGIA

PC	PRINCIPIO DE CURVA HORIZONTAL	PCV	PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL
PT	PRINCIPIO DE TANGENTE HORIZONTAL	PTV	PRINCIPIO DE TANGENTE VERTICAL
LC	LONGITUD DE CURVA	LO	LONGITUD DE CURVA VERTICAL
ST	SUB TANGENTE	DMP	DIFERENCIAL CERCERIA DE PANDENTES
R	RADIO	K	COEFICIENTE
D	DEFLEXION	CT	COTA DE TERMINO
G	GRADO DE CURVATURA	CR	COTA DE BASANTE
PI	PUNTO DE INECCION	Ph	PUNTO DE INTERSECCION VERTICAL
STA	ESTACIONAMIENTO		



PLANTA DE 0+720 A 1+400
COMUNIDAD LAS PALMAS
ESCALA 1:1000





SECCIONES TRANSVERSALES
 ESCALA 1:250

Proyecto: **INFRAESTRUCTURA DE AGUA POTABLE**

ESTACION: **AYUDA LA PALMERA**

SECCIONES TRANSVERSALES

Plan: **6**

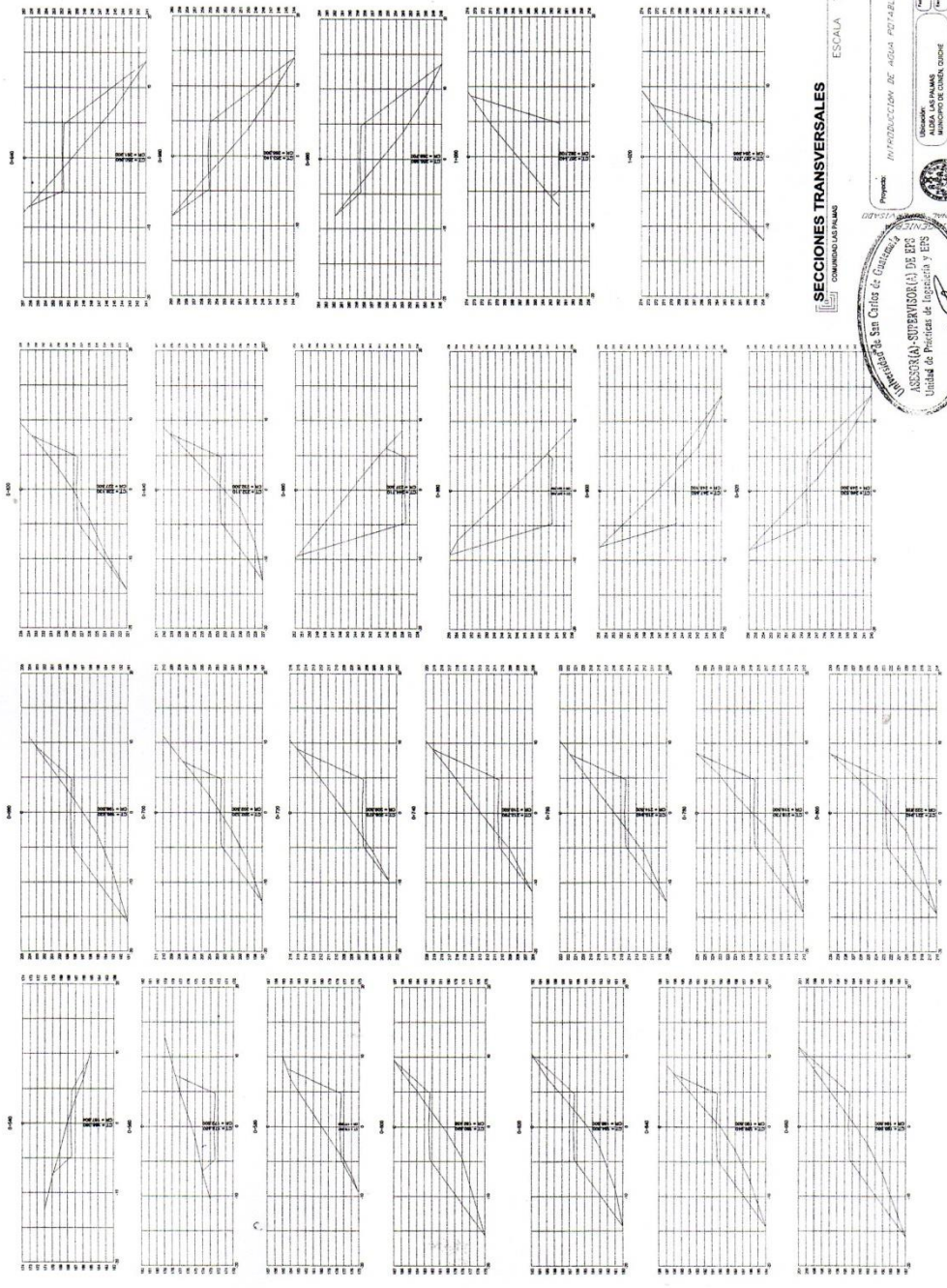
