



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

DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISCAB PARA EL CASCO URBANO DE SOLOLÁ Y DISEÑO DEL CAMINO RURAL DEL SECTOR LOS PAR, CASERÍO CENTRAL, CANTÓN XAJAXAC, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

Rudy Manolo Monroy Higueros

Asesorado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz

Guatemala, marzo de 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISCAB PARA EL CASCO URBANO DE SOLOLÁ Y DISEÑO DEL CAMINO RURAL DEL SECTOR LOS PAR, CASERÍO CENTRAL, CANTÓN XAJAXAC, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS

ASESORADO POR EL ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MARZO DE 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Luis Pedro Ortiz de León
VOCAL V	P.A. José Alfredo Ortiz Herincx
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
EXAMINADOR	Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

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 DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISCAB PARA EL CASCO URBANO DE SOLOLÁ Y DISEÑO DEL CAMINO RURAL DEL SECTOR LOS PAR, CASERÍO CENTRAL, CANTÓN XAJAXAC, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 25 de marzo de 2009.

Rudy Manolo Monroy Higueros

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

UNIDAD DE EPS

Guatemala 05 de julio de 2010.

Ref.EPS.DOC.696.07.10.

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

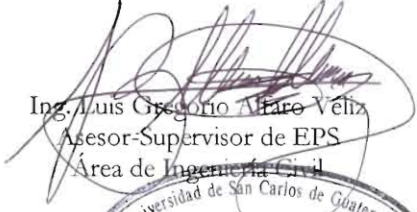
Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Rudy Manolo Monroy Higueros** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200212477**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISCAB PARA EL CASCO URBANO DE SOLOLÁ Y DISEÑO DEL CAMINO RURAL DEL SECTOR LOS PAR, CASERÍO CENTRAL, CANTÓN XAJAXAC, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ”**.

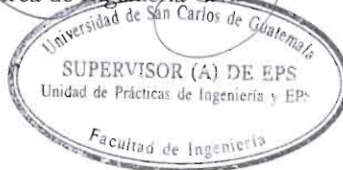
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”


Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
LGAV/ra

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

UNIDAD DE EPS

Guatemala, 05 de julio de 2010.

Ref.EPS.D.463.07.10

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

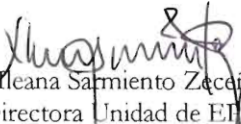
Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISCAB PARA EL CASCO URBANO DE SOLOLÁ Y DISEÑO DEL CAMINO RURAL DEL SECTOR LOS PAR, CASERÍO CENTRAL, CANTÓN XAJAXAC, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Rudy Manolo Monroy Higueros**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Norma Heleana Sarmiento Zecena de Serrano
Directora Unidad de EPS

NISZ/ra





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,
22 de julio de 2010

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

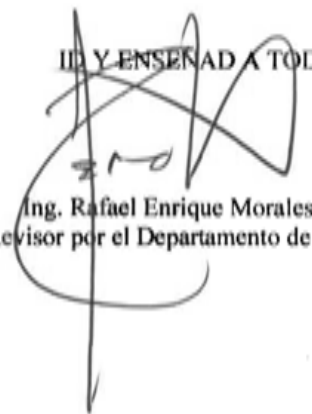
Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISCAB PARA EL CASCO URBANO DE SOLOLÁ Y DISEÑO DEL CAMINO RURAL DEL SECTOR LOS PAR, CASERÍO CENTRAL, CANTÓN XAJAXAC, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Rudy Manolo Monroy Higueros, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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,

~~IR Y ENSEÑAR A TODOS~~

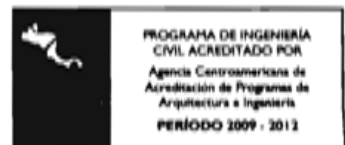

Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
Revisor por el Departamento de Hidráulica



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.

Más de **130** Años de Trabajo Académico y Mejora Continua



PROGRAMA DE INGENIERIA
CIVIL ACREDITADO POR
Agencia Centroamericana de
Acreditación de Programas de
Arquitectura e Ingeniería
PERIODO 2009 - 2012



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,
18 de noviembre de 2010

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 DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISCAB PARA EL CASCO URBANO DE SOLOLÁ Y DISEÑO DEL CAMINO RURAL DEL SECTOR LOS PAR, CASERÍO CENTRAL, CANTÓN XAJAXAC, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Rudy Manolo Monroy Higueros, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

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



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
TRANSPORTES
USAC

/bbdeb.

Más de 130 Años de Trabajo Académico y Mejora Continua





UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Rudy Manolo Monroy Higueros, titulado DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISCAB PARA EL CASCO URBANO DE SOLOLÁ Y DISEÑO DEL CAMINO RURAL DEL SECTOR LOS PAR, CASERÍO CENTRAL, CANTÓN XAJAXAC, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, marzo de 2011

/bbdeb.

Más de 130^{Años} de Trabajo Académico y Mejora Continua



Universidad de San Carlos
de Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

DTG. 068.2011

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 DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISCAB PARA EL CASCO URBANO DE SOLOLÁ Y DISEÑO DEL CAMINO RURAL DEL SECTOR LOS PAR, CASERÍO CENTRAL, CANTÓN XAJAXAC, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ**, presentado por el estudiante universitario **Rudy Manolo Monroy Higueros**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
Decano

Guatemala, 7 de marzo de 2011

/gdech



Acto que dedico a:

Dios y María	Por ser los creadores, guías y guardianes de mi vida.
Mis padres	María Isabel Higueros Barrios y Rudy Walter Monroy Ardón, por todo su apoyo y esfuerzos.
Mis hermanas	Rocío e Isabel, por su apoyo, y que mi triunfo sea un ejemplo de lucha y perseverancia.
Mi novia	Sthefany Fuentes, por todo su apoyo y ayuda incondicional.
Mis abuelos	Pedro Higueros (q.e.p.d.), Felícita Barrios (q.e.p.d.), Felipe Monroy (q.e.p.d.), Rosa Ardón (q.e.p.d.), por sus consejos y cariño.
Mi familia	Por contar siempre con todos ustedes.

Agradecimientos a:

Dios y María	Por sostenerme siempre en los momentos más difíciles de mi vida.
Mis padres	María Isabel Higueros Barrios y Rudy Walter Monroy Ardón, por su confianza, comprensión, motivación, y ayuda que siempre me han brindado.
Mis tíos	Especialmente a Carolina Higueros y Juan Barrios, por el cariño e interés que me han demostrado.
Mi novia	Sthefany Fuentes, por su apoyo y comprensión, y ser un gran ejemplo de superación en mi vida.
Mis amigos	Especialmente a Welimton, por apoyarme durante el desarrollo de mi carrera.
La municipalidad de la cabecera departamental de Sololá	Por darme la oportunidad, confianza y colaboración durante la realización del E.P.S.
Mi asesor	Ing. Luis Alfaro, por su asesoría durante la realización del E.P.S.
Universidad de San Carlos de Guatemala y Facultad de Ingeniería	Por darme la formación académica para desarrollarme como profesional.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO.....	XIII
RESUMEN.....	XIX
OBJETIVOS	XXI
INTRODUCCIÓN.....	XXIII
1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ.....	1
1.1. Características físicas	1
1.1.1. Localización y colindancias	1
1.1.2. Ubicación geográfica.....	2
1.1.3. Topografía.....	4
1.1.4. Clima	5
1.1.5. Zona de vida.....	6
1.1.6. Cuencas	7
1.1.7. Red hidrográfica	8
1.1.8. Tipo de vivienda	9
1.1.9. Población actual	10
1.2. Características de infraestructura.....	10
1.2.1. Vías de acceso.....	10
1.2.2. Servicios públicos.....	11
1.3. Características socioeconómicas	12
1.3.1. Origen de la comunidad	12
1.3.2. Actividad económica.....	13

1.3.3.	Idioma y religión	13
1.3.4.	Organización de la comunidad	14
2.	DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISCAB PARA EL CASCO URBANO DE SOLOLÁ	17
2.1.	Descripción del proyecto	17
2.2.	Levantamiento topográfico	20
2.2.1.	Planimetría	20
2.2.2.	Altimetría	20
2.3.	Diseño del sistema	21
2.3.1.	Aforo de la fuente	21
2.3.2.	Cálculo de crecida máxima	21
2.3.3.	Muestras de agua.....	21
2.3.3.1.	Examen físico-químico.....	22
2.3.3.2.	Examen bacteriológico.....	23
2.3.4.	Diseño hidráulico	23
2.3.4.1.	Cálculo de la población.....	23
2.3.4.1.1.	Tasa de crecimiento	23
2.3.4.1.2.	Período de diseño.....	23
2.3.4.1.3.	Población futura.....	24
2.3.4.2.	Dotación.....	25
2.3.4.3.	Factores de consumo	25
2.3.4.3.1.	Consumo medio diario	26
2.3.4.3.2.	Consumo máximo diario	27
2.3.4.4.	Fórmulas coeficientes y diámetros de tubería ...	28
2.3.4.5.	Clases y presiones de trabajo de tubería.....	29
2.3.4.6.	Velocidades y presiones de trabajo de tubería ..	30
2.3.4.7.	Diseño hidráulico de línea de conducción.....	30
2.3.4.8.	Evaluación de red de distribución existente.....	32

2.3.5.	Obras hidráulicas	32
2.3.5.1.	Captación bocatoma de fondo	32
2.3.5.2.	Línea de conducción tramo captación - desarenador.....	43
2.3.5.3.	Desarenador	47
2.3.5.4.	Tanque rompepresión.....	79
2.3.5.5.	Cajas para válvulas.....	80
2.3.5.6.	Pasos aéreos	80
2.3.5.7.	Tanque de almacenamiento	114
2.4.	Sistemas de desinfección.....	147
2.5.	Análisis de vulnerabilidad	148
2.6.	Planos	148
2.7.	Cuantificación de materiales de construcción y mano de obra....	149
2.8.	Presupuesto	150
2.8.1.	Costo del proyecto.....	150
2.8.2.	Cuadro de resumen.....	150
2.9.	Operación y mantenimiento.....	151
2.10.	Propuesta de tarifa	162
2.11.	Evaluación socio-económica	166
2.11.1.	Valor presente neto (VPN)	166
2.11.2.	Tasa interna de retorno (TIR)	167
2.12.	Medidas de mitigación de impacto ambiental	168
3.	DISEÑO DEL CAMINO RURAL DEL SECTOR LOS PAR, CASERÍO CENTRAL, CANTÓN XAJAXAC, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ.....	175
3.1.	Descripción del proyecto	175
3.2.	Estudio de la comunidad	176
3.2.1.	Espacio disponible.....	176
3.2.2.	Localización del terreno.....	176

3.2.3.	Topografía del terreno	178
3.3.	Especificaciones técnicas.....	178
3.4.	Normas para el diseño de caminos rurales	182
3.4.1.	Criterios generales	182
3.4.2.	Normas AASHTO	183
3.4.3.	Normas ASTM.....	183
3.4.4.	Normas COGUANOR.....	183
3.5.	Estudio topográfico.....	184
3.5.1.	Planimetría	184
3.5.2.	Altimetría	185
3.5.3.	Secciones transversales.....	185
3.5.4.	Cálculo topográfico.....	185
3.5.4.1.	Cálculo planimétrico.....	185
3.5.4.2.	Cálculo altimétrico	186
3.6.	Diseño geométrico de carretera y movimiento de tierras	187
3.6.1.	Cálculo de elementos de curvas horizontales	187
3.6.1.1.	Cálculo de delta (Δ)	189
3.6.1.2.	Grado de curvatura	189
3.6.1.3.	Longitud de curva (LC)	190
3.6.1.4.	Subtangente (ST)	190
3.6.1.5.	Cuerda máxima (C _{máx}).....	190
3.6.1.6.	External (E).....	191
3.6.1.7.	Ordenada media (OM)	191
3.6.2.	Alineamiento vertical	191
3.6.2.1.	Diseño de curvas verticales	192
3.6.3.	Cálculo de subrasante.....	196
3.6.4.	Cálculo de áreas de secciones transversales	197
3.6.5.	Cálculo de volúmenes de movimiento de tierras	198
3.6.6.	Cálculo de sobreechamientos	199

3.6.7.	Drenaje.....	203
3.6.7.1.	Drenaje pluvial	203
3.6.7.2.	Cunetas	204
3.6.7.3.	Contracunetas	204
3.6.7.4.	Corrientes naturales.....	205
3.6.7.5.	Drenaje transversal.....	205
3.7.	Ensayos de laboratorio de suelos.....	206
3.8.	Planos y detalles	211
3.9.	Cuantificación de materiales.....	212
3.10.	Presupuesto	212
3.11.	Medidas de mitigación de impacto ambiental	213
	CONCLUSIONES	219
	RECOMENDACIONES.....	221
	BIBLIOGRAFÍA	223
	APÉNDICES.....	225

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Localización del departamento de Sololá.....	2
2.	Localización de la cabecera departamental de Sololá	3
3.	Uso del suelo en el departamento de Sololá.....	4
4.	Distribución del clima en el departamento de Sololá	5
5.	Distribución de zona de vida en el departamento de Sololá	6
6.	Cuencas existentes en el departamento de Sololá	7
7.	Distribución de red hidrográfica en el departamento de Sololá.....	8
8.	Ubicación general del proyecto de captación y distribución de agua.....	18
9.	Ubicación específica del punto de captación de agua	19
10.	Planta del tanque desarenador.....	48
11.	Elevación del tanque desarenador.....	49
12.	Elevación de muro sin pie.....	75
13.	Elevación de muro con pie (Análisis del tanque de almacenamiento lleno de agua).....	135
14.	Elevación de muro con pie (Análisis del tanque de almacenamiento sin agua).....	140
15.	Ubicación del proyecto del camino rural	177
16.	Elementos que componen una curva horizontal	187
17.	Sección de una curva vertical	192
18.	Tipos de curvas verticales.....	193
19.	Elementos que componen una curva vertical	193
20.	Sección del terreno natural	198
21.	Prisma irregular.....	199

TABLAS

I.	Diámetros de tubería del proyecto de captación y conducción de agua del río Quiscab para el casco urbano de Sololá.....	31
II.	Distribución de peso de contrafuerte por metro lineal muro sin pie (Análisis del tanque desarenador sin agua)	75
III.	Cálculo de la flecha de paso aéreo de 30 m. de luz	82
IV.	Valor corregido de la tensión de paso aéreo de 30 m. de luz.....	83
V.	Longitud de las péndolas de paso aéreo de 30 m. de luz.....	86
VI.	Datos de la torre de 30 m. de luz.....	88
VII.	Cálculo de la flecha de paso aéreo de 80 m. de luz	99
VIII.	Valor corregido de la tensión de paso aéreo de 80 m. de luz.....	101
IX.	Longitud de las péndolas de paso aéreo de 80 m. de luz.....	103
X.	Datos de la torre de paso aéreo de 80 m. de luz.....	105
XI.	Momento estabilizante en el muro (Análisis del tanque de almacenamiento lleno de agua)	136
XII.	Distribución de peso de contrafuerte por metro lineal (Análisis del tanque de almacenamiento sin agua).....	140
XIII.	Planos constructivos del proyecto de captación y conducción de agua del río Quiscab para el casco urbano de Sololá.....	148
XIV.	Resumen general presupuesto sistema de captación y conducción de agua del río Quiscab para el casco urbano de Sololá	151
XV.	Medidas de mitigación de impacto ambiental.....	172
XVI.	Valores de K según el tipo de curva y la velocidad de diseño.....	195
XVII.	Cálculos de sobreanchos del tramo 1	201
XVIII.	Cálculos de sobreanchos del tramo 2	202
XIX.	Planos constructivos del proyecto del camino rural	211
XX.	Resumen general presupuesto diseño del camino rural	213

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
@	A razón (espaciamiento)
Φ	Ángulo de fricción
A	Área
As	Área de acero
As min	Área de acero mínimo
Vs	Capacidad soporte del suelo
W	Carga
$V^2/2g$	Carga de velocidad, en metros
CDT	Carga dinámica total
Q	Caudal en litros por segundo
QMD	Caudal máximo diario
QMH	Caudal máximo horario
Qm	Caudal medio
cm	Centímetro
PVC	Cloruro de polivinilo
C	Coeficiente de fricción
Ka	Coeficiente del empuje activo del suelo
Kp	Coeficiente del empuje pasivo del suelo
Cmáx	Cuerda máxima
Δ	Delta
\emptyset	Diámetro
DH	Distancia horizontal
S	Espaciamiento

t	Espesor de losa
e	Excentricidad
E	External
fmd	Factor máximo diario
fmh	Factor máximo horario
HG	Hierro galvanizado
Hrs	Horas
IP	Índice plástico
Kg	Kilogramo
Kg/cm²	Kilogramo por centímetro cuadrado
Km	Kilómetro
Km/hr	Kilómetros por hora
psi	Libras por pulgada cuadrada
LL	Límite líquido
LP	Límite plástico
Lt/hab/día	Litros por habitante por día
Lt/s	Litros por segundo
L	Longitud
LC	Longitud de curva
m	Metro
mca	Metro cuadrado
m/s	Metros por segundo
m.s.n.m.	Metros sobre el nivel del mar
mm	Milímetro
E	Módulo de elasticidad
fy	Módulo de fluencia del acero de refuerzo
Om	Ordenada media
d	Peralte efectivo
Hf	Pérdidas por fricción en la tubería

n	Período de diseño en años
Y	Peso específico
Pf	Población futura
PCV	Principio de curva vertical
PT	Principio de tangente
PTV	Principio de tangente vertical
Plg	Pulgadas
Plg²	Pulgadas cuadradas
PI	Punto de intersección
PIV	Punto de intersección vertical
Q.	Quetzales
R	Radio hidráulico
q/Q	Relación hidráulica de caudales
v/V	Relación hidráulica de velocidades
f'c	Resistencia a la compresión del concreto
s	Segundo
ST	Subtangente
Σ	Sumatoria
i	Tasa de crecimiento en la población
T-m/m	Toneladas-metro por metro
T/m	Toneladas por metro
T.P.D.	Tráfico promedio diario
V	Velocidad

GLOSARIO

AASHTO	<i>American Association of Highways and Transportation Officials</i>
Accesorios	Elementos secundarios en los ramales de tuberías, tales como codos, niples, copas, tees, válvulas, etc.
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
Aforo	Operación que consiste en medir el caudal de agua que lleva una corriente.
Agua potable	Agua sanitariamente segura y agradable a los sentidos.
Área rural	De acuerdo con el Acuerdo Gubernativo de fecha 7 de abril de 1938, se considera área rural a las aldeas, caseríos, parajes, fincas y otras poblaciones dispersas.
ASTM	<i>American Standard for Testing of Materials</i>

Azimut	Es el ángulo de una dirección contado en el sentido de las agujas del reloj a partir del norte geográfico. El término azimut sólo se usa cuando se trata del norte geográfico. Cuando se empieza a contar a partir del norte magnético se suele denominar azimut magnético.
Captación	Estructura que permite recolectar las aguas de la fuente abastecedora.
Carretera	Es toda vía pública abierta a la circulación de vehículos, peatones y demás usuarios, cuyo tránsito es permanente.
Carril	Ancho de la superficie para permitir la circulación de una hilera de vehículos.
Caudal	Volumen de agua escurrido por unidad de tiempo, sus dimensionales pueden ser litros por segundo, metros cúbicos por segundo y galones por minuto.
Cloración	Desinfección del agua por medio del cloro.
Columna de agua	Unidad de presión del sistema técnico de unidades, y equivale a la presión ejercida por una columna de agua pura de un metro de altura. Su símbolo es m.c.a.; $1 \text{ m.c.a.} = 0.1 \text{ KPa/cm}^2 = 9.81 \text{ KPa}$ (kilopascal).

Consumo	Cantidad real de agua que utiliza una persona, es igual a la dotación.
Cota de terreno	Altura de un punto de terreno, referido a un nivel determinado.
Cota piezométrica	Altura de presión de agua que se tiene en un punto.
Cunetas	Zanjas laterales paralelas al eje de la carretera, cuya función es la de evacuar las aguas que caen sobre la superficie de la carretera.
Curva circular compuesta	Consiste en una serie de dos o más curvas circulares continuas, con la misma dirección y puntos de tangencia comunes.
Curva circular simple	Es el arco de curva circular, de radio constante que une a dos tangentes.
DGC	Dirección General de Caminos
INFOM	Instituto de Fomento Municipal
Medida de mitigación	Serie de medidas, que una vez identificadas las amenazas y los posibles daños en el sistema, se utilizan para moderar y preparar la respuesta frente a la emergencia.

Momento	Esfuerzo al que está sometido un cuerpo, resultado de la aplicación de una fuerza a “x” distancia de su centro de masa.
Mortero	Mezcla de un cementante, un agregado fino y agua o aditivo.
Nocivo	Dañino, perjudicial.
Patógeno	Que contamina o genera enfermedades
Pérdida de carga	Es la diferencia que existe entre la línea de gradiente hidráulico y el nivel estático, dicha pérdida es debida a la fricción.
Presión	En hidráulica expresa la intensidad de fuerza por unidad de superficie.
Presión dinámica	Es la altura que alcanzaría en agua un tubo piezométrico a partir del eje central, a lo largo de una tubería con agua a presión.
Presión estática	Es la distancia vertical que existe entre la superficie libre de la fuente de abastecimiento a la caja rompe presión o tanque de distribución; el punto de descarga libre se mide en metros columna de agua (m.c.a.).

Rasante	Es la cota de la vía después de haber finalizado cortes y rellenos, por lo tanto es la que determina el movimiento de tierras.
Riesgo	Es el resultado de una evaluación, generalmente probabilística, de que las consecuencias o efectos de una determinada amenaza exactos exceda valores prefijados.
Sección típica	Es la representación gráfica transversal y acotada que muestra las partes que componen una carretera.
Subrasante	Se define así al terreno que soportará los pavimentos, pudiendo estar constituida por el suelo natural del corte o de la parte superior de un relleno debidamente compactado.
Talud	Es una zona plana inclinada y específicamente puede referirse a la pendiente de un muro, la que es más gruesa en el fondo que en la parte superior de éste, de modo que así resista la presión de la tierra tras él.
Terracería	Es el conjunto de materiales no clasificados de una carretera, conformada en todas sus etapas previas por la maquinaria, hasta el nivel de la subrasante, incluye cortes y rellenos.

RESUMEN

En el presente trabajo de graduación se describen dos proyectos, ambos se planificaron en orden de prioridad de acuerdo con las necesidades que presentaba el municipio de Sololá, ubicado en el departamento de Sololá.

El casco urbano de Sololá tiene problemas con el abastecimiento de agua debido a la disminución del caudal de los nacimientos y la imposibilidad de comprar nuevas fuentes capaces de abastecer la gran demanda que exige la población; razón por la cual se recurre al diseño de captación de agua del río Quiscab, para conducirla aproximadamente 7.5 Km hasta la cabecera municipal, recibiendo previamente un tratamiento necesario, diseñado por un profesional en el tema. Se pretende con este proyecto abastecer de agua a la población, en todo momento, para años futuros.

Otra necesidad priorizada se localiza en el Sector Los Par, caserío Central, cantón Xajaxac, la cual se ubica aproximadamente a 10 Km. de la cabecera municipal; la comunidad no cuenta con un acceso digno para el mundo modernizado en que se vive, por lo que se considera necesario aperturar y mejorar el camino de 1.8 Km. por donde necesitan transportar sus cosechas.

Estos proyectos serán de gran impacto en la población ya que se beneficiarán grandemente, logrando con ésto obtener un desarrollo lo bastante merecido para toda la gente trabajadora, dedicada en gran parte a la agricultura.

OBJETIVOS

General

Diseñar el proyecto de captación y conducción de agua del río Quiscab para el sistema de agua potable del casco urbano de Sololá, y el camino rural del Sector Los Par, caserío Central, cantón Xajaxac, en el municipio de Sololá, departamento de Sololá.

Específicos

1. Realizar una investigación monográfica y diagnóstica de las necesidades básicas y los servicios existentes que posee el municipio de Sololá.
2. Presentar a la municipalidad la propuesta de captación de agua por medio de una fuente alternativa, a través de una bocatoma de fondo, en el río Quiscab.
3. Elaborar un juego de planos y presupuesto detallado, del diseño del camino rural que conduce al Sector Los Par, caserío Central, cantón Xajaxac, necesarios para su construcción.

INTRODUCCIÓN

El Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) tiene como objetivo brindar un servicio técnico a las diferentes comunidades en vías de desarrollo. El mismo fue realizado en la Oficina Municipal de Agua (OMA) y Departamento de Servicios Públicos y Obras Municipales (DDSPYOM) de la municipalidad de Sololá, departamento de Sololá.

Como se explicó anteriormente, el problema de abastecimiento de agua es por la disminución del caudal de las actuales fuentes, y a la imposibilidad de comprar más nacimientos de agua debido a sus costos altísimos y bajos caudales, insuficientes para cubrir la gran demanda de la población que crece y se expande a un ritmo acelerado; esto ha llevado a buscar superficialmente este líquido vital, ubicando el punto óptimo para la captación de agua por medio de una bocatoma de fondo, aproximadamente a 7.5 Km. de la cabecera departamental.

Con esta solución se pretende abastecer de agua, de momento y a futuro, a las más de 22,000 personas del casco urbano de Sololá; mientras que en el Sector Los Par, caserío Central, cantón Xajaxac, por ser un punto ubicado en área montañosa, se consideraron factores extremos en el diseño geométrico de la carretera para salvar las dificultades presentadas.

Con ambos proyectos se pretende mejorar tanto la calidad como el nivel de vida de los habitantes y lograr así el crecimiento y desarrollo del municipio y sus comunidades.

1. MONOGRAFÍA DEL MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

1.1. Características físicas

1.1.1. Localización y colindancias

La ciudad de Sololá se localiza al sur del municipio y es la cabecera del departamento del mismo nombre, dista a 140 kilómetros de la ciudad capital.

El área urbana de Sololá, que a su vez es la cabecera departamental, está dividida en cuatro barrios con sus respectivas colonias y dos zonas, delimitándose de la siguiente manera:

- Barrio El Calvario: se localiza al noroccidente de la ciudad, que parte de la 1ª a la 10ª calle y 6ª a 10ª avenida de la zona 2. Comprende también la colonia Vista Hermosa;
- Barrio San Antonio: se ubica al nororiente de la ciudad, se delimita entre la 1ª y 6ª avenida y 1ª a 10ª calle, de la zona 1;
- Barrio El Carmen: se localiza al sur oriente de la ciudad, se delimita entre la 1ª y 6ª avenida y 12ª a 15ª calle, de la zona 1, comprende también la colonia Miralinda Norte;
- Barrio San Bartolo: ubicado en el sur occidente de la ciudad, se delimita entre la 6ª y 9ª avenida y 10ª y 16ª calle, calzada Venancio Barrios de la

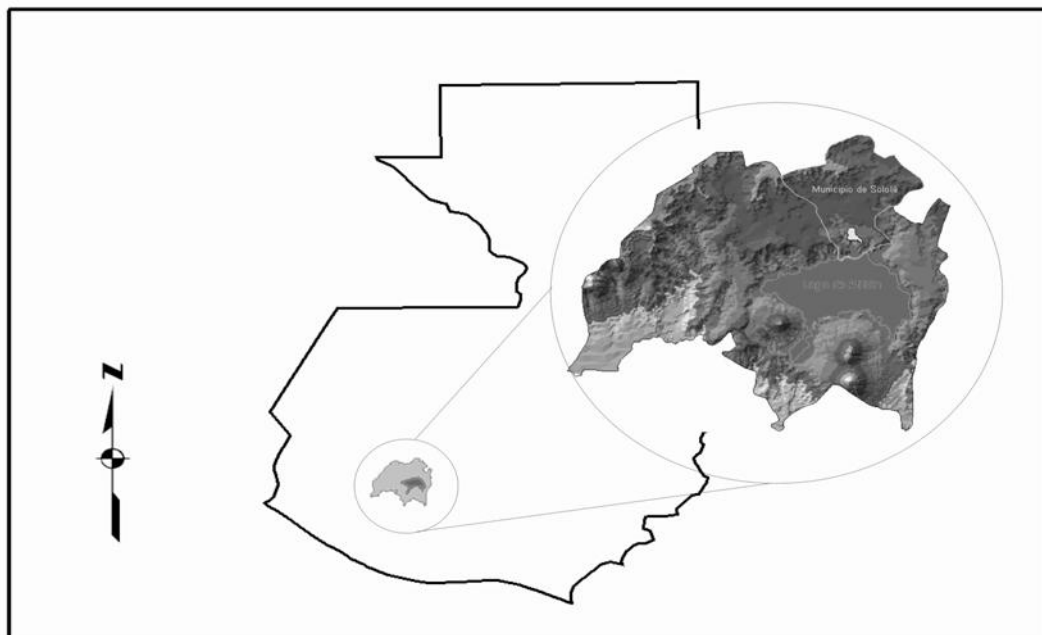
zona 2; comprende también las colonias Minerva, San Francisco y Patricio Green;

- Zona 2: comprende de la 1ª a la 16ª calle y 1ª a 10ª avenida y la calzada Venancio Barrios;
- Zona 1: comprende de la 1ª a la 12 calle y 1ª a la 6ª avenida.

1.1.2. Ubicación geográfica

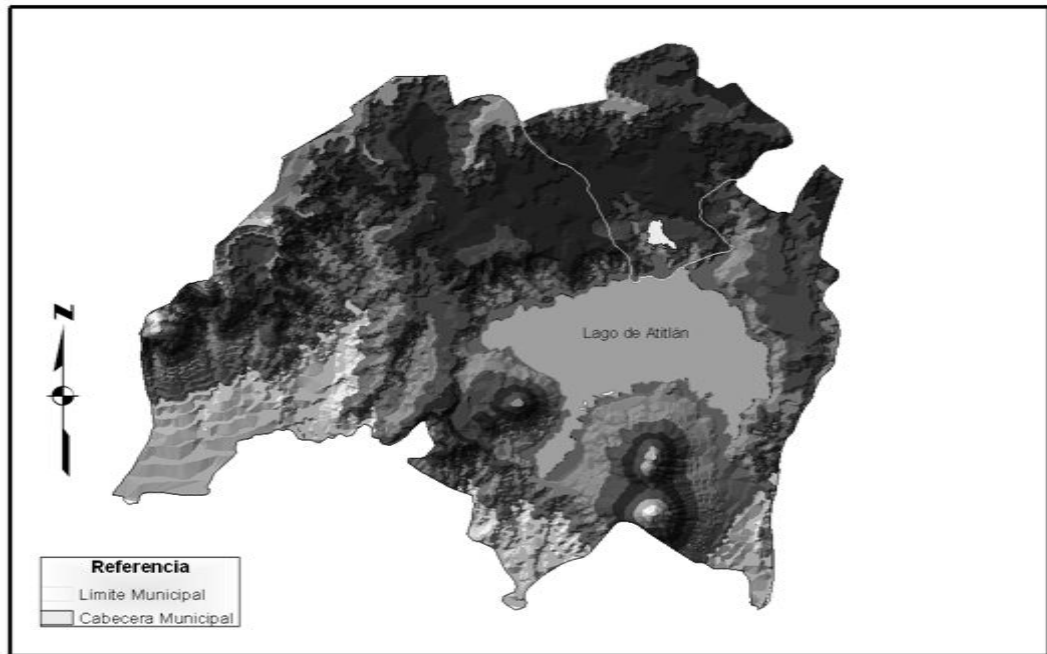
Tiene una latitud norte de 14° 46' 12" y una longitud oeste 91° 10' 58". Se encuentra a una altitud de 2,113.50 metros sobre el nivel del mar.

Figura 1. **Localización del departamento de Sololá**



Fuente: Municipalidad de Sololá.

Figura 2. Localización de la cabecera departamental de Sololá

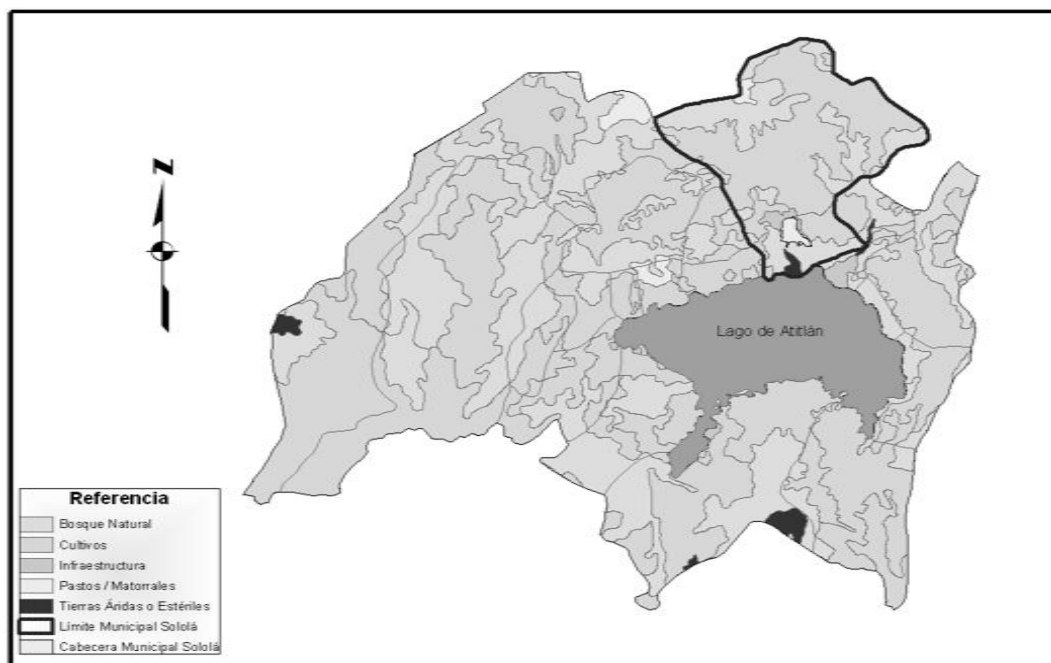


Fuente: Municipalidad de Sololá.

1.1.3. Topografía

La topografía del terreno es variable y quebrada por ser zona montañosa. Los suelos son profundos, de textura liviana, moderadamente drenados. Existen bosques energéticos, mixtos y de coníferas en las pendientes pronunciadas, con disposición agrícola para la siembra de maíz y hortalizas, en su mayoría.

Figura 3. **Uso del suelo en el departamento de Sololá**

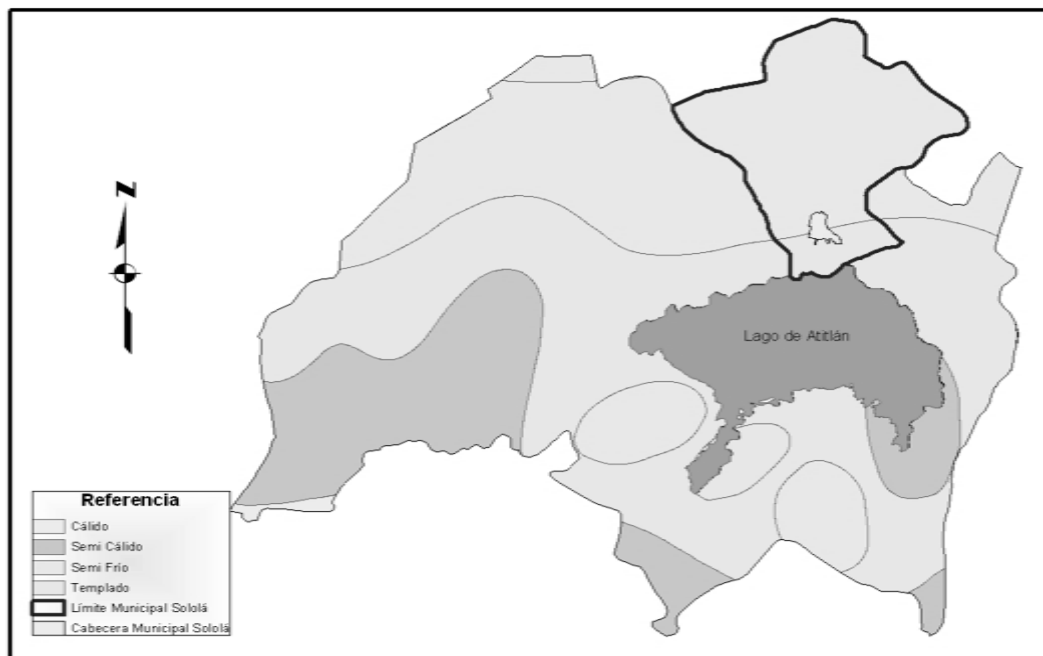


Fuente: Municipalidad de Sololá.

1.1.4. Clima

El área urbana de la cabecera departamental de Sololá así como sus alrededores, pertenecen a las tierras altas del altiplano central cuya temperatura media anual oscila entre 12 a 18 grados centígrados.

Figura 4. **Distribución del clima en el departamento de Sololá**

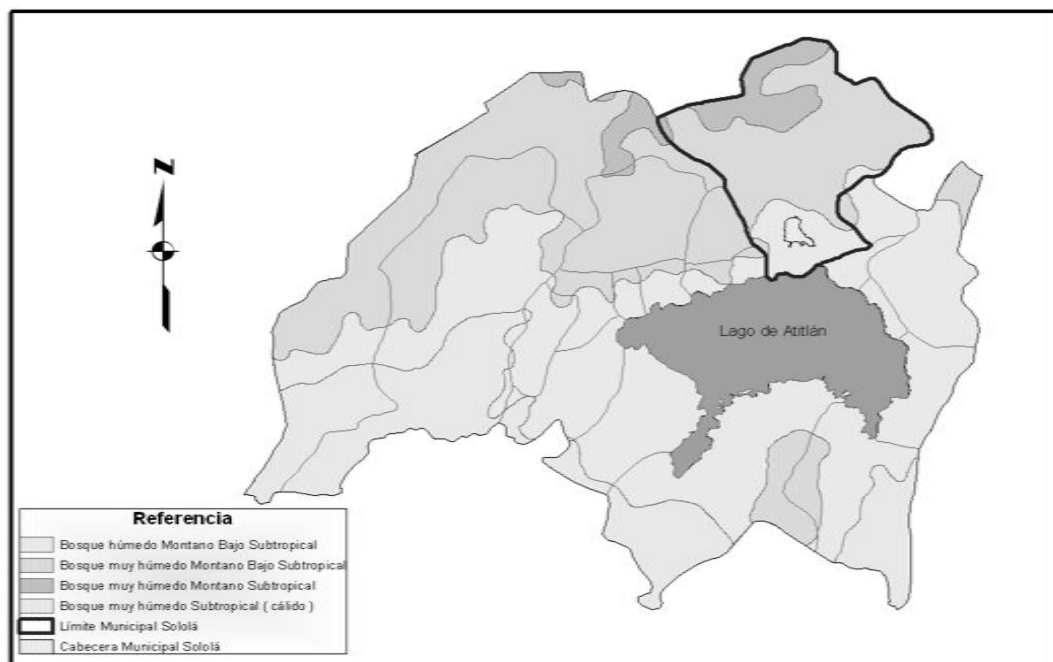


Fuente: Municipalidad de Sololá.

1.1.5. Zona de vida

Se distinguen cuatro zonas de vida: bosque muy húmedo montano bajo; bosque húmedo montano bajo; bosque muy húmedo montano y bosque muy húmedo subtropical cálido.

Figura 5. **Distribución de zona de vida en el departamento de Sololá**

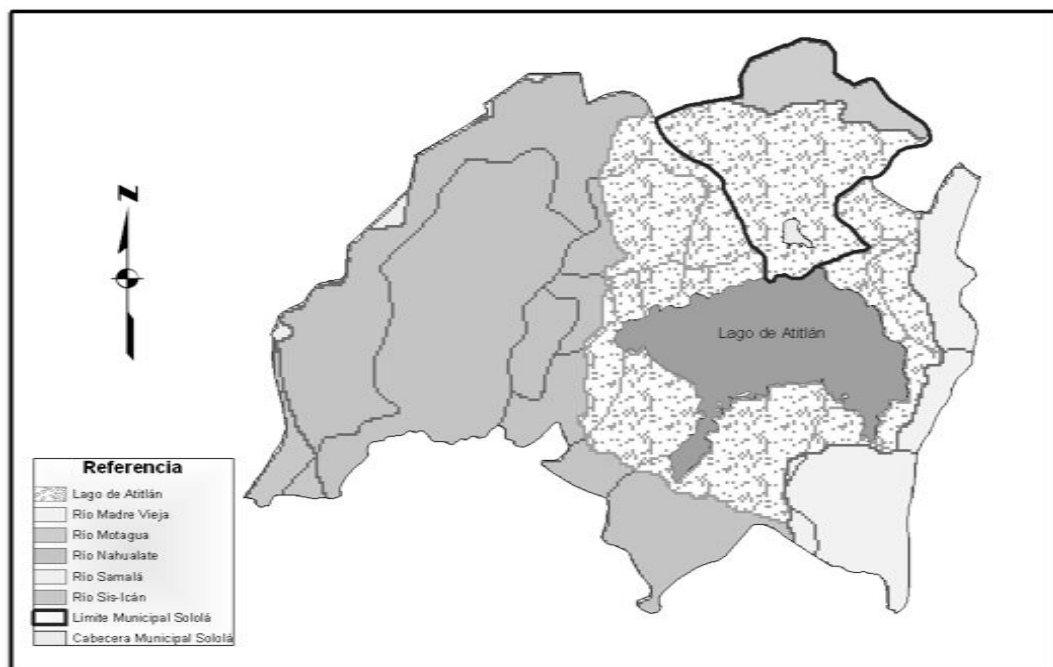


Fuente: Municipalidad de Sololá.

1.1.6. Cuencas

La cuenca del lago de Atitlán es la más importante de la región, dentro de dicha cuenca existen pequeñas subcuencas como la del río Panajachel y la del río Quiscab, precisamente el casco urbano y cabecera del departamento se encuentran dentro de dicha subcuenca.

Figura 6. **Cuencas existentes en el departamento de Sololá**

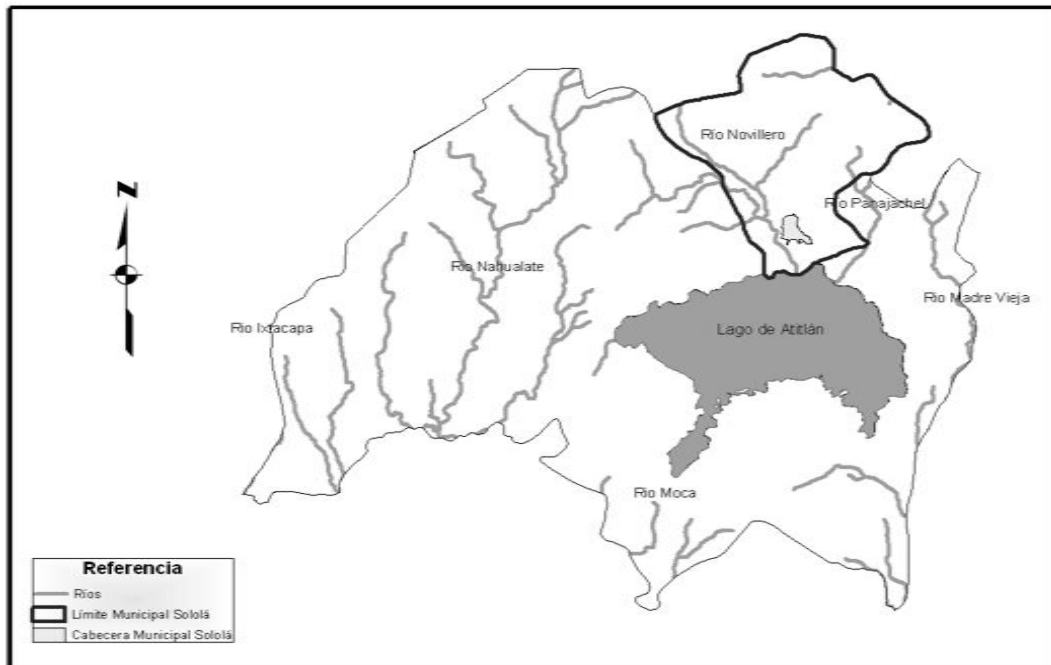


Fuente: Municipalidad de Sololá.

1.1.7. Red hidrográfica

En la periferia oriental del casco urbano hace su recorrido el río Quiscab que se origina de varias quebradas y riachuelos cuyo caudal desemboca al lago de Atitlán; teniendo en cuenta que en su recorrido muchos factores intervienen en su contaminación, una de las cuales es el basurero municipal como principal foco de contaminación, no sólo del río sino donde desemboca.

Figura 7. **Distribución de red hidrográfica en el departamento de Sololá**



Fuente: Municipalidad de Sololá.

1.1.8. Tipo de vivienda

En relación con la tenencia de vivienda, en el área urbana, un 77% de la población habita en casa propia y el restante la alquila. Las viviendas están construidas de distinto tipo de material, entre las que predominan las de adobe y block, con techo de lámina y piso de granito.

El Censo Urbano realizado por la municipalidad en 1998, clasificó las viviendas en tres categorías: alta, media y baja, caracterizando cada una por la calidad de construcción, ambientes o tamaño de la casa y servicios básicos con que cuentan. En este estudio se determinó que el 73% de las viviendas se ubica en la categoría media, la cual incluye las viviendas que reúnen las condiciones aceptables y cuentan con los servicios básicos (sistema de agua, drenaje y alumbrado eléctrico). Un significativo 19% corresponde a la baja categoría, cuya calidad de construcción es rústica, y no cuenta con todos los servicios básicos, refiriéndose específicamente, a los drenajes.

Las viviendas del área rural son construidas en su mayoría con paredes de adobe, techo de teja de barro cocido o lámina galvanizada y piso de tierra; cuentan con cocina, comedor y un promedio de tres ambientes más. Otro pequeño número de viviendas tiene las paredes de block repelladas, con techo de lámina galvanizada y piso, que se conoce normalmente como torta de cemento y otras de baldosa.

El cocimiento de los alimentos, normalmente se realiza en el suelo, utilizando leña de pino aliso y otros. De acuerdo con los datos obtenidos en la comunidad, se menciona que el 10% de la población cocina en el suelo, 89% cocina sus alimentos en poyo y un 1% posee el sistema de estufas mejoradas.

1.1.9. Población actual

De acuerdo con un censo realizado en 2008, la población actual en el casco urbano del municipio de Sololá es de 22,450 habitantes. Actualmente existen 4,490 viviendas, con una densidad de 5 habitantes por vivienda.

1.2. Características de infraestructura

1.2.1. Vías de acceso

Para tener acceso al área urbana de Sololá, la población utiliza la red de caminos que existe en el municipio; que incluye, aproximadamente, 131 Km., de los cuales 51 corresponden a carreteras asfaltadas y 84 a carreteras de terracería.

- Carretera Interamericana (CA-1): la principal vía de comunicación tanto para el área urbana como para el resto del municipio, es el desvío de la carretera Interamericana hacia Sololá, la cual comunica con las comunidades de: cantón Xajaxac, cantón Chaquijyá, aldea San Juan Argueta, aldea Los Encuentros, Pujujil II, Pujujil III y San Jorge La Laguna. La longitud de la misma es, aproximadamente, 20 kilómetros;
- Carreteras de terracería: dentro de éstas está la que comunica con el municipio de Concepción y la vía para el municipio de San José Chacayá;
- Calles y avenidas: de las vías que comunican los barrios y zonas del casco urbano, un 55% está adoquinado o empedrado y un significativo 45% es de terracería, cuyas vías no son accesibles en épocas de invierno y dañinas a la salud en épocas de verano, por el polvo que produce.

1.2.2. Servicios públicos

- Energía eléctrica: este servicio es brindado por la Distribuidora de Electricidad de Occidente S.A. “DEOCSA” con oficinas en el área urbana. De acuerdo con la información proporcionada por esta institución, se determina que en su totalidad, las viviendas del casco urbano cuentan con este servicio. Las vías principales del casco urbano disponen del servicio de alumbrado público, situación contraria en las áreas aledañas de las zonas y barrios, puesto que la institución encargada en brindar este servicio no se ha preocupado en ampliar la red de alumbrado público;
- Correos y telégrafos: este servicio es prestado por la empresa denominada “El Correo”, la correspondencia es entregada directamente a los destinatarios a través de mensajero o cartero;
- Telefonía: los servicios telefónicos son prestados por la empresa Telecomunicaciones de Guatemala S.A. TELGUA con líneas residenciales, teléfonos públicos tarjeteros, monederos y celulares. Además se cuenta con los servicios de compañías de telefonía celular como Tigo y Telefónica, en los servicios de línea directa y prepago;
- Cementerio: el cementerio municipal se encuentra ubicado dentro del perímetro urbano. La municipalidad presta el servicio de alquiler de nichos, para el cual dispone de 448 nichos municipales y 1,598 usuarios propietarios de panteones privados;
- Salón de usos múltiples: el área urbana cuenta con infraestructura adecuada para la realización de múltiples actividades, existen dos salones municipales, y cuatro de tipo privado;

- Mercados: se cuenta con un mercado localizado en el centro del casco urbano; los días de plaza más importantes son martes, y viernes, sin embargo los días restantes se realizan actividades comerciales pero en menor escala. En el interior del mercado se encuentran instalados 186 locales, en los cuales se pueden encontrar negocios tales como:
 - Tiendas
 - Comedores
 - Carnicerías
 - Zapaterías
 - Ventas de ropa y típicos
 - Venta de verduras, regalos y juguetes

- Desechos sólidos: los desechos sólidos que se producen de las viviendas, hospital, comercios e instituciones, son recolectados por el servicio de camión recolector de basura que la municipalidad presta a la población. No se cuenta con infraestructura adecuada para la disposición final y tratamiento de éstos desechos. La disposición final se hace arrojándola en varios puntos, pero los más importantes afectan directamente al río Quiscab, ubicado en el camino a San José Chacayá.

1.3. Características socioeconómicas

1.3.1. Origen de la comunidad

Sololá, se deriva del vocablo *Tz'olohjá* o *Tz'oljya'*, que en Kiché, Kaqchiquel y Tzutuhil, significa agua de Sauce; *ha'* o *Ya'* significa agua y *Tz'ol* o *Tz'olj*, sauco o sauce. De acuerdo con otra interpretación, el nombre proviene de las voces en idioma Kaqchiquel, *Tzol* que significa volver o retornar, o

particularmente de continuación; *ya'* significa agua o sea retornar o volver al agua. Al municipio de Sololá anteriormente se le denominó Tecpán Atitlán, que significa Palacio del Señor de Atitlán.

El 30 de octubre de 1547, según el “Memorial de Sololá”, en cumplimiento de la Real Cédula de 1540 que ordenaba la congregación de los indígenas en pueblos, fue fundada la ciudad de Sololá, la que fue denominada Asunción de Nuestra Señora de Tecpán Atitlán y también fue conocida con los nombres de *Tzolha'*, Asunción Sololá y Sololá.

Durante el período colonial, Sololá fue cabecera del Corregimiento de Tecpán Atitlán y luego de la Alcaldía Mayor de Sololá. Por decreto de la Asamblea Constituyente del Estado, el 29 de octubre de 1825, Decreto Número 63, se otorgó al pueblo de Sololá la categoría de Villa.

1.3.2. Actividad económica

Existen cuatro fuentes principales de ingresos: la agricultura, el comercio, la prestación de servicios profesionales y la actividad de jornaleros, principalmente hombres.

1.3.3. Idioma y religión

El casco urbano del municipio de Sololá, lo habitan dos grupos étnicos: la población indígena, hablante del idioma maya kaqchiquel y la ladina o no indígena, hablante del idioma castellano.

En el área urbana de Sololá, como en otras regiones del país, durante la época prehispánica, la población practicaba la espiritualidad maya; en la

actualidad, se encuentra un 40% de pobladores que pertenecen a la religión católica y un 40% que pertenecen a la religión evangélica, un 10% practica la espiritualidad maya y el resto practica otras confesiones religiosas como Testigos de Jehová, Mormones, etc.

Las denominaciones más fuertes son la católica y la evangélica, aunque muchos que son católicos y evangélicos, practican la espiritualidad maya en una forma muy discreta. Como parte de la historia de la religión católica, se sabe que el 10 de marzo de 1951 fue creada la diócesis de Sololá; el primer obispo nombrado en 1958 fue monseñor Angélico Meloto.

Para la práctica de la religión maya, se cuenta con dos altares: uno localizado en el barrio San Bartolo y el otro en el barrio San Antonio.

1.3.4. Organización de la comunidad

Existe un alto grado de organización en todos los aspectos, en cuestión de autoridades indígenas se encuentra la Municipalidad Indígena que es una de las más importantes expresiones de la organización comunitaria, que existe en la cabecera.

Esta organización tiene sus raíces en el período colonial, cuando los españoles formaron los cabildos de indígenas, que constituían una autoridad subalterna que cumplía funciones de intermediación y representación ante el poder colonial municipal, disminuyendo con esto la presión y oposición de los colonizados, cediendo así una cuota mínima de poder, aunque siempre subyugado; sin embargo, a lo largo de los siglos, fue constituyéndose como parte de las autoridades tradicionales mayas, como se puede ver en este caso.

La estructura organizativa de la Municipalidad Indígena, se basa en la estructura circular y no vertical, lo que permite la participación decisiva y activa de los que componen dicha autoridad.

También en el área urbana existen organizaciones tradicionales indígenas, como el Consejo de Ancianos, el Consejo de Cofrades, la Coordinadora de Organizaciones Mayas de Sololá (COMS) y las Alcaldías Auxiliares.

Tanto en el área urbana como rural, existen comités organizados que velan por la participación social y deportiva, así como por la realización y cumplimiento de obras de infraestructura.

2. DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISCAB PARA EL CASCO URBANO DE SOLOLÁ

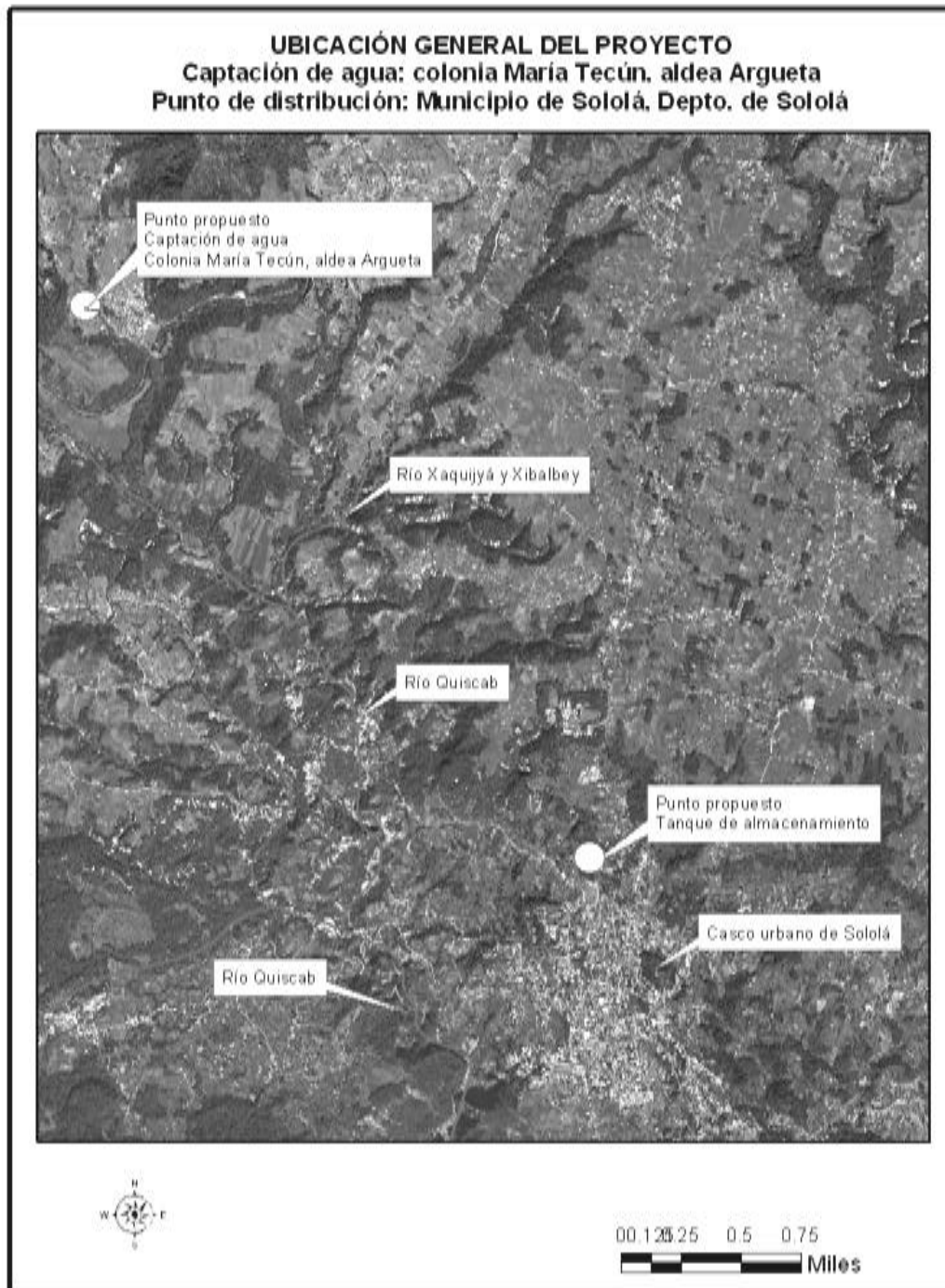
2.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en un estudio para introducir agua potable desde una fuente de captación superficial, dicha fuente será el río Quiscab, y se ubicará aproximadamente a 7.5 kilómetros de la cabecera departamental.

Actualmente existen 4 fuentes de agua que abastecen al casco urbano de la cabecera de Sololá: nacimiento El Porvenir, nacimiento Los Orozco, pozo Xolbe y pozo El Porvenir. Pero debido a la gran demanda de la creciente población, y sumado a esto los malos diseños de la actual red de distribución, no es posible llevar el agua potable necesaria a todas las viviendas.

El proyecto consiste únicamente en el diseño de captación y conducción de agua desde la fuente propuesta, ya que previo a este estudio se realizó el diseño de la red de distribución de agua potable para el casco urbano, por parte de la empresa particular EPICSA. Debido a que se definieron parámetros iniciales de diseño para la red de distribución por parte de la empresa encargada y la municipalidad, el diseño presentado se adaptará a estos.

Figura 8. **Ubicación general del proyecto de captación y distribución agua**



Fuente: Municipalidad de Sololá.

Figura 9. Ubicación específica del punto de captación de agua



Fuente: Municipalidad de Sololá.

2.2. Levantamiento topográfico

Para el levantamiento topográfico se utilizó el método taquimétrico, con poligonales abiertas. Utilizando un teodolito electrónico, brújula, cinta métrica, plomada, estacas y trompos (para obtener exactitud en las mediciones de ángulos horizontales y facilitar el replanteo durante la ejecución del proyecto).

Se logró recabar toda la información posible en campo, definiendo los datos necesarios determinantes para el diseño hidráulico del sistema. Los resultados obtenidos se muestran en los planos que se presentan en el apéndice M.

2.2.1. Planimetría

Es el conjunto de trabajos necesarios para la obtención de la representación gráfica de un terreno proyectado en un plano horizontal. En este caso se utilizó el método de conservación de azimut, ya que es el más adecuado en la medición de poligonales abiertas. El terreno en el que se trabajó el estudio es de tipo montañoso.

2.2.2. Altimetría

Es la proyección del terreno en el plano vertical. Mediante el levantamiento de altimetría se obtienen datos para identificar los diferentes desniveles del terreno.

La unión de trabajos de planimetría y altimetría, proyecta en un plano toda la información requerida del terreno, siendo la base para el diseño del sistema de agua.

2.3. Diseño del sistema

2.3.1. Aforo de la fuente

El método utilizado fue el de aforo por flotador. Se hicieron mediciones de aforo en tres diferentes fechas, logrando obtener datos para las épocas de invierno (septiembre) y verano (febrero), así como en una fecha intermedia (diciembre). Los resultados obtenidos determinaron un caudal de estiaje de 68.00 Lt/s, el cual influyó en el criterio de análisis de diseño, adoptando un caudal de captación de 50.00 Lt/s. Los resultados se presentan en el apéndice C.

2.3.2. Cálculo de crecida máxima

Con el aforo realizado en época de invierno, se logró determinar un caudal de 125.00 Lt/s. Debido a que el punto de captación se encuentra ubicado cerca del origen de la fuente superficial, no existe un aumento notable en caudales de estiaje respecto de los caudales en épocas de crecida máxima. Concluyendo con esto, que no existe amenaza significativa para la obra de captación, proveniente de posibles correntadas.

2.3.3. Muestras de agua

En las poblaciones rurales es indispensable que sean respetados los límites mínimos permisibles, especialmente sobre las sustancias nocivas y que se garantice la calidad bacteriológica de la fuente de abastecimiento, proporcionando agua sanitariamente segura.

Las muestras de agua fueron tomadas con base en las especificaciones del INFOM, y luego llevadas al Centro de Investigaciones de Ingeniería C.I.I. para su respectivo análisis.

En este proyecto se analizaron muestras de agua de la fuente propuesta, la que abastecen actualmente al casco urbano (2 nacimientos y 2 pozos mecánicos), ya que no se cuenta con un registro de análisis físico-químico y bacteriológico, y éstas seguirán aprovechándose para el abastecimiento de agua a la población. Los resultados se observan en el apéndice A y B.

2.3.3.1. Examen físico-químico

Para que el agua sea apta para consumo humano, debe permanecer dentro de los límites que se rigen por la norma COGUANOR NGO 29001.

El principal objetivo del análisis físico-químico es medir y registrar aquellas propiedades que pueden ser observadas por los sentidos tales como: olor, color, sabor, temperatura; y determinar las cantidades de minerales que hay en el agua y que pueden afectar su calidad.

Desde el punto de vista de calidad física y química, el agua de la fuente propuesta necesita ser clorada para que cumpla con la Norma establecida, y su desinfección se basará en el análisis de calidad de agua. Mientras que para las fuentes actuales debe continuarse con el tratamiento que actualmente se le suministra.

2.3.3.2. Examen bacteriológico

El análisis bacteriológico tiene como propósito, indicar el nivel de contaminación bacteriana y principalmente con materia fecal, que presenta la fuente de agua. Los gérmenes coliformes no deben ser detectables en ninguna muestra de 100 mililitros de agua.

Desde el punto de vista bacteriológico, el agua no exige más que un simple tratamiento de desinfección según la Norma Internacional de la Organización Mundial para la Salud para fuentes de agua.

2.3.4. Diseño hidráulico

2.3.4.1. Cálculo de la población

En el diseño de un sistema de agua potable, es necesario determinar la densidad de población de la localidad, al final del período de vida útil de dicho sistema. Para esto es preciso recopilar información de población pasada y futura para predecir la población futura a servir.

2.3.4.1.1. Tasa de crecimiento

La tasa de crecimiento poblacional para el casco urbano de Sololá, es de 4.5%, según datos obtenidos en la municipalidad del mismo lugar.

2.3.4.1.2. Período de diseño

El período de diseño se calcula considerando la vida útil de las estructuras y equipo componente, tomando en cuenta el desgaste y el daño, la facilidad o

dificultad para realizar ampliaciones a las obras existentes o planteadas, previsión del crecimiento poblacional, incluyendo posibles cambios en los desarrollos de la comunidad, la industria y el comercio, capacidad del agua a manejar, operación y mantenimiento.

A pesar del creciente ritmo de la población, la fuente superficial propuesta sí será capaz de satisfacer la gran demanda de agua a 20 años, como normalmente se diseña la vida útil de los sistemas de agua potable.

Se recomienda que al transcurrir el tiempo de diseño se busquen nuevas alternativas para satisfacer la demanda de agua en la comunidad.

2.3.4.1.3. Población futura

El cálculo de la población futura, según el período de diseño adoptado para el proyecto, se hizo por medio del método de crecimiento geométrico por ser el que se adapta al crecimiento de países en vías de desarrollo, tomando como población actual la proporcionada por el censo de población y vivienda que realizó la empresa EPICSA en 2008, donde se determinó una población de 22,450 habitantes y un total de 4,490 viviendas.

$$Pf = Po * [1 + (r/100)]^n$$

Donde:

Pf = Población futura para “n” años

Po = Población actual

r = Tasa de crecimiento poblacional en %

n = Período de diseño (en años)

Los datos de la población son:

$P_o = 22,450$ habitantes

$r = 4.50\%$

$n = 22$ años

Sustituyendo datos en la fórmula se obtiene:

$$P_f = 22,450 * [1 + (4.5/100)]^{22}$$

$P_f = 59,126$ habitantes

2.3.4.2. Dotación

Es la cantidad de agua que se le asigna a una persona o usuario en un día, esta cantidad se expresa en Lt/hab/día (litros por habitante por día). Con base en la Guía para el Diseño de Abastecimiento de Agua Potable a Zonas Rurales, INFOM - UNEPAR (junio de 1997), se adoptó una dotación de 100 Lt/hab/día, la cual está en función de las costumbres de sus habitantes, clima, actividad productiva y abastecimiento privado; además, se consideró que la fuente propuesta para este sistema, no posee la capacidad para aportar una dotación mayor para todo el período de diseño.

2.3.4.3. Factores de consumo

Los factores de consumo están en función del número de habitantes. Se tomaron como guía las normas del INFOM-UNEPAR para determinar dichos factores.

2.3.4.3.1. Consumo medio diario

Es el promedio de consumos medios diarios registrados durante un período de un año, el cual se puede obtener mediante un registro estadístico. De no contarse con esta información, el caudal medio diario se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$Q_{mp} = (\text{Dotación} * P_f) / 86,400$$

Donde:

Q_{mp} = Caudal medio diario de población (Lt/s)

P_f = Población futura

Dot = Dotación en Lt/hab/día

86,400 = Cantidad de segundos en un día

Sustituyendo datos en la fórmula se obtiene:

$$Q_{mp} = (100 * 59,126) / 86,400$$

$$Q_{mp} = 68.43 \text{ Lt/s}$$

El dato anterior satisface el caudal medio diario de población al cual es necesario sumar el caudal medio que representa el sector comercial, industrial y de sector público, los resultados detallados se pueden observar en el apéndice M, plano número 3/28.

$$Q_m = Q_{mp} + Q_{msc} + Q_{msi} + Q_{msp}$$

Donde:

Q_m = Caudal medio diario total (Lt/s)

Q_{mp} = Caudal medio diario de población (Lt/s)

Q_{msc} = Caudal medio diario de sector comercial (Lt/s)

Q_{msi} = Caudal medio diario de sector industrial (Lt/s)

Q_{msp} = Caudal medio diario de sector público (Lt/s)

$$Q_m = 68.43 + 1.68 + 0.37 + 1.29$$

$$Q_m = 71.78 \text{ Lt/s}$$

2.3.4.3.2. Consumo máximo diario

Es el consumo máximo de agua que puede haber en 24 horas, observado durante un año. No incluye gastos causados por incendio.

A falta de registro, este se puede calcular a través de un porcentaje denominado factor de día máximo (fdm). Este factor en el área rural está comprendido dentro de los valores siguientes: 1.2 y 1.5 para poblaciones futuras menores de 1,000 habitantes y 1.2 para poblaciones futuras mayores de 1,000 habitantes.

Este consumo adicional es el que debe aportar como mínimo la fuente de abastecimiento, el que debe llevar la línea de conducción y con el que se calcula la capacidad del tanque de almacenamiento.

$$QMD = (fdm) * (Q_m)$$

Donde:

QMD = Caudal máximo diario o caudal de conducción

fdm = Factor de día máximo (1.2)

Q_m = Caudal medio diario total

Sustituyendo datos en la fórmula se obtiene:

$$QMD = (1.2) * (71.78)$$

$$QMD = 86.14 \text{ Lt/s}$$

2.3.4.4. Fórmulas coeficientes y diámetros de tubería

Como base para el diseño del sistema de captación y conducción de agua se utilizaron las fórmulas y criterios del INFOM-UNEPAR.

Para el diseño de la línea de conducción se utilizaron las siguientes fórmulas de Hazen-Williams:

a) Pérdidas por fricción en las tuberías

$$H_f = (1,743.811 * L * Q^{1.85}) / (C^{1.85} * \varnothing^{4.87})$$

b) Diámetro de las tuberías

$$\varnothing = [(1,743.811 * L * Q^{1.85}) / (C^{1.85} * H_f)]^{4.87}$$

Donde:

H_f = Pérdida de carga por fricción en las tuberías (m)

L = Longitud de la tubería más un factor de longitud del 5% por la topografía del terreno (m)

Q = Caudal máximo diario, o caudal de conducción (L/s)

\varnothing = Diámetro de la tubería en pulgadas

C = Coeficiente de fricción según calidad de la tubería. Para PVC=150 y HG=100

El diseño fue realizado con la ayuda de una hoja electrónica; el resumen del cálculo hidráulico se encuentra en el apéndice E.

c) Velocidad del caudal en tuberías

$$V = (1.974 * Q) / \emptyset^{1.85}$$

Donde:

V = Velocidad de diseño

Q = Caudal de diseño

\emptyset = Diámetro de la tubería en pulgadas

2.3.4.5. Clases y presiones de trabajo de tubería

En líneas de conducción la presión máxima debe ser menor que la presión de trabajo de la tubería. Las presiones existentes en el diseño son: presión estática, presión dinámica y cota piezométrica:

$$PE = NE - CT$$

$$PD = CP - CT$$

$$CP = NE - HF$$

Donde:

PE = Presión estática (m)

NE = Nivel estático (m)

PD = Presión disponible (m)

CP = Cota piezométrica (m)

HF = Pérdidas por fricción en las tuberías (m)

CT = Cota de terreno

2.3.4.6. Velocidades y presiones de trabajo de tubería

Según la Guía para el Diseño de Abastecimiento de Agua Potable a Zonas Rurales, INFOM - UNEPAR, por tratarse de agua con material sedimentable o erosivo, se considerarán en la línea de conducción las siguientes velocidades:

Mínima: 0.40 m/s

Máxima: 3.00 m/s

Tomando en cuenta que la presión de trabajo de la línea de conducción, no debe de exceder la presión de trabajo de la tubería indicada por el fabricante.

2.3.4.7. Diseño hidráulico de línea de conducción

Una línea de conducción debe aprovechar al máximo la energía disponible para conducir el caudal deseado, para lo cual, en la mayoría de los casos, conducirá el diámetro económico que satisfaga las razones técnicas que permitan soportar presiones menores que no dañen el material de conducción que se esté utilizando.

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

- Carga disponible o diferencia de altura entre la captación y el tanque de distribución
- Capacidad para transportar el caudal máximo diario (QMD)
- Tipo de tubería capaz de soportar las presiones hidrostáticas
- Considerar obras necesarias en el trayecto de la línea de conducción
- Considerar diámetros económicos para la economía del proyecto

El proyecto en estudio consistirá en la captación del río por medio de una bocatoma de fondo, luego se ubicará un tanque desarenador; posteriormente, se colocará un tanque rompepresión, y finalmente, se conducirá el agua hasta los dos tanques de almacenamiento.

Para calcular los diámetros requeridos en la línea de conducción, dicha línea será dividida en tres secciones las cuales serán:

- De la captación al desarenador
- Del desarenador al tanque rompepresión
- Del tanque rompepresión al tanque de almacenamiento

La conducción de la captación al desarenador se efectuó por dos métodos: el primero fue por medio de la ecuación de Manning y el segundo, por medio de la ecuación de Hazen-Williams, concluyendo en un diámetro en el cual la velocidad de entrada no fuera brusca y el desarenador fuera capaz de trabajar ubicándolo sin ningún problema en un margen de 50 a 300 m de la captación como normalmente se exige.

Los diámetros de las siguientes dos secciones se calcularon con base en la ecuación de Hazen-Williams. Los cálculos se presentan en el apéndice E. A continuación se resumen los datos de diámetros comerciales para cada tramo:

Tabla I. Diámetros de tubería del proyecto de captación y conducción de agua del río Quiscab para el casco urbano de Sololá

DE	A	Ø
Captación	Tanque desarenador	8"
Tanque desarenador	Tanque rompepresión	8"
Tanque rompepresión	Tanque de almacenamiento	10"

Fuente: Elaboración propia.

2.3.4.8. Evaluación de red de distribución existente

La red de distribución existente del casco urbano de Sololá presenta problemas en su diseño, ya que fue elaborada con parámetros inadecuados varios años atrás. Adicionado a esto las posteriores conexiones domiciliarias han sido muy mal incorporadas utilizando tuberías con diámetros inadecuados, por ejemplo conexiones de diámetros menores a mayores.

Debido a estos factores el agua no llega con suficiente presión en las redes altas, o en otros casos se consume demasiado rápido en las redes bajas. Estos problemas obligaron a la municipalidad a generar un estudio de diseño de la red de distribución para el casco urbano, determinándose el diseño para cuatro redes: red alta, red media, red baja y red Justo Rufino Barrios.

2.3.5. Obras hidráulicas

2.3.5.1. Captación bocatoma de fondo

Los manantiales de agua para fines de abastecimiento público pueden clasificarse en dos grupos, superficial y subterráneo. Los superficiales son los que están constituidos por arroyos, ríos, lagos, etc. Los subterráneos son los que están constituidos por aguas que provienen de las grietas del suelo, pueden aflorar a la superficie como el caso de fuentes y nacimientos. El manantial del cual se dispondrá en el presente estudio se encuentra dentro del primer grupo, el cual requiere una captación de bocatoma de fondo por tener un caudal menor de 1 m³/s.

Según la Guía para el Diseño de Abastecimiento de Agua Potable a Zonas Rurales, del INFOM-UNEPAR, la bocatoma de fondo consiste en una estructura

estable localizada en la corriente de agua, perpendicular a ella y provista de rejilla metálica que permita dar entrada al agua y retener los materiales de acarreo de cierto tamaño.

La rejilla deberá estar inclinada, y su colocación debe permitir una limpieza manual. El área libre será de 150 a 200% del área de flujo que protege. La rejilla será de hierro fundido, de barras paralelas entre sí, colocadas en el sentido de la corriente y espaciadas 2 cm entre ellas, aseguradas con tornillos de bronce u otro dispositivo similar. Las velocidades de aproximación de entrada a la rejilla serán tales que no permitan sedimentación ni acumulación de materias extrañas en ella, justificando su diseño con los cálculos respectivos.

➤ Diseño de la obra de captación

Datos:

[F - #]: indica número de fórmula, ver tabla resumen en apéndice indicado.

Fuente consultada: LÓPEZ CUALLA, Ricardo Alfredo. *Diseño de acueductos y alcantarillados*. 2a ed. Colombia: Alfa Omega, 2000. 390 p.

Caudal de estiaje (época seca): 0.068 m³/s Ver apéndice C.

Caudal de diseño (adoptado): 0.050 m³/s Ver pág. 14 de este documento.

Caudal medio del río: 0.077 m³/s Ver apéndice C.

Caudal de crecida máxima: 0.125 m³/s Ver apéndice C.

➤ Diseño de la presa

El ancho de la presa se adopta de: 1.50 m

La lámina de agua en las condiciones de diseño es de:

$$H = [Q / (1.84 * L)]^{2/3} \quad [F-A1] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice F).}$$

$$H_{cd} = [Q / (1.84 * L)]^{2/3}$$

Donde:

H = H_{cd}: altura de agua sobre la rejilla según caudal de diseño

Q: caudal de diseño

L: ancho de la presa

$$\rightarrow H_{cd} = H_{\text{caudal de diseño}} = 0.07 \text{ m}$$

La corrección por las 2 contracciones laterales es:

$$L' = L - (0.1 * n * H) \quad [F-A2] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice F).}$$

Donde:

L': corrección de la longitud de vertimiento

L: ancho de la presa

n: número de contracciones laterales

$$\rightarrow L' = 1.49 \text{ m}$$

Velocidad del río sobre la presa:

$$V = Q / (L' * H) \quad [F-A3] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice F).}$$

$$V_r = Q / (L' * H)$$

Donde:

V = V_r: velocidad del agua al pasar sobre la rejilla

Q: caudal de diseño

$$\rightarrow V_r = 0.49 \text{ m/s}$$

0.30 m/s < 0.49 m/s < 3.00 m/s Sí cumple con los parámetros de diseño

➤ Diseño de la rejilla y el canal de aducción

El alcance del filo superior corresponde a:

$$X_s = 0.36 \cdot (V_r)^{2/3} + 0.60 \cdot (H)^{4/7} \quad \text{[F-A4] (Ver tabla resumen en apéndice F).}$$

Donde:

X_s : alcance filo superior (m)

V_r : velocidad del agua al pasar sobre la rejilla (m/s)

H : altura de agua sobre la rejilla según caudal conducido (m)

$$\rightarrow X_s = 0.35 \text{ m}$$

Hallando el alcance del filo inferior:

$$X_i = 0.18 \cdot (V_r)^{2/3} + 0.74 \cdot (H)^{4/7} \quad \text{[F-A5] (Ver tabla resumen en apéndice F).}$$

Donde:

X_i : alcance filo inferior (m)

V_r : velocidad del río (m/s)

H : altura de agua sobre la rejilla según caudal conducido (m)

$$\rightarrow X_i = 0.22 \text{ m}$$

Calculando el ancho del canal de aducción (B):

$$B = X_s + 0.10 \quad \text{[F-A6] (Ver tabla resumen en apéndice F).}$$

$$B = 0.45 \text{ m} \quad \approx \quad 0.50 \text{ m}$$

La longitud de la rejilla y el número de orificios será:

$$b: \text{barroses } \varnothing 1/2": \quad 0.01 \text{ m}$$

a: separación entre barrotes: 0.02 m

Vb: Velocidad entre barrotes: 0.15 m/s

Calculando área neta de la rejilla (An):

$$An = Q / (0.9 \cdot Vb) \quad [F-A7] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice F).}$$

$$An = 0.37 \text{ m}^2$$

La longitud de la rejilla corresponde a la siguiente expresión:

$$Lr = [(An \cdot (a+b)) / (a \cdot B)] \quad [F-A8] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice F).}$$

Donde:

Lr: longitud de rejilla

An: área neta de la rejilla

a: separación entre barrotes

b: barrotes \varnothing 1/2"

B: ancho de canal de aducción

$$\rightarrow Lr = 1.21 \text{ m} \approx 1.20 \text{ m}$$

Se adopta 1.20 m de longitud de rejilla (Lr)

$$An = Q / (0.9 \cdot Vb) = [a / (a+b)] \cdot B \cdot Lr \quad [F-A9] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice F).}$$

$$An = 0.37 \text{ m}^2$$

El número de orificios es de:

$$N = An / (a \cdot B) \quad [F-A10] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice F).}$$

$$N = 36.70 \text{ orificios}$$

Se adoptan: 37 orificios separados 2 cm entre sí

Se tienen las siguientes condiciones finales:

$$A_n = 0.37 \text{ m}^2$$

$$V_b = 0.15 \text{ m/s}$$

$$L_r = 1.21 \text{ m}$$

Los niveles de agua en el canal de aducción son:

Aguas abajo:

$$h_e = h_c = [Q^2 / (g \cdot B^2)]^{1/3} \quad \text{[F-A11] (Ver tabla resumen en apéndice F).}$$

Donde:

h_e : profundidad aguas abajo (m)

h_c : profundidad crítica (m)

Q: caudal de diseño

g: aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

B: ancho de canal de aducción

$$\rightarrow h_e = 0.10 \text{ m}$$

Aguas arriba:

$$L_c = L_r + \text{espesor del muro} \quad \text{[F-A12] (Ver tabla resumen en apéndice F).}$$

Donde:

L_c : longitud del canal

L_r : longitud de la rejilla

$$\rightarrow L_c = 1.51 \text{ m}$$

Se adopta una pendiente de 3% y un borde libre (B.L.) de 0.20 m, se procede a calcular la altura aguas arriba:

$$h_o = [2 \cdot h_e^2 + (h_e - (i \cdot L_c / 3))^2]^{1/2} - ((2/3) \cdot i \cdot L_c)$$

[F-A13] (Ver tabla resumen en apéndice F).

Donde:

h_o : profundidad aguas arriba (m)

h_e : profundidad aguas abajo (m)

i : pendiente del fondo del canal

L_c : longitud del canal

$$\rightarrow h_o = 0.14 \text{ m}$$

Por lo tanto la altura total del canal aguas arriba corresponde a la siguiente expresión:

$$H_o = h_o + \text{B.L.} \quad [\text{F-A14}] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice F).}$$

$$H_o = 0.34 \text{ m}$$

La altura total del canal aguas abajo está dado por:

$$H_e = h_e + (h_o - h_e) + i \cdot L_c + \text{B.L.} \quad [\text{F-A15}] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice F).}$$

$$H_e = 0.38 \text{ m}$$

La velocidad del agua al final del canal será:

$$V_e = Q / (B \cdot h_e) \quad [\text{F-A16}] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice F).}$$

$$V_e = 0.99 \text{ m/s}$$

$0.30 \text{ m/s} < 0.99 \text{ m/s} < 3.00 \text{ m/s}$ Sí cumple con los parámetros de diseño.

➤ Diseño de la cámara de recolección

Nuevamente se aplican las ecuaciones de alcance de un chorro de agua:

$$X_s = 0.36*(V_e)^{2/3} + 0.60*(h_e)^{4/7} \quad [F-A17] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice F).}$$

Donde:

X_s : alcance filo superior (m)

V_e : velocidad del agua al final del canal (m/s)

h_e : profundidad aguas abajo (m)

$$\rightarrow X_s = 0.52 \text{ m}$$

$$X_i = 0.18*(V_e)^{4/7} + 0.74*(h_e)^{3/4} \quad [F-A18] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice F).}$$

Donde:

X_i : alcance filo inferior (m)

V_e : velocidad del agua al final del canal (m/s)

h_e : profundidad aguas abajo (m)

$$\rightarrow X_i = 0.31 \text{ m}$$

Base de la cámara = $X_s + 0.30$ [F-A19] (Ver tabla resumen en apéndice F)

Base de la cámara = 0.82 m

Por facilidad de acceso y mantenimiento, se adopta una cámara cuadrada de 1.50 m de lado.

➤ Cálculo de la altura de los muros de contención

$$H_{Qcm} = [Q / (1.84*L)]^{2/3} \quad [F-A20] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice F).}$$

Donde:

H Qcm = H: altura de agua sobre la rejilla según caudal de crecida máxima

Q: caudal de crecida máxima

L: ancho de la presa

→ H Qcm = H caudal crecida máxima = 0.13 m

Borde libre de muro = 0.87 m

Altura de muro = 1.00 m

Cotas

Fondo del río en la captación: 2,300.00 m

Lámina sobre la presa:

Diseño: 2,300.07 m

Máxima: 2,300.13 m

Promedio: 2,300.09 m

Corona de los muros de contención: 2,301.00 m

Canal de aducción:

Fondo aguas arriba: 2,299.66 m

Fondo aguas abajo: 2,299.62 m

Lámina aguas arriba: 2,299.80 m

Lámina aguas abajo: 2,299.72 m

Cámara de recolección

Cresta del vertedero de excesos: 2,299.42 m

Fondo: 2,299.02 m

Se adopta un valor de 0.60 m correspondiente a las pérdidas en la conducción de la bocatoma al desarenador.

Tubería de excesos:

Cota de entrada:	2,299.02 m
Cota del río en la entrega:	2,294.83 m
Cota de salida:	2,295.13 m

➤ Cálculo de caudal de excesos

$$H_{Qm} = [Q / (1.84 * L)]^{2/3} \quad [F-A20] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice F).}$$

Donde:

H_{Qm} = H: altura de agua sobre la rejilla según caudal medio del río

Q: caudal medio del río

$$\rightarrow H_{Qm} = H_{\text{caudal medio}} = 0.09 \text{ m}$$

$$Q_{\text{captado}} = C_d * A_n * (2 * g * H_{Qm})^{1/2} \quad [F-A21] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice F).}$$

Donde:

Q captado: caudal que pasa a través de la rejilla (m^3/s)

C_d : coeficiente de descarga = 0.3

A_n : área neta de la rejilla

g: aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2)

$$\rightarrow Q_{\text{captado}} = 0.15 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{excesos}} = Q_{\text{captado}} - Q_{\text{diseño}} \quad [F-A22] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice F).}$$

$$Q \text{ excesos} = 0.10 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H \text{ excesos} = [Q / (1.84 * L)]^{2/3} \quad [\text{F-A23}] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice F).}$$

$$H \text{ excesos} = 0.11 \text{ m}$$

$$V \text{ excesos} = Q \text{ excesos} / (H \text{ excesos} * B \text{ cámara})$$

$$V \text{ excesos} = 0.61 \text{ m/s} \quad [\text{F-A24}] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice F).}$$

$$X_s = 0.43 \text{ m}$$

Donde:

X_s : alcance filo inferior (m)

El vertedero de excesos estará colocado a 0.68 m de la pared de la cámara de recolección.

➤ Cálculo de la tubería de excesos

$$i = (\text{cota de entrada} - \text{cota del río en la entrega}) / \text{longitud} * 100$$

$$i = 11.17\% \quad [\text{F-A25}] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice F).}$$

$$J = i/100$$

$$J = 11.17/100 = 0.111702507 \text{ m/m}$$

De la fórmula de caudal se despeja el diámetro, por lo tanto se obtiene:

$$Q = 0.2785 * C * D^{2.63} * J^{0.54} \quad [\text{F-A26}] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice F).}$$

$$\emptyset = [Q / (0.2785 * C * J^{0.54})]^{1/2.63}$$

$$\emptyset = 0.18 \text{ m}$$

$$\emptyset = 7.24 \text{ Plg} \approx 8''$$

2.3.5.2. Línea de conducción tramo captación-desarenador

Esta línea de conducción se diseñó por medio de la fórmula de Manning, para contemplar todos los datos hidráulicos con que se cuenta, ya que por medio de la fórmula de Hazen-Williams en su operación se omiten algunos.

Igualmente para este tramo, en el apéndice E, se observan los resultados obtenidos, calculados por medio de la fórmula de Hazen-Williams.

➤ Diseño hidráulico de la línea de conducción captación - desarenador

Datos:

Caudal de diseño (adoptado)	=	0.05 m ³ /s
Coef. de rugosidad de Manning, tubo PVC	=	n = 0.01
Longitud de conducción (L)	=	93.15 m
Cota de llegada al desarenador	=	2,294.62 m

Cálculo de pendiente de tubería:

$$S = [(cota de entrada - cota de llegada al desarenador) / (L)] * 100$$

$$S = [(2299.02 - 2294.62) / 93.15] * 100$$

$$S = 4.72 \% = 0.0472 \text{ m/m}$$

La ecuación de diseño de Manning para conductos con flujo por gravedad es:

$$Q = (A * R^{2/3} * S^{1/2}) / n \quad \text{[F-B1] (Ver tabla resumen en apéndice G).}$$

Donde:

Q: caudal de diseño (m³/s)

A: área de la sección de flujo (m²)

R: radio hidráulico (m)

S: pendiente de la tubería (m/m)

n: coeficiente de rugosidad de Manning

Despejando el diámetro de la tubería se tiene:

$$\emptyset = 1.548 * [(n * Q) / S^{1/2}]^{3/8} \quad \text{[F-B2]} \quad (\text{Ver tabla resumen en apéndice G}).$$

$$\emptyset = 0.159 \text{ m} = 6.25''$$

Tomando el diámetro comercial mayor se adoptará una tubería de 8''

$$\emptyset = 8'' = 0.2032 \text{ m}$$

Cálculo de condiciones de flujo a tubo lleno:

Q: caudal de diseño

Q lleno: caudal a tubo lleno

Vr: velocidad de diseño del río

V lleno: velocidad a tubo lleno

d: lámina de agua en la tubería

D = \emptyset : diámetro comercial de la tubería

A lleno: área a tubo lleno

R: radio hidráulico al caudal de diseño

R lleno: radio hidráulico a tubo lleno

n: número de Manning a caudal de diseño

n lleno: número de Manning a tubo lleno

$$Q \text{ lleno} = 0.312 * (D^{8/3} * S^{1/2}) / n \quad \text{[F-B3]} \quad (\text{Ver tabla resumen en apéndice G}).$$

$$Q \text{ lleno} = 0.0968 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V \text{ lleno} = Q \text{ lleno} / A \text{ lleno} \quad \text{[F-B4]} \quad (\text{Ver tabla resumen en apéndice G}).$$

$$V \text{ lleno} = 2.98 \text{ m/s} \quad 0.60 \text{ m/s} < 2.98 \text{ m/s} < 3.00 \text{ m/s}$$

De las tablas según relaciones hidráulicas para conductos circulares (n lleno / n) en apéndice G, se obtiene:

$$Q / Q \text{ lleno} = 0.52 \quad \text{[F-B5] (Ver tabla resumen en apéndice G).}$$

De las tablas en apéndice G, para la relación V_r/V se obtiene:

$$V_r / V \text{ lleno} = 0.86 \quad \text{[F-B6] (Ver tabla resumen en apéndice G).}$$

Para la relación d/\emptyset se determina:

$$d / \emptyset = 0.576 \quad \text{[F-B7] (Ver tabla resumen en apéndice G).}$$

Despejando la velocidad de diseño del río se tiene:

$$V_r = 0.965 * V \text{ lleno}$$

$$V_r = 2.57 \text{ m/s}$$

Hallando la lámina de agua en la tubería

$$d = 0.732 * \emptyset$$

$$d = 0.12 \text{ m}$$

Verificación de la cota a la salida de la bocatoma:

$$d + 1.5 * [V_r^2 / (2 * g)] = 0.62 \text{ m} \quad \text{[F-B8] (Ver tabla resumen en apéndice G).}$$

Según resultados obtenidos se verifican nuevamente los datos, bajando la cota del fondo de la cámara de recolección de 2299.02 m a 2298.97 m (65 cm de altura de agua), para lo cual se tienen los resultados finales de diseño:

$$S = 4.67 \% \quad = 0.0467 \text{ m/m}$$

$$\emptyset = 1.548 * [(n * Q) / S^{1/2}]^{3/8}$$

$$\emptyset = 0.16 \text{ m} \quad = 6.26''$$

Tomando el diámetro comercial mayor, $D = 8'' = 0.2032 \text{ m}$

$$Q \text{ lleno} = 0.312 * (D^{8/3} * S^{1/2}) / n$$

$$Q \text{ lleno} = 0.0962 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V \text{ lleno} = Q \text{ lleno} / A \text{ lleno}$$

$$V \text{ lleno} = 2.97 \text{ m/s} \quad 0.60 \text{ m/s} < 2.97 \text{ m/s} < 3.00 \text{ m/s}$$

$$Q / Q \text{ lleno} = 0.52$$

De las tablas en apéndice G se obtiene:

$$V_r / V \text{ lleno} = 0.86$$

$$d / D = 0.576$$

$$V_r = 0.90 * V \text{ ll}$$

$$V_r = 2.55 \text{ m/s}$$

$$d = 0.626 * D$$

$$d = 0.12 \text{ m}$$

Verificación de la cota a la salida de la bocatoma:

$$d + 1.5 * [V_r^2 / (2 * g)] = 0.61 \text{ m}$$

Valor aproximado a los 65 cm adoptados.

El caudal de exceso máximo previsto será de:

$$Q \text{ exceso} = Q \text{ lleno} - Q \text{ diseño} \quad [\text{F-B9}] \text{ Ver tabla resumen en apéndice G.}$$

$$Q \text{ exceso} = 0.04622 \text{ m}^3/\text{s} = 46.22 \text{ Lt/s}$$

Las cotas definitivas y condiciones hidráulicas serán:

Cota de batea a la salida de la bocatoma:	2,298.97 m
Cota clave a la salida de la bocatoma:	2,299.17 m
Cota de batea a la llegada al desarenador:	2,294.62 m
Cota clave a la llegada al desarenador:	2,294.82 m
Cota de la lámina de agua a la llegada al desarenador:	2,294.74 m

2.3.5.3. Desarenador

Un desarenador convencional es un tanque construido con el propósito de sedimentar partículas en suspensión por la acción de la gravedad. Este elemento constituye un tratamiento primario.

La distancia recomendada de ubicación del desarenador respecto de la captación, es de 50 a 300 m de distancia, ésto con el fin de evitar problemas de obstrucción en la línea de conducción.

Un desarenador está dividido en las siguientes zonas:

Zona I: cámara de aquietamiento. Debido a la ampliación de la sección, se disipa el exceso de energía de velocidad en la tubería de llegada. Lateralmente se encuentra un vertedero de excesos que lleva el caudal sobrante nuevamente al río, mediante una tubería que se une con la del lavado (Zona IV).

Zona II: entrada al desarenador. Constituida entre la cámara de aquietamiento y una cortina, la cual obliga a las líneas de flujo a descender rápidamente, de manera que se sedimente el material más grueso inicialmente.

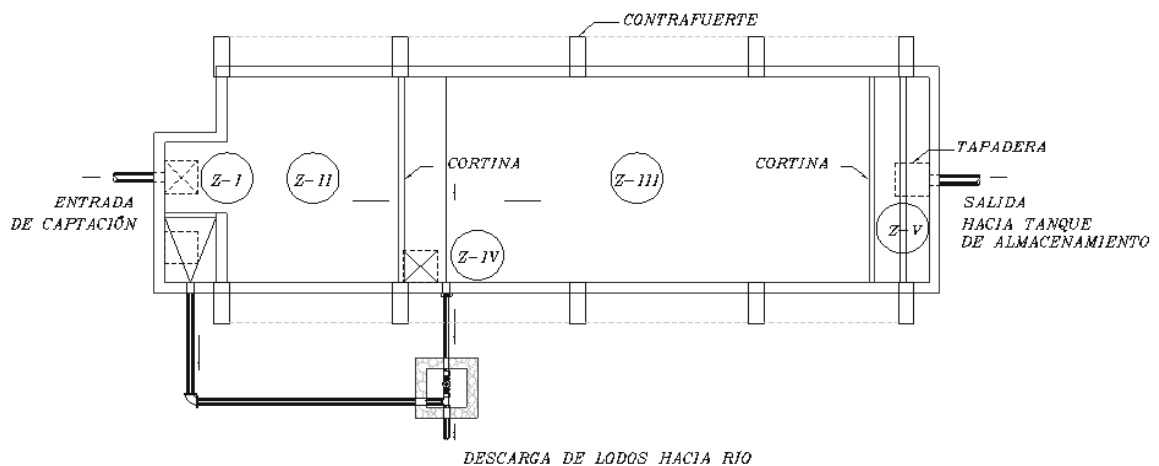
Zona III: zona de sedimentación. Es la zona en donde se sedimentan todas las partículas restantes y en donde se cumple en rigor con las leyes de sedimentación. La profundidad útil de sedimentación es H.

Zona IV: salida del desarenador. Constituida por una pantalla sumergida, el vertedero de salida y el canal de recolección. Esta zona debe estar completamente tapada con el fin de evitar la posible contaminación exterior.

Zona V: almacenamiento de lodos. Comprende el volumen entra la cota de profundidad útil en la Zona III y el fondo del tanque. El fondo tiene pendientes longitudinales y transversales hacia la tubería de lavado.

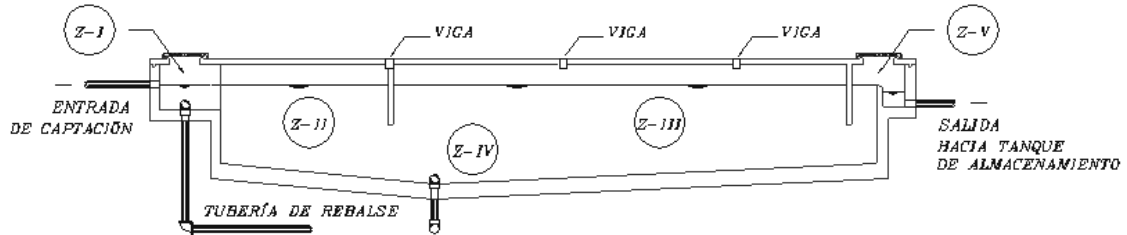
Para el diseño del desarenador se tomaron en cuenta las bases fijadas según normas del INFOM-UNEPAR; los criterios de diseño según especificaciones se pueden ver en el apéndice H.

Figura 10. **Planta del tanque desarenador**



Fuente: Elaboración propia.

Figura 11. Elevación del tanque desarenador



Fuente: Elaboración propia.

a) Diseño hidráulico del desarenador

- Resumen de condiciones de la tubería de entrada, según resultados del diseño de conducción captación - desarenador

Q: caudal de diseño = 0.05 m³/s

Q lleno: caudal a tubo lleno = 0.0962 m³/s

Vr: velocidad de diseño del río = 2.55 m/s

V lleno: velocidad a tubo lleno = 2.97 m/s

Ø = D = diámetro comercial = 8 Plg = 0.2032 m

d: lámina de agua en la tubería = 0.12 m

- Condiciones de diseño del desarenador

Remoción de partículas hasta 0.05 mm. de diámetro con un grado de remoción del 70%

Temperatura adoptada (según clima de la región) = 15 °C

Viscosidad cinemática (según temperatura) = 0.01146 cm²/s

Grado del desarenador (deflectores defectuosos o sin ellos) = n = 1

Relación longitud ancho = 3:1

Cota de la lámina a la entrada del desarenador = 2,294.74 m

➤ Cálculo de los parámetros de sedimentación

Velocidad de sedimentación de las partículas

$$V_s = (g / 18) * ((\rho_s - \rho) / \mu) * d^2 \quad [\text{F-C1}] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice H).}$$

Donde:

V_s = velocidad de sedimentación de la partícula (cm/s)

g = aceleración de la gravedad (981 cm/s²)

ρ_s = peso específico de la partícula (arenas = 2.65)

ρ = peso específico del fluido (agua = 1.00)

μ = viscosidad cinemática del fluido (cm²/s) ver tabla en apéndice H.

D_s = diámetro de las partículas a sedimentar = 0.05 mm = 0.005 cm.

$$\rightarrow V_s = 0.196 \text{ cm/s}$$

De tablas (apéndice H) se obtiene para $n = 1$ y remoción del 70 % el factor (e/t)

o Número de Hazen:

$$e / t = 2.30 \quad [\text{F-C2}] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice H).}$$

Suponiendo la profundidad útil de sedimentación de:

$$H = 1.60 \text{ m} = 160 \text{ cm}$$

El tiempo que tardaría la partícula de diámetro igual a 0.05 mm en llegar al fondo sería:

$$t = H / V_s \quad [\text{F-C3}] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice H).}$$

Donde:

H : profundidad útil de sedimentación (cm)

V_s : velocidad de sedimentación de la partícula (cm/s)

→ $t = 816$ segundos

El período de retención hidráulica es:

$$\theta = 2.30 * t$$

$$\theta = 1,876 \text{ segundos} = 0.52 \text{ horas}$$

$0.50 \text{ hr} \leq 0.52 \leq 4.00 \text{ hr}$ Sí cumple con los parámetros.

El volumen del tanque es:

$$\text{Volumen} = \theta * Q \quad [\text{F-C4}] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice H).}$$

$$\text{Vol. T} = 93.80 \text{ m}^3$$

El área superficial del tanque es:

$$A_s = \text{Volumen} / H \quad [\text{F-C5}] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice H).}$$

$$A_s = 58.62 \text{ m}^2$$

Las dimensiones del tanque serán para L: $Bd = 3:1$

Donde:

L: largo del tanque

B = Bd: base del tanque desarenador

$$Bd = (A_s / 3)^{1/2} \quad [\text{F-C6}] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice H).}$$

$$Bd = 4.42 \text{ m} \approx 4.50 \text{ m}$$

$$L = 3 * Bd \quad [\text{F-C7}] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice H).}$$

$$L = 13.26 \text{ m} \approx 13.25 \text{ m}$$

La carga hidráulica superficial para este tanque es de:

$$q = Q / A_s \quad [F-C8] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice H).}$$

$$q = 0.000852919 \text{ m}^3 / \text{m}^2 * \text{s} = 73.69 \text{ m}^3 / \text{m}^2 * \text{d}$$

La carga hidráulica superficial es igual a la velocidad de sedimentación de la partícula crítica en condiciones teóricas, V_o , la cual debe corresponder a la de un diámetro menor:

$$V_o = q \quad [F-C9] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice H).}$$

$$V_o = q = 0.000852919 \text{ m/s} = 0.085 \text{ cm/s}$$

$$d_o = [(V_o * 18 * \mu) / (g * (\rho_s - \rho))]^{1/2} \quad [F-C10] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice H).}$$

$$d_o = 0.00330 \text{ cm} = 0.03 \text{ mm.}$$

La relación de tiempos es igual a la relación de velocidades:

$$\theta / t = V_s / V_o = 2.3 \quad [F-C11] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice H).}$$

La velocidad horizontal será:

$$V_h = (Q / W) = (V_o * L) / H \quad [F-C12] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice H).}$$

$$V_h = \frac{0.05 * 100}{1.6 * 3.75} = \frac{0.118 * 11.30}{1.6} = 0.71 \text{ cm/s}$$

La velocidad horizontal máxima es:

$$V_h \text{ máx} = 20 * V_s \quad [F-C13] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice H).}$$

Donde:

V_s = velocidad de sedimentación de la partícula (cm/s)

$$\rightarrow V_h \text{ máx} = 3.92 \text{ cm/s}$$

La velocidad de resuspensión máxima es:

$$V_{re} = [(8 \cdot k/f) \cdot g \cdot (\rho_s - \rho) \cdot d]^{1/2} \quad [\text{F-C14}] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice H).}$$

Donde:

k = constante 0.04

f = constante 0.03

g = aceleración de la gravedad (981 cm/s²)

ρ_s = peso específico de la partícula (arenas = 2.65)

ρ = peso específico del fluido (agua = 1.00)

d = viscosidad cinemática del fluido (cm²/s) (ver tabla en apéndice H).

Ds = diámetro de las partículas a sedimentar = 0.05 mm = 0.005 cm

$$\rightarrow V_{re} = 9.29 \text{ cm/s}$$

➤ Cálculo de los elementos del desarenador

– Vertedero de salida

$$H_v = [Q / (1.84 \cdot B_d)]^{2/3} \quad [\text{F-C15}] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice H).}$$

Donde:

H_v: altura de agua sobre el vertedero de salida

Q: caudal de diseño

B_d: base del tanque desarenador

$$\rightarrow H_v = 0.03 \text{ m}$$

Hallando la velocidad de agua sobre la cresta del vertedero:

$$V_v = Q / (B_d \cdot H_v) \quad [\text{F-C16}] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice H).}$$

Donde:

Vv: velocidad sobre cresta de vertedero

Q: caudal de diseño

Bd: base del desarenador

Hv: altura de agua sobre el vertedero de salida

→ $Vv = 0.34 \text{ m/s} > 0.30 \text{ m/s}$ Sí cumple con los parámetros.

La velocidad sobre la cresta del vertedero debe ser en teoría mayor de 0.30 m/s, para poder aplicar en rigor la ecuación de alcance horizontal de la vena vertiente.

$$Xs = 0.36*(Vv)^{2/3} + 0.60*(Hv)^{4/7} \quad [\text{F-C17}] \quad (\text{Ver tabla resumen en apéndice H}).$$

Donde:

Vv: velocidad sobre cresta del vertedero

Hv: altura de agua sobre el vertedero de salida

→ $Xs = 0.26 \text{ m}$

Hallando longitud del vertedero:

$$Lv = Xs + 0.15 \text{ m} \quad [\text{F-C18}] \quad (\text{Ver tabla resumen en apéndice H}).$$

$$Lv = 0.41 \text{ m} \approx 0.45 \text{ m}$$

– Pantalla de salida

$$\text{Profundidad} \quad [\text{F-C19}] = H/2 = 0.80 \text{ m}$$

$$\text{Distancia al vertedero de salida} \quad [\text{F-C20}] = 15 * Hv = 0.50 \text{ m}$$

– Pantalla de entrada

Profundidad [F-C21] = $H/2$ = 0.80 m

Distancia a la cámara de quietamiento [F-C22] = $L/4$ = 3.31 m

– Almacenamiento de lodos

Profundidad máxima = 0.40 m

Distancia punto de salida a la cámara de quietamiento [F-C23] = $L/3$ = 4.42 m

Distancia punto de salida al vertedero de salida [F-C24] = $2*L/3$ = 8.83 m

Pendiente transversal [F-C25] = $0.4/B$ = 8.89 %

Pendiente longitudinal (en $L/3$) [F-C26] = $0.4*3/L$ = 9.06 %

Pendiente longitudinal (en $2L/3$) [F-C27] = $0.4*3/2L$ = 4.53 %

– Cámara de quietamiento

Profundidad [F-C28] = $H/3$ = 0.53 m

Ancho [F-C29] = $B/3$ = 1.50 m

Largo (adoptado) = 1.00 m

– Rebose de la cámara de quietamiento

Hallando caudal de excesos:

Q excesos = Q lleno – Q [F-C30] (Ver tabla resumen en apéndice H).

Donde:

Q lleno: caudal a tubo lleno = 0.0962 m³/s

Q : caudal de diseño = 0.05 m³/s

→ Q excesos = 0.0462 m³/s

Hallando altura de caudal de excesos:

$H_e = (Q \text{ excesos} / 1.84*Le)^{2/3}$ [F-C31] (Ver tabla resumen en apéndice H).

Donde:

Q excesos: caudal de excesos

Le: largo adoptado de cámara de aquietamiento

$$\rightarrow He = 0.09 \text{ m}$$

Hallando velocidad según caudal de excesos:

$$Ve = [Q \text{ excesos} / (He * Le)] \quad [F-C32] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice H).}$$

Donde:

He: altura de caudal de excesos

Le: largo adoptado de cámara de aquietamiento

$$\rightarrow Ve = 0.54 \text{ m/s}$$

Hallando alcance de chorro de agua, de filo superior:

$$Xs = 0.36 * (Ve)^{2/3} + 0.60 * (He)^{4/7} \quad [F-C33] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice H).}$$

Donde:

Ve: velocidad según caudal de excesos

He: altura de caudal de excesos

$$\rightarrow Xs = 0.39 \text{ m}$$

$$Lr = 0.40 \quad [F-C34] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice H).}$$

$$\underline{B - ancho} = 1.50 \quad \} \quad \text{se adopta por lo tanto: } 1.50 \text{ m}$$

2

➤ Perfil hidráulico

Se debe tener en consideración las pérdidas por ampliación de secciones y por el paso por debajo de las pantallas.

➤ Pérdidas a la entrada de la cámara de quietamiento

Se toma $K = 0.1$ debido a la disminución de la velocidad

$$V1 = V_r = 2.55 \text{ m/s} \quad (\text{de condiciones iniciales})$$

$$V2 = Q/(\text{longitud} \cdot \text{ancho de cámara de quietamiento}) \quad [\text{F-C35}]$$

Donde:

Q: caudal de diseño

$$\rightarrow V2 = 0.06 \text{ m/s}$$

Hallando pérdidas a la entrada de la cámara de quietamiento:

$$h_m = K \cdot (\Delta V^2 / 2 \cdot g) \quad [\text{F-C36}] \quad (\text{Ver tabla resumen en apéndice H}).$$

Donde:

K: constante 0.1

ΔV : $V1 - V2$

g: aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2)

$$\rightarrow h_m = 0.03 \text{ m}$$

- Pérdidas a la entrada de la zona de sedimentación

$$V1' = V1 = 0.06 \text{ m/s}$$

$$V2' = V h = 0.0071 \text{ m/s}$$

$$hm' = 0.000020 \text{ m}$$

- Pérdidas por las pantallas inicial y final

Éstas se calcularán como las pérdidas de un orificio sumergido de grandes dimensiones. Al hacer los cálculos da siempre un valor despreciable debido a la magnitud del caudal y del área.

- Cálculo de los diámetros de la tubería de excesos y lavado

- Tubería de excesos

Debido a la magnitud de los caudales, esta tubería resulta siempre de un diámetro mínimo, igual a 6" (15 cm). Por la dimensión de este proyecto se colocará tubería diámetro 8".

- Tubería de lavado

Un criterio importante para la selección del diámetro es el tiempo de vaciado del tanque.

Cota de entrega del desagüe de lavado:	2,290.75 m
Cota de lámina de agua sobre la tubería:	2,294.71 m
Suponiendo el diámetro mínimo:	0.2032 m
Longitud de la conducción:	93.00 m

Altura disponible: 3.96 m
J = H/L 0.0425 m/m

Pérdidas en la conducción (en longitud equivalente)

Entrada normal: 2.50 m
Válvula: 1.10 m
Codo radio corto: 4.90 m
Tee cambio de dirección: 10.00 m
Tubería: 70.00 m
Longitud equivalente total (LE): 88.50 m

Hallando pendiente según longitud:

$J = H / LE$ [F-C37] (Ver tabla resumen en apéndice H).

Donde:

H disponible: altura disponible

LE: longitud equivalente

→ $J = 0.0447 \text{ m/m}$

$Q \text{ inicial} = 0.2785 * C * D^{2.63} * J^{0.54}$ [F-C38] (Ver tabla resumen en apéndice H).

$Q \text{ inicial} = 0.0787 \text{ m}^3/\text{s}$

$V = 2.43 \text{ m/s}$ → $(V^2 / 2g) = 0.30 \text{ m}$

El tiempo de vaciado se determina a partir de la ecuación de descarga de un orificio. El coeficiente de descarga del tanque, teniendo en cuenta la tubería de desagüe, es:

$$Q = C_d * A_o * (2 * g * H)^{1/2} \quad [F-C39] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice H).}$$

Despejando coeficiente de descarga se tiene:

$$C_d = [Q / (A_o * (2 * g * H)^{1/2})] \quad [F-C40] \text{ (Ver tabla resumen en apéndice H).}$$

Donde:

Q: caudal de diseño

Ao: área de orificio de salida

g: aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

H = H disponible: altura disponible

$$\rightarrow C_d = 0.28$$

Hallando el tiempo de vaciado del tanque desarenador:

$$t \text{ vaciado} = [(2 * A_s) / (C_d * A_o * (2 * g)^{1/2})] * H^{1/2} \quad [F-C41]$$

$$t \text{ vaciado} = 5,895.99 \text{ s} = 98.27 \text{ min}$$

Cotas

Cota de batea de la tubería de entrada:	2,294.21 m
Cota de la lámina de agua a la entrada:	2,294.74 m
Cota de la lámina de agua en la cámara de quietamiento:	2,294.71 m
Cota de la lámina de agua en el sedimentador:	2,294.71 m
Cota de la lámina de agua en la cámara de recolección:	2,294.52 m
Cota de la corona de los muros del sedimentador:	2,295.22 m
Cota del fondo de la cámara de quietamiento:	2,294.21 m
Cota de batea de la tubería de lavado a la salida:	2,292.74 m
Cota clave de la tubería de lavado a la salida:	2,294.67 m
Cota del fondo de la cámara de recolección (0.30 m):	2,294.22 m

b) Diseño de la losa

Datos:

γ concreto	=	2,400 Kg/m ³
f'c	=	210 Kg/cm ²
f _y	=	2,810 Kg/cm ²
Carga Viva	=	80 Kg/m ²
Sobrecarga (Sc)	=	60 Kg/m ²

Haciendo uso del método 3 del Código *ACI (American Concrete Institute)*, se calcula el coeficiente de momentos, que no es más que la relación del lado menor entre el lado mayor.

$$A = 3.27 \text{ m}$$

$$B = 4.10 \text{ m}$$

$$m = A / B$$

$m = 0.80$ Como $0.80 > 0.50$, entonces se diseña en dos sentidos

Cálculo de espesor de losa (t)

$$t = 2 \cdot (A+B) / 180$$

$$t = 0.0819 \text{ m} \approx 0.08 \text{ m}$$

Por razones de diseño y simplicidad, durante su construcción se adopta 0.10 m.

➤ Integración de cargas

Carga Muerta (CM)

$$W_{\text{losa}} = \gamma_{\text{concreto}} \cdot t$$

$$W_{\text{losa}} = 240 \text{ Kg/cm}^2$$

Sobrecarga = 60 Kg/cm²

CM= W losa + Sc

CM= 300 Kg/m²

Carga Viva (CV)

CV = 80 Kg/m²

Carga Última Total (CUT)

CUT = 1.4 CM + 1.7 CV

CUT = 556.00 Kg/m²

➤ Cálculo de momentos Caso 5 REL m = A / B = 0.80

Ma + = (Ca)*(CM)*A² + (Ca')*(CV)*A²

Ma - = (Ca -)*CUT*A²

Mb + = (Cb)*(CM)*B² + (Cb')*(CV)*B²

Mb - = (Cb -)*CUT*B²

Donde:

Ma += Momento positivo en "a" producido por cargas vivas

Ma - = Momento negativo en "a"

Mb + = Momento positivo en "b" producido por cargas vivas

Mb - = Momento negativo en "b"

Ca = Coeficiente en "a" producido por cargas muertas

Cb = Coeficiente en "b" producido por cargas muertas

Ca' = Coeficiente en "a" producido por cargas vivas

Cb' = Coeficiente en "b" producido por cargas vivas

Ca - = Coeficiente en "a" para momentos negativos

Cb - = Coeficiente en "b" para momentos negativos

CM = Carga muerta
CV = Carga viva
A = Lado corto de la losa
B = Lado largo de la losa

$$Ma + = (Ca) \cdot (CM) \cdot A^2 + (Ca') \cdot (CV) \cdot A^2$$
$$Ma + = 140.29 \text{ Kg-m}$$

$$Mb + = (Cb) \cdot (CM) \cdot B^2 + (Cb') \cdot (CV) \cdot B^2$$
$$Mb + = 66.90 \text{ Kg-m}$$

Como existe un lado con continuidad y otro sin continuidad, se obtienen dos valores diferentes para momentos negativos en el lado "B"; mientras que en el lado "A" ambos extremos no tienen continuidad:

$$Ma - = (1/3) \cdot Ma + \quad (\text{Extremos sin continuidad})$$
$$Ma - = 46.76 \text{ Kg-m}$$

$$Mb - = (Cb -) \cdot \text{CUT} \cdot B^2 \quad (\text{Extremos con continuidad})$$
$$Mb - = 775.75 \text{ Kg-m}$$

Cálculo del peralte (d)

$$t = 10 \text{ cm} = 0.10 \text{ m}$$

$$\text{rec} = 2.5 \text{ cm}$$

$$\text{Ø } 3/8" = 0.95 \text{ cm}$$

$$d = t - \text{rec} - (\text{Ø}/2)$$

$$d = 7.025 \text{ cm}$$

Cálculo del refuerzo requerido

$$b = 100 \text{ cm} \quad (\text{Ancho Unitario } b = Cb)$$

$$d = 7.025 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ min} = \rho_{\text{min}} * b * d$$

$$A_s \text{ min} = 0.40 * (14.1 / f'_y) * Cb * d$$

$$A_s \text{ min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento (S)

$$1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{-----} \quad 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \quad \text{-----} \quad (S) \text{ cm}$$

$$S = (0.71 * 100) / 1.41$$

$$S = 50.35 \text{ cm}$$

Chequeo de espaciamento

$$S > 3t$$

$$3t = 3 * 10 \text{ cm}$$

$$3t = 30 \text{ cm}$$

Como $50.35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ se utilizará hierro $\emptyset 3/8" @ 0.30 \text{ m}$

Calcular área de acero mínimo para hierro $\emptyset 3/8" @ 0.30 \text{ m}$

$$A_s \text{ min}' \text{ cm}^2 \quad \text{-----} \quad 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \quad \text{-----} \quad 30 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ min}' = 0.71 * 100 / 30$$

$$A_s \text{ min}' = 2.37 \text{ cm}^2$$

Cálculo del momento que resistirá el A_s min'

$$MU = 0.9 (A_s \text{ min}' * f_y * (d - (A_s \text{ min}' * f_y)/1.7 * f'_c * C_b))$$

$$MU = 40,931.77 \text{ Kg/cm}$$

$$MU = 409.32 \text{ Kg/m}$$

Chequeo de momentos

$$409.32 \text{ Kg-m} > M_{a+} = 140.29 \text{ Kg-m}$$

$$409.32 \text{ Kg-m} > M_{a-} = 46.76 \text{ Kg-m}$$

$$409.32 \text{ Kg-m} > M_{b+} = 66.90 \text{ Kg-m}$$

$$409.32 \text{ Kg-m} < M_{b-} = 775.75 \text{ Kg-m}$$

Confirmando A_s requerido para Momento Mayor

$$A_s \text{ req} = [(b*d) - \sqrt{(b*d)^2 - ((MU*b)/(0.003825*f'_c))}] * 0.85 * f'_c / f_y$$

$$A_s \text{ req} = 4.60 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento (S) para el área de acero del momento último (M_u):

$$4.60 \text{ cm}^2 \text{ ———— } 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{ ———— } (S) \text{ cm}$$

$$S = 0.71 * 100 / 4.60$$

$$S = 15.42 \text{ cm}$$

El armado de la losa será de hierro corrugado de $\emptyset 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$, en ambos sentidos.

Acero por temperatura (A_s)

$$A_s = 0.002 * C_b * t$$

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

Espaciamiento (S):

$$2.00 \text{ cm}^2 \text{ ————— } 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{ ————— } (S) \text{ cm}$$

$$S = 0.71 * 100 / 2.00$$

$$S = 35.5 \text{ cm}$$

Ya que el resultado anterior de espaciamento es de 35.50 cm, por razones de diseo, se tomará un espaciamento de 30 cm.