Hoja: **10**

Elaborado: **[Nombre]**

Revisado: **[Nombre]**

Aprobado: **[Nombre]**





SECCIONES TRANSVERSALES
COMUNIDAD SAN PABLO

ESCALA 1:250

Proyecto: **INTRODUCCION DE AGUA POTABLE**

Ubicación: **EL ALFAR**

Manejo de las aguas: **MANEJO DE CUENCA**

Contenido: **SECCIONES TRANSVERSALES**

Fecha: _____

Elaborado por: _____

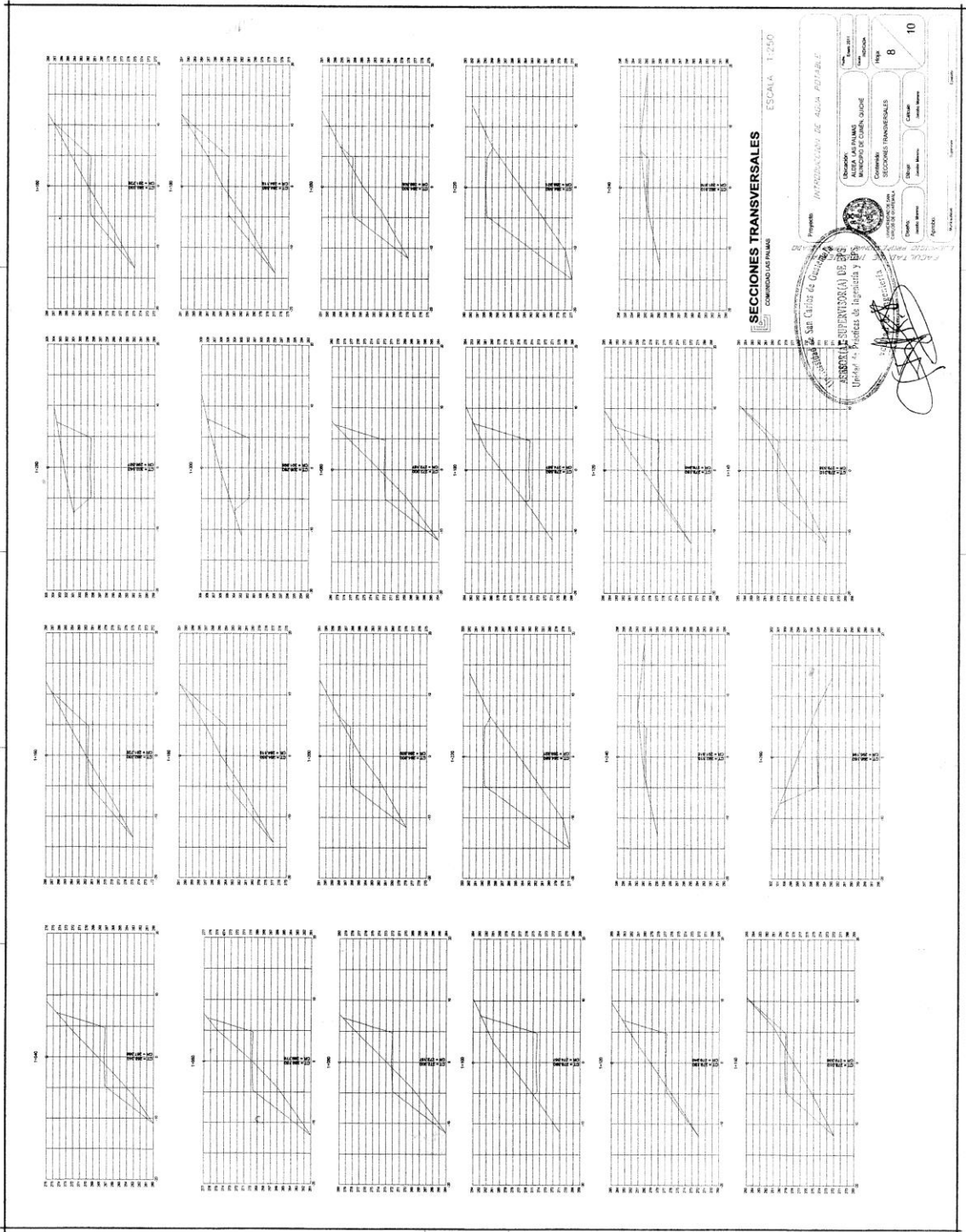
Revisado por: _____

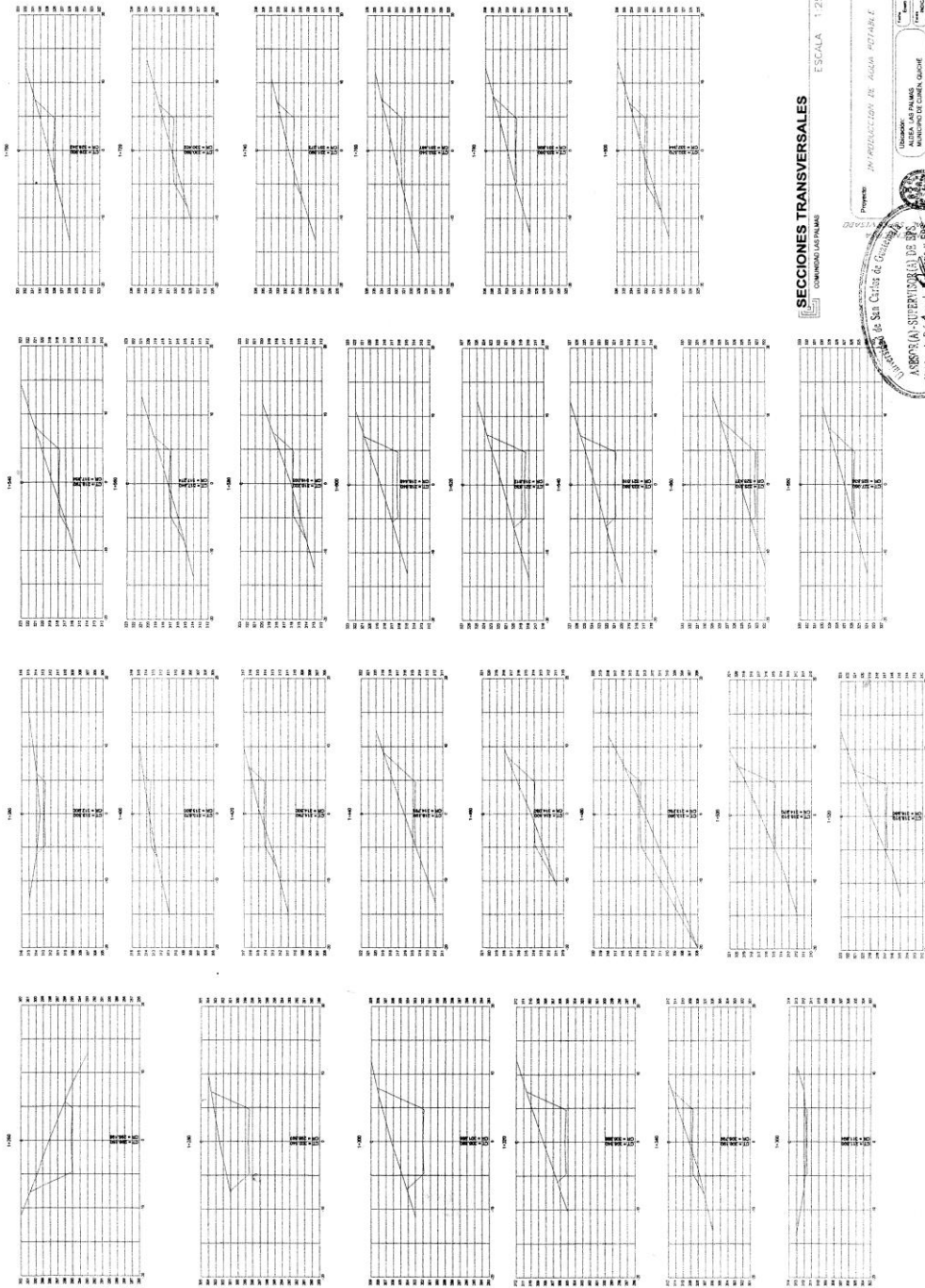
Aprobado: _____

Hoja: **7** de **10**

INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA Y CENSOS

Asesoría Supervisora de EPS
Unidad de Proyectos de Ingeniería y EPS





SECCIONES TRANSVERSALES
COMANDO LAS PALMAS

ESCALA 1:250

Proyecto: **INVESTIGACION DE ALGUA POTABLE**