En conclusi3n, para el área de acero por temperatura, se colocarán varillas de hierro corrugado de Ø 3/8" @ 0.30 m, en ambos sentidos.

c) Diseo de vigas

Datos:

$$\gamma \text{ concreto} = 2,400 \text{ Kg/m}^3$$

$$f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 4,210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$CV = 80 \text{ Kg/m}^2$$

$$CM = 300 \text{ Kg/m}^2$$

$$CUT = 556 \text{ Kg/m}^2$$

➤ Predimensionamiento

$$\text{Luz (L)} = 4.10 \text{ m}$$

$$h \text{ viga} = L / 18.5$$

$$h \text{ viga} = 0.22$$

$$\text{base (b)} = h / 2$$

$$\text{base (b)} = 0.11$$

Debido a que las vigas no soportarán mayor peso, y no será una estructura propiamente de carga, se propone una sección de 0.15 m x 0.20 m.

$$L = 4.10 \text{ m}$$

$$b = 0.15 \text{ m} = 15 \text{ cm}$$

$$h = 0.20 \text{ m} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{rec} = 2.50 \text{ cm} \quad (\text{recubrimiento})$$

$$\text{Área} = 21.00 \text{ m}^2$$

Calculando Área Tributaria (AT):

$$\text{tg } 45^\circ = \text{Cateto OP} / (3.27/2)$$

$$\rightarrow \text{Cateto OP} = \text{tg } 45^\circ * (3.27/2)$$

$$\text{Cateto OP} = 1.64 \text{ m}$$

$$\text{AT} = 4.03 \text{ m}^2$$

➤ Hallando cargas sobre viga

$$\text{Carga de losa} = \text{AT} * \text{CUT} / \text{Luz}$$

$$\text{Carga de losa} = 1,093.09 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso propio} = \gamma \text{ concreto} * (b*h)$$

$$\text{Peso propio} = 72.00 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Carga total sobre viga} = \text{Carga de losa} + \text{Peso propio}$$

$$\text{Carga total sobre viga} = 1,165.09 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso en viga producido por carga viva (WCV)} = \text{CV} * 2 * \text{AT} / L$$

$$WCV = 157.28 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso en viga producido por carga muerta (WCM)} = CM * 2 * AT / L$$

$$WCM = 589.80 \text{ Kg/m.}$$

$$\text{Carga \u00faltima en viga (WU)} = 1.7 * WCV + 1.4 * (WCM + Pp)$$

$$WU = 1,193.89 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Momento Positivo (M +)} = W * L^2 / 9 \rightarrow M + = 2,229.92 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Momento Negativo (M -)} = W * L^2 / 14 \rightarrow M - = 1,433.52 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Corte Actuante (Vu)} = W * L / 2 \rightarrow Vu = 2,447.47 \text{ Kg}$$

Hallando el peralte efectivo de viga proponiendo acero de refuerzo $\varnothing 1/2"$ y estribos $\varnothing 3/8"$

$$d = h - rec - \varnothing \text{ Long} / 2 - \varnothing \text{ transversal}$$

$$d = 16.16 \text{ cm}$$

Calculando \u00e1rea de acero m\u00ednimo:

$$As_{\text{min}} = (14.1 / f_y) * b * d$$

$$As_{\text{min}} = 0.81 \text{ cm}^2$$

Calculando \u00e1rea de acero requerido:

$$As_{\text{req}} = [(b * d) - \sqrt{[(b * d)^2 - ((MU * b) / (0.003825 * f'c))}]] * 0.85 * f'c / f_y$$

Hallando \u00e1rea de acero para momento positivo

$$As_{\text{req}} (M +) = 4.33 \text{ cm}^2$$

Hallando \u00e1rea de acero para momento negativo

$$As_{\text{req}} (M -) = 2.59 \text{ cm}^2$$

Hallando área de acero máximo:

$$A_s \text{ max} = \rho \text{ max} * b * d$$

Donde: $\rho \text{ máx} = 0.5 * \rho_b$ zona sísmica

$\rho \text{ máx} = 0.75 * \rho_b$ zona no sísmica

$$\rho_b = (0.85 * \beta_1 * f'_c / f_y) * (6090 / f_y + 6090)$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ Si } 0 < f'_c < 280 \text{ Kg/cm}^2$$

→ $\rho_b = 0.0284$

$\rho \text{ max} = 0.0213$

$A_s \text{ max} = 5.16 \text{ cm}^2$

Ordenando los datos obtenidos, se concluye que la viga sí cumple con las condiciones de:

$$A_s \text{ min} \leq A_s \text{ req} \leq A_s \text{ max}$$

$$0.81 \text{ cm}^2 \leq 4.33 \text{ cm}^2 \leq 5.16 \text{ cm}^2$$

Para armado utilizar:

$$2.59 \text{ cm}^2 = 2 \text{ varillas } \emptyset 1/2" + 1 \text{ varilla } \emptyset 3/8" \quad (\text{para cama superior})$$

$$4.33 \text{ cm}^2 = 3 \text{ varillas } \emptyset 1/2" + 1 \text{ varilla } \emptyset 3/8" \quad (\text{para cama inferior})$$

➤ Diseño de espaciamiento de estribos (S)

$$\text{Corte actuante } (V_u) = W * L / 2 \rightarrow V_u = 2,447.47 \text{ Kg}$$

$$V_u = 2.45 \text{ Ton}$$

Si $V_{cu} \geq V_u$ colocar espaciamiento $S = d/2$

Si $V_{cu} \leq V_u$ colocar estribos

$$S_{\max} = d / 2$$

$$S_{\max} = 8.08 \text{ cm}$$

$$S = (A_v \cdot f_y) / ((v_a - v_{cu}) \cdot b)$$

$$v_u = \Phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$v_a = V_u / (b \cdot d)$$

Donde:

A_v = Área de la varilla

v_a = Esfuerzo actuante

v_u = Esfuerzo permisible que resiste el concreto

Φ = 0.85 para corte

V_u = Corte actuante

V_c = Corte que resiste el concreto

Calculando corte que resiste el concreto:

$$V_{cu} = v_u \cdot b \cdot d$$

$$V_{cu} = \Phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_{cu} = 1,826.72 \text{ Kg}$$

$$V_{cu} = 1.83 \text{ Ton}$$

$V_{cu} \leq V_u$ Por lo tanto se calcula el espaciamiento de estribos

Calculando a qué distancia resiste corte el concreto:

$$V_u \text{ ————— } V_{cu}$$

$$L / 2 \text{ ————— } (X)$$

$$2.45 \text{ Ton ————— } 1.83 \text{ Ton}$$

$$2.05 \text{ m ————— } (X) \text{ m}$$

$$X = (2.05 * 1.83) / 2.45 = 1.53 \text{ m}$$

Calculando espaciamiento de estribos para cortes máximos:

$$v_a = V_u / (b * d)$$

$$v_a = 10.10 \text{ Kg/cm}^2$$

Calcular el esfuerzo que resiste el concreto:

$$v_u = \Phi * 0.53 * \sqrt{f'_c}$$

$$v_u = 7.5383 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S = (A_v * f_y) / ((v_a - v_{cu}) * b)$$

$$S = 155.58 \text{ cm}$$

Confirmando espaciamiento por otro método:

$$S = (A_v * f_y * d) / (v_a - v_{cu})$$

$$S = 155.58 \text{ cm}$$

Estas fórmulas indican un espaciamiento bastante grande, debido a la poca carga que soportarán las vigas. Se utilizará entonces el espaciamiento máximo, se colocarán estribos $\emptyset 1/4''$ a cada 0.08 m en toda la longitud.

d) Diseño de contrafuertes (muro sin pie)

Datos:

$$\gamma \text{ concreto} = 2,400 \text{ Kg/m}^3$$

$$\gamma \text{ agua} = 1,000 \text{ Kg/m}^3$$

$$\gamma \text{ suelo} = 1,600 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_s = 20 \text{ Ton/m}^2 \text{ (debido al tipo de suelo de la región)}$$

$$\Phi = 20^\circ \text{ (debido al tipo de suelo de la región)}$$

Coef. de fricción	=	0.9
Long	=	15.10 m
f'c	=	210 Kg/cm ²
fy	=	2,810 Kg/cm ²
H total	=	2.10 m
H muro	=	2.50 m
H	=	0.8 m
Sc	=	500 Kg/m ²
Fs	=	1,400 Kg/cm ²
J	=	0.864

➤ Predimensionamiento

La cortina o muro se recomienda que sea no menor de 20 cm, debido a que el tanque no es de grandes magnitudes, se adoptará un espesor de 20 cm.

➤ Diseño de contrafuertes

Según códigos de diseño, por las características del elemento, la dimensión mínima recomendada es de 20 cm; para mayor seguridad se adoptará 30 cm de espesor de contrafuerte.

➤ Separación de contrafuertes

No existe ninguna norma específica que determine la separación entre contrafuertes, pero algunos diseñadores recomiendan el rango comprendido entre H/4 y 1.5H.

Separación mínima $(H/4) = 0.53 \text{ m}$

Separación máxima $(1.5H) = 3.15 \text{ m}$

Para este caso la separación medida entre contrafuertes se adoptará $L_c = 3.13 \text{ m}$ para obtener simetría con la ubicación de los elementos del tanque desarenador.

➤ Espesor de la base

Se recomienda un espesor de $0.1 H$

Espesor base = 0.21 m

Debido al peso de agua que soportará la base, se adopta un espesor de 30 cm .
= 0.30 m

➤ Longitud de la base total

Se recomienda una longitud entre $0.4H$ y $0.7H$

Longitud mínima $(0.4H) = 0.84 \text{ m}$

Longitud máxima $(0.7H) = 1.47 \text{ m}$

Para este caso en el prediseño se tomará en cuenta el valor mínimo adoptando como base total $B = 0.90 \text{ m}$

En términos prácticos de análisis de diseño, se trabajará como un muro de contención sin pie.

➤ Chequeando estática

Cálculo de coeficientes:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(\varphi)}{1 + \text{sen}(\varphi)} = 0.49$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}(\varphi)}{1 - \text{sen}(\varphi)} = 2.04$$

Cálculo de fuerzas y presiones según Rankine :

$$\begin{aligned} P_a &= K_a \cdot \rho_{\text{suelo}} \cdot H & P_p &= K_p \cdot \rho_{\text{suelo}} \cdot h \\ P_a &= 1,647.38 \text{ Kg/m}^2 & P_p &= 2,610.70 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

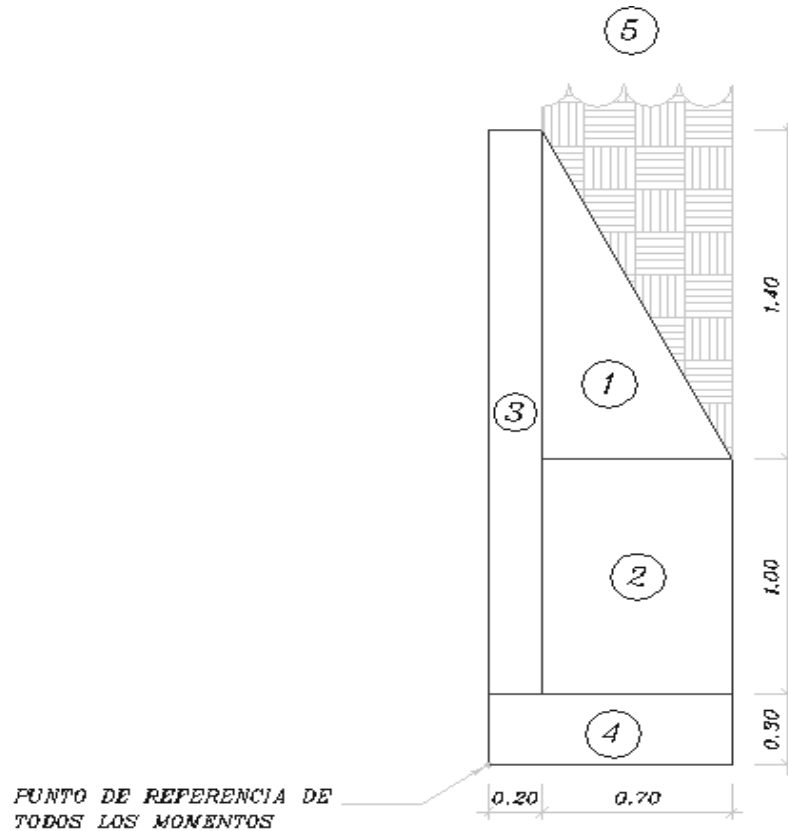
$$\begin{aligned} F_a &= P_a \cdot H/2 & F_p &= P_p \cdot h/2 \\ F_a &= 1,729.75 \text{ Kg/m} & F_p &= 1,044.28 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_a &= F_a \cdot H/3 & M_p &= F_p \cdot H/3 \\ M_a &= 1,210.82 \text{ Kg-m/m} & M_p &= 278.47 \text{ Kg-m/m} \end{aligned}$$

Sobrecarga:

$$\begin{aligned} P_{sc} &= K_a \cdot S_c \rightarrow P_{sc} = 245.15 \text{ Kg/m}^2 \\ F_{sc} &= P_{sc} \cdot H \rightarrow F_{sc} = 514.81 \text{ Kg/m} \\ M_{sc} &= F_{sc} \cdot H/2 \rightarrow M_{sc} = 540.55 \text{ Kg-m/m} \end{aligned}$$

Figura 12. Elevación de muro sin pie



Fuente: Elaboración propia.

Tabla II. Distribución de peso de contrafuerte por metro lineal muro sin pie (Análisis del tanque desarenador sin agua)

Sección	Dimensiones (m)		Área (m ²)	γ (Kg/m ³)	Peso "W" (Kg)	B.P. (m)	Momento "M" (Kg-m)
1	0.70	1.40	0.49	2,400	1,176.00	0.43	505.68
2	0.70	1.00	0.70	2,400	1,680.00	0.55	924.00
3	0.20	2.40	0.48	2,400	1,152.00	0.10	115.20
4	0.90	0.30	0.27	2,400	648.00	0.55	356.40
5	0.70	2.40	1.68	1,600	2,688.00	0.55	1,478.40
					7,344.00		3,379.68

Fuente: Elaboración propia.

➤ Chequeo contra deslizamiento

$$\text{Deslizamiento} = (F_p + W) / (F_a + F_{sc}) \geq 1.5$$

$$\text{Deslizamiento} = 1.77 \geq 1.50 \quad \text{Sí cumple con los parámetros}$$

Datos calculados según dimensiones críticas propuestas, se recomienda utilizar un tanque semienterrado por razones económicas y de seguridad.

➤ Chequeo contra volteo

$$\text{Volteo} = \text{Momento Total "M"} / (M_a + M_{sc})$$

$$\text{Volteo} = 1.93 \geq 1.50 \quad \text{Sí cumple con los parámetros}$$

➤ Diseño de armado

Debido a las condiciones de fuerzas, los contrafuertes a tensión actúan como vigas, por lo que se rigen por las normas de diseño de estas.

$S = 0.5 f_y$ factor de reducción para evitar grietas en el concreto

$$S = 1,405.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_d = 1,751.37 \text{ Kg-m}$$

$$A_M = (M_d * \sqrt{(H^2 + Z^2)}) / S * Z * H$$

$$A_M = 1.46 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_M * L_c$$

$$A_t = 4.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \rho_{\text{min}} * b * d$$

Donde:

$$\rho_{\min} = (14.1/f_y)$$

$$\rho_{\min} = 0.0050$$

$$A_s_{\min} = 12.04 \text{ cm}^2$$

$$A_s_{\max} = \rho_{\max} * b * d$$

Donde: $\rho_{\max} = 0.5 * \rho_b$ zona sísmica

$\rho_{\max} = 0.75 * \rho_b$ zona no sísmica

$$\rho_b = (0.85 * \beta_1 * f'_c / f_y) * (6090 / f_y + 6090)$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ Si } 0 < f'_c < 280 \text{ Kg/cm}^2$$

→ $\rho_b = 0.0369$

$$\rho_{\max} = 0.0277$$

$$A_s_{\max} = 99.76 \text{ cm}^2$$

Según datos obtenidos, utilizar A_s_{\min} .

➤ Cálculo del armado de la pantalla o muro perimetral

Para el análisis de este muro se toma en cuenta el peso específico del suelo.

Cálculo de presiones para diferentes alturas:

$$\text{Presión } \Delta = K_A * \gamma_n * h$$

$$P_1 = 2.45 \text{ Ton} \quad \approx \quad 2,451.45 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 P 2 &= 1.38 \text{ Ton} \quad \approx \quad 1,378.94 \text{ kg} \\
 P 3 &= 0.61 \text{ Ton} \quad \approx \quad 612.86 \text{ kg} \\
 P 4 &= 0.15 \text{ Ton} \quad \approx \quad 153.22 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Cálculo de las áreas de los trapecios que representan las cargas W uniformemente distribuidas en kg/m.l. sobre la losa horizontal para cada faja vertical de muro.

$$W \Delta = [(P1 + P2) / 2] * ((Hagua+0.40)/4) * ((Hagua+0.40)/4)$$

$$W 1 = 748.12 \text{ kg/m.l.}$$

$$W 2 = 389.02 \text{ kg/m.l.}$$

$$W 3 = 149.62 \text{ kg/m.l.}$$

$$W 4 = 29.92 \text{ kg/m.l.}$$

Cálculo de momentos:

$$M \Delta = [W \Delta * (\text{Long. horizontal})^2]/10$$

$$M 1 = 732.93 \text{ kg-m} \quad \approx \quad 73,292.97 \text{ kg-cm}$$

$$M 2 = 381.12 \text{ kg-m} \quad \approx \quad 38,112.34 \text{ kg-cm}$$

$$M 3 = 146.59 \text{ kg-m} \quad \approx \quad 14,658.59 \text{ kg-cm}$$

$$M 4 = 29.32 \text{ kg-m} \quad \approx \quad 2,931.72 \text{ kg-cm}$$

Cálculo del acero de refuerzo:

$$As \Delta = M / (fs * j * d)$$

$$As 1 = 4.66 \text{ cm}^2$$

$$As 2 = 2.42 \text{ cm}^2$$

$$As 3 = 0.93 \text{ cm}^2$$

$$As 4 = 0.19 \text{ cm}^2$$

Para el armado se analizaron 4 franjas horizontales a H/4 cada una, medidas a partir del fondo:

Colocar hierro No. 3 @ 0.10 m en la primera franja horizontal

Colocar hierro No. 3 @ 0.15 m en la segunda franja horizontal

Colocar hierro No. 3 @ 0.25 m en la tercera franja horizontal

Colocar hierro No. 3 @ 0.25 m en la cuarta franja horizontal

Cálculo de acero de refuerzo en sentido vertical del muro:

$$M \Delta = [W \Delta * (\text{Long. Vertical})^2] / 3$$

$$M \Delta = 1,558.59 \text{ kg-m} \approx 155,859.18 \text{ kg-cm}$$

Cálculo del acero de refuerzo:

$$As \Delta = M / (fs * j * d)$$

$$As 1 = 9.91 \text{ cm}^2$$

$$9.91 \text{ cm}^2 / 0.71 \text{ cm}^2 = 13.96 \text{ varillas}$$

$$3.13 \text{ m} / 14 \text{ varillas} = 0.22 \text{ cm}$$

Utilizar hierro No. 3 @ 0.25 para el sentido vertical.

2.3.5.4. Tanque rompepresión

Se instalarán cajas rompepresión con el objeto de que la máxima presión estática no exceda a la presión de trabajo de la tubería. Las cajas rompepresión son obras diseñadas para interrumpir el flujo permitiendo la descarga al aire libre del conducto, bajo condiciones controladas. De esta forma se reduce la

presión haciéndola igual a la atmosférica; se les instala de acuerdo con el requerimiento que la presión estática demande en la tubería.

Para el presente proyecto se ubicó un tanque rompe-presión en la Estación E-39. En este caso no se utilizará una caja rompe-presión, sino un tanque rompepresión, debido al caudal de conducción (50 Lt/s), el cual tendrá una capacidad de 5 m³.

2.3.5.5. Cajas para válvulas

La función de estas cajas es proteger las válvulas que se utilizarán en el proyecto. Las cajas se diseñaron de concreto ciclópeo, con tapadera de concreto armado y base de pedrín triturado de 1/2" con arena de río, para evitar que el agua se estanque dentro de la caja y pueda filtrarse sin inconvenientes.

Las válvulas de aire y de limpieza de la línea de conducción se ubicaron de tal forma, que permitan el buen funcionamiento del sistema y para facilitar los mantenimientos preventivos o correctivos. Se colocaron en puntos convenientes y estratégicos según el diseño, para regular el servicio de dicho sistema (ver planos en el apéndice M).

2.3.5.6. Pasos aéreos

El diseño de los pasos aéreos se hace por medio de un puente colgante, con torres de concreto armado, cable de acero y muertos de concreto ciclópeo.

El presente proyecto incluye la construcción de cuatro pasos aéreos: tres con una luz de 30.00 m. y otro con una luz de 80.00 m. Por lo tanto se indica a continuación, la memoria de cálculo para las dos diferentes luces a cubrir.

a) Diseño de paso aéreo de 30 m. de luz

Datos:

Luz del claro: 30.00 m = 98.40 pies

Ø tubo HG: 10"

Peso propio del tubo = 54.74 Lb/p = 81.43 Kg/m

γ agua = 62.40 Lb/p³

Considerar torres o columnas a la misma altura

➤ Cálculo de carga muerta y carga viva

Carga muerta

C M Agua = $\pi (\text{Ø}/2)^2 \times 62.4 \text{ Lb/p} = 34.03 \text{ Lb/p}$

C M = CM agua + Peso tubería

C M = 88.77 Lb/p

Carga viva

Se debe considerar el paso de una persona de 150 lb cada 20 pies

Peso promedio de 1 persona = 150.00 Lb

C V = 7.50 Lb/p

Carga horizontal

Velocidad de viento = 67 km/h; caso extremo en Guatemala

Presión de viento = 20 Lb/p²

W = Ø de tubería x Presión de viento = 16.67 Lb/p

Integración de cargas

U = $0.75 \times (1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} + 1.7 \text{ W}) = 124.03 \text{ Lb/p}$

Se debe revisar la carga última

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} = 137.03 \text{ Lb/p} \rightarrow \text{ Mayor carga última}$$

Se diseñará con la condición de carga crítica de 137.03 Lb/p según se indica en parámetros anteriores.

➤ Diseño del cable principal

Se utilizará la fórmula del *Wire Rope Hand Book*, 1963, capítulo 3.

$$\begin{aligned} TH &= (W * S^2 / 8 * d) & T &= H * [1+(16*d^2/S^2)] \\ TV &= (T^2-H^2)^{1/2} & Y &= W * X * ((S-X)/2*H) \end{aligned}$$

Donde:

TH	= Tensión del cable	W	= Carga última
T	= Tensión máxima del cable	S	= Luz
TV	= Tensión vertical	d	= Flecha
Y	= Variación de la flecha		

El Dr. Steinman recomienda una relación económica de flecha y luz de S/9 hasta S/12. En la determinación de la flecha se adoptó con el criterio de una relación de flecha y luz de $d = S/12 = 30/12 = 2.50 \text{ m}$.

Tabla III. **Cálculo de la flecha de paso aéreo de 30 m. de luz**

U (Lb/p)	L (p)	d (m)	d (p)	TH (lb)	T (lb)	TV (l b)
137.03	98.4	2.00	6.56	25,282.68	26,166.18	6,742.0479
137.03	98.4	2.14	7.03	23,597.17	24,541.42	6,742.0479
137.03	98.4	2.31	7.57	21,911.66	22,925.44	6,742.0479
137.03	98.4	2.50	8.20	20,226.14	21,320.23	6,742.0479

Continuación de tabla III. **Cálculo de la flecha de paso aéreo de 30m. de luz.**

137.03	98.4	2.73	8.95	18,540.63	19,728.41	6,742.0479
137.03	98.4	3.00	9.84	16,855.12	18,153.52	6,742.0479
137.03	98.4	3.33	10.93	15,169.61	16,600.37	6,742.0479

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla anterior de tensión del cable del paso aéreo se seleccionó la flecha de 2.50 m, donde se tiene la tensión máxima del cable en la relación económica.

El cable que se utilizará es cable de acero con alma de acero de 6 x19 hilos. Atendiendo criterios de seguridad, debe cumplirse como regla que los cables deben diseñarse con un factor de seguridad ≥ 3 , se propone utilizar un cable de diámetro 1".

Cable Ø 1", esfuerzo de ruptura de 103,180 Lbs; Peso = 1.85 Lb/p

Integrando el valor del peso propio del cable a la carga muerta se tiene:

$$CMT = CM + \text{Peso del cable} = 90.62 \text{ Lb/p}$$

$$U = 1.4*CM + 1.7*CV = 139.62 \text{ Lb/p}$$

Tabla IV. **Valor corregido de la tensión de paso aéreo de 30 m. de luz**

U (Lb/p)	L (p)	d (m)	d (p)	TH (lb)	T (lb)	TV (lb)
139.62	98.4	2.50	8.20	20,608.43	21,723.19	6,869.4759

Fuente: Elaboración propia.

Por lo que el valor de la tensión para una flecha de 2.50 m es:

$$TH = 20,608.43 \text{ Lb} = 9,367.47 \text{ Kg}$$

$$T = 21,723.19 \text{ Lb}$$

$$TV = 6,869.48 \text{ Lb}$$

– Longitud total del cable

Según el *Wire Hand Book*, cuando la flecha "d" es el 5% de "S", la longitud suspendida entre soportes (l) se define con la fórmula siguiente:

$$L = S + [(8*d^2)/(3*S)]$$

$$L = 30.56 \text{ m} \approx 31.00 \text{ m}$$

El Dr. Steinman recomienda una relación adecuada de S/4 como longitud de tensor:

$$S(l) = 7.50 \text{ m}$$

$$L(l) = 7.91 \text{ m} \approx 8.00 \text{ m}$$

Longitud total del cable (L):

$$L = 46.00 \text{ m}$$

La longitud del cable se incrementará un 15% por dobleces en el anclaje y por los empalmes:

$$L = 52.90 \text{ m}$$

➤ Cálculo de péndolas o tirantes

Estos son los tirantes que sostienen la tubería y se unen al cable principal; se recomienda una separación máxima de 2.00 m; el tirante central debe tener un mínimo de 0.50 m.

Para determinar la carga de trabajo de cada péndola se utiliza la fórmula siguiente: $Q = U * L$

Donde:

U = Carga última

L = Separación entre péndolas

$$Q = 915.93 \text{ Lb}$$

Se usará cable de acero con alma de acero de 1/2" de diámetro con una resistencia a la ruptura de 26,620 Lbs. La longitud de las péndolas se calcula con la fórmula siguiente, como se muestra en la tabla de abajo:

$$Y = (W * X * (S-X)) / (2 * H)$$

Donde:

Y = Variación de flecha

W = 139.62 Lb/p \approx 208.17 Kg/m

TH = 20,608.43 Lb \approx 9,367.47 Kg

X = Variable

S = 30.00 m

Tabla V. Longitud de las péndolas de paso aéreo de 30 m. de luz

Pend No.	X (m)	S-x (m)	W/2H	Y (m)	Long Pend	# Pend	Long x # Pend
1	2	28.00	0.011111	0.6222	3.38	2	6.76
2	4	26.00	0.011111	1.1556	2.84	2	5.69
3	6	24.00	0.011111	1.6000	2.40	2	4.80
4	8	22.00	0.011111	1.9556	2.04	2	4.09
5	10	20.00	0.011111	2.2222	1.78	2	3.56
6	12	18.00	0.011111	2.4000	1.60	2	3.20
7	14	16.00	0.011111	2.4889	1.51	2	3.02
							31.11

Fuente: Elaboración propia.

Debido a que las péndolas van sujetas por medio de accesorios como guardacables y abrazaderas, su longitud debe incrementarse en un 15%, con lo que se tiene una longitud de 35.78 m.

➤ Torres o soportes

Estas torres servirán fundamentalmente para cambiar el sentido a la tensión del cable principal, en dirección del momento o del anclaje, y serán de concreto reforzado.

Datos:

Módulo de elasticidad del concreto (E)	=	$15,100 * (f'c)^{1/2}$
Resistencia a compresión del concreto f'c (3,000 PSI)	=	210 Kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero grado 40 (40,000 PSI)	=	2,810 Kg/cm ²

Peso específico del concreto (γ_c)	=	2.40 Ton/m ³
Peso específico del suelo (γ_s)	=	1.60 Ton/m ³
Peso específico del concreto ciclópeo (γ_{cc})	=	2.00 Ton/m ³
Valor soporte del suelo (V_s) - (Rocas ígneas)	=	80 Ton/m ²
Ángulo de fricción interna (Φ_{int})	=	30°

Datos de la torre:

Base de sección (B) = 1.00 m

Altura de sección (h) = 1.00 m

Altura libre de la torre = 3.00 m

– Esbeltez

En una columna, la esbeltez está en función de la luz libre (L_u) y su dimensión transversal, que se llama radio de giro ($r = L / A$), los que también están en función de la inercia y del área. Por consiguiente un parámetro que determina en una columna la esbeltez es L/r . Solamente que esta relación es válida solo si L es igual a la distancia de dos puntos de inflexión, el caso general no será igual a la luz libre. Por lo que se considera una longitud efectiva, $L_e = K \cdot L_u$ que es proporcional a la luz libre, donde el factor K depende del tipo de apoyo que tiene la columna, que para el caso general no será simplemente apoyada ni un empotramiento perfecto. Por lo que se clasifica como columna esbelta cuando la relación de esbeltez se mantiene entre el intervalo $22 < K \cdot L_u / r_G < 100$.

– Solución

Se diseña en lo posible que se cumpla con los requisitos establecidos para columnas cortas, con el fin de buscar la economía.

Por lo que se clasifica como columna corta cuando la relación de esbeltez se mantiene entre el intervalo siguiente: $K*Lu/rG < 22$

Cálculo del momento de inercia (I):

$$I = (B * h^3) / 12$$

Cálculo del radio de giro (rG):

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

Chequeo por esbeltez (E):

$$E = (K*Lu)/r$$

Tabla VI. Datos de la torre de 30 m. de luz

B (m)	h (m)	INERCIA (m ⁴)	R GIRO (rG)	Esbeltez	Esbeltez	Esbeltez
				Altura (m) 3.00	Altura (m) 3.50	Altura (m) 4.00
0.80	0.80	0.034133	0.230940	25.98	30.31	34.64
0.80	0.90	0.048600	0.259808	23.09	26.94	30.79
0.90	0.80	0.038400	0.230940	25.98	30.31	34.64
0.90	0.90	0.054675	0.259808	23.09	26.94	30.79
1.00	1.00	0.083333	0.288675	20.78	24.25	27.71

Fuente: Elaboración propia.

Según resultados observados en la tabla anterior, se adopta una torre de sección 1.00 m * 1.00 m y una altura de 3.00 m.

– Carga crítica de una columna (P_{cr})

Esta carga crítica es la que en dos puntos de inflexión produce pandeo, en la longitud, que es la longitud efectiva. Para encontrar la carga crítica de una columna con un extremo libre y el otro empotrado (columna en voladizo) se utiliza la fórmula de Euler siendo la siguiente:

$$P_{cr} = (2 \cdot E \cdot I \cdot \pi^2) / (K \cdot L_u)^2$$

$$P_{cr} = 99,984,501.27 \text{ Kg} \approx 99,984.50 \text{ ton}$$

– Refuerzo en la columna

Se considera que en la columna sólo está actuando una carga axial muy pequeña, en comparación con la resistencia de la columna, al tener un valor de:

$$TV = 6,869.48 \text{ Lb} \approx 3.12 \text{ ton}$$

De lo anterior se usará el criterio de la sección 10.8.4 del reglamento *ACI* 318.83 que establece que cuando un elemento sujeto a compresión tiene una sección transversal mayor a la requerida para las condiciones de carga, con el fin de determinar el refuerzo mínimo, se puede emplear un área efectiva reducida A_g no menor que un medio del área total. Por lo que se calcula así:

$$A_{s \text{ min}} = (0.01 \cdot \text{Área gruesa}) / 2 = 50.00 \text{ cm}^2$$

Por seguridad y cumpliendo con las normas de separación de varillas del *ACI* se propone:

Utilizar 16 varillas hierro No. 6, y 20 varillas No. 3; se tiene:

$$A_s (\text{No. 6}) = 45.60 \text{ cm}^2$$

$$A_s (\text{No. 3}) = 14.20 \text{ cm}^2 \quad \text{Total} = 59.80 \text{ cm}^2$$

La carga axial que soporta la columna es:

$$P_u = \Phi * (0.85 * f'_c * (A_g - A_s) + A_s * f_y)$$

$$P_u = 1,367,084.74 \text{ Kg} \quad \approx \quad 1,367.08 \text{ ton}$$

$$P_{cr} > P_u \rightarrow 99,984.50 \text{ ton} > 1,367.08 \text{ ton}$$

➤ Zapatas

Se propone una zapata de:

Sección (b * b): 1.90 m * 1.90 m

Peralte (t): 0.35 m

Recubrimiento (rec): 0.08 m

$$F_{cu} = U / (CM + CV)$$

$$F_{cu} = 1.42$$

Carga que soporta la zapata:

Fuerza de corte (Fv):

$$F_v = V/2$$

$$F_v = 1.56 \text{ ton}$$

Peso propio de la columna (Ppc):

$$P_{pc} = \gamma_c * A_g * h$$

$$P_{pc} = 7.2 \text{ ton}$$

Peso propio del suelo (Pps):

$$Pps = \gamma_s * des * A$$

$$Pps = 4.18 \text{ ton}$$

Peso propio de zapata (Ppz):

$$Ppz = \gamma_c * t * b^2$$

$$Ppz = 3.0324 \text{ ton}$$

Pz = suma de cargas que actúan bajo la zapata

$$Pz = 15.97 \text{ ton}$$

Chequeando relación $Pz/Az \leq Vs$

Donde:

Az = área de la zapata

$$15.97 \text{ ton/m}^2 \leq 20.00 \text{ ton/m}^2$$

Se cumple que la relación Pz/Az es menor al valor soporte del suelo.

Calculando la carga última que soporta la zapata:

$$Wu = Pz * Fcu$$

$$Wu = 22.72 \text{ ton}$$

Chequeo por corte simple

Se debe cumplir que: $Va < Vc$

Donde:

Va = Corte actuante

$V_c = \text{Corte resistente}$

$d = \text{peralte - recubrimiento}$

$d = 0.27 \text{ m}$

$V_a = W_u * b * c$

$V_a = 19.43 \text{ ton}$

$V_c = (0.85 * 0.53 * (f'c)^{1/2} * b) / 1000$

$V_c = 33.49 \text{ ton}$

$V_a = 19.43 \text{ ton} < V_c = 33.49 \text{ ton}$

Se cumple el parámetro $V_a < V_c$, por lo que resiste el corte simple.

Chequeo por corte punzonante

Se debe cumplir que $V_c > V_a$

$V_a = W_u * (\text{área de la zapata} - \text{área punzonante})$

$V_a = 45.38 \text{ ton}$

$V_c = (0.85 * 0.53 * (f'c)^{1/2} * (\text{perímetro punzonante}) * d) / 1000$

$V_c = 89.54 \text{ ton}$

$V_a = 45.38 \text{ ton} < V_c = 89.54 \text{ ton}$

Se cumple el parámetro $V_a < V_c$, por lo que resiste el corte punzonante.

Chequeo por flexión

$$Mu = (Wu * L^2) / 2$$

$$Mu = 2.30 \text{ ton-m} \approx 2,300.77 \text{ Kg-m}$$

Datos:

$$\text{Momento \u00faltimo (Mu)} = 2,300.77 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Esfuerzo de fluencia del acero (fy)} = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo m\u00e1ximo del concreto (F'c)} = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Peralte (d)} = 27 \text{ cm}$$

$$\text{Base (b)} = 100 \text{ cm}$$

C\u00e1lculo del refuerzo m\u00ednimo y m\u00e1ximo:

$$\rho \text{ min} = (0.40 * 14.1) / fy$$

$$\rho \text{ min} = 0.0020$$

$$As \text{ m\u00edn} = \rho \text{ min} * b * d$$

$$As \text{ m\u00edn} = 5.42 \text{ cm}^2$$

Para \u00e1rea de acero requerido, la f\u00f3rmula utilizada es:

$$As \text{ req} = [(b*d) - \sqrt{(b*d)^2 - ((MU*b)/(0.003825*f'c))}] * 0.85*f'c/fy$$

$$As \text{ req} = 3.40 \text{ cm}^2$$

Como $As \text{ m\u00edn} > As \text{ req}$, se toma $As \text{ m\u00edn} = 5.42 \text{ cm}^2$

usando hierro No. 5 se tiene:

$$\text{Si } 5.42 \text{ cm}^2 \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$1.98 \text{ cm}^2 \rightarrow (S) \text{ cm}$$

$$S = 36.54 \text{ cm}$$

Se colocará hierro No. 5, grado 40, a cada 20 cm, en ambos sentidos.

➤ Anclaje o muerto

Sobre estos elementos actúan tres tipos de cargas: la tensión del cable, el empuje del suelo y su propio peso.

La tensión del cable, a su vez se descompone en dos fuerzas: una vertical y hacia arriba que es contrarrestada por el peso propio del anclaje, si éste es del tipo externo o descubierto, y por el peso propio y el peso del suelo sobre el mismo, si es del tipo enterrado; otra horizontal, que es contrarrestada por la fricción y el empuje del suelo, si es anclaje externo, y por la fricción y el empuje del suelo si es enterrado.

El anclaje o muerto se diseñará de concreto ciclópeo, enterrado con la superficie superior a nivel del terreno. Se utilizará la teoría de Ranking para el empuje de tierras.

La verificación contra volteo, se simplifica debido a que:

El anclaje tiene forma de cubo, con longitud h , en metros.

El factor de seguridad debe ser mayor que 1.5; para este caso se asumirá 1.6

Se aplica la ecuación $\Sigma MR = 1.6 \Sigma MA$ para hallar h .

Datos:

Comp. vertical = 3.00 m

Comp. horizontal = 6.00 m

$\Phi = \tan^{-1} (\text{Comp. vertical} / \text{Comp. horizontal})$

$$\Phi = 26.57^\circ$$

$$T = 21,723.19 \text{ Lb} \approx 9.87 \text{ ton}$$

$$T_x = T * \cos(\Phi)$$

$$T_x = 8.83 \text{ ton}$$

$$T_y = T * \sin(\Phi)$$

$$T_y = 4.42 \text{ ton}$$

Cálculo de coeficiente activo (K_a):

$$K_a = [1 - \sin(\varphi)] / [1 + \sin(\varphi)] = 0.33$$

Cálculo de coeficiente pasivo (K_p):

$$K_p = [1 + \sin(\varphi)] / [1 - \sin(\varphi)] = 3.00$$

$$P_p = K_p * \gamma_s * h^3 / 2$$

$$P_p = 2.40 \text{ h}^3$$

$$P_a = K_a * \gamma_s * h^3 / 2$$

$$P_a = 0.27 \text{ h}^3$$

$$W = \gamma_{cc} * h^3$$

$$W = 2.00 \text{ h}^3$$

$$M_p = P_p * h / 3$$

$$M_p = 0.80 \text{ h}^4$$

$$M_{act} = P_a * h / 3$$

$$M_{act} = 0.09 \text{ h}^4$$

Verificación contra volteo

Σ Momentos resistentes > 1.6 Σ Momentos actuantes

$$\Sigma MR > 1.6 \Sigma MA$$

$$M_p + W * (h/2) = 1.6 [(T_y*(h)/2) + (T_x*(h)/2) + M_{act}]$$

$$0.80h^4 + (2.00h^3*(h/2)) = 1.6 [(4.42*(h)/2) + (8.83*(h)/2) + 0.09h^4]$$

$$\begin{aligned} \Sigma MR &= 0.80 h^4 & + & 1.00 h^4 \\ 1.6 * \Sigma MA &= 3.53 h & + & 7.07 h & + & 0.1422 h^4 \\ \rightarrow 1.66 h^4 &= 10.60 h \\ \rightarrow h &= 1.86 \text{ m} \end{aligned}$$

Verificación contra deslizamiento

$$\Sigma FH * R / \Sigma FH \text{ act} > 1.50 \quad \rightarrow \quad (Cfs*(W-T_y) + P_p) / (T_x + P_a) > 1.5$$

Donde:

$$Cfs = 0.9 * \tan \Phi$$

$$Cfs = 0.5196$$

$$W = \gamma_{cc} * h^3 \text{ (ton)}$$

$$W = 12.79 \text{ ton}$$

$$P_p = 2.40 * h^3 \text{ (ton)}$$

$$P_p = 15.34 \text{ ton}$$

$$P_a = 0.27 * h^3 \text{ (ton)}$$

$$P_a = 1.70 \text{ ton}$$

$$(Cfs*(W-T_y) + P_p) / (T_x + P_a) > 1.50$$

$$1.87 > 1.50$$

➤ Fuerzas de viento

Distancia horizontal desde el rostro de la torre hasta el punto donde se engancharán los cables de viento con la tubería:

$$\text{Cables de viento} = S/3$$

$$\text{Cables de viento} = 10.00 \text{ m}$$

$$\text{Fuerza de viento (Fv)} = (\text{Presión del viento}) * (\text{Área de contacto})$$

$$\text{Fuerza de viento (Fv)} = 1,640.00 \text{ Lb}$$

$$\text{Factor de seguridad} = 1.33$$

$$F_u = 1.33 * F_v$$

$$F_u = 2,181.20 \text{ Lb}$$

$F_1 = F_2 = F_3 = F_4 =$ Fuerzas que actuarán sobre los cuatro cables de viento que se colocarán a los lados de la tubería.

$$F_1 = F_2 = F_3 = F_4 = P_v * ((\varnothing/12) * (L*3.28))$$

$$F_1 = F_2 = F_3 = F_4 = 546.67 \text{ Lb}$$

$$F_{u2} = 1.33 * F_1$$

$$F_{u2} = 727.07 \text{ Lb}$$

b) Diseño de paso aéreo de 80 m. de luz

Datos:

$$\text{Luz del claro} = 80.00 \text{ m} = 262.40 \text{ pies}$$

$$\varnothing \text{ tubo HG} = 10''$$

Peso propio del tubo = 54.74 Lb/p = 81.43 Kg/m

γ agua = 62.40 Lb/p³

Considerar torres o columnas a la misma altura

➤ Cálculo de carga muerta y carga viva

Carga muerta

$C M \text{ Agua} = \pi (\text{Ø}/2)^2 \times 62.4 \text{ Lb/p} = 34.03 \text{ Lb/p}$

$C M = C M \text{ agua} + \text{Peso tubería}$

$C M = 88.77 \text{ Lb/p}$

Carga viva

Se debe considerar el paso de una persona de 150 Lb cada 20 pies.

Peso promedio de 1 persona = 150.00 Lb

$C V = 7.50 \text{ Lb/p}$

Carga horizontal

Velocidad de viento = 67 km/h; caso extremo en Guatemala

Presión de viento = 20 Lb/p²

$W = \text{Ø de tubería} \times \text{Presión de viento} = 16.67 \text{ Lb/p}$

Integración de cargas

$U = 0.75 \times (1.4 C M + 1.7 C V + 1.7 W) = 124.03 \text{ Lb/p}$

Se debe revisar la carga última

$U = 1.4 C M + 1.7 C V = 137.03 \text{ Lb/p} \rightarrow \text{Mayor carga última}$

Se diseñará con la condición de carga crítica de 137.03 Lb/p, según se indica en parámetros anteriores.

➤ Diseño del cable principal

Se utilizará la fórmula del *Wire Rope Hand Book*, 1963, capítulo 3.

$$TH = (W * S^2 / 8 * d) \quad T = H * [1+(16*d^2/S^2)]$$

$$TV = (T^2-H^2)^{1/2} \quad Y = W * X * ((S-X)/2*H)$$

Donde:

TH	= Tensión del cable	W	= Carga última
T	= Tensión máxima del cable	S	= Luz
TV	= Tensión vertical	d	= flecha
Y	= Variación de la flecha		

El Dr. Steinman recomienda una relación económica de flecha y luz de S/9 hasta S/12. En la determinación de la flecha se adoptó con el criterio de una relación de flecha y luz de $d = S/20 = 80/20 = 4.00$ m. Se determinó este parámetro, para que la flecha no sea tan grande respecto de los pasos aéreos de 30 m. y no exista mucha variación entre alturas de columnas, evitando con esto que las torres sean aún más altas para este estudio.

Tabla VII. **Cálculo de la flecha de paso aéreo de 80 m. de luz**

U (Lb/p)	L (p)	d (m)	d (p)	TH (lb)	T (lb)	TV (lb)
137.03	262.4	3.08	10.09	116,862.16	118,237.06	17,978.7944
137.03	262.4	3.20	10.50	112,367.46	113,796.68	17,978.7944
137.03	262.4	3.33	10.93	107,872.77	109,360.74	17,978.7944
137.03	262.4	3.48	11.41	103,378.07	104,929.80	17,978.7944
137.03	262.4	3.64	11.93	98,883.37	100,504.52	17,978.7944
137.03	262.4	3.81	12.50	94,388.67	96,085.68	17,978.7944
137.03	262.4	4.00	13.12	89,893.97	91,674.22	17,978.7944
137.03	262.4	4.21	13.81	85,399.27	87,271.26	17,978.7944

Continuación de Tabla VII. **Cálculo de la flecha de paso aéreo de 80m. de luz**

137.03	262.4	4.44	14.58	80,904.57	82,878.15	17,978.7944
137.03	262.4	4.71	15.44	76,409.88	78,496.54	17,978.7944
137.03	262.4	5.00	16.40	71,915.18	74,128.47	17,978.7944
137.03	262.4	5.33	17.49	67,420.48	69,776.49	17,978.7944
137.03	262.4	5.71	18.74	62,925.78	65,443.80	17,978.7944
137.03	262.4	6.15	20.18	58,431.08	61,134.51	17,978.7944
137.03	262.4	6.67	21.87	53,936.38	56,853.94	17,978.7944
137.03	262.4	7.27	23.85	49,441.68	52,609.10	17,978.7944
137.03	262.4	8.00	26.24	44,946.99	48,409.39	17,978.7944
137.03	262.4	8.89	29.16	40,452.29	44,267.65	17,978.7944

Fuente: Elaboración propia.

De la tabla anterior de tensión del cable del paso aéreo se seleccionó la flecha de 3.00 m, donde claramente se observa la tensión incrementada del cable, en comparación con la relación económica.

El cable que se utilizará debe ser de acero con alma de acero de 6 x19 hilos. Atendiendo criterios de seguridad, debe cumplirse como regla que los cables se deben diseñar con un factor de seguridad ≥ 3 ; se propone utilizar dos cables de diámetro 1 1/2".

Cable \varnothing 1 1/2", esfuerzo de ruptura de 226,600 Lbs; Peso = 4.15 Lb/p

Integrando el valor del peso propio del cable a la carga muerta, se tiene:

$$CMT = CM + \text{Peso del cable} = 97.07 \text{ Lb/p}$$

$$U = 1.4*CM + 1.7*CV = 148.65 \text{ Lb/p}$$

Tabla VIII. **Valor corregido de la tensión de paso aéreo de 80 m. de luz**

U (Lb/p)	L (p)	d (m)	d (p)	TH (lb)	T (lb)	TV (lb)
148.65	262.4	3.20	10.50	121,895.86	123,446.27	19,503.3384

Fuente: Elaboración propia.

Por lo que el valor de la tensión para una flecha de 3.00 m es:

$$TH = 121,895.86 \text{ Lb} = 55,407.21 \text{ Kg}$$

$$T = 123,446.27 \text{ Lb}$$

$$TV = 19,503.34 \text{ Lb}$$

– Longitud total del cable

Según el *Wire Hand Book*, cuando la flecha "d" es el 5% de "S", la longitud suspendida entre soportes (l) se define con la fórmula siguiente:

$$L = S + [(8*d^2)/(3*S)]$$

$$L = 80.32 \text{ m} \approx 80.00 \text{ m}$$

El Dr. Steinman recomienda una relación adecuada de S/4 como longitud de tensor:

$$S(l) = 20.00 \text{ m}$$

$$L(l) = 20.24 \text{ m} \approx 20.00 \text{ m}$$

Longitud total del cable (L):

$$L = 121.00 \text{ m}$$

La longitud del cable se incrementará un 15% por dobleces en el anclaje y por los empalmes:

$$L = 139.15 \text{ m}$$

➤ Cálculo de péndolas o tirantes

Estos son los tirantes que sostienen la tubería y se unen al cable principal; se recomienda una separación máxima de 2.00 m; el tirante central debe tener un mínimo de 0.50 m.

Para determinar la carga de trabajo de cada péndola se utiliza la fórmula siguiente: $Q = U * L$

Donde:

U = Carga última

L = Separación entre péndolas

Q = 975.17 Lb

Se usará cable de acero con alma de acero de 1/2" de diámetro con una resistencia a la ruptura de 26,620 Lbs. La longitud de las péndolas se calcula con la fórmula siguiente, como se muestra en la tabla de abajo:

$$Y = (W * X * (S-X)) / (2 * H)$$

Donde:

Y = Variación de flecha

W = 148.65 Lb/p ≈ 221.63 Kg/m

TH = 121,895.86 Lb ≈ 55,407.21 Kg

X = Variable

S = 80.00 m

Tabla IX. Longitud de las péndolas de paso aéreo de 80 m. de luz

Pend No.	X (m)	S-x (m)	W/2H	Y (m)	Long Pend	# Pend	Long x # Pend
1	1	79.00	0.002000	0.1580	4.34	2	8.68
2	3	77.00	0.002000	0.4620	4.04	2	8.08
3	5	75.00	0.002000	0.7500	3.75	2	7.50
4	7	73.00	0.002000	1.0220	3.48	2	6.96
5	9	71.00	0.002000	1.2780	3.22	2	6.44
6	11	69.00	0.002000	1.5180	2.98	2	5.96
7	13	67.00	0.002000	1.7420	2.76	2	5.52
8	15	65.00	0.002000	1.9500	2.55	2	5.10
9	17	63.00	0.002000	2.1420	2.36	2	4.72
10	19	61.00	0.002000	2.3180	2.18	2	4.36
11	21	59.00	0.002000	2.4780	2.02	2	4.04
12	23	57.00	0.002000	2.6220	1.88	2	3.76
13	25	55.00	0.002000	2.7500	1.75	2	3.50
14	27	53.00	0.002000	2.8620	1.64	2	3.28
15	29	51.00	0.002000	2.9580	1.54	2	3.08
16	31	49.00	0.002000	3.0380	1.46	2	2.92
17	33	47.00	0.002000	3.1020	1.40	2	2.80
18	35	45.00	0.002000	3.1500	1.35	2	2.70
19	36	44.00	0.002000	3.1680	1.33	2	2.66
20	37	43.00	0.002000	3.1820	1.32	2	2.64
21	38	42.00	0.002000	3.1920	1.31	2	2.62
							97.32

Fuente: Elaboración propia.

Debido a que las péndolas van sujetas por medio de accesorios como guardacables y abrazaderas, su longitud debe incrementarse en un 15%; con lo que se tiene una longitud de 111.91 m.

➤ Torres o soportes

Estas torres servirán fundamentalmente para cambiar el sentido a la tensión del cable principal, en dirección del momento o del anclaje, y serán de concreto reforzado.

Datos:

Módulo de elasticidad del concreto (E)	=	$15,100 * (f'c)^{1/2}$
Resistencia a compresión del concreto f'c (3,000 PSI)	=	350 Kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero grado 40 (40,000 PSI)	=	2,810 Kg/cm ²
Peso específico del concreto (γ_c)	=	2.40 Ton/m ³
Peso específico del suelo (γ_s)	=	1.60 Ton/m ³
Peso específico del concreto ciclópeo (γ_{cc})	=	2.00 Ton/m ³
Valor soporte del suelo (Vs) - (Rocas ígneas)	=	80 Ton/m ²
Ángulo de fricción interna (Φ_{int})	=	30°

Datos de la torre:

Base de sección (B) = 1.10 m

Altura de sección (h) = 1.10 m

Altura de la torre = 10.00 m

– Esbeltez

Se diseña en lo posible que se cumpla con los requisitos establecidos para columnas cortas, con el fin de buscar la economía. Pero para este caso por las condiciones topográficas es inevitable diseñar una columna esbelta.

Cálculo del momento de inercia (I):

$$I = (B * h^3) / 12$$

Cálculo del radio de giro (rG):

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

Chequeo por esbeltez (E):

$$E = (K*Lu)/r$$

Tabla X. Datos de la torre de paso aéreo de 80 m. de luz

B (m)	h (m)	INERCIA (m ⁴)	R GIRO (rG)	Esbeltez	Esbeltez	Esbeltez	Esbeltez
				Altura (m) 9.50	Altura (m) 10.00	Altura (m) 10.50	Altura (m) 11.00
0.80	0.90	0.048600	0.259808	73.13	76.98	80.83	84.68
0.90	0.80	0.038400	0.230940	82.27	86.60	90.93	95.26
0.90	0.90	0.054675	0.259808	73.13	76.98	80.83	84.68
1.00	1.00	0.083333	0.288675	65.82	69.28	72.75	76.21
1.10	1.10	0.122008	0.317543	59.83	62.98	66.13	69.28
1.20	1.20	0.172800	0.346410	54.85	57.74	60.62	63.51
1.30	1.30	0.238008	0.375278	50.63	53.29	55.96	58.62

Fuente: Elaboración propia.

Según resultados observados en la tabla anterior, se adopta una torre de sección 1.10 m * 1.10 m y una altura de 10.00 m.

– Carga crítica de una columna (Pcr)

Para encontrar la carga crítica de una columna con un extremo libre y el otro empotrado (columna en voladizo) se utiliza la fórmula de Euler siendo la siguiente

$$Pcr = (2 * E * I * \pi^2) / (K * Lu)^2$$

$$Pcr = 17,008,668.22 \text{ Kg} \approx 17,008.67 \text{ ton}$$

– Refuerzo en la columna

Se considera que en la columna sólo está actuando una carga axial muy pequeña, en comparación con la resistencia de la columna, al tener un valor de:

$$TV = 19,503.34 \text{ Lb} \approx 8.87 \text{ ton}$$

De lo anterior se usará el criterio de la sección 10.8.4 del reglamento *ACI* 318.83, que establece que, cuando un elemento sujeto a compresión tiene una sección transversal mayor a la requerida para las condiciones de carga, con el fin de determinar el refuerzo mínimo, se puede emplear un área efectiva reducida A_g no menor que un medio del área total. Por lo que se calcula así:

$$A_s \text{ min} = (0.01 * \text{Área gruesa}) / 2$$

$$A_s \text{ min} = 60.50 \text{ cm}^2$$

Por seguridad y cumpliendo con las normas de separación de varillas del *ACI* se propone:

Utilizar 16 varillas hierro No. 6, y 20 varillas No. 4; se tiene:

$$A_s (\text{No. 6}) = 45.60 \text{ cm}^2$$

$$A_s (\text{No. 4}) = 25.40 \text{ cm}^2 \quad \text{Total} = 71.00 \text{ cm}^2$$

La carga axial que soporta la columna es:

$$P_u = \Phi * (0.85 * f'_c * (A_g - A_s) + A_s * f_y)$$

$$P_u = 2,659,432.30 \text{ Kg} \approx 2,659.43 \text{ ton}$$

$$P_{cr} > P_u \rightarrow 17,008.67 \text{ ton} > 2,659.43 \text{ ton}$$

➤ Zapatas

Se propone una zapata de:

Sección (b * b): 2.10 m * 2.10 m

Peralte (t): 0.60 m

Recubrimiento (rec): 0.08 m

$$F_{cu} = U / (CM + CV)$$

$$F_{cu} = 1.42$$

Carga que soporta la zapata:

Fuerza de corte (Fv):

$$F_v = V/2$$

$$F_v = 4.43 \text{ ton}$$

Peso propio de la columna (Ppc):

$$P_{pc} = \gamma_c * A_g * h$$

$$P_{pc} = 29.04 \text{ ton}$$

Peso propio del suelo (Pps):

$$P_{ps} = \gamma_s * d_{es} * A$$

$$P_{ps} = 10.24 \text{ ton}$$

Peso propio de zapata (Ppz):

$$P_{pz} = \gamma_c * t * b^2$$

$$P_{pz} = 6.3504 \text{ ton}$$

Pz = suma de cargas que actúan bajo la zapata

$$P_z = 50.06 \text{ ton}$$

Chequeando relación $P_z/A_z \leq V_s$

Donde:

A_z = área de la zapata

$$41.37 \text{ ton/m}^2 \leq 80.00 \text{ ton/m}^2$$

Se cumple que la relación P_z/A_z es menor al valor soporte del suelo.

Calculando la carga última que soporta la zapata:

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

$$W_u = 71.17 \text{ ton}$$

Chequeo por corte simple

Se debe cumplir que: $V_a < V_c$

Donde:

V_a = Corte actuante

V_c = Corte resistente

d = peralte - recubrimiento

$$d = 0.52 \text{ m}$$

$$V_a = W_u * b * c$$

$$V_a = 74.72 \text{ ton}$$

$$V_c = (0.85 * 0.53 * (f'c)^{1/2} * b) / 1000$$

$$V_c = 92.03 \text{ ton}$$

$$V_a = 74.72 \text{ ton} < V_c = 92.03 \text{ ton}$$

Se cumple el parámetro $V_a < V_c$, por lo que resiste el corte simple.

Chequeo por corte punzonante

Se debe cumplir que $V_c > V_a$

$$V_a = W_u * (\text{área de la zapata} - \text{área punzonante})$$

$$V_a = 127.07 \text{ ton}$$

$$V_c = (0.85 * 0.53 * (f'_c)^{1/2} * (\text{perímetro punzonante}) * d) / 1000$$

$$V_c = 283.99 \text{ ton}$$

$$V_a = 127.07 \text{ ton} < V_c = 283.99 \text{ ton}$$

Se cumple el parámetro $V_a < V_c$, por lo que resiste el corte punzonante.

Chequeo por flexión

$$M_u = (W_u * L^2) / 2$$

$$M_u = 8.90 \text{ ton-m} \approx 8,895.66 \text{ Kg-m}$$

Datos:

$$\text{Momento último (} M_u \text{)} = 8,895.66 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Esfuerzo de fluencia del acero (} f_y \text{)} = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo máximo del concreto (} f'_c \text{)} = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Peralte (} d \text{)} = 52 \text{ cm}$$

$$\text{Base (} b \text{)} = 100 \text{ cm}$$

Cálculo del refuerzo mínimo y máximo:

$$\rho_{\min} = (0.40 * 14.1) / f_y$$

$$\rho_{\min} = 0.0020$$

$$A_s_{\min} = \rho_{\min} * b * d$$

$$A_s_{\min} = 10.44 \text{ cm}^2$$

Para área de acero requerido la fórmula utilizada es:

$$A_s_{\text{req}} = [(b*d) - \sqrt{(b*d)^2 - ((M*U*b)/(0.003825*f'c))}] * 0.85 * f'c / f_y$$

$$A_s_{\text{req}} = 6.81 \text{ cm}^2$$

Como $A_s_{\min} > A_s_{\text{req}}$, se toma $A_s_{\min} = 10.44 \text{ cm}^2$

usando hierro No. 5 se tiene:

$$\text{Si } 10.44 \text{ cm}^2 \rightarrow 100 \text{ cm}$$

$$1.98 \text{ cm}^2 \rightarrow (S) \text{ cm}$$

$$S = 18.97 \text{ cm}$$

Se colocará hierro No. 5, grado 40, a cada 20 cm, en ambos sentidos.

➤ Anclaje o muerto

El anclaje o muerto se diseñará de concreto ciclópeo, enterrado con la superficie superior a nivel del terreno. Se utilizará la teoría de Ranking para el empuje de tierras.

La verificación contra volteo, se simplifica debido a que:

El anclaje tiene forma de cubo, con longitud h, en metros.

El factor de seguridad debe ser mayor que 1.5

Se aplica la ecuación $\Sigma MR = 1.5 \Sigma MA$ para hallar h.

Datos:

Comp. vertical = 10.00 m

Comp. horizontal = 15.00 m

$\Phi = \tan^{-1} (\text{Comp. vertical} / \text{Comp. horizontal})$

$\Phi = 33.69^\circ$

$T = 123,446.27 \text{ Lb} \approx 56.11 \text{ ton}$

$T_x = T * \cos (\Phi)$

$T_x = 46.69 \text{ ton}$

$T_y = T * \text{sen} (\Phi)$

$T_y = 31.13 \text{ ton}$

Cálculo de coeficiente activo (K_a):

$K_a = [1 - \text{sen}(\varphi)] / [1 + \text{sen}(\varphi)] = 0.33$

Cálculo de coeficiente pasivo (K_p):

$K_p = [1 + \text{sen}(\varphi)] / [1 - \text{sen}(\varphi)] = 3.00$

$P_p = K_p * \gamma_s * h^3 / 2$

$P_p = 2.40 h^3$

$$Pa = Ka * \gamma_s * h^3/2$$

$$Pa = 0.27 h^3$$

$$W = \gamma_{cc} * h^3$$

$$W = 2.00 h^3$$

$$Mp = Pp * h/3$$

$$Mp = 0.80 h^4$$

$$M_{act} = Pa * h/3$$

$$M_{act} = 0.09 h^4$$

Verificación contra volteo

Σ Momentos resistentes > 1.5 Σ Momentos actuantes

$$\Sigma MR > 1.5 \Sigma MA$$

$$Mp + W * (h/2) = 1.5 [(Ty*(h)/2) + (Tx*(h)/2) + Mact]$$

$$0.80h^4 + (2.00h^3*(h/2)) = 1.5 [(31.13*(h)/2) + (46.69*(h)/2) + 0.09h^4]$$

$$\Sigma MR = 0.80 h^4 + 1.00 h^4$$

$$1.5 * \Sigma MA = 23.34 h + 35.02 h + 0.1333 h^4$$

$$\rightarrow 1.67 h^4 = 58.36 h$$

$$\rightarrow h = 3.27 \text{ m}$$

Verificación contra deslizamiento

$$\Sigma FH * R / \Sigma FH_{act} > 1.50 \rightarrow (Cfs*(W-Ty) + Pp) / (Tx + Pa) > 1.5$$

Donde:

$$Cfs = 0.9 * \tan \Phi$$

$$Cfs = 0.5196$$

$$W = \gamma \text{ cc} * h^3 \text{ (ton)}$$

$$W = 70.03 \text{ ton}$$

$$P_p = 2.40 * h^3 \text{ (ton)}$$

$$P_p = 84.04 \text{ ton}$$

$$P_a = 0.27 * h^3 \text{ (ton)}$$

$$P_a = 9.34 \text{ ton}$$

$$(Cfs*(W-Ty) + P_p) / (Tx + P_a) > 1.50$$

$$1.86 > 1.50$$

➤ Fuerzas de viento

Distancia horizontal desde el rostro de la torre hasta el punto donde se engancharán los cables de viento con la tubería:

$$\text{Cables de viento} = S/3$$

$$\text{Cables de viento} = 26.67 \text{ m}$$

$$\text{Fuerza de viento (Fv)} = (\text{Presión del viento}) * (\text{Área de contacto})$$

$$\text{Fuerza de viento (Fv)} = 4,373.33 \text{ Lb}$$

$$\text{Factor de seguridad} = 1.33$$

$$F_u = 1.33 * F_v$$

$$F_u = 5,816.53 \text{ Lb}$$

$F1 = F2 = F3 = F4 =$ Fuerzas que actuarán sobre los cuatro cables de viento que se colocarán a los lados de la tubería.

$$F1 = F2 = F3 = F4 = Pv * ((\varnothing/12) * (L*3.28))$$

$$F1 = F2 = F3 = F4 = 1,457.78 \text{ Lb}$$

$$Fu 2 = 1.33 * F1$$

$$Fu 2 = 1,938.84 \text{ Lb}$$

2.3.5.7. Tanque de almacenamiento

La función principal de un tanque de almacenamiento es compensar las variaciones de consumo y almacenar un volumen determinado, como reserva para contingencias o para regular presiones en la red de distribución.

El volumen de los tanques de almacenamiento o distribución se calculará de acuerdo con la demanda real de las comunidades. Cuando no se tengan estudios de dichas demandas en sistemas por gravedad, se adoptará de 25 a 40% del consumo medio diario estimado.

El cálculo del volumen de almacenamiento para este proyecto se diseñó con base en el caudal captado, que es únicamente el que estará llegando a los tanques de almacenamiento que se desean construir. Los otros tanques de almacenamiento existentes seguirán funcionando con normalidad para las actuales fuentes de abastecimiento (2 nacimientos y 2 pozos mecánicos).

Para el volumen de almacenamiento se utilizó la fórmula:

$$V \text{ almacenamiento} = (\% * Qc * 86,400) / 1000$$

Donde:

V almacenamiento = Volumen de almacenamiento de agua del tanque (m³)

% = Porcentaje según normas (30%)

Qc = Caudal a captar de la fuente propuesta (Lt/s)

86,400 = Cantidad de segundos en un día

1,000 = Cantidad de litros en un metro cúbico

$$V \text{ almacenamiento} = (0.30 * 50 * 86,400) / 1,000$$

$$V \text{ almacenamiento} = 1,296.00 \text{ m}^3 \approx 1,300.00 \text{ m}^3$$

El volumen efectivo de los tres tanques de almacenamiento actuales trabajando es de 1,035 m³, la empresa EPICSA contempla la construcción de 3 tanques con un volumen total de 1,100 m³, por lo que para el presente proyecto se propone el diseño de un tanque de 650 m³, logrando cubrir la demanda total de volumen de almacenamiento a requerir (2,980 m³), según se observa en bases de diseño del plano 3/28, del apéndice M.

El tanque de almacenamiento propuesto de 650.00 m³, estará compuesto por dos compartimientos, los cuales tendrán a su vez tres cámaras de agua, para disminuir tanto la presión ejercida por el agua como por el suelo.

Debido a las presiones a las que será sometido, los muros del tanque se diseñaron como muros de contención, ya que cuando esté vacío será su momento más crítico.

a) Diseño de la losa

Datos:

$$\gamma \text{ concreto} = 2,400 \text{ Kg/m}^3$$

$$\begin{aligned} f'c &= 210 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_y &= 2,810 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{Carga Viva} &= 80 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Sobrecarga (Sc)} &= 60 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

Haciendo uso del método 3 del Código *ACI (American Concrete Institute)*, se calcula el coeficiente de momentos a usar, que no es más que la relación del lado menor entre el lado mayor.

$$A = 3.00 \text{ m}$$

$$B = 3.40 \text{ m}$$

$$m = A / B$$

$$m = 0.88 \text{ Como } 0.88 > 0.50, \text{ entonces se diseña en dos sentidos}$$

Cálculo de espesor de losa (t)

$$t = 2 \cdot (A+B) / 180$$

$$t = 0.0711 \text{ m} \approx 0.07 \text{ m}$$

Por razones de diseño y simplicidad durante su construcción se adopta 0.10 m.

➤ Integración de cargas

Carga Muerta (CM)

$$W_{\text{losa}} = \gamma_{\text{concreto}} \cdot t$$

$$W_{\text{losa}} = 240 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Sobrecarga} = 60 \text{ Kg/cm}^2$$

$$CM = W \text{ losa} + Sc$$

$$CM = 300 \text{ Kg/m}^2$$

Carga Viva (CV)

$$CV = 80 \text{ Kg/m}^2$$

Carga Última Total (CUT)

$$CUT = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$CUT = 556.00 \text{ Kg/m}^2$$

➤ Cálculo de momentos Caso 4 REL m = A / B = 0.90

$$Ma + = (Ca) * (CM) * A^2 + (Ca') * (CV) * A^2$$

$$Ma - = (Ca -) * CUT * A^2$$

$$Mb + = (Cb) * (CM) * B^2 + (Cb') * (CV) * B^2$$

$$Mb - = (Cb -) * CUT * B^2$$

Donde:

Ma += Momento positivo en "a" producido por cargas vivas

Ma - = Momento negativo en "a"

Mb += Momento positivo en "b" producido por cargas vivas

Mb - = Momento negativo en "b"

Ca = Coeficiente en "a" producido por cargas muertas

Cb = Coeficiente en "b" producido por cargas muertas

Ca' = Coeficiente en "a" producido por cargas vivas

Cb' = Coeficiente en "b" producido por cargas vivas

Ca - = Coeficiente en "a" para momentos negativos

Cb - = Coeficiente en "b" para momentos negativos

CM = Carga muerta

CV = Carga viva

A = Lado corto de la losa

B = Lado largo de la losa

$$M_{a+} = (C_a) \cdot (C_M) \cdot A^2 + (C_a') \cdot (C_V) \cdot A^2$$

$$M_{a+} = 117.18 \text{ Kg-m}$$

$$M_{b+} = (C_b) \cdot (C_M) \cdot B^2 + (C_b') \cdot (C_V) \cdot B^2$$

$$M_{b+} = 100.34 \text{ Kg-m}$$

Como existe un lado con continuidad y otro sin continuidad se obtienen dos valores diferentes para momentos negativos en el lado "A" y el lado "B":

$$M_{a-} = (1/3) \cdot M_{a+} \quad (\text{En extremo sin continuidad})$$

$$M_{a-} = 39.06 \text{ Kg-m}$$

$$M_{a-} = (C_{a-}) \cdot C_{UT} \cdot A^2 \quad (\text{En extremo con continuidad})$$

$$M_{a-} = 300.24 \text{ Kg-m}$$

$$M_{b-} = (1/3) \cdot M_{b+} \quad (\text{En extremo sin continuidad})$$

$$M_{b-} = 33.45 \text{ Kg-m}$$

$$M_{b-} = (C_{b-}) \cdot C_{UT} \cdot B^2 \quad (\text{En extremo con continuidad})$$

$$M_{b-} = 257.09 \text{ Kg-m}$$

Cálculo del peralte (d)

$$t = 10 \text{ cm} = 0.10 \text{ m}$$

$$\text{rec} = 2.5 \text{ cm}$$

$$\varnothing 3/8" = 0.95 \text{ cm}$$

$$d = t - \text{rec} - (\varnothing/2)$$

$$d = 7.025 \text{ cm}$$

Cálculo del refuerzo requerido

$$b = 100 \text{ cm} \quad (\text{Ancho Unitario } b = Cb)$$

$$d = 7.025 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ min} = \rho_{\text{min}} * b * d$$

$$A_s \text{ min} = 0.40 * (14.1/f'y) * cb * d$$

$$A_s \text{ min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento (S)

$$1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{-----} \quad 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \quad \text{-----} \quad (S) \text{ cm}$$

$$S = (0.71 * 100) / 1.41$$

$$S = 50.35 \text{ cm}$$

Chequeo de espaciamento

$$S > 3t$$

$$3t = 3 * 10 \text{ cm}$$

$$3t = 30 \text{ cm}$$

Como $50.35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ se utilizará hierro $\varnothing 3/8" @ 0.30 \text{ m}$

Calcular área de acero mínimo para hierro $\varnothing 3/8" @ 0.30 \text{ m}$

$$A_s \text{ min}' \text{ cm}^2 \quad \text{-----} \quad 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \quad \text{-----} \quad 30 \text{ cm}$$

$$A_s \text{ min}' = 0.71 \cdot 100 / 30$$

$$A_s \text{ min}' = 2.37 \text{ cm}^2$$

Cálculo del momento que resistirá el $A_s \text{ min}'$

$$MU = 0.9 (A_s \text{ min}' \cdot f_y \cdot (d - (A_s \text{ min}' \cdot f_y) / 1.7 \cdot f'_c \cdot C_b))$$

$$MU = 40,931.77 \text{ Kg/cm}$$

$$MU = 409.32 \text{ Kg/m}$$

Chequeo de momentos

$$409.32 \text{ Kg-m} > M_{a+} = 117.18 \text{ Kg-m}$$

$$409.32 \text{ Kg-m} > M_{a-} = 300.24 \text{ Kg-m}$$

$$409.32 \text{ Kg-m} > M_{b+} = 100.34 \text{ Kg-m}$$

$$409.32 \text{ Kg-m} > M_{b-} = 257.09 \text{ Kg-m}$$

Confirmando A_s requerido para Momento Mayor

$$A_s \text{ req} = [(b \cdot d) - \sqrt{(b \cdot d)^2 - ((MU \cdot b) / (0.003825 \cdot f'_c))}] \cdot 0.85 \cdot f'_c / f_y$$

$$A_s \text{ req} = 2.37 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento (S) para el área de acero del momento último (M_u):

$$2.37 \text{ cm}^2 \text{ ————— } 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{ ————— } (S) \text{ cm}$$

$$S = 0.71 \cdot 100 / 2.37$$

$$S = 29.96 \text{ cm}$$

El armado de la losa será de hierro corrugado de $\emptyset 3/8'' @ 0.30 \text{ m}$ en ambos sentidos.

Acero por temperatura (A_s)

$$A_s = 0.002 \cdot C_b \cdot t$$

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

Espaciamiento (S):

$$2.00 \text{ cm}^2 \text{ ————— } 100 \text{ cm}$$

$$0.71 \text{ cm}^2 \text{ ————— } (S) \text{ cm}$$

$$S = 0.71 \cdot 100 / 2.00$$

$$S = 35.50 \text{ cm}$$

Ya que el resultado anterior de espaciamento es de 35.50 cm, por razones de diseño, se tomará un espaciamento de 30 cm.

En conclusión, para el área de acero por temperatura, se colocarán varillas de hierro corrugado de $\varnothing 3/8'' @ 0.30 \text{ m}$, en ambos sentidos.

b) Diseño de viga "A"

Datos:

$$\gamma \text{ concreto} = 2,400 \text{ Kg/m}^3$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$CV = 80 \text{ Kg/m}^2$$

$$CM = 300 \text{ Kg/m}^2$$

$$CUT = 556 \text{ Kg/m}^2$$

➤ Predimensionamiento

$$\text{Luz (L)} = 7.00 \text{ m}$$

$$h \text{ viga} = L / 18.5$$

$$h \text{ viga} = 0.38$$

$$\text{base (b)} = h / 2$$

$$\text{base (b)} = 0.19$$

Debido a que las vigas no soportarán mayor peso, y no será una estructura propiamente de carga, se propone una sección de 0.20 m x 0.35 m.

$$L = 7.00 \text{ m}$$

$$b = 0.20 \text{ m} = 20 \text{ cm}$$

$$h = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$\text{rec} = 2.50 \text{ cm (recubrimiento)}$$

$$\text{Área} = 21.00 \text{ m}^2$$

Calculando Área Tributaria (AT):

$$\text{tg } 45^\circ = \text{Cateto OP} / (3/2) \quad \rightarrow \quad \text{Cateto OP} = \text{tg } 45^\circ * (3/2)$$

$$\text{Cateto OP} = 1.50 \text{ m}$$

$$\text{AT} = 8.25 \text{ m}^2$$

➤ Hallando cargas sobre viga

$$\text{Carga de losa} = \text{AT} * \text{CUT} / \text{Luz}$$

$$\text{Carga de losa} = 1,310.57 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso propio} = \gamma \text{ concreto} * (b * h)$$

$$\text{Peso propio} = 168.00 \text{ Kg/m}$$

Carga total sobre viga = Carga de losa + Peso propio

Carga total sobre viga = 1,478.57 Kg/m

Peso en viga producido por carga viva (WCV) = $CV * 2 * AT / L$

WCV = 188.57 Kg/m

Peso en viga producido por carga muerta (WCM) = $CM * 2 * AT / L$

WCM = 707.14 Kg/m

Carga última en viga (WU) = $1.7 * WCV + 1.4 * (WCM + Pp)$

WU = 1,545.77 Kg/m

Momento positivo (M +) = $W * L^2 / 9 \rightarrow M + = 8,415.87 \text{ Kg-m}$

Momento negativo (M -) = $W * L^2 / 14 \rightarrow M - = 5,410.20 \text{ Kg-m}$

Corte actuante (Vu) = $W * L / 2 \rightarrow Vu = 5,410.20 \text{ Kg}$

Hallando el peralte efectivo de viga proponiendo acero de refuerzo $\emptyset 1/2''$ y estribos $\emptyset 3/8''$

$d = h - rec - \emptyset \text{ Long} / 2 - \emptyset \text{ transversal}$

$d = 31.16 \text{ cm}$

Calculando área de acero mínimo:

$As \text{ min} = (14.1 / fy) * b * d$

$As \text{ min} = 2.09 \text{ cm}^2$

Calculando área de acero requerido:

$As \text{ req} = [(b * d) - \sqrt{[(b * d)^2 - ((MU * b) / (0.003825 * f'c))}]] * 0.85 * f'c / fy$

Hallando área de acero para Momento Positivo

$$As_{req} (M +) = 8.50 \text{ cm}^2$$

Hallando área de acero para Momento Negativo

$$As_{req} (M -) = 5.07 \text{ cm}^2$$

Hallando Área de acero máximo:

$$As_{max} = \rho_{max} * b * d$$

$$\text{Donde: } \rho_{m\acute{a}x} = 0.5 * \rho_b \quad \text{Zona Sísmica}$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.75 * \rho_b \quad \text{Zona No Sísmica}$$

$$\rho_b = (0.85 * \beta_1 * f'_c / f_y) * (6090 / f_y + 6090)$$

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{Si } 0 < f'_c < 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \rho_b = 0.0213$$

$$\rho_{max} = 0.0160$$

$$As_{max} = 9.96 \text{ cm}^2$$

Ordenando los datos obtenidos, se concluye que la viga sí cumple con las condiciones de:

$$As_{min} \leq As_{req} \leq As_{max}$$

$$2.09 \text{ cm}^2 \leq 8.50 \text{ cm}^2 \leq 9.96 \text{ cm}^2$$

Para armado utilizar:

$$5.07 \text{ cm}^2 = 3 \text{ varillas } \varnothing 5/8" \quad (\text{para cama superior})$$

$$8.50 \text{ cm}^2 = 3 \text{ varillas } \varnothing 5/8" + 1 \text{ varilla } \varnothing 3/4" \quad (\text{para cama inferior})$$

➤ Diseño de espaciamiento de estribos (S)

$$\text{Corte actuante } (V_u) = W \cdot L / 2 \rightarrow V_u = 5,410.20 \text{ Kg}$$
$$V_u = 5.41 \text{ Ton}$$

Si $V_{cu} \geq V_u$ colocar espaciamiento $S = d/2$

Si $V_{cu} \leq V_u$ colocar estribos

$$S_{\text{máx}} = d / 2$$

$$S_{\text{máx}} = 15.58 \text{ cm}$$

$$S = (A_v \cdot f_y) / ((v_a - v_{cu}) \cdot b)$$

$$v_u = \Phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \qquad v_a = V_u / (b \cdot d)$$

Donde:

A_v = Área de la varilla

v_a = Esfuerzo actuante

v_u = Esfuerzo permisible que resiste el concreto

Φ = 0.85 para corte

V_u = Corte actuante

V_c = Corte que resiste el concreto

Calculando el corte que resiste el concreto:

$$V_{cu} = v_u \cdot b \cdot d$$

$$V_{cu} = \Phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_{cu} = 4,067.82 \text{ Kg}$$

$$V_{cu} = 4.07 \text{ Ton}$$

$V_{cu} \leq V_u$ Por lo tanto, se calcula el espaciamiento de estribos.

Calculando a qué distancia resiste corte el concreto:

$$\frac{V_u}{L/2} = V_{cu} \quad (X)$$

$$\frac{5.41 \text{ Ton}}{3.50 \text{ m}} = \frac{4.07 \text{ Ton}}{(X) \text{ m}}$$

$$X = (3.50 * 4.07) / 5.41 = 2.63 \text{ m}$$

Calculando espaciamiento de estribos para cortes máximos:

$$v_a = V_u / (b * d)$$

$$v_a = 8.6827 \text{ Kg/cm}^2$$

Calcular el esfuerzo que resiste el concreto:

$$v_u = \Phi * 0.53 * \sqrt{f'_c}$$

$$v_u = 6.5284 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S = (A_v * f_y) / ((v_a - v_{cu}) * b)$$

$$S = 138.75 \text{ cm}$$

Confirmando espaciamiento por otro método:

$$S = (A_v * f_y * d) / (v_a - v_{cu})$$

$$S = 138.75 \text{ cm}$$

Estas fórmulas indican un espaciamiento bastante grande, debido a la poca carga que soportarán las vigas. Se utilizará entonces el espaciamiento máximo, pero por seguridad se colocarán estribos a cada 0.08 m en los

primeros 85 cm en ambos extremos de la viga, el resto se colocará a cada 0.15 m.

c) Diseño de viga "B"

Datos:

γ concreto =	2,400 Kg/m ³
$f'c$	= 210 Kg/cm ²
f_y	= 4,210 Kg/cm ²
CV	= 80 Kg/m ²
CM	= 300 Kg/m ²
CUT	= 556 Kg/m ²

➤ Predimensionamiento

$$\text{Luz (L)} = 6.20 \text{ m}$$

$$h \text{ viga} = L / 18.5$$

$$h \text{ viga} = 0.34$$

$$\text{base (b)} = h / 2$$

$$\text{base (b)} = 0.17$$

Debido a que las vigas no soportarán mayor peso, y no será una estructura propiamente de carga, se propone una sección de 0.20 m x 0.35 m.

$$L = 6.20 \text{ m}$$

$$b = 0.20 \text{ m} = 20 \text{ cm}$$

$$h = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

rec = 2.50 cm (recubrimiento)

Área = 21.08 m²

Calculando Área Tributaria (AT):

$$\operatorname{tg} 45^\circ = \text{Cateto OP} / (3/2) \quad \rightarrow \quad \text{Cateto OP} = \operatorname{tg} 45^\circ * (3/2)$$

$$\text{Cateto OP} = 1.70 \text{ m}$$

$$\text{AT} = 7.65 \text{ m}^2$$

➤ Hallando cargas sobre viga

$$\text{Carga de losa} = \text{AT} * \text{CUT} / \text{Luz}$$

$$\text{Carga de losa} = 1,372.06 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso propio} = \gamma \text{ concreto} * (b * h)$$

$$\text{Peso propio} = 168.00 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Carga total sobre viga} = \text{Carga de losa} + \text{Peso propio}$$

$$\text{Carga total sobre viga} = 1,540.06 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso en viga producido por carga viva (WCV)} = \text{CV} * 2 * \text{AT} / \text{L}$$

$$\text{WCV} = 197.42 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso en viga producido por carga muerta (WCM)} = \text{CM} * 2 * \text{AT} / \text{L}$$

$$\text{WCM} = 740.32 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Carga última en viga (WU)} = 1.7 * \text{WCV} + 1.4 * (\text{WCM} + \text{Pp})$$

$$\text{WU} = 1,607.26 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Momento positivo (M +)} = \text{W} * \text{L}^2 / 9 \quad \rightarrow \quad \text{M +} = 6,864.81 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Momento Negativo (M -)} = W \cdot L^2 / 14 \rightarrow M - = 4,413.09 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Corte actuante (Vu)} = W \cdot L / 2 \rightarrow Vu = 4,982.52 \text{ Kg}$$

Hallando el peralte efectivo de viga proponiendo acero de refuerzo $\emptyset 1/2''$ y estribos $\emptyset 3/8''$

$$d = h - \text{rec} - \emptyset \text{ Long} / 2 - \emptyset \text{ transversal}$$

$$d = 31.16 \text{ cm}$$

Calculando área de acero mínimo:

$$As \text{ min} = (14.1 / fy) \cdot b \cdot d$$

$$As \text{ min} = 2.09 \text{ cm}^2$$

Calculando área de acero requerido:

$$As \text{ req} = [(b \cdot d) - \sqrt{(b \cdot d)^2 - ((MU \cdot b) / (0.003825 \cdot f'c))}] \cdot 0.85 \cdot f'c / fy$$

Hallando área de acero para Momento Positivo

$$As \text{ req (M +)} = 6.65 \text{ cm}^2$$

Hallando área de acero para Momento Negativo

$$As \text{ req (M -)} = 4.05 \text{ cm}^2$$

Hallando área de acero máximo:

$$As \text{ max} = \rho \text{ max} \cdot b \cdot d$$

$$\text{Donde: } \rho \text{ max} = 0.5 \cdot \rho b \quad \text{Zona sísmica}$$

$$\rho \text{ max} = 0.75 \cdot \rho b \quad \text{Zona no sísmica}$$

$$\rho b = (0.85 \cdot \beta 1 \cdot f'c / fy) \cdot (6090 / fy + 6090)$$

$$\beta 1 = 0.85 \text{ Si } 0 < f'c < 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \rightarrow \rho_b &= 0.0213 \\ \rho_{\max} &= 0.0160 \\ A_s \max &= 9.96 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Ordenando los datos obtenidos, se determina que la viga sí cumple con las condiciones de:

$$\begin{aligned} A_s \min &\leq A_s \text{ req} \leq A_s \max \\ 2.09 \text{ cm}^2 &\leq 6.65 \text{ cm}^2 \leq 9.96 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Para armado utilizar:

$$\begin{aligned} 4.05 \text{ cm}^2 &= 2 \text{ varillas } \varnothing 5/8" + 1 \text{ varilla } \varnothing 3/8" && \text{(para cama superior)} \\ 6.65 \text{ cm}^2 &= 3 \text{ varillas } \varnothing 5/8" + 1 \text{ varilla } \varnothing 3/8" && \text{(para cama inferior)} \end{aligned}$$

➤ Diseño de espaciamiento de estribos (S)

$$\begin{aligned} \text{Corte actuante } (V_u) &= W \cdot L / 2 \rightarrow V_u = 4,982.52 \text{ Kg} \\ &V_u = 4.98 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Si $V_{cu} \geq V_u$ colocar espaciamiento $S = d/2$

Si $V_{cu} \leq V_u$ colocar estribos

$$S_{\max} = d / 2$$

$$S_{\max} = 15.58 \text{ cm}$$

$$S = (2 \cdot A_v \cdot f_y) / ((v_a - v_{cu}) \cdot b)$$

$$v_u = \Phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$v_a = V_u / (b \cdot d)$$

Donde:

A_v = Área de la varilla

v_a = Esfuerzo actuante

v_u = Esfuerzo permisible que resiste el concreto

Φ = 0.85 para corte

V_u = Corte actuante

V_c = Corte que resiste el concreto

Calculando corte que resiste el concreto:

$$V_{cu} = v_u * b * d$$

$$V_{cu} = \Phi * 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$V_{cu} = 4,067.82 \text{ Kg}$$

$$V_{cu} = 4.07 \text{ Ton}$$

$V_{cu} \leq V_u$ Por lo tanto, se calcula el espaciamiento de estribos.

Calculando a qué distancia resiste corte el concreto:

$$V_u \text{ ————— } V_{cu}$$

$$L / 2 \text{ ————— } (X)$$

$$4.98 \text{ Ton ————— } 4.07 \text{ Ton}$$

$$3.10 \text{ m ————— } (X) \text{ m}$$

$$X = (3.50 * 4.07) / 5.41 = 2.53 \text{ m}$$

Calculando espaciamiento de estribos para cortes máximos:

$$v_a = V_u / (b * d)$$

$$v_a = 7.9963 \text{ Kg/cm}^2$$

Calcular el esfuerzo que resiste el concreto:

$$v_u = \Phi * 0.53 * \sqrt{f'c}$$

$$v_u = 6.5284 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S = (2 * A_v * f_y) / ((v_a - v_{cu}) * b)$$

$$S = 203.62 \text{ cm}$$

Confirmando espaciamiento por otro método:

$$S = (A_v * f_y * d) / (v_a - v_{cu})$$

$$S = 135.91 \text{ cm}$$

Estas fórmulas indican un espaciamiento bastante grande, debido a la poca carga que soportarán las vigas. Se utilizará entonces el espaciamiento máximo, pero por seguridad se colocarán estribos a cada 0.08 m en los primeros 60 cm en ambos extremos de la viga, el resto se colocará a cada 0.15 m.

d) Diseño de contrafuertes (Muro con pie)

Datos:

$$\gamma \text{ concreto} = 2,400 \text{ Kg/m}^3$$

$$\gamma \text{ agua} = 1,000 \text{ Kg/m}^3$$

$$\gamma \text{ suelo} = 1,600 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_s = 20 \text{ Ton/m}^2 \text{ (debido al tipo de suelo de la región)}$$

$$\Phi = 20^\circ \text{ (debido al tipo de suelo de la región)}$$

$$\text{Coef. fricción} = 0.9$$

$$\text{Long} = 20 \text{ m}$$

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

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

H total	=	3.30 m
H agua	=	2.50 m
H	=	0.8 m
Sc	=	500 Kg/m ²
fs	=	1,400 Kg/cm ²
j	=	0.864

➤ Predimensionamiento

La cortina o muro se recomienda que sea no menor de 20 cm.; debido a la magnitud de este proyecto, se adoptará un espesor de 30 cm.

➤ Diseño de contrafuertes

Según códigos de diseño, por las características del elemento, la dimensión mínima recomendada es de 20 cm.; para mayor seguridad se adoptará 30 cm de espesor de contrafuerte.

➤ Separación de contrafuertes

No existe norma específica que determine la separación entre contrafuertes, pero algunos diseñadores recomiendan el rango comprendido entre $H/4$ y $1.5H$.

Separación mínima $(H/4) = 0.63$ m

Separación máxima $(1.5H) = 3.75$ m

Para este caso, la separación medida entre contrafuertes se adoptará $L_c = 3.35$ m, para obtener simetría con la ubicación de los elementos del tanque.

➤ Espesor de la base

Se recomienda un espesor de $0.1H$

Espesor base = 0.25 m

Debido al peso de agua que se va a soportar, se adopta un espesor de 40 cm.
= 0.40 m

➤ Longitud de la base total

Se recomienda una longitud entre $0.4 H$ y $0.7 H$

Longitud mínima $(0.4H) = 1.00$ m

Longitud máxima $(0.7H) = 1.75$ m

Para este caso se tomará en cuenta el valor máximo adoptando como base total $B = 1.80$ m

➤ Longitud del pie

La longitud del pie está comprendida entre un valor de $B/2$ y $B/4$

En este caso sería:

Valor máximo $(B/2) = 0.90$ m

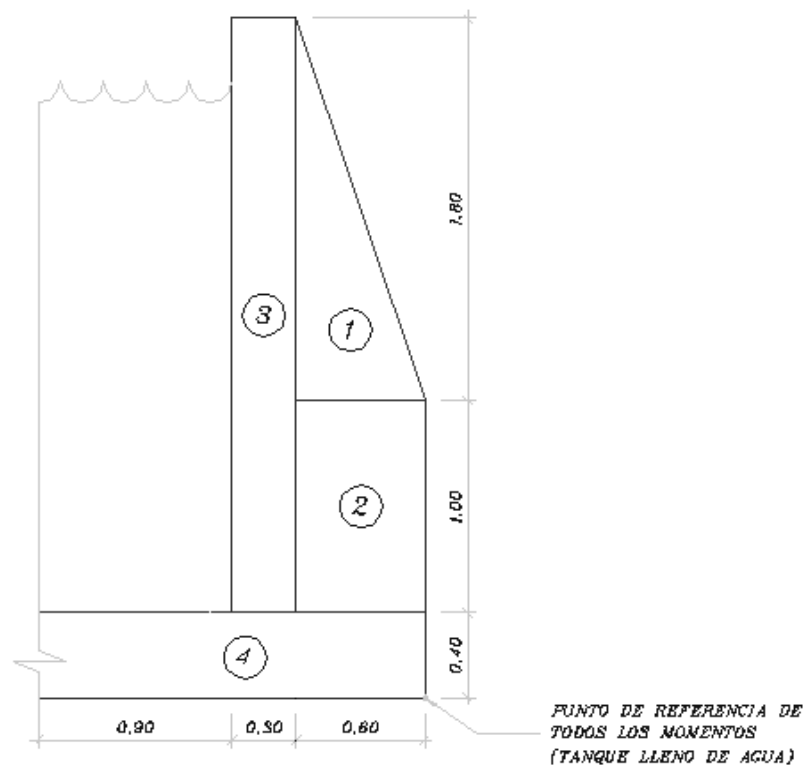
Valor mínimo $(B/4) = 0.45$ m

Sólo para determinar la longitud del contrafuerte, en este caso se adoptará el valor máximo de 0.90 m para el pie.

Tomando como base total el valor adoptado anteriormente indicado de 1.80 m queda en la parte opuesta del pie un valor de 0.60 m.

Se planteó de esta manera, porque en realidad no llevará pie, sino que será una plancha corrida de concreto reforzado.

Figura 13. **Elevación de muro con pie (Análisis del tanque de almacenamiento lleno de agua)**



Fuente: Elaboración propia.

Tabla XI. **Momento estabilizante en el muro (Análisis del tanque de almacenamiento lleno de agua)**

Sección	Dimensiones (m)		Área (m ²)	Peso Vol. (Kg/m ³)	Peso W _R (Kg/m)	B.P. (m)	Momento M _R (Kg-m)
1	0.60	1.80	0.54	2400	1,296.00	0.40	518.40
2	0.60	1.00	0.60	2400	1,440.00	0.30	432.00
3	0.30	2.80	0.84	2400	2,016.00	0.75	1,512.00
4	1.80	0.40	0.72	2400	1,728.00	0.90	1,555.20
					6,480.00		4,017.60

Fuente: Elaboración propia.

➤ Carga de losa hacia el muro

Dimensiones de losa:

$$A = 6.20 \text{ m}$$

$$B = 7.00 \text{ m}$$

$$\text{Área losa} = 43.40 \text{ m}^2$$

$$W \text{ losa} = 26,040.00 \text{ Kg/m}$$

Considerando W losa como carga puntual (Pc)

$$P_c = W \text{ losa} * 1 \text{ m}$$

$$P_c = 26,040.00 \text{ Kg}$$

Momento que ejerce la carga puntual (Mc)

$$M_C = P_c * B.P.$$

$$M_C = 19,530.00 \text{ Kg-m}$$

Carga total (Wt)

$$W_T = W_{\text{losa}} + W_R$$

$$W_T = 32,520.00 \text{ Kg/m}$$

Fuerza activa (Fa)

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

$$Fa = 3,125.00 \text{ Kg/m}$$

Momento de volteo respecto a "O"

$$M \text{ act} = Fa * H/3$$

$$M \text{ act} = 3,854.17 \text{ Kg-m}$$

Verificación de la estabilidad contra volteo $Fsv > 1.5$

$$Fsv = (MR + Mc)/M \text{ act}$$

$$Fsv = 6.11 \geq 1.5 \quad \text{Sí cumple con los parámetros.}$$

Verificación de la estabilidad contra deslizamiento $Fsd > 1.5$

$$Fd = WT * \text{Coef. de fricción}$$

$$Fd = 10,652.68 \text{ Kg}$$

$$Fsd = Fd/Fa$$

$$Fsd = 3.41 \geq 1.5 \quad \text{Sí cumple con los parámetros}$$

Verificación de la presión máxima bajo la base del muro $P_{\text{máx}} < V_s$

$$a = (MR + Mc - M \text{ act}) / (WT)$$

$$a = 0.61 \text{ m}$$

Para este caso se tomará como base la menor longitud de una cámara de agua, ya que es el lado más crítico, $B = 6.20 \text{ m} + 0.90 \text{ m}$ de cimiento extendido bajo los contrafuertes, ya que en realidad actuará como una sola base corrida sobre la que se distribuirá uniformemente toda la fuerza hacia el suelo, se procede a determinar la excentricidad.

Base = 7.10 m

Excentricidad (ex)

$$ex = \text{Base}/2 - a$$

$$ex = 2.94 \text{ m}$$

Módulo de sección (Sx)

$$Sx = (1/6) * \text{base}^2 * (\text{long})$$

$$Sx = 8.40 \text{ m}^2$$

Presión máxima (Pmáx)

$$P \text{ max} = (WT/A + WT*ex/Sx)$$

$$P \text{ max} = 15,977.14 \text{ Kg/m}^2 < 20,000 \text{ Kg/m}^2$$

Nota:

El cálculo anterior se hizo contemplando la fuerza del agua, para el cual los parámetros de seguridad se encontraban holgadamente dentro de los límites permitidos.

Ahora se hará el análisis de chequeo contra deslizamiento y volteo en el caso más crítico, que es cuando el tanque se encuentre vacío, y calculando con pie o talón de 0.90 m asumiendo esto para tener un caso altamente crítico, ya que la losa de cimentación será corrida.

En términos prácticos de análisis de diseño trabajará como un muro de contención.

➤ Chequeando estática

Cálculo de coeficientes:

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(\varphi)}{1 + \text{sen}(\varphi)} = 0.49$$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}(\varphi)}{1 - \text{sen}(\varphi)} = 2.04$$

Cálculo de fuerzas y presiones según Rankine:

$$\begin{aligned} P_a &= K_a \cdot \rho_{\text{suelo}} \cdot H & P_p &= K_p \cdot \rho_{\text{suelo}} \cdot h \\ P_a &= 1,961.16 \text{ Kg/m}^2 & P_p &= 2,610.70 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

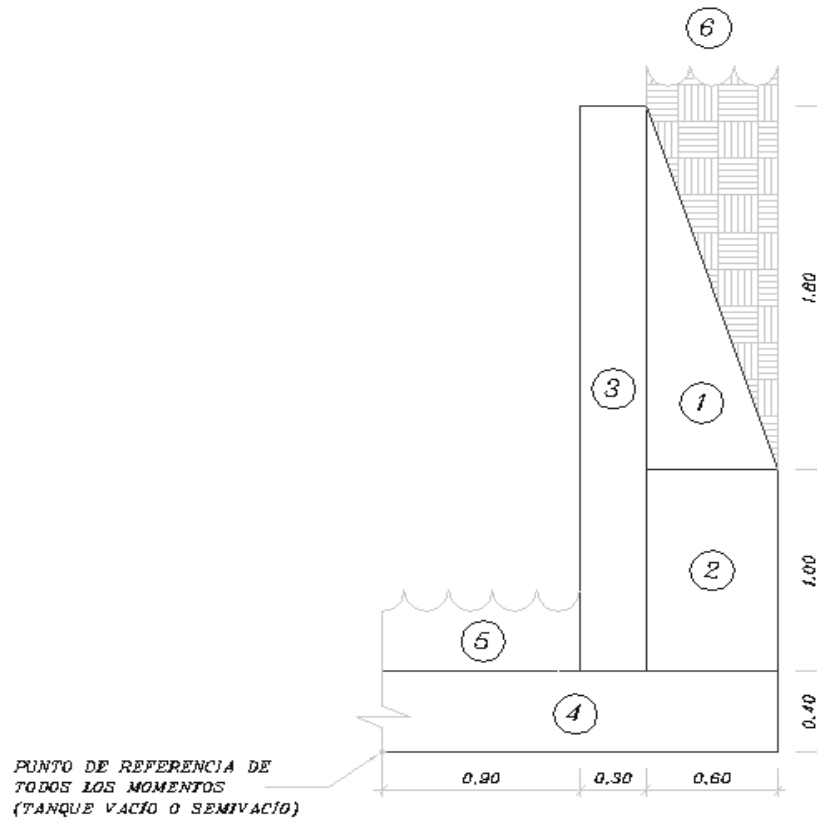
$$\begin{aligned} F_a &= P_a \cdot H/2 & F_p &= P_p \cdot h/2 \\ F_a &= 2,451.45 \text{ Kg/m} & F_p &= 1,044.28 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_a &= F_a \cdot H/3 & M_p &= F_p \cdot H/3 \\ M_a &= 2,042.88 \text{ Kg-m/m} & M_p &= 278.47 \text{ Kg-m/m} \end{aligned}$$

Sobrecarga:

$$\begin{aligned} P_{sc} &= K_a \cdot S_c \rightarrow P_{sc} = 245.15 \text{ Kg/m}^2 \\ F_{sc} &= P_{sc} \cdot H \rightarrow F_{sc} = 612.86 \text{ Kg/m} \\ M_{sc} &= F_{sc} \cdot H/2 \rightarrow M_{sc} = 766.08 \text{ Kg-m/m} \end{aligned}$$

Figura 14. Elevación de muro con pie (Análisis del tanque de almacenamiento sin agua)



Fuente: Elaboración propia.

Tabla XII. Distribución de peso de contrafuerte por metro lineal (Análisis del tanque de almacenamiento sin agua)

Sección	Dimensiones (m)		Área (m ²)	γ (Kg/m ³)	Peso "W" (Kg)	B.P. (m)	Momento "M" (Kg-m)
1	0.60	1.80	0.54	2,400	1,296.00	1.40	1,814.40
2	0.60	1.00	0.60	2,400	1,440.00	1.50	2,160.00
3	0.30	2.80	0.84	2,400	2,016.00	1.05	2,116.80
4	1.80	0.40	0.72	2,400	1,728.00	0.90	1,555.20
5	0.90	0.40	0.18	1,000	180.00	0.45	81.00
6	0.60	2.80	1.68	1,600	2,688.00	1.50	4,032.00
					9,012.00		11,255.40

Fuente: Elaboración propia.

➤ Chequeo contra deslizamiento

$$\text{Deslizamiento} = (F_p + W) / (F_a + F_{sc}) \geq 1.5$$

$$\text{Deslizamiento} = 1.52 \geq 1.50 \quad \text{Sí cumple con los parámetros}$$

Datos calculados según dimensiones críticas propuestas, se recomienda utilizar un tanque semienterrado por razones económicas y de seguridad.

➤ Chequeo contra volteo

$$\text{Volteo} = \text{Momento total "M"} / (M_a + M_{sc})$$

$$\text{Volteo} = 4.01 \geq 1.50 \quad \text{Sí cumple con los parámetros}$$

➤ Diseño de armado

Debido a las condiciones de fuerzas, los contrafuertes a tensión actúan como vigas, por lo que se rigen por las normas de diseño de estas.

$S = 0.5 f_y$ Factor de reducción para evitar grietas en el concreto

$$S = 1,405.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_d = 2,808.96 \text{ Kg-m}$$

$$A_M = (M_d * \sqrt{H^2 + Z^2}) / S * Z * H$$

$$A_M = 2.30 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_M * L_c$$

$$A_t = 7.71 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = \rho \text{ min} * b * d$$

Donde:

$$\rho \text{ min} = (14.1/f_y)$$

$$\rho \text{ min} = 0.0050$$

$$A_s \text{ min} = 13.55 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ max} = \rho \text{ max} * b * d$$

Donde:	$\rho \text{ máx} = 0.5 * \rho_b$	Zona Sísmica
	$\rho \text{ máx} = 0.75 * \rho_b$	Zona No Sísmica

$$\rho_b = (0.85 * \beta_1 * f'_c / f_y) * (6090 / f_y + 6090)$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ Si } 0 < f'_c < 280 \text{ Kg/cm}^2$$

→	ρ_b	= 0.0369
	$\rho \text{ max}$	= 0.0277
	$A_s \text{ max}$	= 99.76 cm ²

Según datos obtenidos, utilizar $A_s \text{ min}$.

➤ Cálculo del armado de la pantalla o muro perimetral

Para el análisis de este muro se toma en cuenta el peso específico del suelo.

Cálculo de presiones para diferentes alturas:

$$\text{Presión } \Delta = K_A * \gamma_n * h$$

P 1 = 3.30 Ton	≈	3,298.68 kg
P 2 = 1.86 Ton	≈	1,855.50 kg
P 3 = 0.82 Ton	≈	824.67 kg
P 4 = 0.21 Ton	≈	206.17 kg

Cálculo de las áreas de los trapecios que representan las cargas W uniformemente distribuidas en kg/m.l. sobre la losa horizontal para cada faja vertical de muro.

$$W \Delta = [(P1 + P2) / 2] * ((Hagua+0.40)/4) * ((Hagua+0.40)/4)$$

$$W 1 = 1,354.58 \text{ kg/m.l.}$$

$$W 2 = 704.38 \text{ kg/m.l.}$$

$$W 3 = 270.92 \text{ kg/m.l.}$$

$$W 4 = 54.18 \text{ kg/m.l.}$$

Cálculo de momentos:

$$M \Delta = [W \Delta * (\text{Long. Horizontal})^2]/10$$

$$M 1 = 1,520.18 \text{ kg-m} \quad \approx 152,018.07 \text{ kg-cm}$$

$$M 2 = 790.49 \text{ kg-m} \quad \approx 79,049.39 \text{ kg-cm}$$

$$M 3 = 304.04 \text{ kg-m} \quad \approx 30,403.61 \text{ kg-cm}$$

$$M 4 = 60.81 \text{ kg-m} \quad \approx 6,080.72 \text{ kg-cm}$$

Cálculo del acero de refuerzo:

$$As \Delta = M / (fs * j * d)$$

$$As 1 = 5.46 \text{ cm}^2$$

$$As 2 = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$As 3 = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A_s 4 = 0.22 \text{ cm}^2$$

Para el armado se analizaron 4 franjas horizontales a H/4 cada una, medidas a partir del fondo:

Colocar hierro No. 3 @ 0.10 m en la primera franja horizontal.

Colocar hierro No. 3 @ 0.15 m en la segunda franja horizontal.

Colocar hierro No. 3 @ 0.25 m en la tercera franja horizontal.

Colocar hierro No. 3 @ 0.30 m en la cuarta franja horizontal.

Cálculo de acero de refuerzo en sentido vertical del muro:

$$M \Delta = [W \Delta * (\text{Long. Vertical})^2] / 3$$

$$M \Delta = 3,797.35 \text{ kg-m} \approx 379,734.74 \text{ kg-cm}$$

Cálculo del acero de refuerzo:

$$A_s \Delta = M / (f_s * j * d)$$

$$A_s 1 = 13.65 \text{ cm}^2$$

$$13.65 \text{ cm}^2 / 0.71 \text{ cm}^2 = 19.22 \text{ varillas}$$

$$3.35 \text{ m} / 19 \text{ varillas} = 0.17 \text{ cm}$$

Utilizar hierro No. 3 @ 0.20, para el sentido vertical.

➤ Cálculo del armado de muros intermedios (entre cámaras de agua)

Para el análisis de estos muros se toma en cuenta el peso específico del agua.

Cálculo de presiones para diferentes alturas:

$$\text{Presión } \Delta = KA * \gamma_n * h$$

$$P 1 = 2.06 \text{ Ton} \quad \approx \quad 2,061.67 \text{ kg}$$

$$P 2 = 1.16 \text{ Ton} \quad \approx \quad 1,159.69 \text{ kg}$$

$$P 3 = 0.52 \text{ Ton} \quad \approx \quad 515.42 \text{ kg}$$

$$P 4 = 0.13 \text{ Ton} \quad \approx \quad 128.85 \text{ kg}$$

Cálculo de las áreas de los trapecios que representan las cargas W uniformemente distribuidas en kg/m.l. sobre la losa horizontal, para cada faja vertical de muro.

$$W \Delta = [(P1 + P2) / 2] * ((\text{Hagua}+0.40)/4) * ((\text{Hagua}+0.40)/4)$$

$$W 1 = 846.61 \text{ kg/m.l.}$$

$$W 2 = 440.24 \text{ kg/m.l.}$$

$$W 3 = 169.32 \text{ kg/m.l.}$$

$$W 4 = 33.86 \text{ kg/m.l.}$$

Cálculo de Momentos:

$$M \Delta = [W \Delta * (\text{Long. Horizontal})^2]/10$$

$$M 1 = 4,148.41 \text{ kg-m} \quad \approx 414,841.01 \text{ kg-cm}$$

$$M 2 = 2,157.17 \text{ kg-m} \quad \approx 215,717.33 \text{ kg-cm}$$

$$M 3 = 829.68 \text{ kg-m} \quad \approx 82,968.20 \text{ kg-cm}$$

$$M 4 = 165.94 \text{ kg-m} \quad \approx 16,593.64 \text{ kg-cm}$$

Cálculo del acero de refuerzo:

$$As \Delta = M / (f_s * j * d)$$

$$As 1 = 14.91 \text{ cm}^2$$

$$As\ 2 = 7.75\ \text{cm}^2$$

$$As\ 3 = 2.98\ \text{cm}^2$$

$$As\ 4 = 0.60\ \text{cm}^2$$

Para el armado se analizaron 4 franjas horizontales a H/4 cada una, medidas a partir del fondo:

Colocar hierro No. 3 @ 0.05 m en la primera franja horizontal.

Colocar hierro No. 3 @ 0.08 m en la segunda franja horizontal.

Colocar hierro No. 3 @ 0.18 m en la tercera franja horizontal.

Colocar hierro No. 3 @ 0.30 m en la cuarta franja horizontal.

Cálculo de acero de refuerzo en sentido vertical del muro:

$$M\ \Delta = [W\ \Delta * (\text{Long. Vertical})^2]/3$$

$$M\ \Delta = 2,373.34\ \text{kg-m} \quad \approx \quad 237,334.21\ \text{kg-cm}$$

Cálculo del acero de refuerzo:

$$As\ \Delta = M / (f_s * j * d)$$

$$As\ 1 = 8.53\ \text{cm}^2$$

$$8.53\ \text{cm}^2 / 0.71\ \text{cm}^2 = 12.02\ \text{varillas}$$

$$7.00\ \text{m} / 12.02\ \text{varillas} = 0.58\ \text{cm}$$

Por seguridad utilizar hierro No. 3 @ 0.40 m, para el sentido vertical.

2.4. Sistemas de desinfección

Con base en los resultados de los análisis de laboratorio (ver resultados en el apéndice A), el agua es sanitariamente segura, por lo que se recomienda un simple tratamiento de desinfección, según Norma Internacional de la Organización Mundial de la Salud (OMS), para fuentes de agua.

El tratamiento de la desinfección del agua produce un costo adicional en la operación del sistema, por lo que debe de buscarse una solución que permita obtener el rendimiento esperado a menor costo posible; además de contar con otras características necesarias, tales como, tener elementos fáciles de almacenar, transportar y utilizar; que tenga acción residual y que la concentración de los mismos sea fácil y rápidamente detectable.

Uno de los mejores elementos que pueden utilizarse para purificar el agua es el cloro, ya sea en estado gaseoso o bien por medio de alguno de sus compuestos, de los cuales el más utilizado es el hipoclorito de calcio $[Ca(ClO)_2]$ al 65 o 70%.

La desinfección se realizará mediante un clorinador, se implementará uno de tipo de pastillas de hipoclorito de calcio. Este irá instalado en la línea de conducción en la entrada al tanque de almacenamiento.

En cuanto a las tuberías instaladas, antes de ponerlas en servicio deberá procederse a desinfectarlas interiormente. Primero se procederá al lavado para lo que se hará circular agua a velocidad no menor de 0.75 m/s, por período mínimo de 15 minutos o el tiempo necesario para que circule dos veces el volumen contenido por las tuberías, según el que sea mayor.

Para la desinfección se deberá comenzar por vaciar la tubería, llenándola después con agua que contenga 20 mg/litro de cloro, la que se mantendrá 24 horas en la tubería. Cuando no se pueda vaciar previamente la tubería, se introducirá un volumen dos veces mayor que el volumen de agua contenido, proporcionando escapes en todos los extremos durante la aplicación del agua clorada para desinfección.

Después de las 24 horas, se vaciarán las tuberías o se procederá a lavarlas haciendo circular agua en cantidad suficiente para eliminar la empleada para desinfección. El agua que se empleará para el lavado final será de calidad igual a la que circulará por la tubería en su funcionamiento normal.

2.5. Análisis de vulnerabilidad

Por tratarse de una fuente superficial, la amenaza principal, puede deberse al daño humano provocado por deforestación y contaminación en los alrededores y aguas arriba del punto de captación. Para lo cual se recomienda realizar monitores constantes, y tomar las medidas correctivas según sea el caso.

2.6. Planos

Para este proyecto se elaboraron los siguientes planos constructivos:

Tabla XIII. **Planos constructivos del proyecto de captación y conducción de agua del río Quiscab para el casco urbano de Sololá**

CONTENIDO (PLANOS CONSTRUCTIVOS)	No. de hoja	
	General	Específico
Plano de especificaciones técnicas	1/28	1/2
Plano de especificaciones técnicas	2/28	2/2

Continuación de Tabla XIII. **Planos constructivos del proyecto de captación y conducción de agua del río Quiscab para el casco urbano de Sololá**

Planta general del proyecto	3/28	1/1
Planta - Perfil línea de conducción de 0+000 a 0+750	4/28	1/10
Planta - Perfil línea de conducción de 0+750 a 1+500	5/28	2/10
Planta - Perfil línea de conducción de 1+500 a 2+250	6/28	3/10
Planta - Perfil línea de conducción de 2+250 a 3+000	7/28	4/10
Planta - Perfil línea de conducción de 3+000 a 3+750	8/28	5/10
Planta - Perfil línea de conducción de 3+750 a 4+500	9/28	6/10
Planta - Perfil línea de conducción de 4+500 a 5+250	10/28	7/10
Planta - Perfil línea de conducción de 5+250 a 6+000	11/28	8/10
Planta - Perfil línea de conducción de 6+000 a 6+750	12/28	9/10
Planta - Perfil línea de conducción de 6+750 a 7+419	13/28	10/10
Detalle de obra de captación	14/28	1/2
Detalle de obra de captación	15/28	2/2
Detalle de desarenador	16/28	1/3
Detalle de desarenador	17/28	2/3
Detalle de desarenador	18/28	3/3
Detalle de tanque rompedores	19/28	1/1
Detalles especiales	20/28	1/1
Detalle de cajas de válvulas	21/28	1/1
Detalle de pasos aéreos	22/28	1/4
Detalle de pasos aéreos	23/28	2/4
Detalle de pasos aéreos	24/28	3/4
Detalle de pasos aéreos	25/28	4/4
Detalle de tanque de almacenamiento	26/28	1/3
Detalle de tanque de almacenamiento	27/28	2/3
Detalle de tanque de almacenamiento	28/28	3/3

Fuente: Elaboración propia.

2.7. Cuantificación de materiales de construcción y mano de obra

Se realizó con base en los planos constructivos y a los precios locales de materiales de construcción y mano de obra de la región.

2.8. Presupuesto

Es el resultado del total de los precios unitarios, tomando en cuenta lo siguiente:

- Costo directo: está conformado por el costo de los materiales y mano de obra locales;
- Costo indirecto: en éste se incluyen los renglones tales como dirección técnica, administración, utilidades, impuestos e imprevistos. Se tomaron como base los precios de los materiales y mano de obra que se trabajan en la cabecera municipal.

2.8.1. Costo del proyecto

El costo del proyecto se obtuvo de acuerdo con la cuantificación y precio de los materiales de construcción y mano de obra locales, con base en los planos constructivos.

2.8.2. Cuadro de resumen

A continuación se presenta el resumen general del presupuesto.

Tabla XIV. **Resumen general presupuesto sistema de captación y conducción de agua del río Quiscab para el casco urbano de Sololá**

No.	Descripción	Cantidad	Unidad	Precio Unitario (Q)	Costo Total (Q)
1	Trabajos preliminares	1	Global	60,739.70	60,739.70
2	Captación - bocatoma de fondo	1	Unidad	35,938.84	35,938.84
3	Desarenador	1	Unidad	177,686.13	177,686.13
4	Tanque rompepresión	1	Unidad	43,437.87	43,437.87
5	Caja y válvula de compuerta Ø 8"	5	Unidad	12,901.34	64,506.68
6	Caja y válvula de aire	11	Unidad	9,539.87	104,938.54
7	Caja y válvula de limpieza	5	Unidad	10,159.32	50,796.61
8	Paso aéreo (De E-131 a E-131.03)	1	Global	117,412.79	117,412.79
9	Paso aéreo (De E-131.04 a E-132)	1	Global	177,158.34	177,158.34
10	Paso aéreo (De E-132 a E-133)	1	Global	427,298.49	427,298.49
11	Línea de conducción	7,419	ml	1,274.65	9,456,807.14
12	Tanque de almacenamiento 650 m ³	1	Unidad	763,232.20	763,232.20
13	Dosificador de cloro	2	Global	4,571.81	9,143.61
COSTO TOTAL DEL PROYECTO					11,489,096.94
Costo total / Km					1,550,067.05

Fuente: Elaboración propia.

2.9. Operación y mantenimiento

a) Operación del sistema de agua potable y saneamiento básico

El sistema de agua potable, estará compuesto por:

- Captación de bocatoma de fondo
- Tanque desarenador

- Tanque rompe-presión
- Tanque de distribución
- Línea de conducción
- Sistema de desinfección

➤ Captación de bocatoma de fondo:

Consiste en una estructura estable localizada en la corriente de agua, perpendicular a ella y provista de rejilla metálica que permita dar entrada al agua y retener los materiales de acarreo de cierto tamaño.

La colocación la rejilla debe permitir su limpieza manual y su reemplazo. La rejilla será de barrotes de hierro, colocados en el sentido de la corriente y espaciados 2 cm, asegurada con tornillos de bronce u otro dispositivo similar. No se aceptan mallas en lugar de rejillas, por la dificultad para su limpieza.

La obra de captación contará con:

- Rejilla de captación de agua
- Tapadera, entrada al tanque
- Rebalse en caja colectora de agua
- Caja de válvula de salida

➤ Tanque desarenador:

Los sólidos pesados que puedan afectar el normal funcionamiento y conservación de las instalaciones deberán ser removidos mediante la construcción de desarenadores ubicados lo más cerca posible del sitio de captación de aguas superficiales.

El tanque desarenador contará con:

- Caja de válvula de entrada
- Tubería de entrada
- Tapadera, entrada al tanque
- Drenaje
- Ventilación
- Rebalse
- Tubería de salida
- Caja de válvula de salida
- Cerco perimetral

➤ Tanque rompepresión:

Las cajas rompepresión son obras diseñadas para interrumpir el flujo, permitiendo la descarga al aire libre del conducto, bajo condiciones controladas. De esta forma se reduce la presión, haciéndola igual a la atmosférica, y se evita que la máxima presión estática no exceda a la presión de trabajo de la tubería.

El tanque rompepresión contará con:

- Tubería de entrada
- Tapadera, entrada al tanque
- Drenaje
- Ventilación
- Rebalse
- Pichacha y tubería de salida
- Caja de válvula de salida
- Cerco perimetral

➤ Tanque de distribución:

El tanque de distribución sirve para almacenar y distribuir el agua a una comunidad; su tamaño varía según el número de habitantes.

El tanque de distribución contará con:

- Caja de válvula de entrada
- Tubería de entrada
- Tapadera, entrada al tanque
- Drenaje
- Ventilación
- Rebalse
- Tubería de salida
- Caja de válvula de salida
- Cerco perimetral

➤ Sistema de desinfección:

El cloro es una sustancia tóxica y por lo tanto presenta un riesgo potencial para la salud si este no se usa en forma adecuada. El cloro es un agente irritante del sistema respiratorio detectado en concentraciones de 3 a 5 mg/litro. En altas concentraciones el cloro gas irrita los ojos, las membranas mucosas y la piel, provocando vómitos, picazón, tos y salivación copiosa. En casos extremos puede llegar a dificultar la respiración y causar la muerte. Cuando un ambiente está saturado de cloro se detecta por su olor penetrante y su apariencia de color amarillo verdoso y en este caso se deben tomar medidas de seguridad. Pueden localizarse las fugas de cloro manteniendo un frasco de amoníaco cerca de ellas, ya que su reacción produce un humo blanco.

Los cuidados que se deben tener al manejar cloro son los siguientes:

- Garantizar que la caseta tenga buena ventilación
- Los envases que lo contengan deben almacenarse en lugares secos y frescos para evitar riesgos de explosión y alejados de materiales volátiles para evitar incendios;
- Los compuestos clorados en presencia de humedad son corrosivos, de igual manera que las soluciones cloradas; por lo que deben almacenarse en depósitos plásticos o de vidrio.

➤ Programa de seguridad del fontanero:

Es importante mantener un programa permanente de capacitación al operador del sistema para mantener un alto nivel de capacidad; en el mismo se deben considerar las siguientes acciones para prevenir accidentes por la aplicación del cloro:

- Uso de extinguidores, cerrado rápido de llaves y ubicación adecuada de envases de cloro
- Uso de máscaras protectoras
- Uso de botas y guantes de hule
- Mantenimiento de un sistema de ventilación permanente

b) Mantenimiento del sistema de agua potable y saneamiento básico

➤ Mantenimiento preventivo:

Es la acción de protección de las partes de un sistema de agua potable, con la finalidad de:

- Evitar daños
- Disminuir los efectos dañinos
- Asegurar la continuidad del servicio de agua potable

➤ Mantenimiento correctivo:

Es la acción de reparación de daños de las partes de un sistema de agua potable, los que pueden suceder por:

- Accidentes naturales debido a crecidas de río, y derrumbes
- Deterioro debido a incorrecta utilización
- Desgaste y daño de accesorios

A continuación se describen los renglones que deben considerarse en el mantenimiento preventivo de los componentes del proyecto, y mantenimiento correctivo, en caso de ser necesario.

➤ Mantenimiento una vez por semana del área de captación:

- Limpiar de ramas y hojas el área de la rejilla de la captación
- Limpiar de sedimentos el área de recolección de agua
- Inspeccionar aguas arriba del área de captación la existencia de rocas de considerable tamaño, que pudieran dañar la obra de captación en posibles correntadas de agua;
- Verificar que la tubería de desagüe de la captación se encuentre libre de ramas y hojas que pudieran obstaculizar su salida;

- Inspeccionar alrededor de la captación para detectar si hay fuentes de contaminación, debido a aguas negras, animales muertos, basura o desperdicios;
- Observar si hay deforestación o incendios que pudieran afectar la obra de captación.
- Mantenimiento una vez por semana del tanque desarenador:
 - Verificar que la tubería de desagüe del tanque desarenador se encuentre libre de sedimentos que pudieran obstaculizar su salida;
 - Inspeccionar alrededor del desarenador para detectar si hay fuentes de contaminación, debido a aguas negras, animales muertos, basura o desperdicios;
 - Observar si hay deforestación o incendios que pudieran afectar la estructura
 - Revisión de estructuras
 - Verificación de válvulas
 - Lavado interior del tanque

Para lavar el interior del tanque, se procede de la siguiente manera:

- Abrir la válvula de by-pass
- Cerrar la válvula de entrada
- Abrir la válvula de desagüe
- Lavar el piso y pared con agua y cepillo de raíz o plástico

- Aplicar suficiente agua al piso y paredes después de cepillar
- Abrir la válvula de entrada
- Cerrar la válvula de desagüe
- Abrir la válvula de salida
- Cerrar la válvula de by-pass

➤ Mantenimiento una vez por mes de la línea de conducción:

Esta revisión se hace recorriendo completamente la línea de conducción y los objetivos son:

- Verificar la limpieza del caminamiento
- Verificar si hay roturas y fugas, y repararlas en caso de existir
- En la instalación de tubería bajo tierra, debe tenerse especial cuidado en seguir las indicaciones técnicas para evitar el aplastamiento, rompimiento o perforación de los tubos, especialmente en los cruces de caminos o en terrenos que se usen para cultivos;
- Verificar la correcta operación del tanque rompe-presión, válvulas de limpieza y aire, y aplicar las medidas correctivas en donde sea necesario;
- Verificar el estado de puentes colgantes, y reparar posibles daños, si los hubiera.

➤ Mantenimiento cada tres meses de válvulas y cajas de válvulas:

- Válvula de compuerta

- Verificar el funcionamiento abriéndolas y cerrándolas lentamente, para verificar si hay fugas o no cierran completamente;
- Revisar si hay roturas o faltan piezas, y de ser necesario, se deberá reparar y/o reponer las piezas;
- Revisar los empaques, si en caso estuvieran dañados, se deberán de cambiar y comprobar que los pernos y tuercas estén suficientemente apretados para evitar fugas;
- Verificar el estado del vástago o eje del tornillo, observando si se encuentra torcido o inmovilizado debido al óxido, y cambiar la pieza de ser necesario.

- Cajas de válvulas

- Revisar las paredes de la caja, tapaderas, aldabones para candados, posibles roturas y verificar si hay agua empozada
- Reparar las roturas y aldabones de ser necesario
- Limpiar los candados con gas y engrasarlos
- Limpiar el piso y drenar el agua empozada si hubiera

➤ Mantenimiento cada tres meses del tanque de almacenamiento:

- Revisión de estructuras
- Verificación de válvulas
- Lavado interior del tanque

Para lavar el interior del tanque, se procede de la siguiente manera:

- Cerrar la válvula de hipoclorador
- Abrir la válvula de by-pass
- Cerrar la válvula de entrada
- Abrir la válvula de desagüe
- Lavar el piso y pared con agua y cepillo de raíz o plástico
- Aplicar suficiente agua al piso y paredes después de cepillar
- Abrir la válvula de entrada
- Cerrar la válvula de desagüe
- Abrir la válvula de hipoclorador
- Abrir la válvula de salida
- Cerrar la válvula de by-pass

➤ Mantenimiento del dosificador de cloro:

Cada día:

- Revisar la dosificación del hipoclorito en el tanque de distribución
- Verificar que no existan fugas
- Verificar el nivel de la solución en el depósito

Cada tres días:

- Preparar la dosificación correspondiente
- Limpiar el residuo existente en el fondo del hipoclorador
- Enterrar el residuo resultante de la preparación de desechos
- Verificar la concentración de cloro libre residual, la cual debe ser tal que asegure un residual de 0.2 a 0.5 mg/Lt en la parte más lejana del proyecto.