Ubicación: **ALBA LAS PALMAS**
MUNICIPIO DE EL CAYO
CORRIENTE: **SUCUMBES TRANSVERSALES**

Fecha: **9**

Elaborado: **[Firma]**
Aprobado: **[Firma]**

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
LABORATORIO NACIONAL DE GEOTECNIA

Escuela: **Facultad de Ingeniería**
Carrera: **Ingeniería Civil**

Nombre: **[Firma]**
Número de carnet: **[Firma]**
Fecha de emisión: **[Firma]**

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
LABORATORIO NACIONAL DE GEOTECNIA

Escuela: **Facultad de Ingeniería**
Carrera: **Ingeniería Civil**

Nombre: **[Firma]**
Número de carnet: **[Firma]**
Fecha de emisión: **[Firma]**

Proyecto: **CARRERA DE TERRACERIA**

CLIENTE: **MUNICIPALIDAD DE CUENCA**

UBICACIÓN: **ALDEA LAS PALMAS**

CONTRATO: **DETALLES DE DRENAJE Y TALUZO**

FECHA: **10**

PROYECTISTA: **FACULTAD DE INGENIERIA**

ESCALA: **1:50**

Balasto

La capa de balasto debe ser uniforme y estar sujeta de rección, de modo, que o cualquier material perjudicial o extraño. El tamaño máximo del agregado grueso del balasto debe ser menor que el tamaño de la abertura de la malla que se utiliza para el tamizado en el banco de material u otro método.

El material de balasto debe tener un peso unitario menor no menor de 1.40 (g/cm³) (ASTM D 1557)

La posición del balasto extendido en el tamiz N° 4 (4.75 mm), debe estar entre 60% y 40% en peso y debe tener un porcentaje de atracción no mayor de 40.