Cada mes:

- Verificar la existencia de cloro para todo el mes próximo de operación; si el sistema de cloración se realiza por medio de pastillas, verificar la concentración del cloro durante los primeros días para calibrar la cantidad de agua que debe ingresar al dispositivo, de tal manera que tenga la concentración de cloro libre residual no menor de 0.30 mg/Lt, en el punto más lejano de la red de distribución.

➤ Unión y reparación de daños en tubería de PVC:

- Revisar la tubería y los accesorios que se van a ensamblar para verificar que no estén tapados, perforados o quebrados;
- Cortar los tubos a escuadra, mediante una sierra para metales, finalizado el corte, quitar con una navaja las rebabas externas e internas, los cortes defectuosos permitirán fugas de agua al instalar la tubería;

- Se deben probar los accesorios, ensamblándolos al tubo, sin usar pegante para verificar que ajustan fácilmente y acordar la posición correcta en la instalación;
- Quitar con un trapo limpio o papel lija, el polvo o cualquier suciedad que tenga el tubo o el accesorio, interna y externamente, ésta operación se hace sobre la superficie que va a recibir pegante.

➤ Docencia

La docencia consistirá en la capacitación del comité municipal y algunos miembros de la comunidad que ellos elijan, sobre el mantenimiento preventivo y eventuales reparaciones del sistema.

Se les instruirá sobre las formas y procedimientos que se utilizarán en la colocación y reposición de tubería PVC y de válvulas y la calibración del sistema de cloración.

2.10. Propuesta de tarifa

Como en todo proyecto de agua potable debe haber una operación y mantenimiento adecuado, para garantizar la funcionalidad del mismo durante todo el período de diseño; esto implica contar con los recursos suficientes para operar el sistema, y para su respectivo mantenimiento preventivo como correctivo. Los recursos económicos se pueden obtener a través de un pago mensual de una tarifa por usuario.

En este proyecto se contemplan los siguientes costos:

➤ Costos de operación

Estos gastos contemplan el pago a un fontanero para proporcionar revisiones periódicas a la captación y el tanque desarenador, obras de arte, tanques de almacenamiento y operación del sistema de cloración. Se estima que el fontanero trabaja 10 días al mes, se toma relación con las veces que tiene que reparar la solución para la cloración del agua, a la vez que tendrá que realizar las revisiones que están dadas en el programa de operación y mantenimiento.

El cálculo de salario se hace con base en las leyes laborales vigentes en el país, y se recomienda este salario:

Salario mínimo para actividad no agrícola	Q.1,680.00 (mensual)
Incentivo	Q. 250.00 (mensual)
Aguinaldo	Q. 1,680.00 (anual)
Bono 14	Q. 1,680.00 (anual)
Vacaciones	Q. 840.00 (anual)

A continuación se presentan los datos para la sumatoria mensual:

Salario mínimo para actividad no agrícola	Q. 1,680.00
Incentivo	Q. 250.00
Aguinaldo	Q. 140.00
Bono 14	Q. 140.00
Vacaciones	Q. 70.00
Total	Q. 2,280.00

La sumatoria da como resultado un salario mensual de Q. 2,280.00 dividiéndolo dentro de 30 días se obtiene un salario de Q. 76.00; por lo tanto el fontanero por 10 días al mes, devengará la cantidad de Q. 760.00 mensuales.

➤ Costo de mantenimiento

Estos gastos consisten en la compra de materiales para reemplazar los accesorios dañados cuando se requiera, además de la herramienta que será utilizada por el fontanero, en el renglón de operación. Para determinar el costo por mantenimiento se debe considerar el período de vida útil del sistema, ya que se ha estimado que mensualmente se requerirá un 0.75% del total del proyecto. La fórmula para este cálculo se presenta a continuación:

$$Q_{mm} = (0.0075 * C.T.P.) / 12$$

Donde:

Q mm: Gasto por mantenimiento mensual

C.T.P.: Costo total del proyecto

Costo total proyecto captación y conducción	Q. 11,489,096.94
Costo de mantenimiento mensual	Q. 7,180.69

➤ Costo de tratamiento

Estos gastos, consisten específicamente, en la compra de pastillas de hipoclorito de calcio $[Ca(ClO)_2]$ al 65%, no incluyéndose la aplicación, ya que va dentro de la operación.

Costo de hipoclorito de calcio	Q. 625.00 (cubeta)
Costo de un tanque (2 compartimientos)	Q. 625.00*2 cubetas/mes
Costo total de tratamiento	Q.1,250.00/mes

➤ Gastos administrativos

Estos gastos servirán para mantener un fondo de gastos de útiles de oficina, viáticos u otros que puedan surgir durante el funcionamiento del sistema. Se puede estimar un 15% de la suma de operación, mantenimiento y de tratamiento.

Costo de operación	Q. 760.00
Costo de mantenimiento	Q. 7,180.69
Costo de tratamiento	Q. 1,250.00
Costo total	Q. 9,190.69

Por lo tanto se concluye que el gasto administrativo (15%) será de Q 1,378.60

➤ Propuesta de tarifa

La propuesta de tarifa consiste en la relación de los gastos de operación, mantenimiento y el número de conexiones prediales del sistema.

Costo de operación	Q. 760.00/mes
Costo de mantenimiento	Q. 7,180.69/mes
Costo de tratamiento	Q. 1,250.00/mes
Costo administrativo (15%)	Q. 1,378.60/mes
Gasto total	Q. 10,569.29/mes

Número de conexiones prediales: 4,490

Tarifa propuesta por conexión predial

Q. 2.35/mes

Nota:

Este dato (Q. 2.35) representa la cantidad de valor que se debe tomar en cuenta mensualmente, solamente por el servicio que requiere el sistema de captación y conducción para introducir agua potable.

2.11. Evaluación socio-económica

Cuando se analizan los costos se ha de determinar el impacto socio-económico del proyecto. La evaluación tiene como propósito principal identificar los beneficios y luego valorizarlos adecuadamente, para elaborar indicadores de su rentabilidad social a través del análisis de beneficio costo.

Para hacer la evaluación del proyecto, el flujo de beneficios se elaborará de acuerdo con la naturaleza de los beneficios establecidos. En todo caso deben definirse y medirse los beneficios incrementados, ciclo con ciclo, los cuales deben ser atribuidos exclusivamente al proyecto; es decir, aquellos que resulten de la presencia del proyecto en la comunidad.

2.11.1. Valor presente neto (VPN)

Este proyecto es de carácter social ya que es una necesidad básica para la sobrevivencia de los habitantes del casco urbano de Sololá, de manera que es una inversión gubernamental y esta nunca recuperará su inversión inicial, el beneficio se reflejará en la calidad de vida de los beneficiados.

El valor presente neto designa una cantidad presente o actual de dinero. Sobre la escala de tiempo ocurre en el punto cero o en cualquier otro punto

desde el cual se escoge medir el tiempo. El concepto de valor presente se basa en la creencia de que el valor del dinero se ve afectado por el tiempo en que se recibe.

El valor presente neto se interpretará de la siguiente forma:

Inversión inicial (costo total del proyecto)	Q. 11,489,096.94
Costo de operación y mantenimiento	Q. 10,569.29/mes
	Q. 126,831.48/anual

Estos costos tendrán que erogar los pobladores anualmente, durante 21 años.

Valor presente neto:

n: 21 años

Tasa de interés anual: 10%

$$VPN = \text{inversión inicial} - \text{costos de operación y mantenimiento} * \left\{ \frac{(1+i)^{n-1}}{i * (1+i)^n} \right\}$$

$$VPN = 11,489,096.94 - 126,831.48 * \left\{ \frac{(1 + 0.10)^{21-1}}{[0.10 * (1 + 0.10)^{21}]} \right\}$$

$$VPN = Q. 11,489,096.94 - Q 1,153,013.46$$

$$VPN = Q. 10,336,083.49$$

Desde el punto de vista social, el proyecto es factible y rentable.

2.11.2. Tasa interna de retorno (TIR)

Se interpreta como la tasa mínima que tiene un proyecto para recuperar su inversión inicial. Dicha inversión no se recuperará, debido a que es un proyecto de beneficio social.

2.12. Medidas de mitigación de impacto ambiental

La evaluación de impacto ambiental (EIA) es un estudio de todos los impactos relevantes, positivos y negativos, de una acción propuesta sobre el medio ambiente. Se refiere a la predicción de los cambios ocasionados por el proyecto durante su fase de ejecución, funcionamiento y abandono. Se pretende determinar de manera preventiva los impactos negativos y positivos que puede ocasionar un proyecto, y se pueden definir las medidas correctivas para minimizar los efectos que ocasionarían los impactos negativos.

Al analizar el diseño del proyecto, se determinó que los elementos bióticos, abióticos y socioeconómicos que serán impactados por el proyecto serán:

El agua: debido a que el proyecto consiste en tomar un caudal de agua de una fuente superficial, ya iniciados los trabajos de construcción puede existir un impacto negativo en la calidad y sanidad del agua. Esto debido a movimientos de suelo y materiales que se utilizarán para la construcción de la captación; además el movimiento de suelo para el zanjeado, puede llegar a impactar pequeñas quebradas de agua que se formen en el trayecto del proyecto.

El suelo: impactarán negativamente el mismo si no se verifica la etapa del zanjeo, esto se debe a que habrá movimientos de tierra por el mismo; solamente se dará en la etapa de construcción y sus efectos son fácilmente prevenibles.

Salud: hay un impacto relativamente pequeño en la salud en la etapa de construcción, ya que debido al movimiento de tierras se producirá polvo en las sucesivas etapas del proyecto, que puedan afectar principalmente a los trabajadores que construyan el proyecto.

a) Impactos negativos

Se dan sólo en las etapas de construcción y operación del proyecto. Los más relevantes perjudican: el suelo, el agua y la salud.

➤ Medidas de mitigación

- Para evitar las polvaredas y voladuras de partículas de suelo, será necesario programar y ejecutar adecuadamente las labores de zanjeo, compactando adecuadamente las mismas para evitar el arrastre de partículas por el viento; es recomendable utilizar equipo de protección personal; las gafas de seguridad protegen los ojos de partículas de polvo y voladuras de suelo; las mascarillas respiratorias evitan que el polvo ingrese al organismo de los trabajadores;
- Deberá capacitarse al personal encargado del mantenimiento del sistema, referente al manejo de sistemas de agua potable y reparaciones menores para el sistema;
- Capacitar a la población sobre el adecuado uso del agua y el sistema, para evitar desperdicio, uso innecesario o inadecuado del mismo.

➤ Plan de contingencia

- En áreas planas, ríos o riachuelos, es común que en épocas de lluvia ocurran inundaciones con el consecuente arrastre de fango y otros materiales o cuerpos extraños que en un dado caso pudieran dañar el proyecto;

- Integrar un comité de emergencia contra inundaciones, azolvamiento o derrumbes que puedan afectar cualquier parte del sistema de agua potable del cual se beneficie la comunidad; además deben velar porque los lugares en donde se ubican las obras civiles se encuentran lo más despejado de materiales o vegetación;
- Elaborar un programa de capacitación para prevención de accidentes
- Capacitar a los trabajadores que se encargarán de darle mantenimiento al sistema especialmente sobre aspectos de limpieza de la captación, la caja rompresión, válvulas de limpieza y de aire, y tanques de almacenamiento;
- Capacitar al personal que laborará en el proyecto en el momento de entrar en operación para su mantenimiento y limpieza, y evitar así que el sistema colapse.
- Programa de monitoreo ambiental
 - Supervisar periódicamente si están siendo ejecutadas las medidas de supervisión y mantenimiento del sistema;
 - Monitorear si el personal utiliza el equipo necesario para la prevención de accidentes y cuidado de la salud;
 - Monitorear si está organizada la comunidad de acuerdo con lo propuesto en las medidas o plan de contingencia.

➤ Plan de seguridad humana

- El personal que trabajará en la ejecución del proyecto debe contar con el equipo adecuado, tal como mascarillas, guantes, overoles, botas, casco y gafas de seguridad, que minimicen los riesgos de accidentes en perjuicio de su salud;
- Plan de capacitación al personal que laborará en la ejecución del proyecto sobre aspectos de salud y manejo del sistema, y del equipo adecuado que se va a utilizar;
- Mantener en un lugar de fácil acceso un botiquín con medicamentos de primeros auxilios.

➤ Plan de seguridad ambiental

En el análisis de los impactos se observa que el proyecto tiene aspectos negativos al ambiente, solamente en la etapa de construcción, pero éstos son fácilmente manejables mediante la implementación de las medidas de mitigación de impacto ambiental.

b) Impactos positivos

El principal impacto positivo que tendrá el proyecto es el evitar la proliferación de enfermedades gastrointestinales y mejorar la calidad de vida de la población del casco urbano de Sololá. Además, al implementar el mismo, el ambiente socioeconómico de la comunidad mejorará, debido al desarrollo sustentable de los mismos.

En la siguiente tabla se presenta un resumen de los impactos sobre cada uno de los componentes que tendrán influencia al ejecutar el proyecto y las correspondientes medidas de mitigación.

Tabla XV. **Medidas de mitigación de impacto ambiental**

Componente	Impacto	Medida de mitigación
Suelos	Erosión de cortes	Prevención de erosión usando estabilización física.
Recurso hídrico	Contaminación de fuente de abastecimiento por causa de los insumos utilizados durante la construcción.	Depositar los desechos de insumos en un lugar fuera de la zona de abastecimiento y darles el tratamiento adecuado luego de retirarlos del sitio de trabajo.
Calidad del aire	Contaminación del aire por polvo generado en la construcción	Uso adecuado de agua para minimizar la cantidad de partículas sueltas que generen polvo y afecte la salud de los trabajadores.
Salud humana	Riesgos para la salud de los trabajadores.	Desarrollar un plan de higiene y seguridad del sitio.
	Generación de desechos sólidos derivados de las actividades de los trabajadores de la obra.	Establecer y construir un servicio sanitario provisional (fosa séptica); colocar toneles para la basura y para posterior disposición en una zona adecuada.
Vegetación y fauna	Remoción de cobertura vegetal.	Disponer adecuadamente el material orgánico para su posible reutilización.
		Restaurar las zonas afectadas con especies establecidas en el lugar.
Población	Alteración de las costumbres y cultura de las comunidades cercanas.	Evitar la interferencia entre el tráfico peatonal y/o vehicular y los frentes de trabajo.
		Mantener una adecuada señalización en el área de la obra, en etapa de ejecución y operación.
		Controlar la velocidad de los vehículos y que estos cuenten con alarma de reversa.

Continuación de Tabla XV. **Medidas de mitigación de impacto ambiental**

Paisaje	Impacto visual	Recuperar y restaurar el espacio público afectado una vez finalizada la obra, retirando todos los materiales y residuos provenientes de las actividades constructivas.
Patrimonio cultural	Daño al patrimonio cultural.	Suspender la obra, delimitar el área e informar a quien corresponda para una correcta evaluación, en eventualidad de encontrar hallazgos históricos y arqueológicos; una vez realizadas estas actividades se puede continuar el trabajo.

Fuente: Lester, Aragón. **Diseño del sistema de abastecimiento de agua por gravedad y bombeo, para el caserío xebaj II, aldea Chiquisis, y por gravedad, para la aldea Tzamjuyub del municipio de Santa Catarina Ixtahuacán, departamento de Sololá.** Pag. 91

3. DISEÑO DEL CAMINO RURAL DEL SECTOR LOS PAR, CASERÍO CENTRAL, CANTÓN XAJAXAC, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

3.1. Descripción del proyecto

El proyecto que se construirá contempla 2 tramos pequeños ubicados en el mismo sector, sumando ambos una longitud de 1.85 km; el primer tramo de 1.15 km. se ubica sobre el costado derecho de la carretera Interamericana en dirección a occidente, en el kilómetro 131, y el segundo tramo con una longitud de 0.7 km., parte aproximadamente a 200 m de dicha carretera.

Se contempla el diseño de una sección tipo “H” con un ancho de rodadura de 4 metros, cunetas revestidas en pendientes mayores del 8%, cunetas naturales donde el terreno lo permita, colocación de transversales con tubería corrugada de metal de 30 y 36 pulgadas de diámetro. La capa de rodadura será de material balasto de acuerdo con las especificaciones técnicas, y en pendientes mayores del 14% será empedrado.

El proyecto se construirá de tal manera que permita satisfacer las normas mínimas de diseño, por tratarse de un área montañosa con accidentes geográficos bruscos, y mantos rocosos en la mayor parte de los tramos, detalles que influyen mucho en el costo del proyecto.

3.2. Estudio de la comunidad

En el Sector Los Par viven 35 familias (175 habitantes), las cuales casi en su totalidad se dedican a las siembras y cultivos, principalmente hortalizas. Debido a su principal actividad económica, que es la venta de sus cosechas, se prioriza la construcción de una carretera en estado aceptable, para poder transportar sus productos fuera de los terrenos de cultivo.

3.2.1. Espacio disponible

La construcción de este camino se realizará sobre el camino existente, y también se hará una apertura aproximada de 350 metros en el tramo 1. Los permisos y derechos de paso ya se definieron y se establecieron coordinadamente con todos los beneficiarios del proyecto.

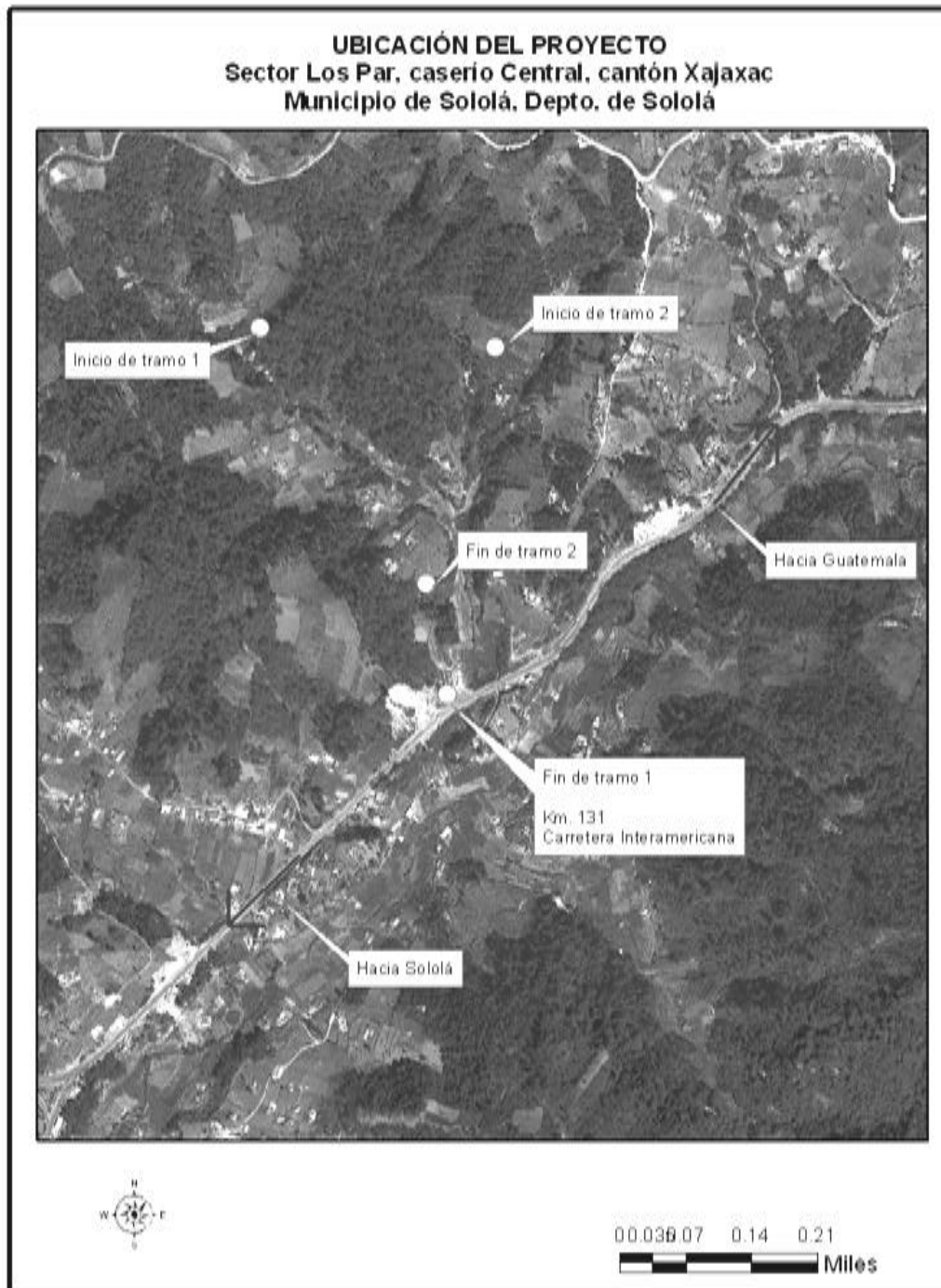
3.2.2. Localización del terreno

El Sector Los Par, caserío Central se localiza al norte de la ciudad de Sololá. Se encuentra ubicado aproximadamente a 8 kilómetros de la cabecera departamental y 131 km. de la ciudad capital, comunicado por la carretera Interamericana (CA-1).

El caserío Central, administrativamente pertenece al cantón Xajaxac, del municipio de Sololá, departamento de Sololá.

Tiene las siguientes colindancias: al norte limita con el caserío San Juan Pixabaj, al este con el caserío Los Castro, al oeste con el caserío Xibalbay y al sur con el caserío Cipresales y Nueva Esperanza.

Figura 15. **Ubicación del proyecto del camino rural**



Fuente: Municipalidad de Sololá.

3.2.3. Topografía del terreno

Previo a efectuar los estudios topográficos en el campo, se requiere de un reconocimiento preliminar para recopilar todos los datos posibles que puedan afectar o beneficiar de una manera económica y factible la realización del proyecto.

A través de este reconocimiento obligatorio se logran determinar anticipadamente estaciones topográficas, y en el caso de aperturas de caminos se planifican rutas obligadas de paso, ya sea por beneficio social, político o de producción de bienes y servicios.

Fue de suma importancia la verificación visual tanto en campo como por medios físicos (mapas y archivos electrónicos) y la ubicación de estos tramos, debido al área montañosa en que se localizan.

3.3. Especificaciones técnicas

➤ Replanteo topográfico

El contratista debe suministrar cuadrillas de topografía técnicamente calificadas, capaces de ejecutar el trabajo en tiempo y con la exactitud requerida. Siempre que se estén realizando trabajos topográficos de replanteo, deberá estar presente en el proyecto, un supervisor calificado para la cuadrilla. Este trabajo consistirá en el suministro de personal calificado, del equipo necesario y del material para efectuar levantamientos y replanteos topográficos, cálculos y registros de datos para el control del trabajo.

➤ Limpia, chapeo y destronque

Este trabajo consistirá en el chapeo, tala, destronque, remoción y eliminación de toda clase de vegetación y desechos que están dentro de los límites del derecho de vía y en las áreas de bancos de préstamos. El trabajo también incluye la debida preservación de la vegetación que se deba conservar, para evitar cualquier daño que se pueda ocasionar a la carretera o a cualquier propiedad.

➤ Estabilización de la subrasante

Esta operación consistirá en escarificar, incorporar materiales estabilizadores (si se requieren), homogenizar, mezclar, uniformizar, conformar y compactar la mezcla de la subrasante con materiales estabilizadores (dependiendo del tipo de suelo y del CBR obtenido).

➤ Colocación de la capa de balasto

Es un material clasificado que se colocará sobre la subrasante terminada; la capa de balasto, fundamentalmente, deberá soportar, transmitir y distribuir con uniformidad el efecto de las cargas del tránsito hacia la subrasante, de tal manera que las pueda soportar; tendrá un espesor mínimo de 0.15 m.

El tamaño máximo del agregado grueso del balasto, no debe exceder de 2/3 del espesor de la capa y en ningún caso ser mayor de 100 milímetros. El que sea mayor, debe ser removido y dispuesto adecuadamente, para que no obstaculice el drenaje.

➤ Colocación de la capa de empedrado

En pendientes mayores de 14% se colocará una capa de piedra de 0.15 m. de grosor. Para el tramo 1, inicia en el caminamiento 0+760 y finaliza en 1+145; para el tramo 2 se construirá de 0 + 360 y finalizará en 0 + 708.

La piedra puede ser canto rodado o material de cantera labrado o no labrado. La piedra debe ser dura, sana, libre de grietas u otros defectos que tiendan a reducir su resistencia a la intemperie. Las superficies de las piedras deben estar exentas de tierra, arcilla o cualquier materia extraña, que pueda obstaculizar la perfecta adherencia del mortero. Las piedras pueden ser de forma cualquiera y sus dimensiones variar de la siguiente manera: la menor de 100 a 200 mm y la mayor de 200 a 300 mm. Deben ser de materiales que tengan un peso mínimo de 1,390 Kg/m³. Las separaciones entre piedra y piedra no deben ser menores de 15 mm ni mayores de 30 mm.

➤ Drenajes transversales

Este trabajo consiste en suministrar, acarrear y colocar las alcantarillas de los diámetros, medidas y clases indicadas en los planos; debiendo colocarse sobre una cama adecuadamente preparada. La tubería de metal corrugado tendrá un diámetro de 30" y 36" y se colocará según se especifica en planos No. 2/8, 3/8 y 4/8, con una longitud de 4.5 m y un ángulo de desviación de 5° para no interrumpir el flujo del agua.

➤ Cajas y cabezales

Son las estructuras de concreto ciclópeo, concreto clase 17.5 MPa (2500 psi), colocados en los extremos de las alcantarillas (entrada y salida), para encauzar el agua y protección de la carretera.

Las cajas tendrán dimensiones de 1.00 m. x 1.00 m., a rostros interiores y un espesor de pared de 0.20 m., con una profundidad de 1.50 m. Los cabezales deben ser de los tipos y dimensiones, indicados en plano No. 8/8.

➤ Cunetas revestidas

Estos canales, situados a ambos lados de la línea central de la carretera servirán para desfogar el agua de lluvia que cae sobre la corona y los taludes; se construirán en pendientes mayores del 8% y serán hechas de concreto simple fundido en sitio y no de concreto ciclópeo. Las cotas de cimentación, las dimensiones, tipos y formas de las cunetas revestidas, se indican en el plano No. 7/8. Antes de construir cualquiera de los trabajos mencionados anteriormente, se deberá conformar y compactar la superficie de las cunetas y retirar cualquier materia extraña o suelta que se encuentre entre las mismas. El bombeo hacia las cunetas deberá tener una pendiente mínima de 3%, y 5% máximo.

➤ Taludes

Corte:

1/3 de m en adelante.

1/2: 1 de 3 a 7 m.

1: 1 de 0 a 3 m.

Relleno:

2: 1 de 0 a 3 m.

1 ½: 1 de 3 m. en adelante.

➤ Acabados para los cabezales

La alcantarilla completa debe mostrar un acabado cuidadoso en todos los aspectos. Se rechazarán las alcantarillas en las cuales la apariencia de los cabezales no sea la adecuada; para eso será necesario repellar y darle un acabado uniforme.

Como tal, puede ser causa de rechazo, de no corregirse, cuando la alcantarilla presente los siguientes aspectos:

- Forma defectuosa
- Variación de la línea recta central
- Bordes dañados
- Cabezales sin desfogue y/o mal acabado

3.4. Normas para el diseño de caminos rurales

3.4.1. Criterios generales

Una vez fijadas las especificaciones que regirán el proyecto geométrico, se busca una combinación de alineamientos que se adaptan a las condiciones del terreno y que cumplan con los requisitos establecidos.

Existen factores que influyen en el diseño de los alineamientos horizontal y vertical de una carretera, obligando a hacer excepciones de parámetros

establecidos, por lo que es necesario tomar una serie de criterios generales originados de la práctica y del sentido común.

El incumplimiento de normas de diseño solamente puede darse cuando sean justificables por razones económicas, esto sin dejar de lado la importancia de estas recomendaciones para lograr el diseño de carreteras seguras y de tránsito cómodo.

3.4.2. Normas AASHTO

La Asociación Americana de Autopistas Estatales y Oficiales de Transportación (AASHTO), fija los parámetros sobre las especificaciones de los materiales, métodos de comprobación, además de las especificaciones para probar equipo para los mismos, tendiendo estas normas a ser flexibles, de acuerdo con las necesidades y características de los materiales locales, mas no así para los materiales fabricados tales como cemento, acero, asfaltos, etc.

2.4.3. Normas ASTM

La Asociación Americana de Ensayo de Materiales (ASTM) fue creada en 1,898, ASTM Internacional es una de las mayores organizaciones en el mundo sin ánimo de lucro, que brinda apoyo para el desarrollo y publicación de normas voluntarias por consenso, aplicables a los materiales, productos, sistemas y servicios.

3.4.4. Normas COGUANOR

Son las encargadas de respaldar condiciones que ayuden al desenvolvimiento ordenado de las actividades relacionadas con la fijación de

normas de calidad, verificando el cumplimiento de las mismas en el mercado nacional, y con ello ayudar al desarrollo económico del país.

3.5. Estudio topográfico

Cuando se inició el estudio topográfico en campo, se fijó una línea preliminar como eje central, a partir de la cual se ubicaron las estaciones, tomando los puntos necesarios para referencias y secciones transversales.

Para el levantamiento topográfico se utilizó el método taquimétrico, utilizando un teodolito electrónico, brújula, cinta métrica, plomada, estacas y trompos (para obtener exactitud en las mediciones de ángulos horizontales y facilitar el replanteo durante la ejecución del proyecto).

Se logró recabar toda la información posible en campo, definiendo los datos necesarios determinantes para el diseño geométrico de la carretera. Los resultados obtenidos se muestran en los planos que se presentan en el apéndice M.

3.5.1. Planimetría

Es el conjunto de trabajos necesarios para la obtención de la representación gráfica de un terreno proyectado en un plano horizontal. En este caso se utilizó el método de conservación de azimut, ya que es el más adecuado en la medición de poligonales abiertas.

La información topográfica necesaria para el diseño de una carretera consiste en tomar en campo los ángulos y distancias horizontales que definen la

ruta preliminar, definiendo así la poligonal abierta, formada por ángulos orientados a un mismo norte y distancias intermedias a cada 20 metros.

3.5.2. Altimetría

Es la proyección del terreno en el plano vertical. Mediante el levantamiento de altimetría se obtuvieron datos para identificar los diferentes desniveles del terreno. La unión de trabajos de planimetría y altimetría, proyecta en un plano toda la información requerida del terreno, siendo la base para el diseño geométrico de la carretera.

3.5.3. Secciones transversales

Por medio de las secciones transversales se determina la topografía de la faja de terreno que se necesita, para lograr un diseño apropiado.

En los puntos intermedios ubicados a cada 20 metros y estaciones de la línea central preliminar se trazaron perpendiculares, haciendo un levantamiento de por lo menos 20 metros de cada lado de la línea central en el área de apertura, y variando esta longitud en el área existente de paso debido a barrancos o muros rocosos de gran altura, donde no es posible prolongar el levantamiento.

3.5.4. Cálculo topográfico

3.5.4.1. Cálculo planimétrico

El cálculo de la topografía se efectúa en gabinete y consiste en conocer las coordenadas parciales y totales de cada vértice que compone la poligonal

abierta, con la finalidad de contar con la información suficiente para efectuar con facilidad la localización de la ruta, los corrimientos de línea y otros.

Las distancias horizontales se determinan mediante la fórmula siguiente:

$$DH = 100 * (Hs - Hi) * (\text{sen } z)^2$$

Donde:

Hs = Hilo superior

Hi = Hilo inferior

z = Ángulo cenital

3.5.4.2. Cálculo altimétrico

Para el cálculo de las cotas se partió de un valor asumido (cota de estación) que en este caso fue de 1000 metros, tomando diferencias de nivel a cada 20 metros sobre el eje central. Luego aplicando fórmulas para el cálculo de las diferencias de nivel y distancias verticales, se obtuvieron los datos necesarios para representar gráficamente el perfil.

Lo anterior se obtiene utilizando la siguiente fórmula:

$$\text{cota final} = (\text{cos } z) * DH + \text{cota de estación} + H \text{ instrumento} - Hm$$

Donde:

H instrumento = Altura de instrumento

Hm = Hilo medio

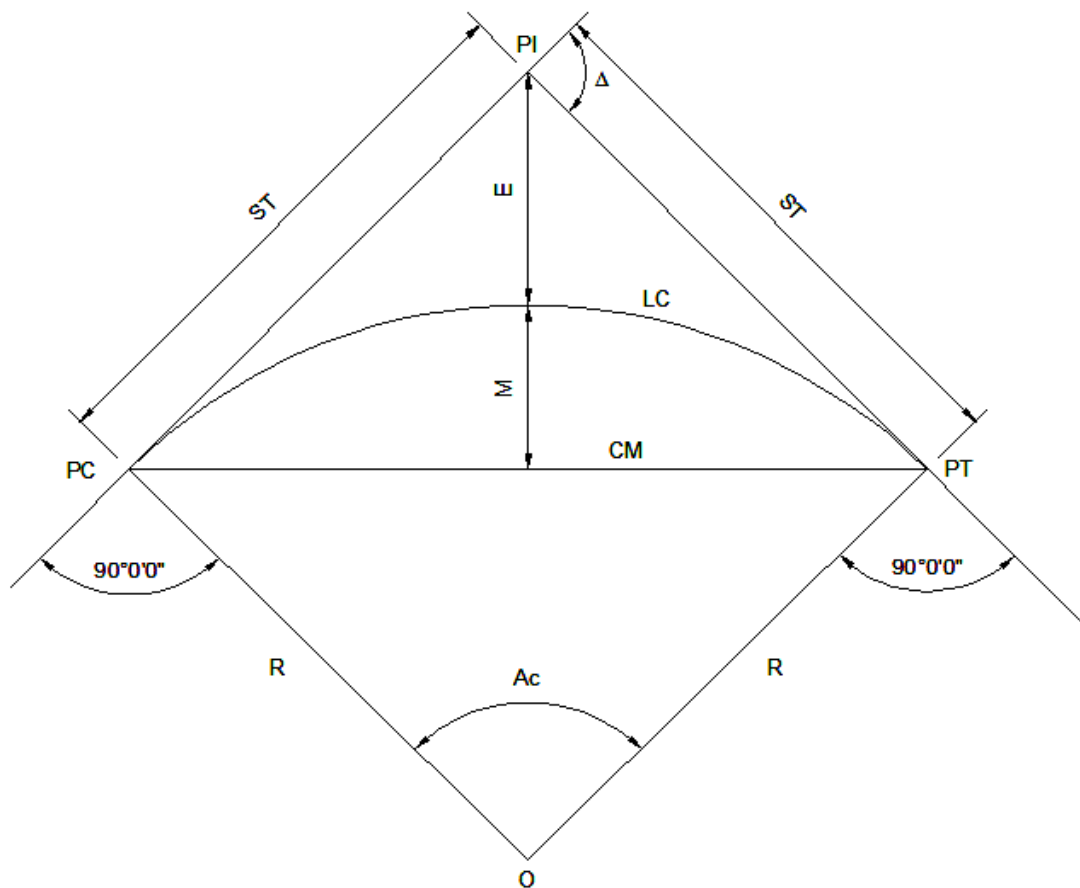
z = Ángulo cenital

3.6. Diseño geométrico de carretera y movimiento de tierras

3.6.1. Cálculo de elementos de curvas horizontales

Se le llama curva circular horizontal, al arco de circunferencia del alineamiento horizontal que une dos tangentes; luego de calcular los puntos de intersección, las distancias y los azimut, se procede al cálculo de las partes de la curva, que estructurarán el trazo de la carretera.

Figura 16. Elementos que componen una curva horizontal



Fuente: Harry, Ochaeta. **Rehabilitación del sistema de agua potable de la aldea Campur y diseño del camino rural de la aldea Sebulbuxhá, San Pedro Carchá, Alta Verapaz.** Pag. 69

Donde:

PC= Punto donde comienza la curva circular

PI= Punto de intersección de la prolongación de las tangentes

PT= Punto en donde termina la curva circular

O= Centro de la curva circular

Δ = Ángulo de deflexión de la tangente

Ac= Ángulo central de la curva circular

G= Grado de curvatura

R= Radio

ST= Subtangente

E= External

Om= Ordenada media

C= Cuerda

CM= Cuerda máxima

LC= Longitud de curva

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

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

Para la deducción de fórmulas se tomará como ejemplo la curva No. 6, del primer tramo de este proyecto.

3.6.1.1. Cálculo de delta (Δ)

Entre dos líneas o azimut existe una diferencia angular, denominada delta (Δ), la forma de establecerlo es mediante la diferencia entre el azimut 2 y el azimut 1. El delta sirve para definir el tipo de curva que se utilizará; mientras mayor sea, se utilizará una curvatura mayor. Los anteriores criterios, se encuentran definidos en el manual de especificaciones de la Dirección General de Caminos.

$$\Delta = \text{Azimut (Est. 6 – Po. 7)} - \text{Azimut (Est. 5 – Po. 6)}$$

$$\Delta = 146^{\circ}31'06'' - 108^{\circ}46'33''$$

$$\Delta = 37^{\circ}44'33''$$

3.6.1.2. Grado de curvatura

Es el ángulo central que subtiende un arco de circunferencia de 20 metros; de esta definición se obtienen las fórmulas de los diferentes elementos de una curva horizontal circular. El grado de curvatura está dado por la expresión:

$$G_c = 1,145.9156 / R$$

Donde:

G_c = Grado de curvatura

R = Radio de la curva

Según el resultado obtenido de delta (Δ) y la característica de la curva No. 6, se adopta un $G_c = 35^{\circ}0'0''$

3.6.1.3. Longitud de curva (LC)

Es la longitud del arco comprendida entre el principio de curva (PC) y el principio de tangente (PT); según gráfica que antecede se define como:

$$L_c = 20 * (\Delta / G^\circ)$$

$$L_c = 20 * (37^\circ 44' 33'' / 35^\circ 00' 00'')$$

$$L_c = 21.57 \text{ m}$$

3.6.1.4. Subtangente (ST)

Es la distancia entre el principio de curva (PC) y el punto de intersección (PI), o entre el PI y el PC; en curvas circulares simples forman un ángulo de 90° con el radio.

$$ST = R * \tan (\Delta / 2)$$

$$ST = 32.75 * \tan (37^\circ 44' 33'' / 2)$$

$$ST = 11.19 \text{ m}$$

3.6.1.5. Cuerda máxima (Cmáx)

Es la distancia en línea recta desde el principio de curva (PC) al principio de tangencia (PT).

$$C \text{ max} = 2 * R * \text{sen} (\Delta / 2)$$

$$C \text{ max} = 2 * 32.75 * \text{sen} (37^\circ 44' 33'' / 2)$$

$$C \text{ max} = 21.19 \text{ m}$$

3.6.1.6. External (E)

Es la distancia desde el punto de intersección (PI) al punto medio de la curva.

$$E = R * \sec [(\Delta / 2) - 1]$$

$$E = 32.75 * \sec [(37^{\circ}44'33'' / 2) - 1]$$

$$E = 1.86 \text{ m}$$

3.6.1.7. Ordenada media (OM)

Es la distancia dentro del punto medio de la curva y el punto medio de la cuerda máxima.

$$OM = R * [1 - \cos (\Delta / 2)]$$

$$OM = 32.75 * [1 - \cos (37^{\circ}44'33'' / 2)]$$

$$OM = 1.76 \text{ m}$$

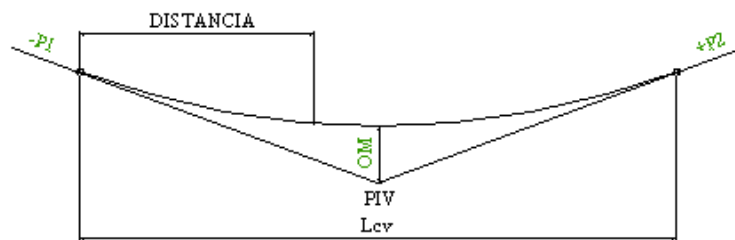
3.6.2. Alineamiento vertical

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

Una curva vertical es aquel elemento del diseño en perfil que permite el enlace de dos tangentes verticales consecutivas, de tal manera que a lo largo de su longitud se efectúa el cambio gradual de la pendiente de la tangente de entrada a la pendiente de la tangente de salida, de forma que facilite una

operación vehicular segura y confortable, que sea de apariencia agradable y que permita un drenaje adecuado. Es por esto que el diseño de curvas verticales es una etapa importante desde la perspectiva de funcionalidad de la carretera.

Figura 17. **Sección de una curva vertical**



Fuente: Augusto, Pérez. **Metodología de actividades para el diseño geométrico de carreteras**. Pag. 59

Donde:

P1 = Principio de curva vertical

+/- P = Pendiente positiva o negativa

P2 = Principio de tangente vertical

PIV = Punto de intersección vertical

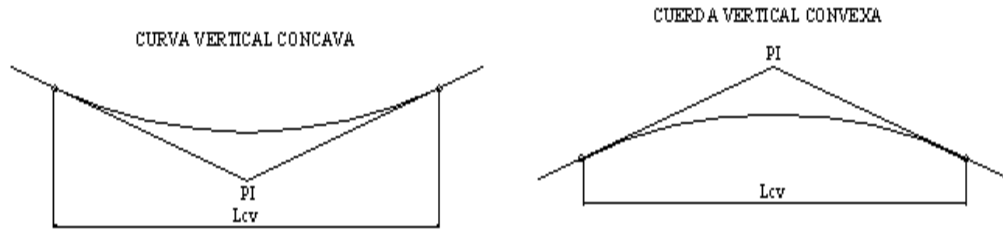
OM = Ordenada media

LCV = Longitud de curva vertical

3.6.2.1. **Diseño de curvas verticales**

Las curvas verticales pueden ser circulares, parabólicas simples, parabólicas cúbicas, etc. En el Departamento de Carreteras de la Dirección General de Caminos se utiliza la parabólica simple, debido a la facilidad de su cálculo y a su gran adaptabilidad a las condiciones necesarias de operación. La curva puede ser cóncava (en columpio) o convexa (en cresta).

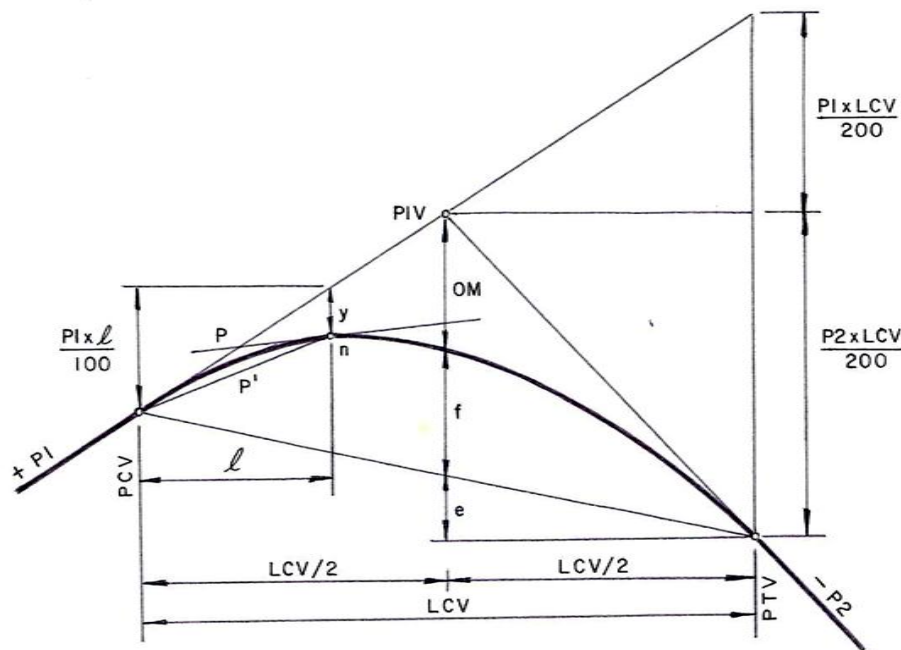
Figura 18. Tipos de curvas verticales



Fuente: Augusto, Pérez. **Metodología de actividades para el diseño geométrico de carreteras.** Pag. 53

Las especificaciones de la Dirección General de Caminos tienen tabulados valores para longitudes mínimas de curvas verticales, en función de la velocidad de diseño. Contando con el perfil del terreno al momento del diseño, se consideraron las longitudes mínimas permisibles de curvas verticales, así como las longitudes y pendientes de cada segmento del camino.

Figura 19. Elementos que componen una curva vertical



Fuente: Harry, Ochaeta. **Rehabilitación del sistema de agua potable de la aldea Campur y diseño del camino rural de la aldea Sebulbuxhá, San Pedro Carcha, Alta Verapaz.** Pag. 75

Donde:

PCV = Principio de la curva vertical

PIV = Punto de intersección de las tangentes verticales

PTV = Final de la curva vertical

n = Punto cualquiera sobre la curva vertical

P1 = Pendiente de la tangente de entrada en %

P2 = Pendiente de la tangente de salida en %

P = Pendiente en un punto cualquiera de la curva en %

P' = Pendiente de una cuerda a un punto cualquiera en %

LCV = Longitud de curva vertical

OM = Ordenada media

f = Flecha

ℓ = Longitud de curva a un punto cualquiera sobre la curva

y = Desviación respecto a la tangente en un punto cualquiera

Las longitudes mínimas de curvas verticales se calculan mediante la siguiente fórmula:

$$L_{cv} = K * A$$

Donde:

K = Constante que depende de la velocidad de diseño

A = Diferencia algebraica de pendientes

Los valores de K se enumeran en la tabla siguiente:

Tabla XVI. Valores de K según el tipo de curva y la velocidad de diseño

Velocidad de diseño (Km/hr)	Cóncava (Valores de K)	Convexa (Valores de K)
10	1	0
20	2	1
30	4	2
40	6	4
50	9	7
60	12	12
70	17	19
80	23	29
90	29	43
100	36	60

Fuente: Augusto, Pérez. **Metodología de actividades para el diseño geométrico de carreteras**. Pag. 53

Ejemplo de diseño de una curva vertical del tramo 2:

Datos:

PIV = 0+210 m

Elevación = 976.00 m

% Pendiente de entrada = -10.48

% Pendiente de salida = 8.24

Cálculo:

$$A = -10.48 - (8.24)$$

$$A = -18.72$$

$$A = 18.72$$

$$K = 2$$

$$L_{cv} = 2 * 18.72$$

$$L_{cv} = 37.44 \text{ m}$$

3.6.3. Cálculo de subrasante

La subrasante es la línea proyectada sobre el perfil longitudinal del terreno que define las cotas de corte o relleno que conformarán las pendientes del terreno, a lo largo de su trayectoria. La subrasante queda debajo de la base y capa de rodadura en proyectos de asfaltos y debajo del balasto en proyectos de terracería.

La subrasante es la que define el volumen del movimiento de tierras, el que a su vez se convierte en el renglón más caro en la ejecución, por lo que la subrasante es el elemento que más determina el costo de la obra. Por esta razón, un buen criterio para diseñar es obtener la subrasante más económica. El proceso de selección de rasante es por medio de tanteos, reduciéndose el número de estos únicamente con la experiencia del diseñador. Es necesario apuntar que el relleno es mucho más caro que el corte, por lo que hay que tomar en cuenta tal situación para definir el óptimo diseño.

Para efectuar el diseño de la subrasante se debe contar con la siguiente información:

- Haber definido el ancho de la carretera (la sección típica)
- Conocer el alineamiento horizontal del tramo
- Tener el perfil longitudinal del tramo
- Conocer las secciones transversales, las especificaciones necesarias y los datos de la clase de terreno;
- Haber determinado puntos obligados; de preferencia, el diseñador deberá haber realizado una inspección en el lugar del tramo que va a diseñar, para tener un mayor número de controles.

Se tomó en cuenta que el movimiento de tierra fuera balanceado, para que el costo del camino no fuera muy significativo; también la pendiente máxima permitida para un camino tipo rural.

3.6.4. Cálculo de áreas de secciones transversales

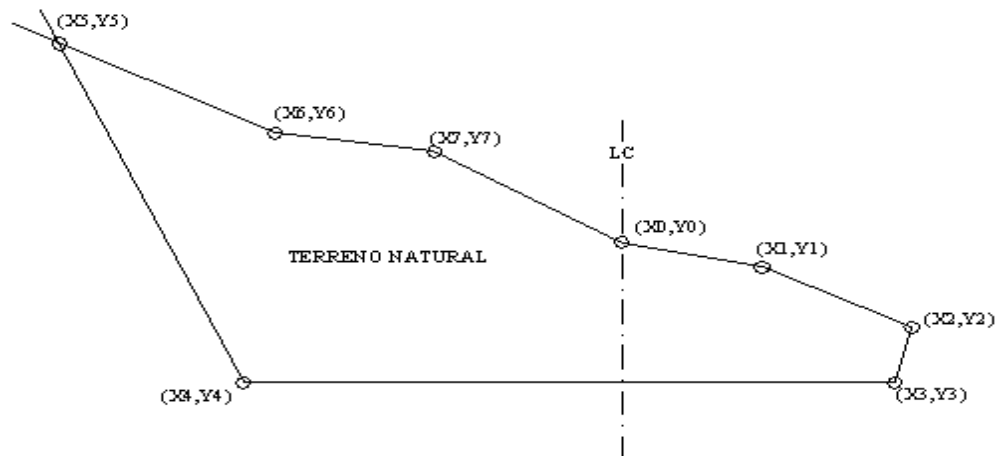
Para el cálculo de las áreas se deben tener dibujadas las secciones transversales de la línea de localización, en estaciones a cada 20 metros y sobreponerle la sección típica que fue seleccionada con sus taludes que delimitan las áreas de corte y relleno.

El procedimiento más común es el gráfico, permitiendo medir las áreas, por medio de un planímetro graduado. Para la medición de las secciones, estas deben estar dibujadas en papel milimetrado.

Otro procedimiento es a través de las coordenadas que delimitan a la sección de corte y relleno, establecidas por determinantes. Este procedimiento es el método analítico, por lo que se asignan coordenadas totales considerando los vértices del polígono de la sección transversal; teniendo identificados todos los vértices del polígono, se aplica el método de determinantes para encontrar el área, utilizando la siguiente fórmula:

$$\text{Área} = [\Sigma(X_n * Y_{n+1}) - \Sigma(Y_n * X_{n+1})] / 2$$

Figura 20. **Sección del terreno natural**



Fuente: Augusto, Pérez. **Metodología de actividades para el diseño geométrico de carreteras**. Pag. 64

3.6.5. Cálculo de volúmenes de movimiento de tierras

El cálculo se realiza entre estaciones, regularmente cada 20 metros, si las dos secciones donde se desea obtener el volumen, se encuentran en corte o en relleno, es posible hacerlo con el volumen de un prisma irregular, que es el resultado de la semisuma de las áreas externas por la distancia entre las estaciones.

$$V = [(A1 + A2) / 2] * d$$

Donde:

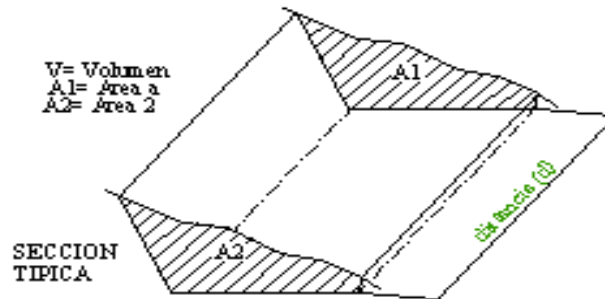
V = Volumen (corte o relleno)

A1 = Área estación 1

A2 = Área estación 2

d = Distancia entre estaciones (20 m)

Figura 21. Prisma irregular



Fuente: Augusto, Pérez. **Metodología de actividades para el diseño geométrico de carreteras**. Pag. 65

Cuando las secciones a tratar contemplan áreas de corte y relleno deben de calcularse las distancias de paso, que corresponden al punto donde el área de la sección cambia de corte a relleno o viceversa.

Para determinar la distancia de paso, se realiza una relación de triángulos, con la distancia entre estaciones, los cortes y los rellenos.

$$(C + R) / D = R / D_1$$

Despejando D_1 queda:

$$D_1 = (R * D) / (C + R)$$

3.6.6. Cálculo de sobreanchos

Cuando un vehículo circula en curvas del alineamiento horizontal, ocupa un ancho mayor que cuando circula sobre una tangente y el conductor experimenta cierta dificultad para mantener su vehículo en el centro del carril por lo que se hace necesario proporcionar un ancho adicional a la corona respecto del ancho en tangente.

Este ancho adicional se conoce como sobreancho y para caminos de dos carriles, se tomaron en cuenta los siguientes anchos:

- El ancho definido por la distancia entre huellas externas (u) de dos vehículos que circulan por la curva;
- La distancia lateral (c) entre los vehículos y entre estos y la orilla de la calzada;
- El sobreancho (fa) debido a la proyección del vuelo delantero del vehículo que circula por el lado interior de la curva;
- Ancho adicional (z) que toma en cuenta la dificultad de maniobra en la curva.

En el presente proyecto se consideró de mucha importancia calcular los sobreanchos en las curvas presentadas, ya que debido a lo angosto de los carriles, y pendientes pronunciadas, es útil contemplar un espacio adicional de maniobra vehicular. Para este proyecto se contempló el paso de vehículos tipo pick up.

Las fórmulas utilizadas para los cálculos de sobreanchos se presentan a continuación:

$$A = ac - a$$

$$ac = 2U + 2C + Fa$$

$$U = EV + R + (R^2 - DE^2)^{1/2}$$

$$Fa = \{[R^2 - Vd * (2 * DE + Vd)]\}^{1/2} - R$$

Donde:

A: Ampliación en curva

ac: Ancho de calzada en curva

a: Ancho de calzada en tangente

Vt: Vuelo trasero

V: Vuelo delantero

DE : Distancia entre ejes (delantero y trasero)

EV: Entrevía (en este caso igual al ancho total del vehículo)

C: Distancia libre entre vehículos

U: Distancia entre huellas externas

R: Radio de curva

Fa: Proyección del vuelo delantero

SA: Sobreancho

SAU: Sobreancho último (Ajustado según derecho de paso, y características de la curva)

Tabla XVII. **Cálculos de sobreanchos del tramo 1**

	EV	R	DE	Vd	U	C	Fa	ac	a	SA	SAU
Curva 1	1.8	17.63	3	1	2.06	0.45	0.20	2.70	4.50	1.80	1.80
Curva 2	1.8	47.75	3	1	1.89	0.45	0.07	2.42	4.50	2.08	0.60
Curva 3	1.8	20.1	3	1	2.03	0.45	0.17	2.65	4.50	1.85	1.30
Curva 4	1.8	9.17	3	1	2.30	0.45	0.37	3.13	4.50	1.37	2.80
Curva 5	1.8	33.7	3	1	1.93	0.45	0.10	2.49	4.50	2.01	2.00
Curva 6	1.8	32.74	3	1	1.94	0.45	0.11	2.49	4.50	2.01	1.60
Curva 7	1.8	26.04	3	1	1.97	0.45	0.13	2.56	4.50	1.94	1.90
Curva 8	1.8	22.92	3	1	2.00	0.45	0.15	2.60	4.50	1.90	1.90
Curva 9	1.8	45.84	3	1	1.90	0.45	0.08	2.42	4.50	2.08	1.40
Curva 10	1.8	20.1	3	1	2.03	0.45	0.17	2.65	4.50	1.85	1.40
Curva 11	1.8	30.16	3	1	1.95	0.45	0.12	2.52	4.50	1.98	0.60
Curva 12	1.8	17.63	3	1	2.06	0.45	0.20	2.70	4.50	1.80	1.40
Curva 13	1.8	20.83	3	1	2.02	0.45	0.17	2.63	4.50	1.87	1.90
Curva 14	1.8	35.81	3	1	1.93	0.45	0.10	2.47	4.50	2.03	1.30
Curva 15	1.8	32.74	3	1	1.94	0.45	0.11	2.49	4.50	2.01	1.70
Curva 16	1.8	24.91	3	1	1.98	0.45	0.14	2.57	4.50	1.93	1.40

Continuación de Tabla XVII. **Cálculos de sobreebanos del tramo 1**

Curva 17	1.8	45.84	3	1	1.90	0.45	0.08	2.42	4.50	2.08	0.70
Curva 18	1.8	54.57	3	1	1.88	0.45	0.06	2.40	4.50	2.10	0.60
Curva 19	1.8	20.1	3	1	2.03	0.45	0.17	2.65	4.50	1.85	1.30
Curva 20	1.8	26.04	3	1	1.97	0.45	0.13	2.56	4.50	1.94	1.90
Curva 21	1.8	28.65	3	1	1.96	0.45	0.12	2.53	4.50	1.97	2.00
Curva 22	1.8	35.81	3	1	1.93	0.45	0.10	2.47	4.50	2.03	1.20
Curva 23	1.8	17.63	3	1	2.06	0.45	0.20	2.70	4.50	1.80	1.80
Curva 24	1.8	36.97	3	1	1.92	0.45	0.09	2.47	4.50	2.03	1.20
Curva 25	1.8	30.97	3	1	1.95	0.45	0.11	2.51	4.50	1.99	0.80

Fuente: Elaboración propia

Tabla XVIII. **Cálculos de sobreebanos del tramo 2**

EV	R	DE	Vd	U	C	Fa	ac	a	SA	SAU	
Curva 1	1.8	17.63	3	1	2.06	0.45	0.20	2.70	4.50	1.80	2.00
Curva 2	1.8	60.31	3	1	1.87	0.45	0.06	2.38	4.50	2.12	2.00
Curva 3	1.8	9.17	3	1	2.30	0.45	0.37	3.13	4.50	1.37	2.80
Curva 4	1.8	16.37	3	1	2.08	0.45	0.21	2.74	4.50	1.76	0.60
Curva 5	1.8	49.82	3	1	1.89	0.45	0.07	2.41	4.50	2.09	0.00
Curva 6	1.8	45.84	3	1	1.90	0.45	0.08	2.42	4.50	2.08	2.10
Curva 7	1.8	30.16	3	1	1.95	0.45	0.12	2.52	4.50	1.98	2.00
Curva 8	1.8	16.37	3	1	2.08	0.45	0.21	2.74	4.50	1.76	3.60
Curva 9	1.8	6.25	3	1	2.57	0.45	0.54	3.55	4.50	0.95	1.00
Curva 10	1.8	13.48	3	1	2.14	0.45	0.26	2.85	4.50	1.65	1.70
Curva 11	1.8	30.97	3	1	1.95	0.45	0.11	2.51	4.50	1.99	0.30
Curva 12	1.8	81.85	3	1	1.85	0.45	0.04	2.35	4.50	2.15	0.70
Curva 13	1.8	45.84	3	1	1.90	0.45	0.08	2.42	4.50	2.08	1.00
Curva 14	1.8	16.14	3	1	2.08	0.45	0.22	2.75	4.50	1.75	1.20
Curva 15	1.8	20.1	3	1	2.03	0.45	0.17	2.65	4.50	1.85	0.00
Curva 16	1.8	16.37	3	1	2.08	0.45	0.21	2.74	4.50	1.76	1.20

Fuente: Elaboración propia

3.6.7. Drenaje

Su función es la evacuación del agua o la humedad que en cualquier forma pueda perjudicar a la carretera. Cuando el agua perjudica la carretera, se encarece el costo de construcción o el mantenimiento a la misma, y hasta se puede llegar a paralizar el tránsito. El estudio del drenaje no sólo debe realizarse para el cruce de ríos y riachuelos, sino que para cualquier obra de drenaje por pequeña que sea, ya que de este diseño depende en gran parte la vida de la carretera.

3.6.7.1. Drenaje pluvial

Se conoce con este nombre al sistema de drenaje que conduce el agua de lluvia a lugares donde se organiza su aprovechamiento. Para que un camino tenga buen drenaje, debe evitarse que el agua circule en cantidades grandes por el mismo, destruyendo los pavimentos y formando baches; así también evitar que se estanque en las cunetas y reblandezca la terracería, lo que provocaría pérdida de estabilidad.

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

- Transversal (tuberías, bóvedas, puentes, badenes, etc.)
- Longitudinal (cunetas y contracunetas)
- Subdrenaje

La profundidad mínima para instalar la tubería debe ser tal, que el espesor del relleno evite el daño a los conductos, ocasionado por las cargas vivas y de impacto, debiendo respetar las profundidades mínimas establecidas.

Esta profundidad se mide a partir de la superficie de la subrasante, hasta la parte superior del tubo; para este diseño se determinó una profundidad de 1.20 metros, debido a la carga que transportarán los vehículos.

3.6.7.2. Cunetas

Son zanjas o canales abiertos que se construyen a ambos lados y paralelamente a la carretera con el fin de drenar el agua de lluvia que escurre desde la parte central de esta, y sobre las áreas de taludes. Cuando las cunetas pasan de corte a relleno, se prolongan a lo largo del pie del relleno; dejando un espacio entre dicho pie y el borde de la cuneta, para evitar que se moje el relleno y origine asentamientos.

Las cunetas deben protegerse de la erosión en pendientes fuertes (arriba de un 10%) cuando su longitud sea mayor de 50 metros, por medio de una fosa de laminación o una alcantarilla de alivio, estructuras escalonadas (disipadores de energía) o recubrimiento total de la sección; debido a que mientras más largas sean, más agua llevarán, por lo que se erosionarán más y resultaría antieconómica la conservación.

Para este proyecto se consideró utilizar cunetas revestidas a ambos lados del camino, debido a la fuerte pendiente que este presenta, evitando así dañar la capa de balasto. En total se construyeron 2,207 metros lineales de cunetas revestidas.

3.6.7.3. Contracunetas

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

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

3.6.7.4. Corrientes naturales

En las corrientes naturales se determina el nivel máximo de flujo para la creciente de diseño y se compara con el nivel a cauce lleno. Cuando este último resulta inferior que el de la creciente, se presentan desbordamientos, los cuales afectarán una zona inundable adyacente, cuya amplitud debe determinarse.

La capacidad del cauce puede ampliarse mediante la ejecución de dragados. Para garantizar la estabilidad de las secciones de flujo se diseñan obras de encauzamiento y de protección de márgenes. En cada diseño particular se debe tener en cuenta tanto la magnitud de la carga de sedimentos que transporta la corriente natural, como los efectos que las obras pueden causar aguas arriba y abajo de su localización.

3.6.7.5. Drenaje transversal

El objetivo del drenaje transversal es dar paso rápido al agua que no pueda desviarse de otra forma y tenga que cruzar de un lado a otro del camino.

En estas obras de drenaje transversal están comprendidos los puentes y las alcantarillas.

En cuanto a las alcantarillas, es recomendable construirlas cada 200 metros máximo, y necesariamente en las curvas verticales cóncavas, utilizando

diámetros de 30" como mínimo. En el proyecto se tomó en cuenta este parámetro, así como los criterios observados en campo debido a factores físicos, donde se determinó colocar drenajes transversales a menos de 200 m. y utilizar tuberías de 36" de diámetro en la estación cuatro del tramo 1 y estación nueve del tramo 2.

Como obras de protección pueden citarse: muros, revestimientos, desarenadores y disipadores de energía. A las tuberías se les construirán muros cabezales en la entrada y salida, tragantes en la entrada, cuando se trate de alcantarillas que servirán para aliviar cunetas o de corrientes muy pequeñas.

Cuando se trate de corrientes cuya área de descarga no pase de 2 metros cuadrados, se les construirán muros cabezales y en lugar de tragante de entrada se instalarán aletones rectos, a 45° o en "L".

En la descarga del cabezal de salida se colocará piedra bola, como disipador de energía del agua, evitando así la erosión en el suelo, debido a la fuerza generada por la altura desde donde sale.

El colchón mínimo para la protección de la tubería, deberá ser de 1.20 metros para que la carga viva se considere uniformemente distribuida. Este parámetro fue considerado debido al desplazamiento de vehículos de carga.

3.7. Ensayos de laboratorio de suelos

Los procedimientos de ensayo se hacen para la clasificación general de los suelos para el control de la construcción y para determinar la resistencia del suelo.

Las pruebas que se practican a los suelos en el laboratorio tienen como finalidad descubrir la mejor manera de manejarlos para obtener los mejores resultados y qué tan buenos pueden ser estos.

Un buen programa de estudio de suelos deberá abarcar:

- Toma de muestras de materiales representativos
- Realización de los ensayos respectivos
- Proveer los datos obtenidos para el proyecto

Las pruebas en el laboratorio realizadas a las muestras fueron:

- Ensayo del peso unitario suelto
- Análisis granulométrico
- Ensayo de Límites de Atterberg
- Ensayo de compactación
- Ensayo de Razón Soporte California (C.B.R.)
- Chequeo de compactación en el campo

Los resultados del análisis de suelos, realizado en el Laboratorio de Suelos de la Facultad de Ingeniería, demuestran que el material localizado dentro del Sector Los Par, es recomendable para utilizarlo como material de balasto.

El material que se prevé utilizar para la capa de rodadura “Banco de Materiales” se localiza a 1 km. del inicio del proyecto, tal material es utilizado actualmente, para el mantenimiento de los caminos cercanos. Los resultados de los ensayos de suelo se ilustran en el apéndice K.

A continuación se da una breve descripción de cada uno de los ensayos realizados para comprender su finalidad.

Los ensayos generales, se usan para identificar suelos de modo que puedan ser descritos y clasificados, adecuadamente. Estos ensayos son: ensayo del peso específico, análisis granulométrico y ensayos de consistencia.

Los ensayos para inspección o control, se usan para asegurar que los suelos se compacten, adecuadamente, durante la construcción, de modo que se cumplan las condiciones impuestas en el proyecto, éstos son: ensayo del contenido de humedad, determinación del peso unitario o densidad y ensayo de compactación para el contenido de humedad.

Los ensayos de resistencia se usan para determinar la capacidad de carga de los suelos y son adecuados para usarlos en la construcción; el más importante es el California Bearing Ratio, C.B.R.

➤ Ensayo del peso unitario suelto

Peso unitario húmedo o densidad húmeda, es el peso por metro cúbico o bien por centímetro cúbico del material “in situ” incluyendo el agua que contiene. Este ensayo se usa para controlar la compactación de terraplenes y capas base.

➤ Ensayo de contenido de humedad

La humedad o contenido de agua de una muestra de suelo, es la relación del peso del agua contenida en la muestra, al peso de la muestra ya seca, expresada como tanto por ciento.

➤ Análisis granulométrico

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

➤ Límites de Atterberg

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

➤ Límite líquido (L.L.)

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

El límite líquido es una medida de la resistencia al corte del suelo a un determinado contenido de humedad. Las investigaciones muestran que el límite líquido aumenta a medida que el tamaño de los granos o partículas presentes en el suelo disminuyen.

➤ Límite plástico (L.P.)

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

➤ Índice de plasticidad (I.P.)

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

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

➤ Ensayo de compactación o Proctor modificado

Compactación es todo proceso por medio del cual, se aumenta el peso volumétrico de un material. La densidad que se puede obtener de un suelo por medio de un método de compactación dado, depende de su contenido de humedad. El contenido que da el más alto peso unitario en seco (densidad), se llama “contenido óptimo de humedad” para aquel método de compactación. En general, esta humedad es menor que la del límite plástico y decrece al aumentar la compactación.

➤ Ensayo de Razón Soporte California (C.B.R.)

El valor relativo de soporte de un suelo, es un índice de su resistencia al esfuerzo cortante, en condiciones determinadas de compactación y humedad, se expresa en porcentaje de la carga requerida, para producir la misma penetración, en una muestra estándar de piedra triturada. Para este ensayo es necesario conocer la humedad óptima y la humedad actual del suelo, para así, poder determinar la cantidad de agua que se añadirá a la muestra de suelo.

3.8. Planos y detalles

Los planos realizados contienen todos los detalles de la planta y del perfil del terreno. Se detallan las longitudes de tangentes, el kilometraje de cada principio de tangente y principio de curva; en el perfil se especifica la velocidad de diseño de la carretera, los diferentes niveles de cada punto, cambios de pendientes y los datos de las curvas verticales.

Tabla XIX. **Planos constructivos del proyecto del camino rural**

CONTENIDO (PLANOS CONSTRUCTIVOS)	No. de hoja	
	General	Específico
Planta general del proyecto	1/8	1/1
Planta – Perfil Tramo 1	2/8	1/3
Planta – Perfil Tramo 1	3/8	2/3
Planta – Perfil Tramo 2	4/8	3/3
Detalle de secciones transversales Tramo 1	5/8	1/2
Detalle de secciones transversales Tramo 2	6/8	2/2
Detalle de cunetas	7/8	1/1
Detalle de cajas y cabezales de alcantarilla	8/8	1/1

Fuente: Elaboración propia

3.9. Cuantificación de materiales

Para la cuantificación de los materiales se tomaron en cuenta los planos que fueron elaborados mediante los parámetros de diseño para caminos rurales tipo "H" de la dirección general de caminos:

- Superficie de rodadura: 4.00 metros
- Bombeo lateral de 3% mínimo y 5% máximo
- Cunetas de 0.50 metros de ancho y 0.25 m. de profundidad
- Pendiente máxima: 21%
- Pendiente mínima: 0.60%
- Tránsito: no mayor de 20 vehículos por día
- Velocidad de diseño: 20 kilómetros por hora
- Cunetas naturales: 1,499 metros lineales
- Cunetas revestidas: 2,207 metros lineales
- Longitud total del estudio topográfico: 1.853 kilómetros
- Longitud total de diseño: 1.853 kilómetros

3.10. Presupuesto

La integración del presupuesto es una base importante para cualquier proyecto de ingeniería, deben estimarse las cantidades de materiales y de trabajos que conlleva la realización del proyecto, obteniendo los costos del mismo para poder obtener el precio final de la ejecución.

A continuación se presenta el resumen general del presupuesto.

Tabla XX. Resumen general presupuesto diseño del camino rural

No.	Descripción	Cantidad	Unidad	Precio Unitario (Q.)	Costo total (Q)
1	Trabajos preliminares	1	Global	32,055.17	32,055.17
2	Movimiento de tierra - Corte	6,675.00	metro ³	16.16	107,860.10
3	Movimiento de tierra - Relleno	1,445.00	metro ³	39.02	56,380.07
4	Estabilización de la subrasante	8,339.72	metro ²	6.36	53,019.00
5	Capa de balasto	999.44	metro ³	116.71	116,641.95
6	Drenaje transversal - tubería 30"	60	ml	1,742.42	104,545.18
7	Drenaje transversal - tubería 36"	10	ml	1,814.67	18,146.71
8	Caja receptora de agua	14	Unidad	1,830.90	25,632.59
9	Cabezal de salida de alcantarilla	14	Unidad	1,642.01	22,988.09
10	Construcción de cuneta revestida	1,103.27	metro ²	149.85	165,328.55
11	Construcción de empedrado	3,330.00	metro ²	77.31	257,449.41
COSTO TOTAL DEL PROYECTO (Tramo 1 + Tramo 2)					960,046.84
Costo total / Km					518,104.07

Fuente: Elaboración propia

3.11. Medidas de mitigación de impacto ambiental

➤ Limpieza y desmonte

- Impacto: en la limpieza y eliminación de la vegetación y otro tipo de material dentro del derecho de vía de la carretera, área de campamentos y posibles bancos de material. El impacto podrá darse debido al escurrimiento del agua superficial arrastrando el material eliminado;

- Medida de mitigación: El material vegetal se ubicará en áreas planas, que no exista posibilidad de arrastre debido al escurrimiento del agua superficial; este constituye materia orgánica al sufrir descomposición, lo que favorece al suelo. Otro tipo de material aparte de la vegetación, debe ubicarse en áreas seleccionadas como botaderos.

➤ Manejo y disposición final de desechos sólidos

- Impacto: los desechos sólidos no deberán de arrojarse en áreas con pendientes debido que pueden llegar a los cuerpos de agua superficial y evitar la erosión del suelo y sedimentación en los cuerpos de agua;
- Medida de mitigación: la vegetación y materia orgánica, así como otros desechos sólidos, deben transportarse hacia los sitios de botaderos propuestos, como las áreas de explotación de los bancos. Las áreas deben recomfortarse con suelo fértil mezclado con materia orgánica y luego reforestar con especies como gravileas o especies de la zona de rápido crecimiento. Para los desechos sólidos que se generen de los campamentos y talleres como llantas, baterías, filtros, chatarra y cualquier otro desperdicio sólido, enterrarlo en un sitio del taller.

➤ Manejo y disposición final de desechos líquidos

- Impacto: los desechos líquidos, aceites, grasas, hidrocarburos, etc. pueden contaminar la fuente de agua si no se llevan a cabo las acciones que se proponen;

- Medida de mitigación: los aceites deberán de recolectarse en toneles y utilizarse en el curado de madera y en formaletas; el sobrante puede transportarse para su reciclaje. El líquido electrolítico de las baterías debe depositarse en recipientes plásticos para reutilizarlo en otras baterías.

- Mantenimiento correctivo y preventivo

- Impacto: consiste en la limpieza del derecho de vía, recuperación del balasto que se ha perdido y limpieza de alcantarillas, el cual puede generar impactos al agua del drenaje superficial si los desechos sólidos y líquidos no son manejados adecuadamente;

- Medida de mitigación: los desechos sólidos deben depositarse fuera del derecho de vía de la ruta en las áreas recomendadas como botaderos.

- Ambiente sonoro en el establecimiento y funcionamiento de campamentos

- Impacto: depende de la ubicación del campamento, puede afectar el sistema auditivo de la población. Se recomienda que las áreas propuestas se ubiquen alejadas de comunidades cercanas;

- Medida de mitigación: toda la maquinaria debe estar en buen estado además de contar con silenciadores que aminoren el ruido y no sobrepasar las normas establecidas, en cuanto a que no se debe superar los 65 decibeles de sonoridad; además, el personal que labora debe usar orejeras de cono completo o tapones para los oídos.

➤ Acarreo de material

- Impacto: el acarreo de material de los bancos así como de cortes y rellenos, afecta directamente a las poblaciones adyacentes a la ruta;
- Medida de mitigación:; que la circulación del tránsito que acarreará el o los materiales la haga en horario durante el día, de preferencia de las 8 de la mañana a las 5 de la tarde, y, la flota vehicular debe estar en buen estado y con el mantenimiento adecuado.

➤ Suelo (limpieza y desmonte)

- Impacto: el desmonte del área de derecho de vía deja expuesto a la erosión laminar en canales y hasta cárcavas, lo cual induce a realizar otras actividades para protección del suelo que resultarían elevando el costo de la obra;
- Medida de mitigación: que la materia orgánica como gramíneas y herbáceas sean depositados en el derecho de vía de la ruta, para favorecer su descomposición y ayudar indirectamente a la regeneración de otras especies y no esté expuesto el suelo a la erosión; así también se deben dejar las especies de arbustos y herbáceas que ayuden al sostenimiento y estabilidad del suelo.

➤ Establecimiento y funcionamiento de campamentos

- Impacto: con esta actividad ocurren cambios en el uso del suelo debido a la eliminación de la vegetación y la nivelación del terreno, lo cual viene a cambiar su geomorfología original.
- Medida de mitigación: eliminar todos los desechos sólidos del suelo y luego reconfortarlo agregando una capa de suelo fértil, de preferencia aquella que fue eliminada al inicio mezclándolo con materia orgánica. Reforestar el área con especies de árboles de preferencia gravilea, o en su defecto las que sean comunes en el área y se encuentren en los viveros cercanos; si esto no fuera posible, el suelo deberá sembrarse con gramíneas.

CONCLUSIONES

1. La ejecución del estudio del proyecto de captación y conducción de agua para el sistema de agua potable del casco urbano de Sololá, pretende beneficiar actualmente a 22,500 habitantes, y aproximadamente a 59,000 al final del período de diseño, que es de 21 años.
2. La construcción del proyecto de captación y conducción de agua para el sistema de agua potable del casco urbano de Sololá, tendrá un costo total de Q. 11,489,096.94, según presupuesto elaborado de acuerdo con el diseño.
3. La construcción del proyecto del diseño del camino rural, beneficiará con un acceso adecuado y cómodo a 35 familias, el cual tendrá un costo total de Q. 960,046.84.
4. Según la evaluación de impacto ambiental, la construcción de ambos proyectos no es perjudicial, ya que no ocasiona daños relevantes al entorno natural.

RECOMENDACIONES

1. Promover proyectos de reforestación del área cercana a la fuente de captación, favoreciendo la infiltración de agua, para evitar la erosión y disminución de los caudales de la fuente superficial en época seca.
2. Por tratarse de una fuente superficial, tomar parámetros de calidad del agua en el punto de captación, por lo menos tres veces por año, y realizar monitoreos aguas arriba para verificar que no exista contaminación provocada por actividades humanas.
3. Una vez ejecutado el proyecto del camino rural, debe organizarse un comité de limpieza, para limpiar por lo menos cada tres meses las cunetas y drenajes.
4. Verificar que los proyectos sean construidos de acuerdo con las especificaciones técnicas y detalles constructivos proyectados en planos y memorias de cálculo, presentados en este documento.
5. Comprobar y establecer que ambos proyectos tengan el correcto funcionamiento de acuerdo con los requisitos de operación y mantenimiento presentados anteriormente.

BIBLIOGRAFÍA

1. AGUILAR RUIZ, Pedro. "Apuntes sobre el curso de Ingeniería Sanitaria 1". Trabajo de Graduación Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2007.
2. ALVARADO HERNÁNDEZ, Fredy Adolfo. "Contrafuertes a tensión para muros de contención". Trabajo de Graduación Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1995.
3. ARAGÓN MATAMOROS, Lester Adalid. "Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad y bombeo, para el caserío Xeabaj II, aldea Chiquisis, y por gravedad, para la aldea Tzamjuyub del municipio de Santa Catarina Ixtahuacán, departamento de Sololá". Trabajo de Graduación Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2008.
4. CABRERA CORTÉS, José Ricardo. "Investigación respecto de puentes colgantes recomendables en el área rural, Diseño y construcción de un puente colgante de 35 m. de luz en el caserío Chichalum Chiantla". Trabajo de Graduación Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1994.
5. DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS, MINISTERIO DE COMUNICACIONES, INFRAESTRUCTURA Y VIVIENDA. *Especificaciones Generales para Construcción de Carreteras y Puentes*. Guatemala, 2001.
6. INSTITUTO DE FOMENTO MUNICIPAL Y UNIDAD EJECUTORA DEL PROGRAMA DE ACUEDUCTOS RURALES. *Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales*. Guatemala: INFOM, 1997.
7. LÓPEZ CUALLA, Ricardo Alfredo. *Diseño de acueductos y alcantarillados*. 2a ed. Colombia: Alfa Omega, 2000. 390 p.

8. OCHAETA GALINDO, Harry Efraín. “Rehabilitación del sistema de agua potable de la aldea Campur y Diseño del camino rural de la aldea Sebulbuxá, San Pedro Carchá, Alta Verapaz”. Trabajo de Graduación Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2008.
9. PARKER, HARRY y AMBROSE JAMES. *Diseño simplificado de concreto reforzado*. 3a ed. México: Limusa Wiley, 2008. 349 p.
10. PÉREZ MÉNDEZ, Augusto René. “Metodología de actividades para el diseño geométrico de carreteras”. Trabajo de graduación Ing. Civil, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1989.
11. ZAMORA JOLÓN, Severo Constantino. “Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable y edificación escolar para la comunidad Santo Domingo Peña Blanca, Siquinalá, Escuintla”. Trabajo de Graduación Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2007.

APÉNDICE A

RESULTADOS DE ANÁLISIS DE CALIDAD DEL AGUA EN EL PUNTO DE CAPTACIÓN DEL RÍO QUISCAB



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



Nº 004090

O.T. No. 24 709		ANALISIS FISICO QUIMICO SANITARIO		INF. No. 23 524
INTERESADO:	RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS (carné No. 2002 12477)	PROYECTO:	EPS "Diseño de captación y conducción de agua del río Quiscab para el casco urbano de Sololá"	
RECOLECTADA POR:	Interesado	DEPENDENCIA:	FACULTAD DE INGENIERIA/USAC	
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	María Tecún, Argueta	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2009-02-24; 08 h 40 min.	
FUENTE:	Río Quiscab	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.:	2009-02-24; 12 h 20 min.	
MUNICIPIO:	Sololá	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:	Con refrigeración	
DEPARTAMENTO:	Sololá			

RESULTADOS					
1. ASPECTO:	Claro	4. OLOR:	Inodora	7. TEMPERATURA: (En el momento de recolección)	-- °C
2. COLOR:	08,00 Unidades	5. SABOR:	-----	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	130,00 µmhos/cm
3. TURBIEDAD:	02,11 UNT	6. potencial de Hidrógeno (pH):	07,50 unidades		
SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,12	6. CLORUROS (Cl ⁻)	10,00	11. SOLIDOS TOTALES	88,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,004	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,16	12. SOLIDOS VOLÁTILES	15,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	05,72	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	07,00	13. SOLIDOS FIJOS	73,00
4. CLORO RESIDUAL	--	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,17	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	03,00
5. MANGANESO (Mn)	00,023	10. DUREZA TOTAL	66,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	69,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L		
00,00	00,00	50,00	50,00		

OTRAS DETERMINACIONES _____

OBSERVACIONES: Desde el punto de vista de la calidad física y química el agua cumple con la norma. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A. - W.E.F. 21TH EDITION 2 005, NORMA COGUANOR NGO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2009-03-25

Vo.Bo.

Inga. **Tejma Maricela Cano Morales**
DIRECTORA CII/USAC



Zerlony Much Santos
Ing. Químico Cel. No. 420
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
Jefe Técnico Laboratorio





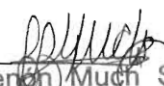
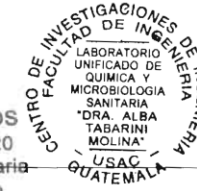
FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>



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



Nº 004091

EXAMEN BACTERIOLOGICO			
O.T. No. 24 709		INF. No.A-300 542	
INTERESADO	<u>RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS (carné No. 2002 12477)</u>	PROYECTO:	<u>EPS "Diseño de captación y conducción de agua del río Quiscab para el casco urbano de Sololá"</u>
MUESTRA RECOLECTADA POR	<u>interesado</u>	DEPENDENCIA:	<u>FACULTAD DE INGENIERÍA -USAC</u>
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>María Tecún, Argueta</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2009-02-24; 08 h 40 min.</u>
FUENTE:	<u>Río Quiscab</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	<u>2009-02-24; 12 h 20 Min</u>
MUNICIPIO:	<u>Sololá</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	<u>Con refrigeración</u>
DEPARTAMENTO:	<u>Sololá</u>		
SABOR:	<u>-----</u>	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN	<u>Lig. cantidad</u>
ASPECTO:	<u>Claro</u>	COLOR RESIDUAL	<u>-----</u>
OLOR:	<u>Inodora</u>		
INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI - AEROGENES)			
		PRUEBA CONFIRMATIVA	
PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACIÓN DE GAS - 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00 cm ³	+++++	+++++	+++++
01,00 cm ³	+++++	+++++	+++++
00,10 cm ³	+++++	+++++	+++++
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm ³		≥ 16 x 10 ²	≥ 16 x 10 ²
<p>TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - W.E.F. 21TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.</p> <p>OBSERVACIONES: Bacteriológicamente el agua se enmarca en la CLASIFICACIÓN I. Calidad bacteriológica que no exige más que un simple tratamiento de desinfección. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua. Guatemala, 2009 -03-25</p>			
<p>Vo.Bo.</p> <p style="text-align: center;"> Inga. Telma Maricela Cano Morales DIRECTORA CII/USAC</p>		<p style="text-align: center;"> Zenón Much Santos Ing. Químico Col. No. 420 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria Jefe Técnico Laboratorio</p>	
<p>FACULTAD DE INGENIERIA -USAC Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12 Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993 Página web: http://cii.usac.edu.gt</p>			

APÉNDICE B

RESULTADOS DE ANÁLISIS DE CALIDAD DEL AGUA DE LAS ACTUALES FUENTES DE ABASTECIMIENTO



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



Nº 004127

O.T. No. 25 067		ANALISIS FISICO QUIMICO SANITARIO		INF. No. 23 664	
INTERESADO:	RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS (Carné 200 212 477)	PROYECTO:	"Diseño de captación y conducción del agua de río Quitsab para el casco urbano de Sololá"		
RECOLECTADA POR:	Interesado	DEPENDENCIA:	FACULTAD DE INGENIERIA/USAC		
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	Cabecera departamental	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2009-05-06; 10 h 50 min.		
FUENTE:	Nacimiento El Porvenir	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.:	2009-05-06; 16 h 10 min.		
MUNICIPIO:	Sololá	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:	Con refrigeración		
DEPARTAMENTO:	Sololá				

RESULTADOS					
1. ASPECTO:	Claro	4 OLOR:	Inodora	7. TEMPERATURA: (En el momento de recolección)	- - °C
2. COLOR:	01,00 Unidades	5. SABOR:	-----	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	116,00 µmhos/cm
3. TURBIEDAD:	00,33 UNT	6.potencial de Hidrógeno (pH) :	06,90 unidades		
SUSTANCIAS		mg/L	SUSTANCIAS		mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,12	6. CLORUROS (Cl ⁻)	05,00	11. SOLIDOS TOTALES	77,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,00	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,21	12. SOLIDOS VOLÁTILES	13,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	05,28	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	03,00	13. SOLIDOS FIJOS	64,00
4. CLORO RESIDUAL	--	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,02	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	01,20
5. MANGANESO (Mn)	00,010	10. DUREZA TOTAL	46,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	61,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS mg/L		CARBONATOS mg/L		BICARBONATOS mg/L	
00,00		00,00		56,00	
				ALCALINIDAD TOTAL mg/L	
				56,00	

OTRAS DETERMINACIONES _____

OBSERVACIONES: Desde el punto de vista de la calidad física y química el agua cumple con la norma. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A. - W.E.F. 21TH EDITION 2 005. NORMA COGUANOR NGO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2009-05-26

Vo.Bo.
Inga. Telma Matucela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Zenobio Vucelja Santos
Ing. Químico C. No. 420
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
Jefe Técnico Laboratorio





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



Nº 004131

EXAMEN BACTERIOLOGICO

O.T. No. 25 067 INF. No.A-304 200

INTERESADO	<u>RUDY MANOLO MONROY H. (carné 200 212 477)</u>	PROYECTO:	<u>"Diseño de captación y cond. del agua de río Quiscab para el casco urbano de Sololá"</u>
MUESTRA RECOLECTADA POR	<u>Interesado</u>	DEPENDENCIA:	<u>FACULTAD DE INGENIERÍA-USAC</u>
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>Cabecera departamental</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2009-05-06; 10 h 50 min.</u>
FUENTE:	<u>Nacimiento El Porvenir</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	<u>2009-05-06; 16 h 10 Min</u>
MUNICIPIO:	<u>Sololá</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	<u>Con refrigeración</u>
DEPARTAMENTO:	<u>Sololá</u>	SABOR:	<u>-----</u>
SABOR:	<u>-----</u>	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN	<u>No hay</u>
ASPECTO:	<u>Claro</u>	COLOR RESIDUAL	<u>-----</u>
OLOR:	<u>Inodora</u>		

INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI – AEROGENES)

PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACIÓN DE GAS – 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00 cm ³	+++++	+++++	+++++
01,00 cm ³	+++++	+++++	++++-
00,10 cm ³	+++++	+++++	++++-
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm ³		$> 16 \times 10^2$	350

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. – W.E.F. 21TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.

OBSERVACIONES: Bacteriológicamente el agua se enmarca en la CLASIFICACIÓN I. Calidad bacteriológica que exige más que un simple tratamiento de desinfección. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua, Guatemala, 2009 -05-26

<p>Vo.Bo.</p> <p align="center"> Inga. Telma Maricela Cano Morales DIRECTORA CII/USAC</p>	 <p>DIRECCION</p>	<p align="center"> Zelmira Guzmán Santos Ing. Químico Col. No. 420 M. Sc. en Ingeniería Sanitaria Jefe Técnico Laboratorio</p>
---	-----------------------------	---





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



Nº 004126

O.T. No. 25 067		ANALISIS FISICO QUIMICO SANITARIO		INF. No. 23 663
INTERESADO:	RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS (Carné 200 212 477)	PROYECTO:	"Diseño de captación y conducción del agua de río Quisab para el casco urbano de Sololá"	
RECOLECTADA POR:	Interesado	DEPENDENCIA:	FACULTAD DE INGENIERIA/USAC	
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	Cabecera departamental	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2009-05-06; 10 h 20 min.	
FUENTE:	Nacimiento Los Orozco	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.:	2009-05-06; 16 h 10 min.	
MUNICIPIO:	Sololá	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:	Con refrigeración	
DEPARTAMENTO:	Sololá			

RESULTADOS					
1. ASPECTO:	Claro	4. OLOR:	Inodora	7. TEMPERATURA: (En el momento de recolección)	- ° C
2. COLOR:	01.00 Unidades	5. SABOR:	-----	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	100,00 µmhos/cm
3. TURBIEDAD:	00,32 UNT	6.potencial de Hidrógeno (pH) :	07,20 unidades		
	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS
1. AMONIACO (NH ₃)	00,16	6. CLORUROS (Cl)	06,00	11. SOLIDOS TOTALES	71,00
2. NITRITOS (NO ₂)	00,00	7. FLUORUROS (F)	00,25	12. SOLIDOS VOLÁTILES	11,00
3. NITRATOS (NO ₃)	03,96	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	34,00	13. SOLIDOS FIJOS	60,00
4. CLORO RESIDUAL	--	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,02	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	01,60
5. MANGANESO (Mn)	00,099	10. DUREZA TOTAL	56,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	53,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
	HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L	
	00,00	00,00	50,00	50,00	

OTRAS DETERMINACIONES _____

OBSERVACIONES: Desde el punto de vista de la calidad física y química el agua cumple con la norma. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A.- W.E.F. 21TH EDITION 2 005, NORMA COGUANOR NGO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2009-05-26

Vo.Bo.
Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



[Signature]
Zelma Patricia Molinos
Ing. Químico Col. No. 420
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
Jefe Técnico Laboratorio





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



Nº 004130

EXAMEN BACTERIOLOGICO

O.T. No. 25 067 INF. No.A-304 199

INTERESADO	RUDY MANOLO MONROY H. (carné 200 212 477)	PROYECTO:	"Diseño de captación y cond. del agua de río Quiscab para el casco urbano de Sololá"
MUESTRA RECOLECTADA POR	Interesado	DEPENDENCIA:	FACULTAD DE INGENIERIA-USAC
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	Cabecera departamental	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2009-05-06; 10 h 20 min.
FUENTE:	Nacimiento Los Orosco	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	2009-05-06; 16 h 10 Min
MUNICIPIO:	Sololá	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	Con refrigeración
DEPARTAMENTO:	Sololá		
SABOR:	-----	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN	No hay
ASPECTO:	Claro	COLOR RESIDUAL	-----
OLOR:	Inodora		

INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI - AEROGENES)

PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACIÓN DE GAS - 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00 cm ³	+++++	+++++	+++--
01,00 cm ³	+++++	++++-	++---
00,10 cm ³	+++++	++++-	-----
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMESES COLIFORMES/100cm ³		280	14

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - W.E.F. 21TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.

OBSERVACIONES: Bacteriológicamente el agua se enmarca en la CLASIFICACIÓN I. Calidad bacteriológica que exige más que un simple tratamiento de desinfección. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua Guatemala, 2009 -05-26

Vo.Bo. **Inga. Telma Maricela Cano Morales**
DIRECTORA CII/USAC

Zenon Mucel Santos
Ing. Químico Col. No. 420
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
Jefe Técnico Laboratorio



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



Nº 004128

O.T. No. 25 067		ANALISIS FISICO QUIMICO SANITARIO		INF. No. 23 665	
INTERESADO:	RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS (Carné 200 212 477)	PROYECTO:	"Diseño de captación y conducción del agua de río Quiseab para el casco urbano de Sololá"		
RECOLECTADA POR:	Interesado	DEPENDENCIA:	FACULTAD DE INGENIERIA/USAC		
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	Cabecera departamental	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2009-05-06; 11 h 15 min.		
FUENTE:	Pozo Xolbe	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.:	2009-05-06; 16 h 10 min.		
MUNICIPIO:	Sololá	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:	Con refrigeración		
DEPARTAMENTO:	Sololá				

RESULTADOS					
1. ASPECTO:	Claro	4. OLOR:	Inodora	7. TEMPERATURA: (En el momento de recolección)	- ° C
2. COLOR:	01,00 Unidades	5. SABOR:	-----	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	144,00 µmhos/cm
3. TURBIEDAD:	00,22 UNT	6.potencial de Hidrógeno (pH):	06,80 unidades		
SUSTANCIAS		SUSTANCIAS		SUSTANCIAS	
	mg/L		mg/L		mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,21	6. CLORUROS (Cl ⁻)	05,00	11. SOLIDOS TOTALES	90,00
2. NITRITOS (NO ₂)	00,00	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,55	12. SOLIDOS VOLÁTILES	09,00
3. NITRATOS (NO ₃)	04,62	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	03,00	13. SOLIDOS FIJOS	81,00
4. CLORO RESIDUAL	--	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,02	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	01,40
5. MANGANESO (Mn)	00,007	10. DUREZA TOTAL	62,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	76,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
	HIDROXIDOS mg/L		CARBONATOS mg/L		BICARBONATOS mg/L
	00,00		00,00		68,00
					ALCALINIDAD TOTAL mg/L
					68,00

OTRAS DETERMINACIONES _____

OBSERVACIONES: Desde el punto de vista de la calidad física y química el agua cumple con la norma. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A.- W.E.F. 21TH EDITION 2 005, NORMA COGUANOR NGO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2009-05-26

Vo.Bo.
Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CIIUSAC



[Signature]
Zenia Pacheco Santos
Ing. Químico Col. No. 420
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
Jefe Técnico Laboratorio



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



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



Nº 004132

EXAMEN BACTERIOLOGICO

O.T. No. 25 067

INF. No.A-304 201

INTERESADO	<u>RUDY MANOLO MONROY H. (carné 200 212 477)</u>	PROYECTO:	<u>"Diseño de captación y cond. del agua de río Quiscab para el casco urbano de Sololá"</u>
MUESTRA RECOLECTADA POR	<u>Interesado</u>	DEPENDENCIA:	<u>FACULTAD DE INGENIERÍA-USAC</u>
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>Cabecera departamental</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2009-05-06; 11 h 15 min.</u>
FUENTE:	<u>Pozo Xolbe</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	<u>2009-05-06; 16 h 10 Min</u>
MUNICIPIO:	<u>Sololá</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	<u>Con refrigeración</u>
DEPARTAMENTO:	<u>Sololá</u>	SABOR:	<u>-----</u>
SABOR:	<u>-----</u>	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN	<u>No hay</u>
ASPECTO:	<u>Claro</u>	COLOR RESIDUAL	<u>-----</u>
OLOR:	<u>Inodora</u>		


INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI - AEROGENES)

PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACIÓN DE GAS - 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00 cm ³	-----	Innecesaria	Innecesaria
01,00 cm ³	-----	Innecesaria	Innecesaria
00,10 cm ³	-----	Innecesaria	Innecesaria
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm ³		< 2	< 2


TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - W.E.F. 21TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.

OBSERVACIONES: Bacteriológicamente el agua se enmarca en la CLASIFICACIÓN I. Calidad bacteriológica que exige más que un simple tratamiento de desinfección. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de aguas, Guatemala, 2009 -05-26

Vo.Bo.


Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC




Zenaida María Santos
Ing. Químico Cel. No. 420
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
Jefe Técnico Laboratorio





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



Nº 004125

O.T. No. 25 067

ANALISIS FISICO QUIMICO SANITARIO

INF. No. 23 662

INTERESADO:	RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS (Carné 200 212 477)	PROYECTO:	"Diseño de captación y conducción del agua de río Quisab para el casco urbano de Sololá"
RECOLECTADA POR:	Interesado	DEPENDENCIA:	FACULTAD DE INGENIERIA/USAC
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	Cabecera departamental	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2009-05-06; 10 h 03 min.
FUENTE:	Pozo El Porvenir	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.:	2009-05-06; 16 h 10 min.
MUNICIPIO:	Sololá	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:	Con refrigeración
DEPARTAMENTO:	Sololá		

RESULTADOS

1. ASPECTO:	Claro	4. OLOR:	Inodora	7. TEMPERATURA: (En el momento de recolección)	- °C
2. COLOR:	02,00 Unidades	5. SABOR:	-----	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	237,00 µmhos/cm
3. TURBIEDAD:	01,62 UNT	6.potencial de Hidrógeno (pH):	07,00 unidades		

SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L
1. AMONIACO (NH ₃)	00,21	6. CLORUROS (Cl ⁻)	08,00	11. SOLIDOS TOTALES	137,00
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻)	00,00	7. FLUORUROS (F ⁻)	00,35	12. SOLIDOS VOLÁTILES	08,00
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻)	01,76	8. SULFATOS (SO ₄ ²⁻)	13,00	13. SOLIDOS FIJOS	129,00
4. CLORO RESIDUAL	--	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,40	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN	02,00
5. MANGANESO (Mn)	00,006	10. DUREZA TOTAL	60,00	15. SOLIDOS DISUELTOS	126,00

ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)

HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L
00,00	00,00	80,00	80,00

OTRAS DETERMINACIONES _____

OBSERVACIONES: Desde el punto de vista de la calidad física y química el agua cumple con la norma. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A. - W.E.F. 21TH EDITION 2 005, NORMA COGUANOR NGO 4 010 (SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 (AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2009-05-26

Vo.Bo.
Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



[Signature]
Zenon Muñoz Santos
Ing. Químico Col. No. 420
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
Jefe Técnico Laboratorio





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



Nº 004129

EXAMEN BACTERIOLOGICO

O.T. No. 25 067 INF. No.A-304 198

INTERESADO	<u>RUDY MANOLO MONROY H. (carné 200 212 477)</u>	PROYECTO:	<u>"Diseño de captación y cond. del agua de río Quiscab para el casco urbano de Sololá"</u>
MUESTRA RECOLECTADA POR	<u>Interesado</u>	DEPENDENCIA:	<u>FACULTAD DE INGENIERÍA-USAC</u>
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>Cabecera departamental</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2009-05-06; 10 h 03 min.</u>
FUENTE:	<u>Pozo El Porvenir</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	<u>2009-05-06; 16 h 10 Min</u>
MUNICIPIO:	<u>Sololá</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	<u>Con refrigeración</u>
DEPARTAMENTO:	<u>Sololá</u>	SABOR:	<u>-----</u>
		SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN	<u>No hay</u>
ASPECTO:	<u>Claro</u>	COLOR RESIDUAL	<u>-----</u>
OLOR:	<u>Inodora</u>		

INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI – AEROGENES)

PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACIÓN DE GAS – 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00 cm ³	-----	Innecesaria	Innecesaria
01,00 cm ³	-----	Innecesaria	Innecesaria
00,10 cm ³	-----	Innecesaria	Innecesaria
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMESES COLIFORMES/100cm ³		< 2	< 2

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. – W.E.F. 21TH NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.

OBSERVACIONES: Bacteriológicamente el agua se enmarca en la CLASIFICACIÓN I. Calidad bacteriológica que exige más que un simple tratamiento de desinfección. Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para fuentes de agua Guatemala, 2009 -05-26

Vo.Bo. **Inga. Telma Maricela Cano Morales**
DIRECTORA CII/USAC

Zenon Yucá Santos
Ing. Químico Col. No. 420
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria
Jefe Técnico Laboratorio

APÉNDICE C

AFORO DE LA FUENTE PROPUESTA EN EL PUNTO DE CAPTACIÓN

PROYECTO: Diseño de captación y conducción de agua del río Quiscab para el casco urbano de Sololá.
COMUNIDAD: Punto de captación en la colonia María Tecún, aldea Argueta.
MUNICIPIO: Sololá
DEPARTAMENTO: Sololá

DATOS DE AFOROS

Fuente: Río Quiscab
Hora: 03:35 p.m.
Fecha: 02 de octubre de 2,008
Tipo de aforo: Aforo por flotadores
Ancho de la fuente o Sección transversal: 2.00 m
Sección longitudinal: 4.00 m

Profundidad de sección transversal 1 - (punto localizado a 0.00 m de la sección longitudinal)

Profundidad inicial (m)	Profundidad central (m)	Profundidad final (m)	Profundidad promedio
0.256	0.420	0.270	0.315

Profundidad de sección transversal 2 - (punto localizado a 2.00 m de la sección longitudinal)

Profundidad inicial (m)	Profundidad central (m)	Profundidad final (m)	Profundidad promedio
0.190	0.380	0.220	0.263

Profundidad de sección transversal 3 - (punto localizado a 4.00 m de la sección longitudinal)

Profundidad inicial (m)	Profundidad central (m)	Profundidad final (m)	Profundidad promedio
0.210	0.378	0.240	0.276

Profundidad promedio de secciones (m) 0.285

No. de medición	Tiempo (s)
1	17.5
2	18.6
3	17.7
4	19.1
Tiempo promedio (s)	18.225

DETERMINACIÓN DEL ÁREA

Área promedio = (profundidad promedio de secciones) * (sección transversal)
 Área promedio = 0.570 m²

DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD

Velocidad = sección longitudinal / tiempo promedio
 Velocidad = 0.219 m/s

DETERMINACIÓN DEL CAUDAL

Q = velocidad * área
 Q = 0.125 m³/s
 Q = 125.05 L/s

PROYECTO: **Diseño de captación y conducción de agua del río Quiscab para el casco urbano de Sololá.**
COMUNIDAD: Punto de captación en la colonia María Tecún, aldea Argueta.
MUNICIPIO: Sololá
DEPARTAMENTO: Sololá

DATOS DE AFOROS

Fuente: Río Quiscab
Hora: 11:20 a.m.
Fecha: 12 de diciembre de 2,008
Tipo de aforo: Aforo por flotadores
Ancho de la fuente o Sección transversal: 2.00 m
Sección longitudinal: 4.00 m

Profundidad de sección transversal 1 - (punto localizado a 0.00 m de la sección longitudinal)

Profundidad inicial (m)	Profundidad central (m)	Profundidad final (m)	Profundidad promedio
0.210	0.385	0.230	0.275

Profundidad de sección transversal 2 - (punto localizado a 2.00 m de la sección longitudinal)

Profundidad inicial (m)	Profundidad central (m)	Profundidad final (m)	Profundidad promedio
0.165	0.220	0.170	0.185

Profundidad de sección transversal 3 - (punto localizado a 4.00 m de la sección longitudinal)

Profundidad inicial (m)	Profundidad central (m)	Profundidad final (m)	Profundidad promedio
0.120	0.180	0.215	0.172

Profundidad promedio de secciones (m) 0.211

No. de medición	Tiempo (s)
1	17.2
2	24.3
3	22.3
4	23.5
Tiempo promedio (s)	21.825

DETERMINACIÓN DEL ÁREA

Área promedio = (profundidad promedio de secciones) * (sección transversal)
 Área promedio = 0.421 m²

DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD

Velocidad = sección longitudinal / tiempo promedio
 Velocidad = 0.183 m/s

DETERMINACIÓN DEL CAUDAL

Q = velocidad * área
 Q = 0.077 m³/s
 Q = 77.18 L/s

PROYECTO: Diseño de captación y conducción de agua del río Quiscab para el casco urbano de Sololá.
COMUNIDAD: Punto de captación en la colonia María Tecún, aldea Argueta.
MUNICIPIO: Sololá
DEPARTAMENTO: Sololá

DATOS DE AFOROS

Fuente: Río Quiscab
Hora: 08:45 a.m.
Fecha: 24 de febrero de 2,009
Tipo de aforo: Aforo por flotadores
Ancho de la fuente o Sección transversal: 2.00 m
Sección longitudinal: 3.40 m

Profundidad de sección transversal 1 - (punto localizado a 0.00 m de la sección longitudinal)

Profundidad inicial (m)	Profundidad central (m)	Profundidad final (m)	Profundidad promedio
0.180	0.280	0.280	0.247

Profundidad de sección transversal 2 - (punto localizado a 2.00 m de la sección longitudinal)

Profundidad inicial (m)	Profundidad central (m)	Profundidad final (m)	Profundidad promedio
0.130	0.240	0.190	0.187

Profundidad de sección transversal 3 - (punto localizado a 4.00 m de la sección longitudinal)

Profundidad inicial (m)	Profundidad central (m)	Profundidad final (m)	Profundidad promedio
0.170	0.200	0.210	0.193

Profundidad promedio de secciones (m) 0.209

No. de medición	Tiempo (s)
1	20.9
2	19.9
3	22.1
Tiempo promedio (s)	20.967

DETERMINACIÓN DEL ÁREA

Área promedio = (profundidad promedio de secciones) * (sección transversal)
 Área promedio = 0.418 m²

DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD

Velocidad = sección longitudinal / tiempo promedio
 Velocidad = 0.162 m/s

DETERMINACIÓN DEL CAUDAL

Q = velocidad * área
 Q = 0.068 m³/s
 Q = 67.75 L/s

APÉNDICE D

LIBRETA TOPOGRÁFICA DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA

LIBRETA TOPOGRÁFICA FINAL

**DISÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISCAB PARA EL CASCO URBANO DE SOLOLÁ,
MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ**

EST	PO	AZIMUT	DH (m)	COTA (m)	OBSERVACIONES
0	--	--	--	2,300.00	Cota inicial adoptada
0	0.01	97°13'59"	14.34	2,298.13	
0	0.02	107°52'02"	37.51	2,296.83	
0	0.03	96°52'11"	70.17	2,295.08	
0	1	96°29'37"	91.31	2,294.62	Cota entrada a desarenador
1	2	166°22'38"	49.05	2,290.23	Excavar profundidad necesaria
2	3	120°57'47"	17.44	2,289.05	
3	4	170°51'43"	21.31	2,287.57	
4	5	143°36'59"	10.09	2,286.85	
5	6	123°36'03"	37.80	2,284.23	
6	7	111°23'11"	21.49	2,282.76	
7	8	156°02'48"	16.58	2,281.58	
8	9	262°53'11"	13.00	2,280.73	
9	10	185°24'22"	30.44	2,279.82	
10	11	99°37'14"	23.32	2,279.12	
11	12	122°48'50"	20.26	2,278.54	
12	13	137°51'02"	22.29	2,277.89	
13	14	111°46'59"	23.87	2,277.18	
14	15	62°48'26"	31.63	2,276.26	
15	16	143°40'23"	36.31	2,275.19	
16	17	100°27'35"	28.43	2,274.35	
17	18	133°23'47"	21.88	2,273.71	
18	19	142°10'09"	16.89	2,273.19	
19	20	128°47'42"	23.49	2,272.50	
20	21	142°44'10"	26.23	2,271.74	
21	22	124°02'34"	37.48	2,270.70	Paso de tubería bajo puente
22	23	129°28'06"	45.39	2,269.67	
23	24	101°49'36"	15.14	2,269.31	
24	25	139°59'06"	12.87	2,269.02	
25	26	174°15'00"	20.03	2,268.56	
26	27	215°11'32"	33.04	2,267.80	
27	28	166°30'44"	17.08	2,267.40	
28	29	174°13'39"	17.46	2,266.99	
29	30	110°33'35"	9.45	2,266.78	
30	31	157°00'08"	4.98	2,266.65	
31	32	137°12'03"	52.22	2,265.47	
32	33	213°23'33"	17.51	2,265.07	
33	34	208°56'29"	47.68	2,263.98	
34	35	316°21'15"	22.47	2,263.46	
35	36	231°22'49"	41.86	2,262.50	
36	37	177°02'41"	42.34	2,261.55	
37	38	193°19'06"	17.00	2,261.16	
38	39	177°12'25"	33.82	2,260.38	Caja Rompe-Presión
39	40	247°01'22"	44.62	2,259.48	
40	41	353°11'05"	27.52	2,257.68	
41	42	251°38'41"	28.39	2,255.85	
42	43	153°50'11"	34.08	2,253.65	
43	44	145°27'11"	22.66	2,252.17	
44	45	48°27'51"	7.50	2,251.65	
45	46	139°49'56"	19.44	2,250.33	
46	47	38°10'23"	25.20	2,247.84	
47	48	174°41'06"	64.72	2,246.27	
48	49	273°57'24"	70.21	2,237.81	
49	50	192°46'52"	18.01	2,237.27	
50	51	200°28'07"	40.09	2,236.08	
51	52	215°12'16"	19.96	2,235.49	

EST	PO	AZIMUT	DH (m)	COTA (m)	OBSERVACIONES
52	53	175°12'56"	15.16	2,235.03	
53	54	140°42'34"	80.58	2,232.61	
54	55	213°48'22"	23.53	2,231.89	
55	56	180°39'29"	19.16	2,231.31	
56	57	202°39'48"	41.81	2,232.02	
57	58	201°10'00"	44.73	2,236.53	
58	59	191°19'49"	12.08	2,237.59	
59	60	171°15'06"	21.76	2,239.11	
60	61	139°46'18"	27.56	2,238.61	
61	62	173°54'09"	18.78	2,237.85	
62	63	189°37'10"	33.25	2,236.79	
63	64	280°44'37"	31.03	2,236.30	
64	65	190°55'47"	12.89	2,235.67	
65	66	248°07'27"	32.34	2,235.12	
66	67	206°35'14"	19.73	2,234.29	
67	68	163°26'41"	46.61	2,230.81	
68	69	105°11'26"	61.70	2,228.38	
69	70	96°57'19"	32.92	2,227.23	
70	71	146°31'28"	21.05	2,226.49	
71	72	194°06'14"	27.48	2,225.54	
72	73	191°47'39"	138.22	2,220.72	
73	74	74°52'19"	122.46	2,216.37	
74	75	12°51'36"	51.83	2,214.31	
75	76	128°58'49"	44.41	2,212.24	
76	77	201°12'50"	59.94	2,210.77	
77	78	147°59'04"	43.26	2,208.97	
78	79	83°02'19"	44.95	2,208.36	
79	80	120°13'45"	72.15	2,217.64	
80	81	154°44'51"	33.82	2,212.69	
81	82	145°28'53"	83.92	2,213.73	
82	83	117°11'07"	27.43	2,210.41	
83	84	58°23'53"	27.81	2,207.07	
84	85	144°56'50"	20.13	2,204.83	
85	86	41°15'08"	38.87	2,208.28	
86	87	116°24'46"	21.22	2,207.42	
87	88	150°44'37"	31.40	2,206.19	
88	89	129°28'13"	30.92	2,204.99	
89	90	68°06'21"	36.34	2,203.54	
90	91	82°59'29"	30.68	2,202.41	
91	92	176°13'57"	97.59	2,207.59	
92	93	185°18'22"	97.28	2,202.60	
93	94	71°49'34"	52.06	2,201.67	
94	95	129°17'13"	33.54	2,199.48	
95	96	129°40'35"	65.29	2,197.13	
96	97	174°44'47"	51.55	2,191.71	
97	98	100°32'27"	11.05	2,190.92	
98	99	54°37'20"	25.82	2,189.19	
99	100	18°35'05"	26.51	2,187.45	
100	101	39°29'37"	8.45	2,185.73	
101	102	69°00'04"	39.94	2,184.06	
102	103	121°25'32"	68.97	2,181.44	
103	104	76°00'06"	6.97	2,181.15	
104	105	141°47'00"	42.77	2,179.35	
105	106	105°05'13"	106.64	2,174.88	
106	107	64°28'45"	29.50	2,173.63	
107	108	145°05'28"	16.00	2,172.96	
108	109	119°26'58"	103.94	2,168.15	
109	110	70°41'13"	46.92	2,166.77	
110	111	55°39'57"	24.46	2,165.72	
111	112	157°13'46"	32.80	2,164.32	
112	113	219°58'52"	17.47	2,163.57	
113	114	187°39'17"	46.32	2,161.62	

EST	PO	AZIMUT	DH (m)	COTA (m)	OBSERVACIONES
114	115	181°25'41"	113.16	2,162.85	
115	116	151°34'56"	39.33	2,155.32	
116	117	156°43'31"	60.37	2,152.78	
117	118	107°13'56"	14.77	2,152.13	
118	119	166°47'13"	179.08	2,144.63	
119	120	63°55'18"	56.95	2,142.21	
120	121	141°28'58"	24.11	2,144.73	
121	122	158°59'32"	14.13	2,140.65	
122	123	227°48'37"	33.78	2,144.38	
123	124	90°42'06"	16.49	2,147.45	
124	125	144°43'3"	47.64	2,145.97	
125	126	125°25'02"	13.10	2,144.23	
126	127	103°22'45"	25.11	2,140.89	
127	128	73°39'25"	78.40	2,136.78	
128	129	134°46'45"	62.74	2,133.17	
129	130	177°28'59"	93.62	2,117.96	
130	131	185°54'57"	35.72	2,120.58	Inician pasos aéreos
131	131.01	158°42'47"	11.38	2,111.89	
131	131.02	158°42'02"	30.18	2,113.07	
131	131.03	158°43'00"	36.36	2,121.78	
131	131.04	151°39'06"	46.95	2,120.93	
131	132	144°18'30"	68.92	2,109.49	
132	132.01	309°16'40"	18.41	2,112.86	
132	132.02	149°23'53"	69.98	2,109.70	
132	132.03	149°23'56"	83.70	2,110.43	
132	132.04	149°24'01"	107.20	2,109.68	
132	133	149°23'53"	15.94	2,118.74	Finalizan pasos aéreos
133	134	168°21'26"	92.62	2,120.22	
134	135	149°33'09"	58.79	2,118.91	
135	136	157°37'04"	63.25	2,117.51	
136	137	135°35'16"	36.95	2,116.93	
137	138	66°22'27"	20.76	2,116.45	
138	139	196°55'26"	43.09	2,118.39	
139	140	157°02'09"	34.58	2,120.91	
140	141	151°29'28"	44.68	2,125.05	
141	142	125°23'07"	27.80	2,123.14	
142	143	140°22'33"	57.39	2,124.26	
143	144	157°42'17"	103.85	2,134.67	
144	145	135°30'31"	80.21	2,144.24	
145	146	145°03'54"	123.74	2,146.27	
146	147	79°14'29"	27.54	2,147.06	
147	148	69°31'01"	56.51	2,143.31	
148	149	83°17'22"	65.16	2,139.12	
149	150	166°22'38"	46.34	2,139.83	
150	151	92°19'06"	64.30	2,135.21	
151	152	105°32'45"	39.77	2,137.19	
152	153	97°12'50"	85.32	2,137.84	
153	154	86°34'13"	34.82	2,135.51	
154	155	83°35'15"	47.89	2,139.40	
155	156	110°54'26"	47.19	2,143.33	
156	157	140°26'02"	37.60	2,148.21	
157	158	141°55'43"	67.56	2,152.85	
158	159	129°47'50"	112.29	2,158.38	
159	160	114°35'40"	49.82	2,163.02	
160	161	118°13'17"	85.33	2,162.62	
161	162	81°49'07"	49.73	2,166.73	
162	163	133°37'46"	112.14	2,168.55	
163	164	144°51'22"	65.86	2,172.16	
164	165	139°16'55"	50.58	2,173.46	
165	166	107°49'45"	99.16	2,172.74	
166	166.01	67°20'48"	159.49	2,212.87	
166	166.02	69°01'33"	192.43	2,214.24	Tanque de almacenamiento

APÉNDICE E

RESUMEN DEL DISEÑO HIDRÁULICO

DISEÑO HIDRÁULICO TUBERÍA DE CONDUCCIÓN POR GRAVEDAD

DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISCAB PARA EL CASCO URBANO DE SOLOLÁ,
MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

																CAPTACIÓN		DESARENADOR		CAJA ROMPE-PRESIÓN		
NIVEL ESTÁTICO =																2298.97		2294.62		2260.38		
TRAMO		L Tomada	COTA TERRENO		Diferencia de Cotas	% Incremento	L DISEÑO	Total Tubos	Q Diseño (L/s)	Diámetro Nominal (pulg.)	Diámetro Interno (pulg.)	TIPO DE TUBERÍA	Cte. de Tubería	Perdida Hf (m)	V (m/s)	COTA PIEZOMETRICA		PRESIÓN DINÁMICA		PRESIÓN ESTÁTICA		OBSERVACIONES
E.	P.O.	(m)	INICIAL	FINAL			(m)								(m/s)	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	
DE SALIDA DE CAPTACIÓN A DESARENADOR																NIVEL ESTÁTICO = 2298.97						
0	1	93.15	2298.97	2294.62	4.350	1.001	93.25	16	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.991	1.56	2298.970	2297.979	0.000	3.359	0.000	4.350	CAPTACIÓN A DESARENADOR
DE DESARENADOR A CAJA ROMPE-PRESIÓN																NIVEL ESTÁTICO = 2294.62						
1	2	49.05	2294.62	2,290.23	4.390	1.004	49.25	9	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.524	1.56	2294.620	2294.096	0.000	3.866	0.000	4.390	ENTRADA A DESARENADOR
2	3	17.44	2,290.23	2,289.05	1.180	1.002	17.48	3	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.186	1.56	2294.096	2293.910	3.866	4.860	4.390	5.570	
3	4	21.31	2,289.05	2,287.57	1.480	1.002	21.36	4	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.227	1.56	2293.910	2293.683	4.860	6.113	5.570	7.050	
4	5	10.09	2,287.57	2,286.85	0.720	1.003	10.11	2	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.107	1.56	2293.683	2293.576	6.113	6.726	7.050	7.770	
5	6	37.80	2,286.85	2,284.23	2.620	1.002	37.89	7	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.403	1.56	2293.576	2293.173	6.726	8.943	7.770	10.390	
6	7	21.49	2,284.23	2,282.76	1.470	1.002	21.54	4	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.229	1.56	2293.173	2292.944	8.943	10.184	10.390	11.860	
7	8	16.58	2,282.76	2,281.58	1.180	1.003	16.62	3	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.177	1.56	2292.944	2292.767	10.184	11.187	11.860	13.040	
8	9	13.00	2,281.58	2,280.73	0.850	1.002	13.03	3	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.138	1.56	2292.767	2292.629	11.187	11.899	13.040	13.890	
9	10	30.44	2,280.73	2,279.82	0.910	1.000	30.45	6	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.324	1.56	2292.629	2292.305	11.899	12.485	13.890	14.800	
10	11	23.32	2,279.82	2,279.12	0.700	1.000	23.33	4	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.248	1.56	2292.305	2292.057	12.485	12.937	14.800	15.500	
11	12	20.26	2,279.12	2,278.54	0.580	1.000	20.27	4	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.215	1.56	2292.057	2291.842	12.937	13.302	15.500	16.080	
12	13	22.29	2,278.54	2,277.89	0.650	1.000	22.30	4	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.237	1.56	2291.842	2291.605	13.302	13.715	16.080	16.730	
13	14	23.87	2,277.89	2,277.18	0.710	1.000	23.88	4	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.254	1.56	2291.605	2291.351	13.715	14.171	16.730	17.440	
14	15	31.63	2,277.18	2,276.26	0.920	1.000	31.64	6	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.336	1.56	2291.351	2291.015	14.171	14.755	17.440	18.360	
15	16	36.31	2,276.26	2,275.19	1.070	1.000	36.32	7	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.386	1.56	2291.015	2290.629	14.755	15.439	18.360	19.430	
16	17	28.43	2,275.19	2,274.35	0.840	1.000	28.45	5	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.302	1.56	2290.629	2290.327	15.439	15.977	19.430	20.270	
17	18	21.88	2,274.35	2,273.71	0.640	1.000	21.89	4	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.233	1.56	2290.327	2290.094	15.977	16.384	20.270	20.910	
18	19	16.89	2,273.71	2,273.19	0.520	1.000	16.89	3	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.180	1.56	2290.094	2289.914	16.384	16.724	20.910	21.430	
19	20	23.49	2,273.19	2,272.50	0.690	1.000	23.50	4	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.250	1.56	2289.914	2289.664	16.724	17.164	21.430	22.120	
20	21	26.23	2,272.50	2,271.74	0.760	1.000	26.24	5	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.279	1.56	2289.664	2289.385	17.164	17.645	22.120	22.880	
21	22	37.48	2,271.74	2,270.70	1.040	1.000	37.49	7	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.399	1.56	2289.385	2288.986	17.645	18.286	22.880	23.920	PASO TUBERÍA BAJO PUENTE
22	23	45.39	2,270.70	2,269.67	1.030	1.000	45.40	8	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.483	1.56	2288.986	2288.503	18.286	18.833	23.920	24.950	
23	24	15.14	2,269.67	2,269.31	0.360	1.000	15.14	3	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.161	1.56	2288.503	2288.342	18.833	19.032	24.950	25.310	
24	25	12.87	2,269.31	2,269.02	0.290	1.000	12.87	3	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.137	1.56	2288.342	2288.205	19.032	19.185	25.310	25.600	
25	26	20.03	2,269.02	2,268.56	0.460	1.000	20.04	4	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.213	1.56	2288.205	2287.992	19.185	19.432	25.600	26.060	
26	27	33.04	2,268.56	2,267.80	0.760	1.000	33.05	6	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.351	1.56	2287.992	2287.641	19.432	19.841	26.060	26.820	
27	28	17.08	2,267.80	2,267.40	0.400	1.000	17.09	3	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.182	1.56	2287.641	2287.459	19.841	20.059	26.820	27.220	
28	29	17.46	2,267.40	2,266.99	0.410	1.000	17.46	3	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.186	1.56	2287.459	2287.273	20.059	20.283	27.220	27.630	
29	30	9.45	2,266.99	2,266.78	0.210	1.000	9.45	2	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.100	1.56	2287.273	2287.173	20.283	20.393	27.630	27.840	
30	31	4.98	2,266.78	2,266.65	0.130	1.000	4.98	1	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.053	1.56	2287.173	2287.120	20.393	20.470	27.840	27.970	
31	32	52.22	2,266.65	2,265.47	1.180	1.000	52.24	9	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.555	1.56	2287.120	2286.565	20.470	21.095	27.970	29.150	
32	33	17.51	2,265.47	2,265.07	0.400	1.000	17.51	3	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.186	1.56	2286.565	2286.379	21.095	21.309	29.150	29.550	
33	34	47.68	2,265.07	2,263.98	1.090	1.000	47.70	8	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.507	1.56	2286.379	2285.872	21.309	21.892	29.550	30.640	
34	35	22.47	2,263.98	2,263.46	0.520	1.000	22.48	4	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.239	1.56	2285.872	2285.633	21.892	22.173	30.640	31.160	
35	36	41.86	2,263.46	2,262.50	0.960	1.000	41.87	7	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.445	1.56	2285.633	2285.188	22.173	22.688	31.160	32.120	
36	37	42.34	2,262.50	2,261.55	0.950	1.000	42.35	8	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.450	1.56	2285.188	2284.738	22.688	23.188	32.120	33.070	
37	38	17.00	2,261.55	2,261.16	0.390	1.000	17.00	3	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.181	1.56	2284.738	2284.557	23.188	23.397	33.070	33.460	
38	39	33.82	2,261.16	2,260.38	0.780	1.000	33.83	6	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.360	1.56	2284.557	2284.197	23.397	23.817	33.460	34.240	CAJA ROMPE-PRESIÓN