ASTM D 1557

La posición que posee el tamiz N° 40 (0.85 mm), debe tener un límite líquido no mayor de 35.

ASTM D 1557

La posición que posee el tamiz N° 40 (0.85 mm), debe tener un índice de plasticidad entre 5 y 11.

ASTM D 1557

La posición que posee el tamiz N° 200 (0.075 mm), no debe exceder de 1% en peso.

ASTM D 1557

Los balastos se deben compactar como mínimo al 95% de la densidad máxima determinada por el método proctor modificado.

ASTM D 1557

En caso de ser necesario de preferencia deben de ser granulados con menos de 3 por ciento de finos (menor de 0.075 mm).

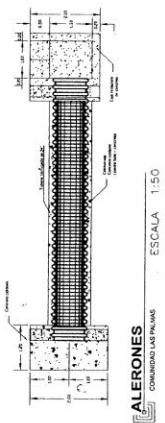
- La base debe de colocarse sobre una capa de concreto compacto curado una vez que se haya terminado de construir el sub-gruente de acuerdo a las especificaciones.
- Dejar entre el balasto y la base no menos de 0.30 m, para evitar que el balasto se comprima.
- La preparación a utilizarse para el CONCRETO CICLOPEO es la siguiente:
- Relieve de zanja en talud con cargado compactar por capas de 0.15 m. C/u como mínimo.

COLOCACIÓN Conforme se haya terminado de construir el sub-gruente de acuerdo a las especificaciones, se debe proceder a la colocación del balasto. No se debe poner un cubo de balasto en un solo lugar, sino que se debe ir colocando el balasto en una zona de 100 metros en forma de 250 metros.

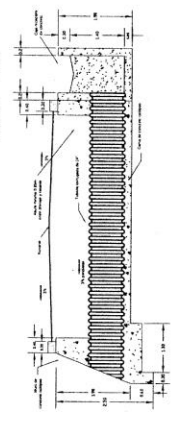
Como la capa de balasto se debe colocar sobre una sub-capas existente, esta debe ser previamente compactada, identificada y compactada satisfactoriamente, de acuerdo a las especificaciones. En los lugares donde se encuentre material flojo, según lo indicado, estos deben ser removidos hasta una profundidad de por lo menos 300 mm, hasta que se encuentre en el fondo de la zanja. Se deben excavar hasta los límites de la zanja, para asegurar que el balasto se coloque en la zona de 100 metros de la zanja y a una profundidad por lo menos de 300 milímetros debajo de la sub-capas.

DETALLE DE DRENAJE TRANSVERSAL

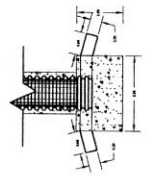
PLANTA DE SISTEMA
COMUNIDAD LAS PALMAS
ESCALA 1:50



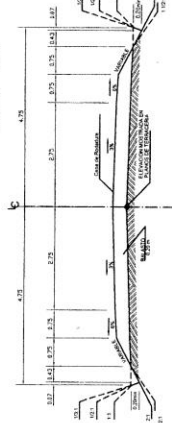
PERFIL
COMUNIDAD LAS PALMAS
ESCALA 1:50



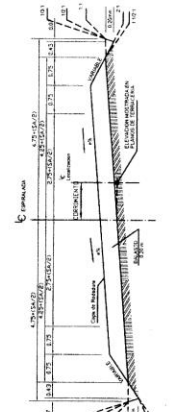
DETALLES DE SECCIÓN TÍPICA



ALINEACIÓN RECTA
COMUNIDAD LAS PALMAS
ESCALA 1:50



ALINEACIÓN CURVA
COMUNIDAD LAS PALMAS
ESCALA 1:50



ALINEACIÓN (con carrilera)
COMUNIDAD LAS PALMAS
ESCALA 1:50