TRAMO		L	COTA		Diferencia	%	L	Total	Q	Diámetro	Diámetro	TIPO	Cte .	Perdida	V	COTA		PRESIÓN		PRESIÓN		OBSERVACIONES				
E	P.O	Tomada	TERRENO		de	Incremento	DISEÑO	Tubos	Diseño	Nominal	Interno	TUBERIA	de	Hf	(m/s)	PIEZOMETRICA		DINÁMICA		ESTÁTICA						
		(m)	INICIAL	FINAL	Cotas		(m)		(l/s)	(pulg.)	(pulg.)		Tubería	(m)		INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL					
DE CAJA ROMPE-PRESIÓN A TANQUE DE ALMACENAMIENTO																						NIVEL ESTÁTICO = 2260.38				
39	40	44.62	2260.38	2,259.48	0.900	1.000	44.62	8	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.162	1.00	2260.380	2260.218	0.000	0.738	0.000	0.900	CAJA ROMPE-PRESIÓN				
40	41	27.52	2,259.48	2,257.68	1.800	1.002	27.58	5	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.100	1.00	2260.218	2260.118	0.738	2.438	0.900	2.700	INICIA TUBERÍA DIÁMETRO 10"				
41	42	28.39	2,257.68	2,255.85	1.830	1.002	28.45	5	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.103	1.00	2260.118	2260.015	2.438	4.165	2.700	4.530					
42	43	34.08	2,255.85	2,253.65	2.200	1.002	34.15	6	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.124	1.00	2260.015	2259.891	4.165	6.241	4.530	6.730					
43	44	22.66	2,253.65	2,252.17	1.480	1.002	22.71	4	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.083	1.00	2259.891	2259.808	6.241	7.638	6.730	8.210					
44	45	7.50	2,252.17	2,251.65	0.520	1.002	7.52	2	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.027	1.00	2259.808	2259.781	7.638	8.131	8.210	8.730					
45	46	19.44	2,251.65	2,250.33	1.320	1.002	19.49	4	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.071	1.00	2259.781	2259.710	8.131	9.380	8.730	10.050					
46	47	25.20	2,250.33	2,247.84	2.490	1.005	25.32	5	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.092	1.00	2259.710	2259.618	9.380	11.778	10.050	12.540					
47	48	64.72	2,247.84	2,246.27	1.570	1.000	64.74	11	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.235	1.00	2259.618	2259.383	11.778	13.113	12.540	14.110					
48	49	70.21	2,246.27	2,237.81	8.460	1.007	70.72	12	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.257	1.00	2259.383	2259.126	13.113	21.316	14.110	22.570					
49	50	18.01	2,237.81	2,237.27	0.540	1.000	18.02	4	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.065	1.00	2259.126	2259.061	21.316	21.791	22.570	23.110					
50	51	40.09	2,237.27	2,236.08	1.190	1.000	40.11	7	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.146	1.00	2259.061	2258.915	21.791	22.835	23.110	24.300					
51	52	19.96	2,236.08	2,235.49	0.590	1.000	19.97	4	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.073	1.00	2258.915	2258.842	22.835	23.352	24.300	24.890					
52	53	15.16	2,235.49	2,235.03	0.460	1.000	15.16	3	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.055	1.00	2258.842	2258.787	23.352	23.757	24.890	25.350					
53	54	80.58	2,235.03	2,232.61	2.420	1.000	80.62	14	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.293	1.00	2258.787	2258.494	23.757	25.884	25.350	27.770					
54	55	23.53	2,232.61	2,231.89	0.720	1.000	23.54	4	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.086	1.00	2258.494	2258.408	25.884	26.518	27.770	28.490					
55	56	19.16	2,231.89	2,231.31	0.580	1.000	19.17	4	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.070	1.00	2258.408	2258.338	26.518	27.028	28.490	29.070					
56	57	41.81	2,231.31	2,232.02	-0.710	1.000	41.81	7	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.152	1.00	2258.338	2258.186	27.028	26.166	29.070	28.360					
57	58	44.73	2,232.02	2,236.53	-4.510	1.005	44.95	8	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.163	1.00	2258.186	2258.023	26.166	21.493	28.360	23.850					
58	59	12.08	2,236.53	2,237.59	-1.060	1.004	12.12	3	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.044	1.00	2258.023	2257.979	21.493	20.389	23.850	22.790					
59	60	21.76	2,237.59	2,239.11	-1.520	1.002	21.81	4	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.079	1.00	2257.979	2257.900	20.389	18.790	22.790	21.270					
60	61	27.56	2,239.11	2,238.61	0.500	1.000	27.56	5	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.100	1.00	2257.900	2257.800	18.790	19.190	21.270	21.770					
61	62	18.78	2,238.61	2,237.85	0.760	1.001	18.80	4	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.068	1.00	2257.800	2257.732	19.190	19.882	21.770	22.530					
62	63	33.25	2,237.85	2,236.79	1.060	1.001	33.27	6	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.121	1.00	2257.732	2257.611	19.882	20.821	22.530	23.590					
63	64	31.03	2,236.79	2,236.30	0.490	1.000	31.03	6	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.113	1.00	2257.611	2257.498	20.821	21.198	23.590	24.080					
64	65	12.89	2,236.30	2,235.67	0.630	1.001	12.90	3	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.047	1.00	2257.498	2257.451	21.198	21.781	24.080	24.710					
65	66	32.34	2,235.67	2,235.12	0.550	1.000	32.34	6	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.118	1.00	2257.451	2257.333	21.781	22.213	24.710	25.260					
66	67	19.73	2,235.12	2,234.29	0.830	1.001	19.75	4	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.072	1.00	2257.333	2257.261	22.213	22.971	25.260	26.090					
67	68	46.61	2,234.29	2,230.81	3.480	1.003	46.74	8	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.170	1.00	2257.261	2257.091	22.971	26.281	26.090	29.570					
68	69	61.70	2,230.81	2,228.38	2.430	1.001	61.74	11	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.224	1.00	2257.091	2256.867	26.281	28.487	29.570	32.000					
69	70	32.92	2,228.38	2,227.23	1.150	1.001	32.94	6	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.120	1.00	2256.867	2256.747	28.487	29.517	32.000	33.150					
70	71	21.05	2,227.23	2,226.49	0.740	1.001	21.07	4	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.077	1.00	2256.747	2256.670	29.517	30.180	33.150	33.890					
71	72	27.48	2,226.49	2,225.54	0.950	1.001	27.50	5	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.100	1.00	2256.670	2256.570	30.180	31.030	33.890	34.840					
72	73	138.22	2,225.54	2,220.72	4.820	1.001	138.31	24	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.503	1.00	2256.570	2256.067	31.030	35.347	34.840	39.660					
73	74	122.46	2,220.72	2,216.37	4.350	1.001	122.54	21	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.445	1.00	2256.067	2255.622	35.347	39.252	39.660	44.010					
74	75	51.83	2,216.37	2,214.31	2.060	1.001	51.87	9	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.189	1.00	2255.622	2255.433	39.252	41.123	44.010	46.070					
75	76	44.41	2,214.31	2,212.24	2.070	1.001	44.46	8	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.162	1.00	2255.433	2255.271	41.123	43.031	46.070	48.140					
76	77	59.94	2,212.24	2,210.77	1.470	1.000	59.96	10	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.218	1.00	2255.271	2255.053	43.031	44.283	48.140	49.610					
77	78	43.26	2,210.77	2,208.97	1.800	1.001	43.30	8	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.157	1.00	2255.053	2254.896	44.283	45.926	49.610	51.410					
78	79	44.95	2,208.97	2,208.36	0.610	1.000	44.95	8	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.163	1.00	2254.896	2254.733	45.926	46.373	51.410	52.020					
79	80	72.15	2,208.36	2,217.64	-9.280	1.008	72.75	13	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.264	1.00	2254.733	2254.469	46.373	36.829	52.020	42.740					
80	81	33.82	2,217.64	2,212.69	4.950	1.011	34.18	6	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.124	1.00	2254.469	2254.345	36.829	41.655	42.740	47.690					
81	82	83.92	2,212.69	2,213.73	-1.040	1.000	83.93	14	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.305	1.00	2254.345	2254.040	41.655	40.310	47.690	46.650					
82	83	27.43	2,213.73	2,210.41	3.320	1.007	27.63	5	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.100	1.00	2254.040	2253.940	40.310	43.530	46.650	49.970					
83	84	27.81	2,210.41	2,207.07	3.340	1.007	28.01	5	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.102	1.00	2253.940	2253.838	43.530	46.768	49.970	53.310					
84	85	20.13	2,207.07	2,204.83	2.240	1.006	20.25	4	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.074	1.00	2253.838	2253.764	46.768	48.934	53.310	55.550					
85	86	38.87	2,204.83	2,208.28	-3.450	1.004	39.02	7	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.142	1.00	2253.764	2253.622	48.934	45.342	55.550	52.100					
86	87	21.22	2,208.28	2,207.42	0.860	1.001	21.23	4	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.077	1.00	2253.622	2253.545	45.342	46.125	52.100	52.960					
87	88	31.40	2,207.42	2,206.19	1.230	1.001	31.42	6	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.114	1.00	2253.545	2253.431	46.125	47.241	52.960	54.190					

TRAMO		L Tomada	COTA TERRENO		Diferencia de Cotas	% Incremento	L DISEÑO	Total Tubos	Q Diseño (l/s)	Diámetro Nominal (pulg.)	Diámetro Interno (pulg.)	TIPO TUBERIA	Cte. de Tubería	Pérdida Hf (m)	V (m/s)	COTA PIEZOMETRICA		PRESIÓN DINÁMICA		PRESIÓN ESTÁTICA		OBSERVACIONES
E	P.O	(m)	INICIAL	FINAL			(m)									INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	
88	89	30.92	2,206.19	2,204.99	1.200	1.001	30.94	6	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.112	1.00	2253.431	2253.319	47.241	48.329	54.190	55.390	
89	90	36.34	2,204.99	2,203.54	1.450	1.001	36.36	7	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.132	1.00	2253.319	2253.187	48.329	49.647	55.390	56.840	
90	91	30.68	2,203.54	2,202.41	1.130	1.001	30.70	6	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.112	1.00	2253.187	2253.075	49.647	50.665	56.840	57.970	
91	92	97.59	2,202.41	2,207.59	-5.180	1.001	97.72	17	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.355	1.00	2253.075	2252.720	50.665	45.130	57.970	52.790	
92	93	97.28	2,207.59	2,202.60	4.990	1.001	97.40	17	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.354	1.00	2252.720	2252.366	45.130	49.766	52.790	57.780	
93	94	52.06	2,202.60	2,201.67	0.930	1.000	52.06	9	50	10	9.924	PVC. 160psi	140	0.189	1.00	2252.366	2252.177	49.766	50.507	57.780	58.710	
94	95	33.54	2,201.67	2,199.48	2.190	1.002	33.61	6	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.152	1.10	2252.177	2252.025	50.507	52.545	58.710	60.900	INICIA PVC 250 PSI
95	96	65.29	2,199.48	2,197.13	2.350	1.001	65.33	11	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.296	1.10	2252.025	2251.729	52.545	54.599	60.900	63.250	
96	97	51.55	2,197.13	2,191.71	5.420	1.006	51.83	9	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.235	1.10	2251.729	2251.494	54.599	59.784	63.250	68.670	
97	98	11.05	2,191.71	2,190.92	0.790	1.003	11.08	2	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.050	1.10	2251.494	2251.444	59.784	60.524	68.670	69.460	
98	99	25.82	2,190.92	2,189.19	1.730	1.002	25.88	5	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.117	1.10	2251.444	2251.327	60.524	62.137	69.460	71.190	
99	100	26.51	2,189.19	2,187.45	1.740	1.002	26.57	5	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.120	1.10	2251.327	2251.207	62.137	63.757	71.190	72.930	
100	101	8.45	2,187.45	2,185.73	1.720	1.021	8.62	2	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.039	1.10	2251.207	2251.168	63.757	65.438	72.930	74.650	
101	102	39.94	2,185.73	2,184.06	1.670	1.001	39.97	7	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.181	1.10	2251.168	2250.987	65.438	66.927	74.650	76.320	
102	103	68.97	2,184.06	2,181.44	2.620	1.001	69.02	12	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.312	1.10	2250.987	2250.675	66.927	69.235	76.320	78.940	
103	104	6.97	2,181.44	2,181.15	0.290	1.001	6.98	2	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.032	1.10	2250.675	2250.643	69.235	69.493	78.940	79.230	
104	105	42.77	2,181.15	2,179.35	1.800	1.001	42.81	8	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.194	1.10	2250.643	2250.449	69.493	71.099	79.230	81.030	
105	106	106.64	2,179.35	2,174.88	4.470	1.001	106.73	18	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.483	1.10	2250.449	2249.966	71.099	75.086	81.030	85.500	
106	107	29.50	2,174.88	2,173.63	1.250	1.001	29.52	5	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.134	1.10	2249.966	2249.832	75.086	76.202	85.500	86.750	
107	108	16.00	2,173.63	2,172.96	0.670	1.001	16.01	3	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.072	1.10	2249.832	2249.760	76.202	76.800	86.750	87.420	
108	109	103.94	2,172.96	2,168.15	4.810	1.001	104.05	18	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.471	1.10	2249.760	2249.289	76.800	81.139	87.420	92.230	
109	110	46.92	2,168.15	2,166.77	1.380	1.000	46.94	8	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.213	1.10	2249.289	2249.076	81.139	82.306	92.230	93.610	
110	111	24.46	2,166.77	2,165.72	1.050	1.001	24.48	5	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.111	1.10	2249.076	2248.965	82.306	83.245	93.610	94.660	
111	112	32.80	2,165.72	2,164.32	1.400	1.001	32.83	6	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.149	1.10	2248.965	2248.816	83.245	84.496	94.660	96.060	
112	113	17.47	2,164.32	2,163.57	0.750	1.001	17.48	3	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.079	1.10	2248.816	2248.737	84.496	85.167	96.060	96.810	
113	114	46.32	2,163.57	2,161.62	1.950	1.001	46.36	8	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.210	1.10	2248.737	2248.527	85.167	86.907	96.810	98.760	
114	115	113.16	2,161.62	2,162.85	-1.230	1.000	113.17	19	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.512	1.10	2248.527	2248.015	86.907	85.165	98.760	97.530	
115	116	39.33	2,162.85	2,155.32	7.530	1.018	40.04	7	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.181	1.10	2248.015	2247.834	85.165	92.514	97.530	105.060	
116	117	60.37	2,155.32	2,152.78	2.540	1.001	60.43	11	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.274	1.10	2247.834	2247.560	92.514	94.780	105.060	107.600	
117	118	14.77	2,152.78	2,152.13	0.650	1.001	14.78	3	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.067	1.10	2247.560	2247.493	94.780	95.363	107.600	108.250	
118	119	179.08	2,152.13	2,144.63	7.500	1.001	179.23	30	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.811	1.10	2247.493	2246.682	95.363	102.052	108.250	115.750	
119	120	56.95	2,144.63	2,142.21	2.420	1.001	57.00	10	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.258	1.10	2246.682	2246.424	102.052	104.214	115.750	118.170	
120	121	24.11	2,142.21	2,144.73	-2.520	1.005	24.24	5	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.110	1.10	2246.424	2246.314	104.214	101.584	118.170	115.650	
121	122	14.13	2,144.73	2,140.65	4.080	1.041	14.71	3	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.067	1.10	2246.314	2246.247	101.584	105.597	115.650	119.730	
122	123	33.78	2,140.65	2,144.38	-3.730	1.006	33.98	6	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.154	1.10	2246.247	2246.093	105.597	101.713	119.730	116.000	
123	124	16.49	2,144.38	2,147.45	-3.070	1.017	16.78	3	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.076	1.10	2246.093	2246.017	101.713	98.567	116.000	112.930	
124	125	47.64	2,147.45	2,145.97	1.480	1.000	47.66	8	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.216	1.10	2246.017	2245.801	98.567	99.831	112.930	114.410	
125	126	13.10	2,145.97	2,144.23	1.740	1.009	13.21	3	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.060	1.10	2245.801	2245.741	99.831	101.511	114.410	116.150	
126	127	25.11	2,144.23	2,140.89	3.340	1.009	25.33	5	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.115	1.10	2245.741	2245.626	101.511	104.736	116.150	119.490	
127	128	78.40	2,140.89	2,136.78	4.110	1.001	78.51	14	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.355	1.10	2245.626	2245.271	104.736	108.491	119.490	123.600	
128	129	62.74	2,136.78	2,133.17	3.610	1.002	62.85	11	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.285	1.10	2245.271	2244.986	108.491	111.816	123.600	127.210	
129	130	93.62	2,133.17	2,117.96	15.210	1.013	94.84	16	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.429	1.10	2244.986	2244.557	111.816	126.597	127.210	142.420	
130	131	35.72	2,117.96	2,120.58	-2.620	1.003	35.82	6	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.162	1.10	2244.557	2244.395	126.597	123.815	142.420	139.800	
131	131.03	36.36	2,120.58	2,121.78	-1.200	1.001	36.38	7	50	10	9.75	H. NEGRO	100	0.269	1.04	2244.395	2244.126	123.815	122.346	139.800	138.600	INICIAN PASOS AÉREOS
131.03	131.04	11.74	2,121.78	2,120.93	0.850	1.003	11.77	2	50	10	9.75	H. NEGRO	100	0.087	1.04	2244.126	2244.039	122.346	123.109	138.600	139.450	
131.04	133	138.14	2,120.93	2,118.74	2.190	1.000	138.16	24	50	10	9.75	H. NEGRO	100	1.020	1.04	2244.039	2243.019	123.109	124.279	139.450	141.640	FINALIZAN PASOS AÉREOS
133	134	92.62	2,118.74	2,120.22	-1.480	1.000	92.63	16	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.419	1.10	2243.019	2242.600	124.279	122.380	141.640	140.160	
134	135	58.79	2,120.22	2,118.91	1.310	1.000	58.80	10	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.266	1.10	2242.600	2242.334	122.380	123.424	140.160	141.470	
135	136	63.25	2,118.91	2,117.51	1.400	1.000	63.26	11	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.286	1.10	2242.334	2242.048	123.424	124.538	141.470	142.870	

TRAMO		L Tomada	COTA TERRENO		Diferencia de Cotas	% Incremento	L DISEÑO	Total Tubos	Q Diseño (l/s)	Diámetro Nominal (pulg.)	Diámetro Interno (pulg.)	TIPO TUBERIA	Cte. de Tubería	Perdida Hf (m)	V (m/s)	COTA PIEZOMETRICA		PRESIÓN DINÁMICA		PRESIÓN ESTÁTICA		OBSERVACIONES
E	P.O	(m)	INICIAL	FINAL			(m)									INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	
136	137	36.95	2,117.51	2,116.93	0.580	1.000	36.96	7	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.167	1.10	2242.048	2241.881	124.538	124.951	142.870	143.450	
137	138	20.76	2,116.93	2,116.45	0.480	1.000	20.76	4	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.094	1.10	2241.881	2241.787	124.951	125.337	143.450	143.930	
138	139	43.09	2,116.45	2,118.39	-1.940	1.001	43.13	8	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.195	1.10	2241.787	2241.592	125.337	123.202	143.930	141.990	
139	140	34.58	2,118.39	2,120.91	-2.520	1.003	34.67	6	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.157	1.10	2241.592	2241.435	123.202	120.525	141.990	139.470	
140	141	44.68	2,120.91	2,125.05	-4.140	1.004	44.87	8	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.203	1.10	2241.435	2241.232	120.525	116.182	139.470	135.330	
141	142	27.80	2,125.05	2,123.14	1.910	1.002	27.86	5	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.126	1.10	2241.232	2241.106	116.182	117.966	135.330	137.240	
142	143	57.39	2,123.14	2,124.26	-1.120	1.000	57.40	10	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.260	1.10	2241.106	2240.846	117.966	116.586	137.240	136.120	
143	144	103.85	2,124.26	2,134.67	-10.410	1.005	104.37	18	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.473	1.10	2240.846	2240.373	116.586	105.703	136.120	125.710	
144	145	80.21	2,134.67	2,144.24	-9.570	1.007	80.78	14	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.366	1.10	2240.373	2240.007	105.703	95.767	125.710	116.140	
145	146	123.74	2,144.24	2,146.27	-2.030	1.000	123.75	21	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.560	1.10	2240.007	2239.447	95.767	93.177	116.140	114.110	
146	147	27.54	2,146.27	2,147.06	-0.790	1.000	27.55	5	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.125	1.10	2239.447	2239.322	93.177	92.262	114.110	113.320	
147	148	56.51	2,147.06	2,143.31	3.750	1.002	56.64	10	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.256	1.10	2239.322	2239.066	92.262	95.756	113.320	117.070	
148	149	65.16	2,143.31	2,139.12	4.190	1.002	65.29	11	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.296	1.10	2239.066	2238.770	95.756	99.650	117.070	121.260	
149	150	46.34	2,139.12	2,139.83	-0.710	1.000	46.34	8	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.210	1.10	2238.770	2238.560	99.650	98.730	121.260	120.550	
150	151	64.30	2,139.83	2,135.21	4.620	1.003	64.47	11	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.292	1.10	2238.560	2238.268	98.730	103.058	120.550	125.170	
151	152	39.77	2,135.21	2,137.19	-1.980	1.001	39.82	7	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.180	1.10	2238.268	2238.088	103.058	100.898	125.170	123.190	
152	153	85.32	2,137.19	2,137.84	-0.650	1.000	85.32	15	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.386	1.10	2238.088	2237.702	100.898	99.862	123.190	122.540	
153	154	34.82	2,137.84	2,135.51	2.330	1.002	34.90	6	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.158	1.10	2237.702	2237.544	99.862	102.034	122.540	124.870	
154	155	47.89	2,135.51	2,139.40	-3.890	1.003	48.04	9	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.218	1.10	2237.544	2237.326	102.034	97.926	124.870	120.980	
155	156	47.19	2,139.40	2,143.33	-3.930	1.003	47.35	8	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.214	1.10	2237.326	2237.112	97.926	93.782	120.980	117.050	
156	157	37.60	2,143.33	2,148.21	-4.880	1.008	37.91	7	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.172	1.10	2237.112	2236.940	93.782	88.730	117.050	112.170	
157	158	67.56	2,148.21	2,152.85	-4.640	1.002	67.72	12	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.307	1.10	2236.940	2236.633	88.730	83.783	112.170	107.530	
158	159	112.29	2,152.85	2,158.38	-5.530	1.001	112.42	19	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.509	1.10	2236.633	2236.124	83.783	77.744	107.530	102.000	
159	160	49.82	2,158.38	2,163.02	-4.640	1.004	50.04	9	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.227	1.10	2236.124	2235.897	77.744	72.877	102.000	97.360	
160	161	85.33	2,163.02	2,162.62	0.400	1.000	85.33	15	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.386	1.10	2235.897	2235.511	72.877	72.891	97.360	97.760	
161	162	49.73	2,162.62	2,166.73	-4.110	1.003	49.90	9	50	10	9.486	PVC. 250psi	140	0.226	1.10	2235.511	2235.285	72.891	68.555	97.760	93.650	
162	163	112.14	2,166.73	2,168.55	-1.820	1.000	112.15	19	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	1.192	1.56	2235.285	2234.093	68.555	65.543	93.650	91.830	INICIA PVC 160 PSI Ø 8"
163	164	65.86	2,168.55	2,172.16	-3.610	1.002	65.96	11	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.701	1.56	2234.093	2233.392	65.543	61.232	91.830	88.220	
164	165	50.58	2,172.16	2,173.46	-1.300	1.000	50.60	9	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	0.538	1.56	2233.392	2232.854	61.232	59.394	88.220	86.920	
165	166	99.16	2,173.46	2,172.74	0.720	1.000	99.17	17	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	1.054	1.56	2232.854	2231.800	59.394	59.060	86.920	87.640	
166	166.01	159.49	2,172.74	2,212.87	-40.130	1.031	164.46	28	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	1.748	1.56	2231.800	2230.052	59.060	17.182	87.640	47.510	
166	166.02	192.43	2,212.87	2,214.24	-1.370	1.000	192.44	33	50	8	7.961	PVC. 160psi	140	2.046	1.56	2230.052	2228.006	17.182	13.766	47.510	46.140	TANQUE DE ALMACENAMIENTO

APÉNDICE F

CRITERIOS DE DISEÑO Y ESPECIFICACIONES DE LA BOCATOMA DE FONDO

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO DE LA BOCATOMA DE FONDO

Diseño de la presa

La presa es construida generalmente de concreto ciclópeo, dentro de ella se encuentra el canal de aducción.

El primer paso para el diseño de la bocatoma es verificar que el caudal de diseño, caudal máximo diario, sea inferior al caudal mínimo del río en el sitio de captación. Con el fin de obtener el caudal mínimo del río se puede recurrir a datos de medición de caudal en la cuenca, a mediciones de caudal directas o al estudio hidrológico de la cuenca.

La presa y la garganta de la bocatoma se diseñan como un vertedero rectangular con doble contracción cuya ecuación corresponde a:

$$Q = 1.84 * L * H^{3/2}$$

Para determinar el valor de la lámina de agua para las condiciones de diseño (Q máximo diario) y para las condiciones máximas y mínimas del río, se despeja el valor de H de la ecuación anterior:

$$H = (Q / 1.84 * L)^{2/3}$$

Debido a la existencia de las contracciones laterales, se debe hacer la correspondiente corrección de la longitud de vertimiento:

$$L' = L - 0.1 * n * H$$

Donde: n = número de contracciones laterales

La velocidad del agua al pasar sobre la rejilla será de:

$$V = Q / L' * H$$

Debe cumplirse con los parámetros de $0.3 \text{ m/s} \leq V_r \leq 3 \text{ m/s}$, de manera que puedan ser aplicables las ecuaciones del alcance del chorro descritas posteriormente.

Solados o enrocado superior e inferior

Ubicados aguas arriba y aguas debajo de la presa, tienen por objeto protegerla de la erosión. Pueden ser construidos en concreto o enrocado.

Muros laterales

Encauzan el agua hacia la rejilla y protegen los taludes. El ancho de estos muros depende de la estabilidad estructural. Siendo en concreto ciclópeo, el ancho de los muros puede ser de 60 centímetros o menos.

Rejilla

Ésta es colocada sobre el canal de aducción que se encuentra dentro de la presa. La longitud de la rejilla, y por lo tanto la del canal de aducción, puede ser menor que la longitud de la presa o el ancho de la garganta, según las necesidades del caudal que se ha de captar. El ancho mínimo es de 40 cm y el largo mínimo de 70 cm, dados para facilitar la operación de limpieza y mantenimiento. Los barrotes y el marco pueden ser de hierro, con separación entre barrotes de 5 a 10 cm y diámetro de los barrotes de 1/2", 3/4" ó 1".

Canal de aducción

Recibe el agua a través de la rejilla y entrega el agua captada a la cámara de recolección. Tiene una pendiente entre el 1% y el 4% con el fin de dar una velocidad mínima adecuada y que sea segura para realizar las labores de mantenimiento. La sección de este canal puede ser rectangular o semicircular. Se adopta la sección rectangular debido a la facilidad de construcción.

Diseño de la rejilla y el canal de aducción

Ancho del canal de aducción:

$$X_s = 0.36 * V_r^{2/3} + 0.60 * H^{4/7}$$

$$X_i = 0.18 * V_r^{4/7} + 0.74 * H^{3/4}$$

$$B = X_s + 0.10$$

Donde:

- X_s = alcance filo superior (m)
- X_i = alcance filo inferior (m)
- V_r = velocidad del río (m/s)
- H = profundidad de la lámina de agua sobre la presa (m)
- B = ancho del canal de aducción (m)

Diseño de rejilla

Si se utiliza una rejilla con barrotes en la dirección del flujo, el área neta de la rejilla se determina según la siguiente expresión:

$$A_{\text{neta}} = a * B * N$$

Donde:

- A_n = área neta de la rejilla
- a = separación entre barrotes (m)
- N = número de orificios entre barrotes

Siendo b el diámetro de cada barrote, la superficie total de la rejilla es aproximadamente:

$$A_{\text{total}} = (a+b) * B * N$$

Haciendo la relación entre área neta y área total se obtiene:

$$A \text{ neta} / A \text{ total} = a / (a + b)$$

$$A \text{ neta} = (a / (a + b)) * A \text{ total}$$

y reemplazando el área total en función de la longitud de la rejilla, Lr:

$$A \text{ neta} = (a / (a + b)) * B * Lr$$

Por otra parte, el caudal a través de la rejilla es:

$$Q = K * A \text{ neta} * Vb$$

Donde:

K = 0.9 para flujo paralelo a la sección

Vb = velocidad entre barrotes (máxima de 0.2 m/s)

Niveles en el canal de aducción

Asumiendo que todo el volumen de agua es captado al inicio del canal, el nivel de la lámina aguas arriba es obtenido por medio del análisis de cantidad de movimiento en el canal:

$$h_o = [2 * h_e^2 + (h_e - (i * (Lr/3)))^2]^{1/2} - 2/3 * i * Lr$$

Para que la entrega a la cámara de recolección se haga en descarga libre, se debe cumplir con:

$$h_e = h_c$$

$$h_c = (Q^2 / (g * B^2))^{1/3}$$

Donde:

h_o = profundidad aguas arriba (m)

h_e = profundidad aguas abajo (m)

h_c = profundidad crítica (m)

i = pendiente del fondo del canal

g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

Se debe dejar por lo menos un borde libre de 15 centímetros.

Cabe recordar que para que las ecuaciones de dimensionamiento de la cámara sean válidas, la velocidad, a la entrega de la cámara de recolección, V_e, debe ser mayor de 0.3 m/s y menor de 3.0 m/s.

Cámara de recolección

Generalmente es cuadrada o rectangular, con muros en concreto reforzado cuyo espesor puede ser de 30 cm y su altura igual a la de los muros laterales. En su interior se encuentra un vertedero de excesos lateral que entrega el agua a una tubería de excesos que regresa el agua al cauce.

Diseño de la cámara de recolección

Nuevamente, se aplican las ecuaciones del alcance de un chorro de agua, reemplazando los términos por los de la condición de entrada a la cámara.

$$X_s = 0.36 * V_e^{2/3} + 0.60 * h_e^{4/7}$$

$$X_i = 0.18 * v_e^{4/7} + 0.74 h_e^{3/4}$$

$$L = X_s + 0.30$$

Se debe tener en cuenta que, aunque los cálculos hidráulicos son necesarios para establecer las condiciones mínimas de la cámara de recolección, es importante que las dimensiones de la cámara sean las mínimas necesarias para realizar un adecuado mantenimiento de ésta.

La profundidad, H (altura de agua en cámara de recolección y llegada), debe ser tal que cubra las pérdidas por entrada y fricción de la tubería de conducción entre bocatoma y desarenador.

Desagüe de caudal de excesos

El caudal de excesos se determina teniendo en cuenta que sobre la rejilla de la bocatoma pasará un caudal mayor que el caudal de diseño. Se producirá entonces una lámina de agua superior a la de diseño, que se puede evaluar según ecuación $H = Q / (1.84 * L)^{2/3}$, reemplazando en ella el caudal correspondiente al caudal máximo o promedio del río. La capacidad máxima de captación de la rejilla se puede aproximar al caudal a través de un orificio, cuya ecuación es:

$$Q_{\text{captado}} = C_d * A_{\text{neta}} * (2 * g * H)^{1/2}$$

Donde: Q_{captado} = caudal a través de la rejilla (m³/s)

C_d = coeficiente de descarga = 0.3

A_{neta} = área neta de la rejilla (m²)

H = altura de la lámina de agua sobre la rejilla

Este caudal llega a la cámara de recolección a través del canal en donde, se coloca un vertedero sin contracciones laterales que servirá para separar el caudal de diseño del caudal de excesos. Para cumplir con lo anterior, la cota de la cresta del vertedero debe coincidir con el nivel de agua necesario para conducir el caudal de diseño al desarenador. Como no se ha hecho el diseño de esta tubería, se asume en este momento un valor tentativo de 0.60 m, valor que debe ser corregido una vez que se haya hecho el diseño correspondiente de la tubería de conducción entre la bocatoma y el desarenador.

En resumen, el caudal de excesos será la diferencia entre el caudal captado a través de la rejilla y el caudal de diseño.

$$Q \text{ exceso} = Q \text{ captado} - Q \text{ diseño}$$

Posteriormente, se debe ubicar el vertedero de excesos a una distancia adecuada de la pared de la cámara de recolección.

El diseño de la tubería de excesos, cuyo diámetro mínimo es de 6" (15.2 cm), debe contemplar la pendiente disponible entre el fondo de la cámara y el punto escogido para la descarga de excesos. Este punto debe estar a 15 cm por encima del nivel máximo del río.

Fuente: LÓPEZ CUALLA, Ricardo Alfredo. *Diseño de acueductos y alcantarillados*. 2a. ed. Colombia: Alfa Omega, 2000. 390 p

TABLA RESUMEN

CAPTACIÓN

FÓRMULAS UTILIZADAS SEGÚN FUENTE ANALIZADA

[F - #]: indica número de fórmula.

Fuente consultada: LÓPEZ CUALLA, Ricardo Alfredo. *Diseño de acueductos y alcantarillados*. 2a. ed. Colombia: Alfa Omega, 2000. 390 p

Fórmula	Descripción	# Página consultada
[F-A1] $H = (Q / 1.84 * L)^{2/3}$	Lámina de agua sobre rejilla según caudal de diseño	92
[F-A2] $L' = L - 0.1 * n * H$	Corrección por las contracciones laterales	92
[F-A3] $V = Q / L' * H$	Velocidad del río sobre la presa	92
[F-A4] $X_s = 0.36 * V_r^{2/3} + 0.60 * H^{4/7}$	Alcance de chorro de agua en filo superior de canal de aducción	92
[F-A5] $X_i = 0.18 * V_r^{4/7} + 0.74 * H^{3/4}$	Alcance de chorro de agua en filo inferior de canal de aducción	92
[F-A6] $B = X_s + 0.10$	Ancho del canal de aducción	92
[F-A7] $A_n = Q / (0.9 * V_b)$	Área neta de la rejilla	93
[F-A8] $L_r = [(A_n * (a+b)) / (a * B)]$	Longitud de la rejilla	93
[F-A9] $A_n = Q / (0.9 * V_b) = (a/a+b) * B * L_r$	Área neta de la rejilla	93
[F-A10] $N = A_n / (a * B)$	Número de orificios de rejilla	93
[F-A11] $h_e = h_c = [Q^2 / (g * B^2)]^{1/3}$	Nivel de agua en el canal de aducción aguas abajo	93
[F-A12] $L_c = L_r + \text{espesor del muro}$	Longitud del canal de aducción	93
[F-A13] $h_o = [2 * h_e^2 + (h_e - (i * L_c / 3))^2]^{1/2} - ((2/3) * i * L_c)$	Nivel de agua en el canal de aducción aguas arriba	93
[F-A14] $H_o = h_o + B.L.$	Altura total del canal de aducción aguas arriba	94

	Fórmula	Descripción	# Página consultada
[F-A15]	$H_e = h_e + (h_o - h_e) + i \cdot L_c + B.L.$	Altura total del canal de aducción aguas abajo	94
[F-A16]	$V_e = Q / (B \cdot h_e)$	Velocidad de agua al final del canal de aducción	94
[F-A17]	$X_s = 0.36 \cdot V_e^{2/3} + 0.60 \cdot h_e^{4/7}$	Alcance de chorro de agua en filo superior de la cámara de recolección	94
[F-A18]	$X_i = 0.18 \cdot V_e^{4/7} + 0.74 \cdot h_e^{3/4}$	Alcance de chorro de agua en filo inferior de la cámara de recolección	94
[F-A19]	Base de la cámara = $X_s + 0.30$	Base de la cámara de recolección	94
[F-A20]	$H = [Q / (1.84 \cdot L)]^{2/3}$	Lámina de agua sobre rejilla según caudal conducido	95-96
[F-A21]	$Q \text{ captado} = C_d \cdot A_n \cdot (2 \cdot g \cdot H)^{1/2}$	Caudal que pasa a través de la rejilla	96
[F-A22]	$Q \text{ excesos} = Q \text{ captado} - Q \text{ diseño}$	Caudal de excesos	96
[F-A23]	$H \text{ excesos} = [Q / (1.84 \cdot L)]^{2/3}$	Altura de agua según caudal de excesos	96
[F-A24]	$V \text{ exc.} = Q \text{ exc.} / (H \text{ exc.} \cdot B \text{ cámara})$	Velocidad de agua según caudal de excesos	96
[F-A25]	$i = (cota \text{ salida} - cota \text{ llegada}) / Long \cdot 100$	Cálculo de pendiente	96
[F-A26]	$Q = 0.2785 \cdot C \cdot D^{2.63} \cdot J^{0.54}$	Cálculo de caudal	96

APÉNDICE G

CRITERIOS DE DISEÑO Y ESPECIFICACIONES DE LA CONDUCCIÓN DEL TRAMO CAPTACIÓN - DESARENADOR

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO CONDUCCIÓN BOCATOMA-DESARENADOR

Velocidad mínima

La velocidad mínima especificada es de 0.6 m/s a tubo lleno. Esta norma satisface la necesidad de obtener una velocidad que sea capaz de permitir el arrastre de material sedimentado.

Velocidad máxima

La velocidad máxima depende el material de la tubería y se especifica por razón de la erosión del material de ésta.

Diámetro mínimo

El diámetro mínimo es de 6" (0.15m)

Pérdidas por exfiltración

Valores típicos de exfiltración

Diámetro (Pulg)	Exfiltración (L/s. km)
6	0.108
8	0.135
10	0.170
12	0.203
15	0.257
18-26	0.406

Ecuaciones de diseño

Tradicionalmente, la ecuación de diseño para conductos con flujo por gravedad ha sido la ecuación de Manning:

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

Donde:

Q = caudal (m³/s)

A = área de la sección de flujo (m²)

R = radio hidráulico = $R = A/P = (\pi * D^2) / (4 * \pi * D) = D/4$

P = perímetro mojado (m)

D = Ø = diámetro de la tubería (m)

S = pendiente de la tubería (m/m)

n = coeficiente de rugosidad de Manning

$$Q = [((\pi * \emptyset^2) / 4) * (\emptyset / 4) * S^{1/2}] / n$$

$$\rightarrow Q = 0.312 * [(\emptyset^{8/3} * S^{1/2}) / n]$$

y despejando el diámetro de la tubería se tiene:

$$D = \emptyset = 1.548 * [(n * Q) / (S)^{1/2}]^{3/8}$$

Al calcular el diámetro de la tubería por medio de la ecuación anterior, se tiene que seleccionar el diámetro comercial superior (mínimo de 6" ó 15 cm). Con este nuevo valor del diámetro comercial, se calcula el caudal a tubo lleno, Q_o , utilizando la ecuación $Q = 0.312 * [(\emptyset^{8/3} * S^{1/2}) / n]$ y la velocidad a tubo lleno, v_o , dividiendo el caudal a tubo lleno por el área de la sección del diámetro comercial.

Obtenida la relación de Q/Q_o , se entra en la tabla de Relaciones Hidráulicas, de donde se obtienen las relaciones V/V_o y d/D , donde V es la velocidad real de la tubería y d es la lámina de agua en ésta.

Donde:

Q = caudal de diseño

Q_o = caudal a tubo lleno

V_r = velocidad de diseño del río

V lleno = velocidad a tubo lleno

d = lámina de agua en la tubería

$D = \emptyset$ = diámetro comercial de la tubería

R = radio hidráulico del caudal de diseño

R lleno = radio hidráulico a tubo lleno

n = número de Manning a caudal de diseño

n_o = número de Manning a tubo lleno

Relaciones hidráulicas para conductos circulares (no/n variable)

Q/Qo	Relación	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	Vr/V lleno	0.000	0.292	0.362	0.400	0.427	0.453	0.473	0.492	0.505	0.520
	d/D	0.000	0.092	0.124	0.148	0.165	0.182	0.196	0.210	0.220	0.232
	R/R lleno	0.000	0.239	0.315	0.370	0.410	0.449	0.481	0.510	0.530	0.554
0.1	Vr/V lleno	0.540	0.553	0.570	0.580	0.590	0.600	0.613	0.624	0.634	0.645
	d/D	0.248	0.258	0.270	0.280	0.289	0.298	0.308	0.315	0.323	0.334
	R/R lleno	0.586	0.606	0.630	0.650	0.668	0.686	0.704	0.716	0.729	0.748
0.2	Vr/V lleno	0.656	0.664	0.672	0.680	0.687	0.695	0.700	0.706	0.713	0.720
	d/D	0.346	0.353	0.362	0.370	0.379	0.386	0.393	0.400	0.409	0.417
	R/R lleno	0.768	0.780	0.795	0.809	0.824	0.836	0.848	0.860	0.874	0.886
0.3	Vr/V lleno	0.729	0.732	0.740	0.750	0.755	0.760	0.768	0.776	0.781	0.787
	d/D	0.424	0.431	0.439	0.447	0.452	0.460	0.468	0.476	0.482	0.488
	R/R lleno	0.896	0.907	0.919	0.931	0.938	0.950	0.962	0.974	0.983	0.992
0.4	Vr/V lleno	0.796	0.802	0.806	0.810	0.816	0.822	0.830	0.834	0.840	0.845
	d/D	0.498	0.504	0.510	0.516	0.523	0.530	0.536	0.542	0.550	0.557
	R/R lleno	1.007	1.014	1.021	1.028	1.035	1.043	1.050	1.056	1.065	1.073
0.5	Vr/V lleno	0.850	0.855	0.860	0.865	0.870	0.875	0.880	0.885	0.890	0.895
	d/D	0.563	0.570	0.576	0.582	0.588	0.594	0.601	0.608	0.615	0.620
	R/R lleno	1.079	1.087	1.094	1.100	1.107	1.113	1.121	1.125	1.129	1.132
0.6	Vr/V lleno	0.900	0.903	0.908	0.913	0.918	0.922	0.927	0.931	0.936	0.941
	d/D	0.626	0.632	0.639	0.645	0.651	0.658	0.667	0.672	0.678	0.686
	R/R lleno	0.136	1.139	1.143	1.147	1.151	1.155	1.160	1.163	1.167	1.172
0.7	Vr/V lleno	0.945	0.951	0.955	0.958	0.961	0.965	0.969	0.972	0.975	0.980
	d/D	0.692	0.699	0.705	0.710	0.719	0.724	0.732	0.738	0.743	0.750
	R/R lleno	1.175	1.179	1.182	1.184	1.188	1.190	1.193	1.195	1.197	1.200
0.8	Vr/V lleno	0.984	0.987	0.990	0.993	0.997	1.001	1.005	1.007	1.011	1.015
	d/D	0.756	0.763	0.770	0.778	0.785	0.791	0.798	0.804	0.813	0.820
	R/R lleno	1.202	1.205	1.208	1.211	1.214	1.216	1.219	1.219	1.215	1.214
0.9	Vr/V lleno	1.018	1.021	1.024	1.027	1.030	1.033	1.036	1.038	1.039	1.040
	d/D	0.826	0.835	0.843	0.852	0.860	0.868	0.876	0.884	0.892	0.900
	R/R lleno	1.212	1.210	1.207	1.204	1.202	1.200	1.197	1.195	1.192	1.190
1.0	Vr/V lleno	1.041	1.042	1.042	1.042						
	d/D	0.914	0.920	0.931	0.942						
	R/R lleno	1.172	1.164	1.150	1.136						

Fuente: LÓPEZ CUALLA, Ricardo Alfredo. *Diseño de acueductos y alcantarillados*. 2a. ed. Colombia: Alfa Omega, 2000. 390 p

TABLA RESUMEN

CONDUCCIÓN CAPTACIÓN-DESARENADOR FÓRMULAS UTILIZADAS SEGÚN FUENTE ANALIZADA

[F - #]: indica número de fórmula.

Fuente consultada: LÓPEZ CUALLA, Ricardo Alfredo. *Diseño de acueductos y alcantarillados*. 2a. ed. Colombia: Alfa Omega, 2000. 390 p

Fórmula	Descripción	# Página consultada
[F-B1] $Q = (A * R^{2/3} * S^{1/2}) / n$	Ecuación de diseño de Manning para conductos con flujo por gravedad	144
[F-B2] $\varnothing = 1.548 * [(n * Q) / S^{1/2}]^{3/8}$	Diámetro según ecuación de diseño de Manning para conductos con flujo por gravedad	144-146
[F-B3] $Q = 0.312 * (D^{8/3} * S^{1/2}) / n$	Ecuación de caudal (tubo lleno de agua)	147
[F-B4] $V \text{ lleno} = Q \text{ lleno} / A \text{ lleno}$	Velocidad del flujo de agua en tubo lleno de agua	147
[F-B5] $Q / Q \text{ lleno} = 0.52$	Relación de caudal según tabla de relaciones hidráulicas	145
[F-B6] $V_r / V \text{ lleno} = 0.86$	Relación de velocidad según tabla de relaciones hidráulicas	145
[F-B7] $d / \varnothing = 0.576$	Relación de diámetro según tabla de relaciones hidráulicas	145
[F-B8] $d + 1.5 * [V_r^2 / (2 * g)]$	Verificación de la cota a la salida de la bocatoma	148
[F-B9] $Q \text{ exceso} = Q \text{ lleno} - Q \text{ diseño}$	Caudal de exceso	149

APÉNDICE H

CRITERIOS DE DISEÑO Y ESPECIFICACIONES DEL TANQUE DESARENADOR

DISEÑO DEL DESARENADOR

Un desarenador convencional es un tanque construido con el propósito de sedimentar partículas en suspensión por la acción de la gravedad. Este elemento constituye un tratamiento primario.

La distancia de ubicación del desarenador es de 50 a 300 m., esto con el fin de evitar problemas de obstrucción en la línea de conducción.

El objetivo del desarenador, como tal, es la remoción de partículas hasta el tamaño de arenas.

Clasificación del material de acuerdo con el tamaño de las partículas

Material	Diámetro (mm)		Material	Diámetro (mm)
Gravilla			Fango	
Gruesa	> 2.00		Grueso	0.05 - 0.01
Fina	2.00 - 1.00		Medio	0.05 - 0.01
Arena			Fino	0.01 - 0.005
Gruesa	1.00 - 0.50		Arcilla	
Media	0.50 - 0.25		Gruesa	0.005 - 0.001
Fina	0.25 - 0.10		Media	0.005 - 0.001
Muy fina	0.10 - 0.05		Fina	0.001 - 0.0001
			Coloidal	< 0.0001

Un desarenador está dividido en varias zonas:

Zona I: **Cámara de quietamiento:** debido a la ampliación de la sección, se disipa el exceso de energía de velocidad en la tubería de llegada. Lateralmente se encuentra un vertedero de excesos que lleva el caudal sobrante nuevamente al río mediante una tubería que se une con la del lavado (Zona IV).

Zona II: **Entrada al desarenador:** constituida entre la cámara de quietamiento y una cortina, la cual obliga a las líneas de flujo a descender rápidamente, de manera que se sedimente el material más grueso inicialmente.

Zona III: **Zona de sedimentación:** es la zona en donde se sedimentan todas las partículas restantes y en donde se cumple en rigor con las leyes de sedimentación. La profundidad útil de sedimentación es H.

Zona IV: **Salida del desarenador:** constituida por una pantalla sumergida, el vertedero de salida y el canal de recolección. Esta zona debe estar completamente tapada con el fin de evitar la posible contaminación exterior.

Zona V: **Almacenamiento de lodos:** comprende el volumen entra la cota de profundidad útil en la Zona III y el fondo del tanque. El fondo tiene pendientes longitudinales y transversales hacia la tubería de lavado.

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

Número de unidades

Se recomienda en lo posible diseñar como mínimo dos tanques desarenadores con el fin de continuar con el tratamiento en uno de ellos mientras se realizan las labores de mantenimiento y lavado del otro.

Paso directo

Debe existir de igual manera una tubería de paso directo.

Relación longitud a ancho

Con el fin de aproximarse lo más posible al flujo en pistón, se recomienda un tanque rectangular con una relación de longitud a ancho (L/B) entre 3/1 y 5/1

Profundidad mínima y máxima

La profundidad mínima especificada es de 1.50 metros y la máxima de 4.5 metros.

Profundidad de almacenamiento de lodos

Se adopta una profundidad máxima de 0.40 metros. Las pendientes del fondo deben estar comprendidas entre el 1% y el 8% con el fin de que los lodos rueden fácilmente hacia la tubería de desagüe y la labor de limpieza manual sea segura para los

Períodos de retención de lodos

El tiempo que tarde una partícula de agua en entrar y salir del tanque debe estar comprendido entre 0.5 horas y 4 horas.

Carga hidráulica superficial

La carga hidráulica superficial, definida como el caudal puesto por unidad de área superficial, debe estar entre 15 y 80 m³/m².d.

Teoría de la sedimentación

La teoría de la sedimentación fue desarrollada por Hazen y Stokes. Su modelo de sedimentación de partículas se resume en la siguiente ecuación, de donde se concluye que la velocidad de sedimentación de una partícula es directamente proporcional al cuadrado del diámetro de ésta.

$$V_s = (g/18) * ((\rho_s - \rho)/\mu) * d^2 = K * d^2$$

Donde: V_s = velocidad de sedimentación de la partícula (cm/s)
 g = aceleración de la gravedad (981 cm/s²)
 ρ_s = peso específico de la partícula (Arena = 2.65)
 ρ = peso específico del fluido (Agua = 1.00)
 μ = viscosidad cinemática del fluido (cm²/s)

En el estudio de sedimentación se hacen las siguientes suposiciones teóricas:

- 1 - El flujo se reparte uniformemente a través de la sección transversal (W)
- 2 - El agua se desplaza con velocidad uniforme a lo largo del tanque
- 3 - Toda partícula que toque el fondo antes de llegar a la salida, será removida

Viscosidad cinemática del agua

Temperatura (°C)	Viscosidad cinemática (cm ² /s)	Temperatura (°C)	Viscosidad cinemática (cm ² /s)
0	0.01792	18	0.01059
2	0.01763	20	0.01007
4	0.01567	22	0.0096
6	0.01473	24	0.00917
8	0.01386	26	0.00876
10	0.01308	28	0.00839
12	0.01237	30	0.00804
14	0.01172	32	0.00772
15	0.01146	34	0.00741
16	0.01112	36	0.00713

Número de Hazen (Vs/Vo)

Condiciones	Remoción (%)			
	88	80	75	70
n = 1	7.00	4.00	3.00	2.30
n = 3	2.75		1.66	
n = 4	2.37		1.52	
Máximo teórico	0.88		0.75	

Condiciones	Remoción (%)			
	65	60	55	50
n = 1	1.80	1.50	1.30	1.00
n = 3				0.76
n = 4				0.73
Máximo teórico				0.50

TABLA RESUMEN
DESARENADOR
FÓRMULAS UTILIZADAS SEGÚN FUENTE ANALIZADA

[F - #]: indica número de fórmula.

Fuente consultada: LÓPEZ CUALLA, Ricardo Alfredo. *Diseño de acueductos y alcantarillados*. 2a. ed. Colombia: Alfa Omega, 2000. 390 p

Fórmula	Descripción	# Página consultada	
[F-C1]	$V_s = (g / 18) * ((\rho_s - \rho) / \mu) * d^2$	Velocidad de sedimentación de las partículas	156-161
[F-C2]	$\theta / t = 2.30$	Factor (θ/t) o Número de Hazen	159 a 161
[F-C3]	$t = H / V_s$	El tiempo que tardaría la partícula de diámetro igual a 0.05 mm en llegar al fondo	159-161
[F-C4]	Volumen = $\theta * Q$	Volumen del tanque desarenador	162
[F-C5]	$A_s = \text{Volumen} / H$	Área superficial del tanque desarenador	162
[F-C6]	$B = (A_s / 3)^{1/2}$	Base del tanque desarenador	162
[F-C7]	$L = 3 * B_d$	Longitud del tanque desarenador	162
[F-C8]	$q = Q / A_s$	Carga hidráulica superficial	162
[F-C9]	$V_o = q$	Ecuación de igualdad de velocidad de sedimentación de la partícula crítica a carga hidráulica superficial	162
[F-C10]	$d_o = [(V_o * 18 * \mu) / (g * (\rho_s - \rho))]^{1/2}$	Diámetro de la partícula en condiciones teóricas	162
[F-C11]	$\theta / t = V_s / V_o$	Ecuación de igualdad de relación de tiempos a relación de velocidades	162

	Fórmula	Descripción	# Página consultada
[F-C12]	$V_h = (Q / W) = (V_o * L) / H$	Velocidad horizontal	162
[F-C13]	$V_h \text{ max} = 20 * V_s$	Velocidad horizontal máxima	163
[F-C14]	$V_{re} = [(8 * k / f) * g * (\rho_s - \rho) * d]^{1/2}$	Velocidad de resuspensión máxima	163
[F-C15]	$H_v = [Q / (1.84 * B d)]^{2/3}$	Altura de agua sobre el vertedero de salida	163
[F-C16]	$V_v = Q / (B d * H_v)$	Velocidad de agua sobre la cresta del vertedero	163
[F-C17]	$X_s = 0.36 * (V_v)^{2/3} + 0.60 * (H_v)^{4/7}$	Ecuación de alcance horizontal de la vena vertiente	163
[F-C18]	$L_v = X_s + 0.15 \text{ m}$	Ecuación de longitud del vertedero	163
[F-C19]	$H/2$	Profundidad en pantalla de salida	163
[F-C20]	$15 * H_v$	Distancia al vertedero de salida	163
[F-C21]	$H/2$	Profundidad en pantalla de entrada	163
[F-C22]	$L/4$	Distancia a la cámara de aquietamiento	163
[F-C23]	$L/3$	Distancia punto de salida a la cámara de aquietamiento	164
[F-C24]	$2 * L/3$	Distancia punto de salida al vertedero de salida	164
[F-C25]	$0.4/B$	Profundidad en pantalla de salida	164
[F-C26]	$0.4 * 3/L$	Profundidad en pantalla de salida	164
[F-C27]	$0.4 * 3/2L$	Profundidad en pantalla de salida	164
[F-C28]	$H/3$	Profundidad en pantalla de salida	164

Fórmula	Descripción	# Página consultada
[F-C29] B/3	Profundidad en pantalla de salida	164
[F-C30] Q excesos = Q lleno – Q diseño	Caudal de excesos	164
[F-C31] $He = (Q \text{ excesos} / 1.84 * Le)^{2/3}$	Altura de caudal de excesos	164
[F-C32] $Ve = [Q \text{ excesos} / (He * Le)]$	Velocidad según caudal de excesos	164
[F-C33] $Xs = 0.36 * (Ve)^{2/3} + 0.60 * (He)^{4/7}$	Alcance de chorro de agua en filo superior	164
[F-C34] B - ancho / 2	Ancho de cámara de caudal de excesos	164
[F-C35] $V2=Q/(Long*ancho \text{ cámara aquiet.})$	Velocidad No. 2 en cámara de aquietamiento	164
[F-C36] $hm = K * (\Delta V^2 / 2 * g)$	Pérdida de carga a la entrada de la cámara de aquietamiento	164
[F-C37] $J = H / LE$	Pendiente según longitud equivalente	166
[F-C38] $Q \text{ inicial} = 0.2785 * C * D^{2.63} * J^{0.54}$	Cálculo de caudal inicial	166
[F-C39] $Q = Cd * Ao * (2 * g * H)^{1/2}$	Ecuación de caudal según coeficiente de descarga	166
[F-C40] $Cd = [Q / (Ao * (2 * g * H)^{1/2})]$	Coeficiente de descarga	166
[F-C41] $tvaciado = [(2 * As) / (Cd * Ao * (2 * g)^{1/2})] * H^{1/2}$	Tiempo de vaciado de agua del tanque desarenador	166

APÉNDICE I

CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN FÍSICA E INVERSIÓN DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA

CRONOGRAMA DE INVERSIÓN

**DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISCAB PARA EL CASCO URBANO DE SOLOLÁ,
MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ**

Longitud total del proyecto = 7.419 Kilómetros

No.	Descripción	Mes 1				Mes 2				Mes 3				Mes 4				Mes 5				Mes 6				Mes 7				Mes 8				INVERSIÓN
		Semana				Semana				Semana				Semana				Semana				Semana				Semana								
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	
																																	TOTAL (Q)	
1	Trabajos preliminares	60,739.70																																60,739.70
2	Captación - bocatoma de fondo	14,375.53				21,563.30																												35,938.84
3	Desarenador					142,148.90				35,537.23																								177,686.13
4	Tanque rompe-presión					17,375.15				26,062.72																								43,437.87
5	Caja y válvula de compuerta Ø 8"	21,502.23				43,004.45																												64,506.68
6	Caja y válvula de aire									69,959.03				34,979.51																				104,938.54
7	Caja y válvula de limpieza									21,769.98				29,026.63																				50,796.61
8	Paso aéreo (De E-131 a E-131.03)													70,447.68				46,965.12																117,412.79
9	Paso aéreo (De E-131.04 a E-132)																	141,726.67				35,431.67												177,158.34
10	Paso aéreo (De E-132 a E-133)																	122,085.28				244,170.57				61,042.64								427,298.49
11	Línea de conducción					1,576,134.52				1,576,134.52				1,576,134.52				1,576,134.52				1,576,134.52				1,576,134.52				1,576,134.52				9,456,807.14
12	Tanque de almacenamiento									47,702.01				190,808.05				190,808.05				190,808.05				143,106.04								763,232.20
13	Dosificador de cloro																									4,571.81				4,571.81				9,143.61
TOTAL (Q)		96,617.46				1,800,226.33				1,777,165.49				1,901,396.40				2,077,719.65				2,046,544.81				1,784,855.01				4,571.81				11,489,096.94

APÉNDICE J

LIBRETA TOPOGRÁFICA DISEÑO DEL CAMINO RURAL

LIBRETA TOPOGRÁFICA FINAL

DISEÑO DEL CAMINO RURAL DEL SECTOR LOS PAR, CASERÍO CENTRAL,
CANTÓN XAJAXAC, MUNICIPIO DE SOLOLÁ,
DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

TRAMO 1

EST	PO	AZIMUT	DH (m)	OBSERVACIONES
0	1	356°48'24"	23.15	Inicia tramo de apertura de camino
1	2	270°19'47"	46.06	
2	3	251°25'51"	38.60	
3	4	283°12'25"	75.92	
4	5	151°07'34"	78.28	
5	6	108°46'33"	54.67	
6	7	146°31'06"	151.56	Finaliza tramo de apertura
7	8	88°24'07"	50.22	
8	9	162°07'23"	97.52	
9	10	140°05'18"	34.39	
10	11	106°19'49"	39.84	
11	12	126°20'22"	21.51	
12	13	162°41'17"	57.77	
13	14	74°08'55"	61.56	Ref. Inicia tramo empedrado
14	15	106°05'59"	35.80	
15	16	144°31'21"	25.63	
16	17	184°51'47"	22.34	
17	18	163°48'50"	17.57	
18	19	177°33'02"	27.16	
19	20	134°15'28"	46.84	
20	21	194°46'11"	42.49	
21	22	144°33'08"	36.85	
22	23	175°42'22"	38.74	
23	24	221°17'02"	29.40	
24	25	190°25'40"	39.78	Finaliza empedrado de tramo 1, Carretera Interamericana
25	25.1	161°28'49"	7.77	

TRAMO 2

EST	PO	AZIMUT	DH (m)	OBSERVACIONES
0	1	165°03'30"	109.60	Tramo de apertura
1	2	255°03'30"	39.95	
2	3	351°11'46"	121.60	
3	4	200°22'17"	111.80	
4	5	215°00'59"	19.50	
5	6	205°45'38"	26.42	
6	7	161°43'43"	82.72	Ref. Inicia tramo empedrado
7	8	278°12'55"	63.41	
8	9	149°10'24"	65.26	
9	10	213°48'10"	31.71	
10	11	170°08'12"	30.67	
11	12	183°06'54"	19.50	
12	13	203°16'14"	41.78	
13	14	247°25'45"	24.88	
14	15	196°27'33"	14.61	
15	16	208°49'12"	28.92	Finaliza empedrado de tramo 2
16	16.1	163°01'57"	10.86	

APÉNDICE K

RESULTADOS DE ENSAYOS DE SUELOS DISEÑO DEL CAMINO RURAL



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



Nº 003281

INFORME No.: 155 S. S. O.T.: 24,708

INTERESADO: Rudy Manolo Monroy H. carne 2002-12477

PROYECTO: EPS. Diseño del Camino Rural.

ASUNTO: ENSAYO DE PESO UNITARIO SUELTO (P.U.S.)

Norma: A.A.S.T.H.O T-19

UBICACIÓN: Cacerio Centro, Canton Xajaxac, Sololá

DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Arena Limosa, color beige, con piedra pomez.

FECHA: 17 Marzo de 2009.

RESULTADO DEL ENSAYO:

P.U.S.= 1,680 kg/m³

OBSERVACIONES: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



Omar Enrique Medrano Mendez
Ing. Omar Enrique Medrano Mendez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



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



Nº 003282

INFORME No. 156 S.S.

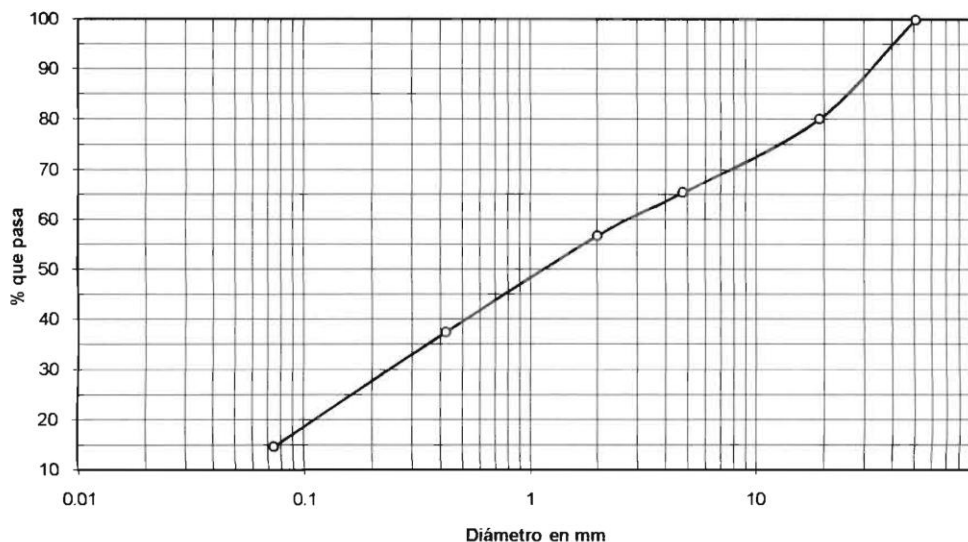
O.T. No. 24,708

Interesado: Rudy Manolo Monroy H. came 2002-12477
 Tipo de Ensayo: Análisis Granulométrico, con tamices y lavado previo.
 Norma: A.A.S.H.T.O. T-27,
 Proyecto: EPS. Diseño del Camino Rural.
 Procedencia: Cacerio Central, Canton Xajaxac, Municipio de Solola.

Fecha: 17 Marzo de 2009.

Análisis con Tamices:		
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
2"	50.8	100.00
3/4"	19.00	80.13
4	4.76	65.41
10	2.00	56.83
40	0.42	37.46
200	0.074	14.69

% de Grava: 34.59
 % de Arena: 50.72
 % de Finos: 14.69



Descripción del suelo: Arena Limosa, color beige, con piedra pomez.
 Clasificación: S.C.U.: SM P.R.A.: A-1-b
 Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,



Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
 DIRECTORA CII/USAC



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



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



Nº 003286

INFORME No. 154 S:S

O.T.: 24,708

Interesado: Rudy Manolo Monroy H. carne 2002-12477
Proyecto: EPS. Diseño del Camino Rural.
Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG
Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: Cacerio Central, Canton Xajaxac, Municipio de Solola.
Banco: Canton Xajaxac
FECHA: 17 Marzo de 2009.

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	0.0	0.0	SM	Arena Limosa, color beige, con piedra pomez.

(*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD

Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Teima Maricela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC



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



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



Nº 003289

INFORME No. 157 S.S. O.T.: 24,708

Interesado: Rudy Manolo Monroy H. carne 2002-12477

Asunto: ENSAYO DE COMPACTACIÓN.

Proctor Estándar: () Norma:

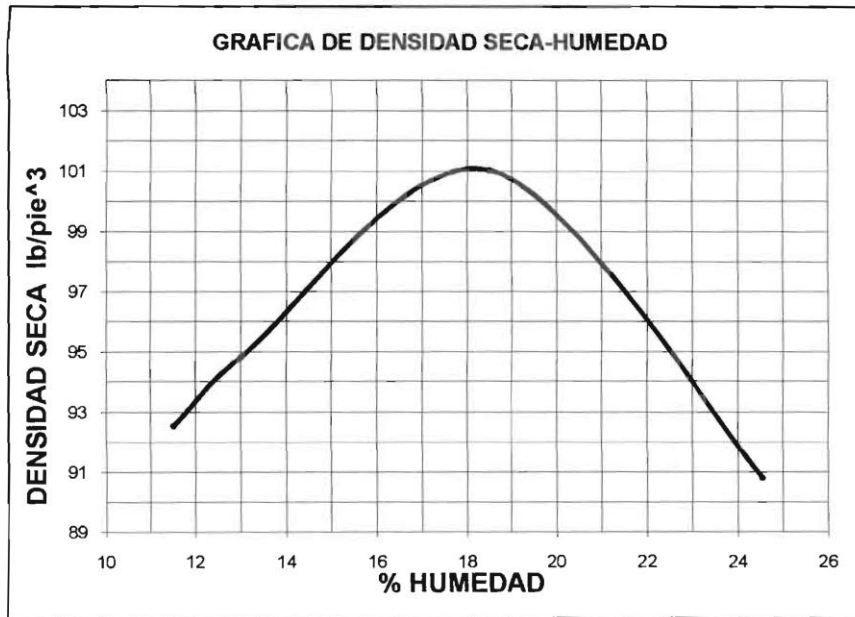
Proctor Modificado: (X) Norma: A.A.S.T.H.O. T-180

Proyecto: EPS. Diseño del Camino Rural.

Procedencia: Cacerio Central, Canton Xajaxac, Municipio de Solola.

Banco: Canton Xajaxac.

Fecha: 17 Marzo de 2009.



Descripción del suelo: Arena Limosa, color beige, con piedra Pomez.

Densidad seca máxima γ_d : 1631 Kg/m³ 101.8 lb/ft³

Humedad óptima Hop.: 19.5 %

Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,



Vo. Bo.:

Inga. Telma Maricela Cano Morales
 DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Mendez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos



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

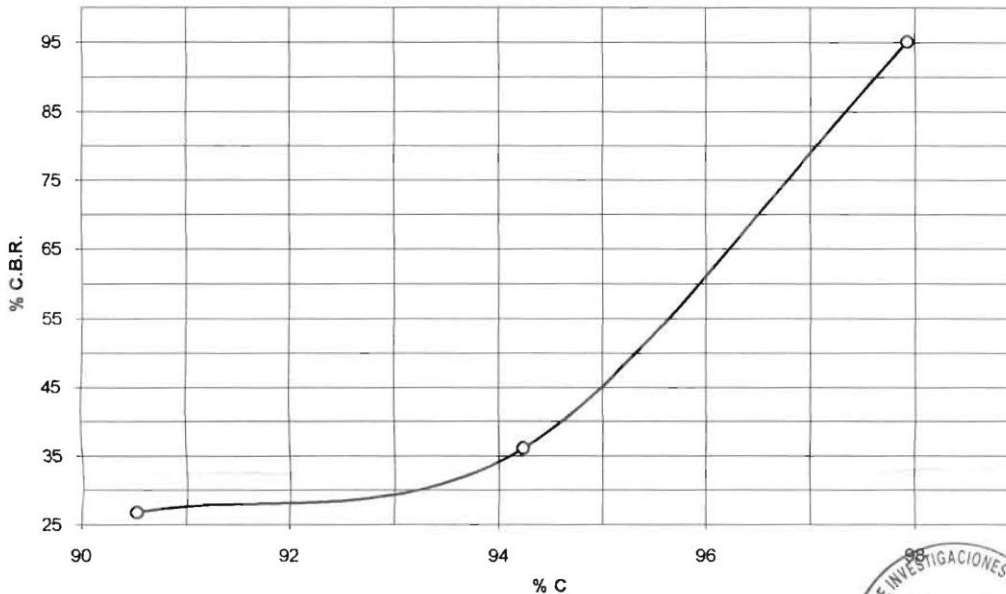


Nº 003290

INFORME No.: 158 S.S. O.T.: 24,708
 Interesado: Rudy Manolo Monroy H. carne 2002-12477
 Asunto: Ensayo de Razón Soporte California (C.B.R.) Norma: A.A.S.H.T.O. T-193
 Proyecto: EPS. Diseño del Camino Rural.
 Procedencia: Cacerio Central, Canton Xajaxac, Municipio de Solola.
 Banco: Canton Xajaxac
 Descripción del suelo: Arena Limosa, color Beige, con Piedra Pomez.
 Fecha: 17 Marzo de 2009.
 Observaciones: Datos de Proctor según O. T. 157

PROBETA	GOLPES	A LA COMPACTACION		C	EXPANSION	C.B.R.
No.	No.	H (%)	γ_d (Lb/pie ³)	(%)	(%)	(%)
1	10	9.70	111.4	90.5	0.0	26.8
2	30	9.70	116.0	94.2	0.0	36.1
3	65	9.70	120.6	97.9	0.0	95.2

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



Atentamente,

Vo. Bo.:

[Signature]
 Inga. Telma Maricela Cano Morales
 DIRECTORA CII/USAC



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



APÉNDICE L

CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN FÍSICA E INVERSIÓN DISEÑO DEL CAMINO RURAL

CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN FÍSICA

DISEÑO DEL CAMINO RURAL DEL SECTOR LOS PAR, CASERÍO CENTRAL, CANTÓN XAJAXAC,
MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

Tramo 1 + Tramo 2 = 1.853 Kilómetros

No.	Descripción	Mes 1																Mes 2												
		1ra. Semana					2da. Semana					3ra. Semana					4ta. Semana				1ra. Semana									
		L	M	M	J	V	S	L	M	M	J	V	S	L	M	M	J	V	S	L	M	M	J	V	S	L	M	M	J	V
1	Trabajos preliminares	■	■	■																										
2	Movimiento de tierra - Corte		■	■	■	■	■	■	■	■	■																			
3	Movimiento de tierra - Relleno			■	■	■	■	■	■	■	■																			
4	Estabilización de la subrasante						■	■	■	■	■																			
5	Capa de balasto								■	■	■	■	■	■	■	■	■	■												
6	Drenaje transversal - tubería 30"												■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■						
7	Drenaje transversal - tubería 36"													■	■	■	■	■												
8	Caja receptora de agua													■	■	■	■	■												
9	Cabezal de salida de alcantarilla																								■	■	■	■	■	■
10	Construcción de cuneta revestida																								■	■	■	■	■	■
11	Construcción de empedrado												■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■						

CRONOGRAMA DE INVERSIÓN

DISEÑO DEL CAMINO RURAL DEL SECTOR LOS PAR, CASERÍO CENTRAL, CANTÓN XAJAXAC,
MUNICIPIO DE SOLOLÁ, DEPARTAMENTO DE SOLOLÁ

Tramo 1 + Tramo 2 = 1.853 Kilómetros

No.	Descripción	Mes 1				Mes 2				INVERSIÓN							
		1ra. Semana		2da. Semana		3ra. Semana		4ta. Semana			1ra. Semana						
		L	M	M	J	V	S	L	M		M	J	V	S	L	M	M
										TOTAL (Q)							
1	Trabajos preliminares	32,055.17									32,055.17						
2	Movimiento de tierra - Corte	58,078.52	49,781.58								107,860.10						
3	Movimiento de tierra - Relleno	13,010.78	43,369.28								56,380.07						
4	Estabilización de la subrasante		53,019.00								53,019.00						
5	Capa de balasto		36,450.61	80,191.34							116,641.95						
6	Drenaje transversal - tubería 30"			62,727.11	41,818.07						104,545.18						
7	Drenaje transversal - tubería 36"			18,146.71							18,146.71						
8	Caja receptora de agua			9,968.23	15,664.36						25,632.59						
9	Cabezal de salida de alcantarilla			1,277.12	14,048.28	7,662.70					22,988.09						
10	Construcción de cuneta revestida				87,526.88	77,801.67					165,328.55						
11	Construcción de empedrado			134,854.45	122,594.96						257,449.41						
TOTAL (Q)		103,144.47	182,620.48	307,164.96	281,652.55	85,464.37					960,046.84						

APÉNDICE M

PLANOS

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

ACUEDUCTOS

GENERALIDADES

- Antes de iniciar el trabajo se deberá localizar las instalaciones y tuberías existentes para evitar dañarlas, marcándolas cuidadosamente. Es completa responsabilidad del contratista el daño que ocasione así como el arreglo del material de calles que sea necesario remover.
- Se colocarán indicaciones de peligro y las protecciones necesarias en los puntos dentro de poblaciones que sean de tránsito de vehículos o peatones.
- Al terminar el trabajo debe retirarse todo material sobrante y efectuarse todas las reparaciones de daños ocasionados.
- Las tuberías se colocarán en el lugar y niveles indicados en los planos o donde lo fijan las bases especiales, predominando las últimas.
- Deberá utilizarse las herramientas adecuadas y métodos de trabajo recomendados por los fabricantes.
- Todo daño, desperfecto o rotura que se ocasione con motivo del trabajo a otras instalaciones existentes de teléfono, desagües, electricidad, etc. Serán reparados a la brevedad posible por cuenta del contratista y sin recibir por ello compensación adicional.
- Cualquier pavimento que fuera necesario romper para instalar la tubería deberá reponerse y dejarse en condiciones iguales o superiores a las que tenía antes de la instalación.

LIMPIA, CHAPEO Y DESTRONQUE

DEFINICIÓN

Son las operaciones previas a la iniciación de los trabajos en la obra, con el objeto de eliminar toda clase de vegetación y material desechable.

DESCRIPCIÓN

Consiste en el chapeo, remoción y eliminación de toda clase de vegetación y desechos que estén dentro de los límites de la obra con el fin de realizar y facilitar los trabajos de obra civil, comprende además la preservación de la vegetación que deba conservarse, a efecto de evitar daño en la obra y a la propiedad privada. Para la línea de conducción debe estimarse como mínimo la limpieza de 1 m. a cada lado del eje de la línea.

REQUISITOS DE EJECUCIÓN

El supervisor previamente designará los límites del área de limpia y chapeo, si no se indicara en algún documento.

DISPOSICIÓN Y ELIMINACIÓN DEL PRODUCTO DE LIMPIA, CHAPEO Y DESTRONQUE

El producto indeseable de la limpia y chapeo se dispondrá en sitios adecuados, procediendo a su incineración o entierro en lugares debidamente autorizados en forma escrita por sus propietarios.

MEDIDA Y PAGO

La medida se hará por metro cuadrado.

EXCAVACIÓN DE ZANJAS

DEFINICIÓN

Consiste en excavar y remover la tierra hasta lo que será el lecho de la tubería.

DESCRIPCIÓN

Comprende la operación de remover y extraer cualquier clase de material dentro de los límites de trabajo de la zanja, en la que se instalará la tubería.

REQUISITOS DE EJECUCIÓN

- Las tuberías se emplazarán siguiendo los ejes que se indiquen en los planos. En redes de distribución, si no se indica otra cosa en los planos o descripciones, se localizarán las zanjas a una distancia de 1.00 m. de aceras bordillos norte y este. En donde no los hubiese, a 2.20 m. de la pared de la vivienda. En todo caso, será el Supervisor quién decida al respecto.
- Se deberá cortar la zanja asimétrica al eje de instalación de la tubería hasta las profundidades de colocación indicadas en los planos o a las profundidades necesarias para dejar los siguientes recubrimientos normales mínimos:
 - ✓ En terrenos cultivados, caminos o áreas de tránsito liviano. 0.80 metros.
 - ✓ En caminos de tránsito pesado, 1.00 m.
 - ✓ Donde no exista posibilidad de tránsito o cultivo, 0.60 m.
- El fondo de la zanja deberá ser cortada cuidadosamente para permitir un apoyo uniforme de la tubería. En los casos de suelos que contengan piedras y pedruscos, se deberá remover todas las que aparezcan en el fondo de la zanja rellenando los espacios con material suelto compactado para uniformizar el fondo de la zanja.
- En los suelos con poca estabilidad, se apuntalará la zanja para evitar desprendimientos en las paredes. Se deberá tomar las medidas necesarias para mantener libre la zanja de agua proveniente de infiltración o lluvia, por medio de desagüe en los puntos bajos, por bombeo o por tablistacados según convenga el caso, manteniéndola seca hasta que se rellene.
- En los casos en que la tubería debe ser colocada en zanja cortada en roca, deberá excavarse la roca hasta un mínimo de 15 cm. por debajo del nivel de instalación de la tubería, rellenándola posteriormente con material adecuado compactado para formar apoyo uniforme.
- Si los materiales que se encuentran a la profundidad de instalación de la tubería no son satisfactorios porque causan asentamientos desiguales o ser agresivos a la tubería, se deberán remover en todo el ancho de la zanja en una profundidad de 0.20 m. o más si lo indica el Supervisor, reponiéndolo en material satisfactorio debidamente compactado.
- El ancho de la zanja, deberá ser el necesario para la correcta instalación de la tubería, así como para permitir una adecuada compactación del relleno a los lados de la misma.
- Según el tipo de tubería que se use, podrá ser necesario hacer ampliaciones de la zanja en los puntos de unión o de instalación de accesorios, para permitir una correcta instalación de las uniones.
- El ancho de la zanja así como las dimensiones de las ampliaciones, deberán ser aprobadas por el Supervisor, tomando en cuenta el método de zanjeo y el tipo de tubería a instalarse. En general, el ancho de la zanja a ser cortada por métodos manuales deberá ser de 0.40 m. más el diámetro exterior de la tubería.

PROTECCIÓN DE EXCAVACIONES

- Contra aguas pluviales: Deberá protegerse la zanja excavada, construyendo canales interceptores que conduzcan las aguas de escorrentía hasta áreas de drenaje natural donde no provoquen daños al trabajo realizado.
- Contra derrumbes: Se deberá proteger la zanja contra derrumbes, especialmente en tramos donde ésta represente peligro para los trabajadores, entibando en forma adecuada o bien removiendo las masas de terrenos que amenace derrumbe.
- Medida y pago: La medida y pago se debe hacer en metros cúbicos o lo que indique el Pliego de Oferta.

RELLENO DE ZANJA

DEFINICIÓN

Operación necesaria para cubrir la tubería instalada, con el material proveniente de la excavación o de bancos de préstamo con el grado de compactación necesaria.

DESCRIPCIÓN

Las zanjas hechas para la colocación de tubería, deberán ser rellenadas después de la prueba de presión, tan pronto como se haya aprobado y aceptado su colocación.

El relleno se hará de la siguiente manera:

- Abajo y a los lados de la tubería, se deberá rellenar en capas de 7 cm. perfectamente compactados hasta media altura de la tubería. De aquí hasta 0.30 m. sobre el tubo, se deberá rellenar con capas no mayor de 0.15m. El material para rellenar las zanjas, hasta este nivel, deberá ser cuidadosamente escogido para que esté libre de pedruzcos o piedras y permita una buena compactación. Si el material que se extrajo de la zanja no es adecuado se hará el relleno con material seleccionado, de los 0.30 m. sobre el tubo hasta el nivel de relleno total, se hará en capas no mayores de 0.30 m. y el material podrá contener piedras hasta de 0.20 m. en su máxima dimensión a menos que se indique lo contrario. En los lugares donde el asentamiento del relleno no es de importancia, como en las líneas de conducción instaladas en poca pendiente, no será necesario hacer la compactación desde 0.30 m. sobre el tubo hasta el nivel del terreno, debiendo colocarse todo el material excavado en la zanja hasta formar un camellón uniforme sobre el terreno.
- En cualquier caso, todo el material de zanjeo sobrante deberá ser retirado del área de instalación y dispuesto en lugares previamente autorizados por el Supervisor.
- En los casos de terrenos con 20% o más de inclinación en el eje de instalación, se deberán construir muros de retención del relleno, transversal al eje de la tubería y de ancho tal que queden firmemente soportados por el terreno a los lados de la zanja.
- Tales muros de retención podrán ser construidos de mampostería o concreto ciclópeo de tamaño y diseño aprobados por el Supervisor. El espaciamiento de los muros de retención no será mayor de 30 m.
- Al igual que en todos los puntos donde la instalación de la tubería cambie de enterrada a sobre el terreno en líneas de conducción y distribución, deberá construirse un muro de retención del relleno, que podrá ser a la vez soporte de la tubería.

MEDIDA Y PAGO

Se hará por el número de metros cúbicos de relleno debidamente compactado o lo que indique el Pliego de Oferta.

EXCAVACIÓN ESTRUCTURAL

DEFINICIÓN

Conjunto de operaciones necesarias, para extraer y si es preciso, remover previamente parte de un terreno.

MEDIDA Y PAGO

Se hará por el número de metros cúbicos de excavados o lo que indique el Pliego de Oferta.

ESTRUCTURAS

a) ANCLAJES DE TUBERÍA

- Definición: Los anclajes son estructuras que se construyen para fijar al terreno las tuberías.
- Descripción: Estas estructuras deben diseñarse y construirse para absorber las reacciones que se producen en la tubería en los cambios de dirección, tanto verticales como horizontales, así como en pendientes pronunciadas para mantener fija la tubería.
- Requisitos de construcción: Estos anclajes serán construidos de concreto clase B de 175 kg/cm² (2500 lb/pulg²), de acuerdo a las dimensiones y alineaciones que se indiquen en los planos o en las disposiciones especiales complementarias. Su ubicación estará sujeta a la indicación en planos o al momento de su construcción, a las indicaciones del Supervisor. Cuando la tubería se instale en superficies pantanosas o cenagosas, ésta deberá elevarse sobre la superficie por medio de anclajes altos y nunca soportes de madera.
- Medida y Pago: La unidad será el metro cúbico de anclaje debidamente construido o lo que indique el Pliego de Oferta.

b) MUROS DE PROTECCIÓN DE RELLENOS

- Definición: Son pequeñas estructuras de mampostería o de concreto ciclópeo transversales a la zanja que contiene la tubería que se protegen contra la erosión, al relleno de la zanja.
- Descripción: Estos muros se construyen en terrenos inclinados, especialmente en casos en que la zanja esté expuesta al escurrimiento longitudinal de aguas pluviales.
- Requisitos de construcción: Los muros de protección se deben construir de un ancho igual al de la zanja más 0.20 m. de cada lado para apoyarla en terreno normal, con una profundidad mínima de 0.40 m. y 0.15 m. de espesor.
- El espaciamiento entre muro y muro es de 6.00 m. o lo que indiquen los planos o el Supervisor en el campo.
- Medida y Pago: La unidad será el metro cúbico debidamente construido o lo que indique el Pliego de Oferta.

c) OBRA DE DE CAPTACIÓN

- Definición: Es toda estructura realizada con fines de coleccionar el agua de la fuente.
- El trabajo consiste en hacer toda la obra civil necesaria para efectuar la captación.
- Requisitos de construcción: Estas estructuras se construirán de concreto o mampostería de piedra de acuerdo a los planos utilizando los procedimientos de construcción específicos para este tipo de obras.
- Se deberán mantener las condiciones naturales del sitio de captación cuando haya necesidad de realizar algún trabajo adicional, éste deber ser para mejorar las condiciones naturales del sitio.
- Deberá tenerse especial cuidado en no deforestar el área ni dejar desechos de construcción que alteren la ecología del lugar o lo contaminen.
- Por seguridad, la cota superior de la tubería de salida, debe estar a un nivel inferior de la cota del brote.

d) CAJAS

- Definiciones:
 - ✓ Caja de captación es la estructura construida próxima a la fuente con el objeto de recolectar el agua de ésta.
 - ✓ Caja rompe-presión: Estructura destinada a reducir la presión del agua en la tubería, a la presión atmosférica.
 - ✓ Caja de Válvulas: Cajas que sirven para proteger cualquier válvula que es necesario instalar en el acueducto.
- Descripción: Estas estructuras pueden ser de mampostería o de concreto, cubiertas con tapadera metálica o de concreto asegurada por medio de candado.
- Requisitos de construcción: Se deberán construir de acuerdo a lo indicado en planos, incluyendo el suministro y colocación del o los candados que corresponden a la estructura.
- Medida y Pago: La unidad será la caja debidamente construida o lo que indique el Pliego de Oferta.

e) TANQUES

- Definición: Son depósitos para almacenar agua. Se les llama indistintamente tanque de almacenamiento o de distribución. Están comprendidos también tanques de succión o alimentación sistemas para bombeo.
- Descripción: La unidad de tanque corresponde tanto la estructura principal de obra civil (cimentación, paredes y cubiertas) como todos los aditamentos hidráulicos y de funcionamiento, tubería de entrada, salida, desagüe, válvulas y cajas para inspección y limpieza con sus correspondientes tapaderas si es necesario, acabados e impermeabilización.
- Requisitos de construcción: Estas estructuras pueden construirse de acero, de concreto reforzado, mampostería de acuerdo a planos y lo establecido en las secciones correspondientes de estas especificaciones.
- Medida y Pago: La unidad será tanque debidamente construido o lo que indique el Pliego de Oferta.

f) DESARENADOR

- Definición: Es la estructura construida como parte de la captación de aguas superficiales con el objeto de sedimentar partículas en suspensión.
- Descripción: Esta es una estructura de concreto o mampostería con adimento de entrada, salida y limpieza.
- Requisitos de construcción: Su construcción deberá ajustarse a lo que indiquen los planos y las disposiciones especiales complementarias.
- De acuerdo a las características del terreno y de las obras de captación puede ser necesario, muchas veces la reubicación del desarenador, si la posición indicada en los planos no es la mejor, especialmente en lo que a desfogue del drenaje de la estructura se refiere.
- Medida y Pago: La Unidad será el desarenador debidamente construido o lo que indique el Pliego de Oferta.

g) PASOS AÉREOS

- Definición: Son estructuras construidas para sostener la tubería con el objeto de salvar accidentes topográficos y otros obstáculos.
- Descripción: Pueden ser construidas con soportes de concreto, mampostería o metal, o la tubería sostenida con vigas de concreto, metal o cable de acero.
- Requisitos de construcción: Estas estructuras de acero, concreto y mampostería se construirán de acuerdo a planos. Su ubicación se hará conforme los planos pudiendo reubicarse de acuerdo a las condiciones propias del terreno.
- Medida y Pago: La unidad será el paso aéreo debidamente construido o lo que indique el Pliego de Oferta.

h) CASETA DE CLORACIÓN

- Definición: Es la estructura que se construye con el objeto de alojar y proteger el equipo de aplicación del cloro.
- Descripción: Es una caseta cuyas dimensiones y características están de acuerdo a planos y disposiciones especiales y complementarias.
- Requisitos de construcción: Su construcción deberá ajustarse a lo que indiquen los planos y las disposiciones especiales complementarias.
- Medida y Pago: La unidad será la caseta de cloración debidamente construida o la indicada en Pliego de Oferta.

TUBERÍAS

DEFINICIÓN

Son conductos cerrados para la conducción de agua potable a presión y escurrimiento libre.

DESCRIPCIÓN

Este renglón comprende el suministro, transporte, almacenamiento, instalación y prueba de las tuberías y sus accesorios, en la construcción de acueductos.

TIPOS DE TUBERÍA

a) Tubería de PVC:

- Bajo esta denominación deben entenderse los tubos de polícloruro de vinilo rígido, para conducción de agua fría a presión. Igualmente estarán incluidos los accesorios (tees, codos, etc.), que sean necesarios.
- Los tubos de PVC deberán ser de PVC 12454-B (designación antigua PVC 1120) SDR max. 26, de conformidad con las Normas COGUANOR NCO 19003 o ASTM D-2241. Si la tubería tiene un extremo acompañado deberá cumplir además, con Normas COGUANOR NCO 19005.
- En el caso de que así lo indiquen las disposiciones especiales podrá usarse también tubería de PVC 1120 cédula 40 conforme Norma ASTM D 1785.
- Los accesorios deben ser compatibles con el tipo y clase de la tubería PVC y cumplir con lo indicado en Norma ASTM D 2466 (SCH 40) ASTM 2467 (SCH 80) según la presión requerida.
- Los solventes a utilizarse deberán satisfacer la Norma ASTM D 2564.

b) Tubería de hierro galvanizado (H.G.):

- Los tubos galvanizados, son tubos negros de acero, cuyas superficies, exterior e interior han sido recubiertas de zinc, por cualquier procedimiento que satisfaga como mínimo las especificaciones contenidas en la norma ASTM A 53 que en su fabricación hayan sido soldados eléctricamente sin costura.
- Tendrán como mínimo la masa y dimensiones propias del tipo estándar.
- La longitud de los tubos podrá oscilar entre 5.49 y 6.40 m. (18 y 21 pies).
- Deberán estar roscados en ambos extremos y tener cada tubo una pieza para acoplar conforme especificaciones ASPT o ANSI B1.20.1.
- Igualmente en este renglón debe incluirse los accesorios (tees, codos, etc.) que sean utilizados en la instalación de la tubería, los que deben satisfacer las normas ASTM y ANSI.

- Dado lo agresivo del subsuelo de algunas regiones del país, el uso de tubería de acero galvanizado en instalación subterránea deberá ser expresamente autorizado por el Organismo Ejecutor, en las especificaciones o disposiciones especiales. El uso de tubería de H.G. es indicado donde esté expuesta a la atmósfera colocada sobre soportes de concreto, mampostería o metálicos.

c) Tubería de hierro fundido dúctil:

- La tubería de hierro fundido dúctil HFD debe estar de acuerdo con la especificación ANSI A 21-51 de 1976, o con la especificación ISO 2531.
- La tubería y accesorios de HFD que se instalen en cada caso, serán estrictamente de la clase que indiquen los planos.
- Previa instalación de cualquier tubería de este material, el Supervisor, comprobará personalmente que la misma tenga las dimensiones, peso y tolerancias que correspondan con lo especificado.

INSTALACIÓN DE TUBERÍA

a) Instalación de tubería PVC

- Cualquiera que sea el método para el zanjeo, deberá tenerse cuidado de separar el suelo vegetal del material que más tarde se usará para rellenar la zanja. Cuando la obtención de buen material para el relleno de la zanja sea muy difícil en el sitio, deberá proveerse material de relleno de algún banco de préstamo.
- Antes de la colocación de la tubería, el fondo de la zanja deberá emparrarse cuidadosamente, para que el tubo quede firmemente apoyado en toda su longitud, evitándose que quede desigualmente soportado y en contacto con piedras, terrones, ripio, etc. En el caso que el fondo de la zanja no fuera blando, deberá colocarse una capa de arena y otro material suave compactado, cuyo espesor mínimo deberá ser de 0.10 m.
- Si el fondo fuese de material con elementos orgánicos, raíces, etc., deberán retirarse hasta una profundidad adicional de por lo menos 0.15 m. y sustituirlo por material suave.
- Para la ejecución de las juntas e instalación de los accesorios deberá dejarse un espacio libre no menor de 0.05 m. entre la tubería y el fondo de la excavación. Uniones con solvente: Este tipo de uniones debe preferirse, excepto en tubos con diámetro mayor o igual a 102 mm. (4").
- En juntas con solvente deberá procederse de la siguiente manera:
 - ✓ Escoger el cemento solvente apropiado para PVC.
 - ✓ El corte de los tubos antes del ensamble e instalación puede hacerse por medio de sierra usando caja de ranura como guía. Los cortes deben ser de 90 grados, respecto al eje longitudinal de la tubería. El tipo de ensamble es el conocido como campana y espiga.
 - ✓ Biselar la tubería en el extremo cortado el cual puede hacerse en el campo con herramienta especial o con lima. Si debe biselar con un ángulo aproximado de 15° con respecto al eje longitudinal del tubo. Probar la unión, que no debe quedar floja y marcar en la espiga la longitud a insertar.
 - ✓ Limpiar la superficie interna de la campana y la externa de la espiga con un paño limpio y seco. Es recomendable usar un limpiador solvente como la acetona.
 - ✓ Con una brocha de cerdas naturales aplicar pegamento, primero en los interiores de la campana, de adentro hacia fuera y en sentido longitudinal. Luego hacer lo mismo sobre la espiga a la que se le han limado los cantos presionando sobre la superficie la brocha suficientemente cargada de pegamento. No permitir que el cemento solvente corra dentro de la tubería.
 - ✓ Unir la espiga con la campana tan pronto como sea posible, presionando hasta llegar al tope y mantener presionado algunos segundos hasta que se haya producido el fraguado inicial.
 - ✓ Inmediatamente después se limpiarán con papel absorbente los restos de cemento solvente que aparezcan por las juntas. Si la unión ha sido bien hecha, estos restos de solvente deben presentarse.
 - ✓ Dada la velocidad de secado del cemento solvente, la unión debe efectuarse dentro de los tres minutos posteriores a la aplicación del mismo.
 - ✓ Debe tenerse en cuenta que a temperaturas superiores a los 25°C., ese tiempo se reduce a un minuto.
- En tuberías de diámetros superiores a 76 mm. (3"), la aplicación del cemento solvente deberá hacerse por dos operarios.
 - ✓ Nunca procederá a hacerse una unión si la espiga o campana están húmedas; de manera que no se permitirá trabajar bajo la lluvia.
 - ✓ La unión se debe dejar secar durante cinco minutos para poder mover la tubería y esperar 24 horas para probarla.
 - ✓ El envase del cemento solvente debe permanecer cerrado para evitar que se volatilice. Si el cemento solvente se volvió o está gomoso o gelatinoso, debe desecharse.
- Junta rápida con anillo de hule: para realizar una junta rápida se debe proceder de la manera siguiente:
 - ✓ La tubería con anillo se suministra teniendo en el extremo liso un bisel de aproximadamente 15 grados pero si no la tubería deberá hacerse. En el campo, este trabajo de biselar el extremo, puede hacerse con una lima de grano mediano.
 - ✓ Luego se limpia la campana, la espiga y el empaque con un trapo, así como la ranura de la campana.
 - ✓ Sumergir el empaque en un balde con agua o humedecerlo con un trapo mojado.
 - ✓ En la ranura de la campana, se coloca el empaque, presionando con los dedos hasta que ajuste perfectamente en la ranura.
 - ✓ Se unta con lubricante la cara expuesta del empaque. Seguidamente se aplica agua de jabón a la espiga hasta la marca donde se debe introducir.
 - ✓ Insertarse el extremo biselado en la campana. Para lograr una buena inserción, es esencial que las tuberías estén bien alineadas, no debiendo hacerse el ensamble por balanceo. La espiga tiene una marca que indica hasta la donde debe llegar la introducción, que debe coincidir con el final de la campana cuando ésta se ha introducido.
 - ✓ La unión ha sido diseñada de manera que la espiga y la campana se puedan mover cuando la tubería se expande o se contrae.
 - ✓ Por esta razón la espiga no debe introducirse dentro de la campana hasta el tope, sino hasta donde lo indica la marca.
 - ✓ Para aquellos casos en que no aparece la marca en el extremo biselado (cuando se ha cortado la tubería en el campo). La longitud de inserción será la que indique la campana de la tubería al accesorio.
 - ✓ Para diámetros menores de 76 mm. (3") es conveniente que las uniones se hagan con dos operarios, con el objeto de que mientras uno sostiene el extremo del tubo con campana, el otro efectúe la inserción de la espiga.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS INC. CIVIL 08-09
MUNICIPALIDAD DE SOLOLÁ, SOLOLÁ.

PROYECTO: DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUIZICAB PARA EL CASO URBANO DE SOLOLÁ	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: PLANO DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	FECHA: FEBRERO-2010

ASESOR DE REGIÓN: ING. LUIS ORRIBARRI ALFARO VELAZ	DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	PLANO No. GENERAL ESPECÍFICO
EFESISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 8002 - 12477	DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	1/28 1/2

PER. PEDRO SALDÍ QUISQUINA
ALCALDE MUNICIPAL

PER. ING. LUIS ORRIBARRI ALFARO VELAZ
SUPERVISOR EPS REGIÓN SOLOLÁ

- **Anclajes:** Cuando se usa la tubería PVC con junta rápida, deberá proveerse anclajes para evitar que las espigas puedan zafarse, de conformidad con lo que recomienda el fabricante.
Los anclajes son obras de mampostería de piedra, colocándose para sujetar la tubería de conducción en pendiente pronunciadas, curvas con ángulos cerrados y en descargas de los desagües. Las dimensiones para este proyecto serán de base de 0.30 x 0.30 y un alto de 0.40 m.
- **Curvaturas en la tubería PVC:** Durante la instalación, algunas veces es necesario curvar la tubería y para tal caso deben seguirse los pasos que se indican a continuación, utilizando arena de río para tal fin.
 - ✓ La arena, debe tamizarse en una malla de 3mm. y calentarse a una temperatura de 100 a 120°C. Mientras se calienta la arena, se estará revolviendo en un recipiente metálico.
 - ✓ Se llena el tubo con arena caliente, tratando de que quede bien compactada. Se tapan los extremos con tapones de madera.
 - ✓ Se calienta el tubo, ya sea en un horno de aire caliente, con una lámpara de soldar, un baño de aceite o cualquier otro método hasta una temperatura de 120 a 140°C.
 - ✓ La tubería suavizada de curvatura se ha realizado, la tubería se enfría en agua y se saca la arena.
 - ✓ Hay que recordar que la curvatura debe hacerse únicamente en la parte del tubo que la requiere y que el acople no permita cambios de dirección.
 - ✓ Posteriormente la unión de la tubería que forma la curva, se hará fuera de la zanja, bajándola después con cuidado.
- Para el acople de la tubería de PVC a elementos rígidos (tubería y accesorios de acero galvanizado) debe utilizarse:
 - ✓ Adaptador PVC, con accesorio roscado en uno de los extremos, para acoplarse a la tubería de hierro galvanizado y en otro extremo, una campana para acoplarse a la tubería de PVC.
- **Transporte y almacenamiento:** Debido a su poco peso, la tubería de PVC, puede ser transportada en grandes cantidades fácilmente. Cualquiera que sea la forma de transporte, deberá tenerse cuidado que no sufra esfuerzos, golpes que puedan causarle daño.
- Para su almacenamiento la tubería debe de preferencia soportarse horizontalmente en toda la longitud, debiendo ser el piso sobre el que se apoya liso y libre de objetos que la puedan dañar.
- Si se usan estantes, la separación de los apoyos no debe ser mayor de un metro para evitar que produzcan deformaciones permanentes.
- Para proteger la tubería de los rayos del sol debe colocarse en la sombra o cubrirse con material opaco.
- Si la tubería es de espiga y campana. Las campanas deben almacenarse de manera que las filas tengan las campanas alternas.
 - ✓ El cemento saliente, el limpiador y el lubricante, no debe someterse a extremos de calor o frío, el sitio de su almacenamiento o uso debe estar bien ventilado, ya que son productos inflamables.
 - ✓ Todos los empaques de hule deben almacenarse en cajas de cartón, en un lugar limpio, donde no haya grasa, aceite o calor excesivo. Los empaques deben ser guardados en lugares frescos, fuera del alcance de los rayos del sol.

b) **Instalación de tubería de hierro galvanizado**

- Esta tubería por su constitución, puede instalarse expuesta al medio ambiente o entrada. En el caso que vaya enterrada deberá pintarse con dos manos de pintura anticorrosiva.
- Si la tubería estuviera expuesta, deberán proveerse los soportes y apoyos necesarios para lograr su fijación. En los pasos de los ríos de depresiones importantes, la tubería debe sustentarse de puentes colgantes; si la luz fuera menor de 6 metros, el tubo se podrá apoyar en dos columnas, pero sin dejar un intermedio. Si la longitud que qued expuesta es mayor que la de un tubo, pueden construirse soportes intermedios, uno cada tres metros, con mínimo. Toda tubería colocada por medio de soportes que la aseguren. Estos anclajes deberán ser capaces de soportar el empuje producido o el peso de la tubería entre anclajes, sus accesorios y el agua que contiene.
- **Uniones:** En general, las uniones de tubo HC se harán por medio de manguito roscado (copia), de las que están provistos todos los tubos. Cuando sea necesario unir fracciones de tubos, se procederá de la manera siguiente:
 - ✓ Los cortes se harán en ángulo recto con respecto a su eje longitudinal, limando su borde interior hasta conseguir que su diámetro sea correcto y libre de rebabas.
 - ✓ Para el corte, se usarán terrajas limpias y afiladas en perfecto estado, que no deterioren en ninguna forma la tubería y se usará aceite para facilitar la operación.
 - ✓ Los dados de la terraja deberán graduarse tres o cuatro veces por lo menos para hacer los hilos de las roscas. Los hilos de las roscas se harán en la forma longitudinal que permita alinearlos herméticamente sin forzarlas.
 - ✓ Debe evitarse el sobreroscado y en caso de existir debe cortarse, porque una longitud sobreroscada hará imposible que el accesorio o válvula entre lo suficiente para obtener un sello adecuado, creando una zona débil en el tubo.
 - ✓ Para las uniones se deben usar piezas en buen estado, sin reventaduras, sin porosidades o algún otro defecto que impida el buen funcionamiento de la tubería.
 - ✓ El sellador de uniones roscadas se usará para garantizar la hermeticidad de las uniones roscadas, se utilizará un sellador específico, para uso en tubería que conduzcan agua potable y que no dañe las roscas de PVC.

PRUEBA DE TUBERÍAS

- El objeto de las pruebas de campo, es verificar si todos sus componentes han sido correctamente instalados y debe efectuarse en longitudes no mayores de 800 metros a la vez. Para ello, antes de efectuar las pruebas debe comprobarse que los bloques de anclaje construidos hayan endurecido lo suficiente, que los accesorios y válvulas estén debidamente instalados, etc.
- Las uniones y accesorios deben quedar descubiertos, para poder observar fácilmente si hay alguna fuga o falla en las mismas.
- Para la prueba debe usarse el procedimiento siguiente:
 - ✓ Se llena con agua el tramo donde se efectuará la prueba.
 - ✓ Normalmente se prueban con bombas manuales provistas de manómetro calibrado con una exactitud de 5%. Se introduce presión gradualmente por medio de la bomba, dejando escape para el aire en el extremo final del tramo a probar.
 - ✓ Se cierra el escape del aire y se eleva la presión de trabajo, a la que esté sujeta el tramo o como mínimo a 7 kg/cm² (110 lb/plg²) medido en el punto más bajo durante 45 minutos, durante la cual no se aceptará un descenso mayor del 5% de la presión de prueba. La prueba de la tubería debe ser hecha como parte de la operación de instalación de la tubería, para cada tramo.

En las pruebas de líneas, se deberá tener cuidado que no se exceda la presión de trabajo de los tubos.

ROTURA Y REPOSICIÓN DE PAVIMENTOS PARA INSTALACIÓN DE TUBERÍAS

- Cuando la tubería deba instalarse en lugares que se encuentren pavimentados, el contratista deberá remover y restaurar el pavimento con una calidad igual o mejor al existente.
- En los cruces de calles pavimentadas con concreto, se procurará de presencia, hacer la instalación en túnel o haciendo cortes parciales de pavimento, unidas por tramos en túnel. En los casos no contemplados sobre rotura de pavimentos, se seguirán las instrucciones del Supervisor.
- El contratista recibirá compensación por metros cuadrados de pavimento removido y reparado, el cual se medirá como el área obtenida de multiplicar la longitud de la tubería instalada por el ancho efectivo removido.
- Por la rotura y reposición de firmes sin pavimento, no se reconocerá compensación quedando incluido en la instalación.

DESINFECCIÓN DE TUBERÍAS

- Antes de poner en servicio las tuberías instaladas, deberá procederse a lavarlas y desinfectarlas interiormente.
- Para la desinfección, se deberá comenzar por vaciar la tubería, llenándola después con agua que contenga 20 mg. de cloro por litro de agua, la que se mantendrá por 24 horas en la tubería. Cuando no se pueda vaciar previamente la tubería se introducirá el volumen dos veces mayor que el volumen de agua contenido, proporcionando escapes en todos los extremos durante la aplicación del agua clorada para desinfección.
- Después de 24 horas, se vaciarán las tuberías o se procederá a lavarlas haciendo circular agua en cantidad suficiente para eliminar la empleada para desinfección. El agua a emplearse para el lavado final será de calidad igual a la que circulará por la tubería en su funcionamiento normal.

MEDIDA Y PAGO

La medida será el metro lineal con aproximación a un decimal, de la tubería satisfactoriamente instalada.

VALVULAS

a) **Válvulas de compuerta**

- **Definición:** Son válvulas que funcionan mediante el descenso progresivo de una compuerta que regula el paso del agua. Constan de cuerpo, sección desmontable, compuerta, vástago y volante.
 - **Especificaciones:** El cuerpo, la sección desmontable y la compuerta deben ser de bronce, que llene los requisitos de norma ASTM B-62, relativas a la aleación UNSC 83600 (designación antigua 85-5-5-5). Las roscas deben estar hechas a perfección, sin orillas irregulares de acuerdo a especificaciones de la ASPT. El diseño de la compuerta debe ser simple y efectivo. Pueden ser de vástago fijo o ascendente, debiendo operar satisfactoriamente a presión de trabajo de 10.5 kg/cm² (150lb/plg²). Las de diámetro no mayor de 100 mm. (4") serán de extremos roscados conforme especificaciones ASPT.
Las de diámetro mayor a 4" serán de acople con brida plana roscada asegurada por pernos, con cuerpo de hierro fundido.
 - **Instalación:** Cada válvula debe estar protegida por una caja de concreto o mampostería según diseño tipo que se indiquen en planos.
- b) **Válvulas de aire (ventosas)**
- **Definición:** son válvulas cuya función es permitir el escape del aire que se acumula en las tuberías. Generalmente constan de válvula de cuerpo, tapadera y flotador.
 - **Especificaciones:** el cuerpo y la tapadera pueden ser de hierro fundido y el flotador de acero inoxidable, u otro material aceptable.
 - **Instalación:** para su instalación deberá observarse o donde lo indique el Supervisor.

CERCO DE PROTECCIÓN

DEFINICIÓN

Son obras que sirven para aislar físicamente las obras civiles contra la contaminación del agua, que pueda ocasionar persona o animales, así como el daño o deterioro de la estructura misma.

DESCRIPCIÓN

Los cercos son estructuras construidas con postes o concreto, madera, tubos de metal y alambre espinado o mallas de alambre galvanizado, según lo indiquen los planos en cada caso.

REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN

Los postes del cerco deberán ser de acuerdo a las dimensiones que indiquen los planos. Los postes de las esquinas deberán apuntarse convenientemente con postes iguales en las direcciones octagonales del cerco.

Se deberán construir cercos de protección en los siguientes componentes del acueducto:

- Captación
- Tanques de almacenamiento o distribución
- Desarenador
- Otras estructuras que le sean indicadas

MEDIDA Y PAGO

La medida será el metro cuadrado o el metro lineal, cuando la altura haya sido fijada previamente en los planos.

OTROS TRABAJOS

a) **Dosificación de desinfectantes:**

- **Definición:** Son dispositivos destinados a dosificar el desinfectante, con el fin de mejorar la calidad del agua.
- **Descripción:** Estos dispositivos son construidos generalmente de material plástico, para evitar su destrucción por efecto de los compuestos químicos utilizados.

b) **Candados**

- **Definición:** Son accesorios metálicos, para asegurar el cierre de ciertos elementos móviles de algunas estructuras que componen el acueducto.
- **Descripción:** Es el accesorio metálico accionado con llave para abrir y cerrar con mecanismo y caja a prueba de intemperie, que posee un pasador también metálico con el cual se condensa el elemento móvil que se quiere fijar.
- **Requisitos de suministro e instalación:** Los candados deberán tener las características siguientes: deberán ser para intemperie con caja inoxidable de 51 mm (2") como mínimo, pasador de acero inoxidable de 10 mm (3/8") con mínimo y el registro de tres seguros.
El pasador deberá tener capacidad para abrazar dos barras de acero redondas de 13mm (1/2").
- Deberán instalarse en todos los elementos del acueducto que deben mantenerse cerrados con seguridad, tales como puertas, tapaderas, compuertas y similares debiendo el contratista entregar como mínimo dos juegos de llaves en buen funcionamiento.

c) **Pintura anticorrosiva:**

- **Definición:** Es el líquido oleoso que sirve para proteger de la herrumbre las partes metálicas del acueducto, susceptibles a la oxidación.
- **Descripción:** Es pintura al aceite, usualmente en colores rojos, negros o gris.
- **Requisitos de aplicación:** Deben pintarse todas las partes metálicas del acueducto susceptible a la oxidación, con dos manos de pintura anticorrosiva. Los tanques metálicos deberán ser protegidos en su interior con pintura que no contenga tóxicos especialmente plomo, esta pintura será a base asfáltica especial para tanques de agua potable. La superficie exterior de los tanques metálicos deberá ser acabada después de las dos manos de pintura anticorrosiva, con una capa de pintura reflectante, etc.
- La pintura deberá aplicarse a las superficies metálicas hasta que éstas se encuentren debidamente limpias de herrumbre, polvo o grasa, asimismo la segunda mano de pintura deberá aplicarse sólo hasta que la primera hay secado completamente, es decir después de 24 horas.

REQUERIMIENTOS DE COMPONENTES DEL PROYECTO

OBRA DE CAPTACIÓN – BOCATOMA DE FONDO

RÍOS O RIACHUELOS

En los ríos o riachuelos la captación se hará en los tramos rectos o en la orilla exterior de las curvas. Para asegurar una derivación de flujo constante en los pequeños cursos de agua (caudal menor de 2 m³/s), la captación que se proyecta podrá ser de los tipos de fondo o de represa, seleccionándose el tipo de acuerdo con las condiciones locales.

DESARENADOR

Los sólidos pesados que puedan afectar el normal funcionamiento y conservación de las instalaciones deberán ser removidos mediante la construcción de desarenadores, ubicados lo más cerca posible del sitio de captación de agua superficiales.

Las unidades desarenadoras deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- Las dispositivos de entrada y salida se deberán proyectar en tal forma que aseguren una buena distribución del flujo reduciendo a un mínimo la posibilidad de cortos circuitos. En caso de bocatomas a cielo abierto, deberá proveerse de rejillas en la entrada. Cuando las aguas sean superficiales en la primera fase de tratamiento se emplearán rejillas y lamices.
- El período de detención para el caudal máximo que llegue al desarenador será de 3 minutos como mínimo, diseñándose con una carga por unidad de superficie (CUS) entre 600 y 1,200 m³/m²/día, o bien según el inciso "c".
- Se recomendará diseñar los desarenadores con una profundidad efectiva de tanque d et.50 a 1.80 metros. La relación entre la longitud y el ancho puede estar comprendido entre 3:1 y 6:1.
- Debe aumentarse la capacidad del tanque en al menos el 15% del volumen de agua reténida, para que se depositen los sedimentos.
El ancho mínimo será de 0.60 metros a fin de facilitar la limpieza.
- La tubería o canal de entrada debe quedar localizada en el eje longitudinal del tanque para evitar posibles cortos circuitos.
- A la entrada se instalará un tabique a fin de hacer uniforme el flujo dentro del desarenador y cuya altura será por los menos las dos terceras partes de la profundidad efectiva del tanque.
- El dispositivo de salida del desarenador puede consistir en un canal con vertedero a todo lo ancho del tanque, o una batería de tubos de 2" de diámetro, inclinados 45°, que descarguen al canal de salida.
- El tanque irá previsto de un rebalse colocado lateralmente cerca de la entrada. También contará con un dispositivo para evacuación de lodos.
- Los desarenadores deberán garantizar la remoción de partículas mayores de 0.1 mm de diámetro en un porcentaje n menor d e75%.
- La velocidad horizontal deberá fijarse en función del asentamiento vertical de la partícula, no debiendo exceder de 30 cm/s. La velocidad de asentamiento vertical se calculará tomando en cuenta la temperatura del líquido y el peso específico de la partícula.

TANQUE DE ALMACENAMIENTO O DISTRIBUCIÓN

Todos los tanques de almacenamiento o distribución de concreto ciclópeo o de concreto, deberán cubrirse con losa de concreto reforzada, provista de boca de inspección y reparación. Dicha tapa debe ser de preferencia metálica, hermética y tener cierre de seguridad. El acceso deberá estar cerca de la entrada de la tubería de alimentación, para poder realizar aforos cuando sea necesario.

Todo tanque de distribución deberá tener instalaciones para ventilación, rebalse y limpieza; la tubería de salida deberá tener pichaca, y estar instalada a 0.10 m sobre el nivel del piso del tanque o sobre fosa especial de salida. Cuando los muros sean de mampostería la parte superior de ésta debe ser tratada en forma que se elimine toda adherencia posible con la losa.

MATERIALES

Los materiales usados para la construcción, deben ser apropiados y duraderos. Los más recomendables son concreto, mampostería o metal. En lo posible se debe aprovechar al máximo los materiales y la mano de obra disponible en la región.

TANQUES ENTERRADOS—SEMIENTERRADOS O SUPERFICIALES

- El área donde se localicen deberá aislarse mediante cerco, para evitar la entrada de personas o animales, o ser usada para disposición de desechos.
- El tanque debe localizarse a una distancia y altura convenientes, respecto a cualquier fuente de contaminación. La distancia mínima horizontal a cualquier fuente de contaminación será de 30 metros.
- La superficie del terreno alrededor del tanque debe tener una pendiente que permita drenar hacia fuera el agua superficial.
- El fondo del tanque debe estar siempre por encima del nivel freático. En caso necesario debe instalarse un sistema de drenaje adecuado para las aguas de infiltración.
- Las paredes de los tanques enterrados deben sobresalir por lo menos 30 cm de la superficie del terreno.

FUENTE:

GUÍA PARA EL DISEÑO DE ABASTECIMIENTOS DE AGUA POTABLE A ZONAS RURALES
INFOM – UNIDAD EJECUTORA DEL PROGRAMA DE ACUEDUCTOS RURALES

CONTENIDO	No. HOJA	
	GENERAL	ESPECÍFICO
PLANO DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	1/28	1/2
PLANO DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	2/28	2/2
PLANTA GENERAL DEL PROYECTO	3/28	1/1
PLANTA – PERFIL LINEA DE CONDUCCIÓN DE 0+000 A 0+750	4/28	1/10
PLANTA – PERFIL LINEA DE CONDUCCIÓN DE 0+750 A 1+500	5/28	2/10
PLANTA – PERFIL LINEA DE CONDUCCIÓN DE 1+500 A 2+250	6/28	3/10
PLANTA – PERFIL LINEA DE CONDUCCIÓN DE 2+250 A 3+000	7/28	4/10
PLANTA – PERFIL LINEA DE CONDUCCIÓN DE 3+000 A 3+750	8/28	5/10
PLANTA – PERFIL LINEA DE CONDUCCIÓN DE 3+750 A 4+500	9/28	6/10
PLANTA – PERFIL LINEA DE CONDUCCIÓN DE 4+500 A 5+250	10/28	7/10
PLANTA – PERFIL LINEA DE CONDUCCIÓN DE 5+250 A 6+000	11/28	8/10
PLANTA – PERFIL LINEA DE CONDUCCIÓN DE 6+000 A 6+750	12/28	9/10
PLANTA – PERFIL LINEA DE CONDUCCIÓN DE 6+750 A 7+419.12	13/28	10/10
DETALLE DE OBRA DE CAPTACIÓN	14/28	1/2
DETALLE DE OBRA DE CAPTACIÓN	15/28	2/2
DETALLE DE DASARENADOR	16/28	1/3
DETALLE DE DASARENADOR	17/28	2/3
DETALLE DE DASARENADOR	18/28	3/3
DETALLE DE TANQUE ROMPE – PRESIÓN	19/28	1/1
DETALLES ESPECIALES	20/28	1/1
DETALLE DE CAJAS DE VALVULAS	21/28	1/1
DETALLE DE PASOS AÉREOS	22/28	1/4
DETALLE DE PASOS AÉREOS	23/28	2/4
DETALLE DE PASOS AÉREOS	24/28	3/4
DETALLE DE PASOS AÉREOS	25/28	4/4
DETALLE DE TANQUE DE ALMACENAMIENTO	26/28	1/3
DETALLE DE TANQUE DE ALMACENAMIENTO	27/28	2/3
DETALLE DE TANQUE DE ALMACENAMIENTO	28/28	3/3



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS INC. CIVIL 08-09
MUNICIPALIDAD DE SOLOLÁ, SOLOLÁ.

PROYECTO: DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUICAB PARA EL CASO URBANO DE SOLOLÁ	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: PLANO DE ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	FECHA: FEBRERO-2010

ASESOR DE REGIÓN: ING. LUIS ORRIBIO ALFARO VELZ	DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	PLANO No.	
EFESISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 8002 – 12477	DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	GENERAL	ESPECÍFICO
		2/28	2/2

PEM. PEDRO SALDAJ QUISQUINA ALCALDE MUNICIPAL Sr. Sr. ING. LUIS ORRIBIO ALFARO VELZ SUPERVISOR EPS REGIÓN SOLOLÁ



BASES DE DISEÑO DE AGUA POTABLE POR GRAVEDAD	
DATOS DE POBLACIÓN ACTUAL	
AÑO DE CENSO:	2.008
INSTITUCIÓN:	Municipalidad de Solalá
NÚMERO DE HABITANTES ACTUALES:	22.450
NÚMERO DE VIVIENDAS ACTUALES:	4.190
DENSIDAD DE POBLACIÓN:	5 Hab./Vicenda
CÁLCULO DE POBLACIÓN FUTURA	
PERIODO DE DISEÑO:	22 Años
TASA DE CRECIMIENTO GEOMÉTRICO:	4.5%
POBLACIÓN FUTURA:	59.126 Habitantes
VIVIENDAS FUTURAS:	11.825
AÑO DE PERIODO DE DISEÑO:	2.030
SECTOR COMERCIAL	
Locales o puestos ubicados en el mercado	Cantidad 186
Casercerías (servicios varios)	10
Casualidades (8 bombas c/a)	2
Salón de usos múltiples (SUM-privadas)	4
SECTOR INDUSTRIAL	
Industrias (aprox. 30 a 40 trabajadores c/a)	Cantidad 8
SECTOR PÚBLICO	
Salón de usos múltiples (SUM-municipales)	Cantidad 2
Centros educativos (estudiantes externos)	3
Estación de policía (20 agentes)	1
Iglesias católicas (100 asistentes por día)	2
Edificios públicos (40 trabajadores c/a)	10
Gimnasio (50 asistentes por día)	1
Hospital nacional (40 camas disponibles)	1
Rastro municipal (distace de 5 veces por día)	1
NOTA:	
EL CRECIMIENTO POBLACIONAL SE BASA EN EL CENSO REALIZADO POR LA EMPRESA PRIVADA EPSCA, SA. EN EL AÑO 2.008, LA CUAL LOGRÓ DETERMINAR UNA TASA DE CRECIMIENTO GEOMÉTRICO DE 4.5 %.	
LA DOTACIÓN PARA LA POBLACIÓN SE ADOPTÓ EN BASE AL CLIMA DE LA REGIÓN Y COSTUMBRES Y PRIORIDADES DE LOS HABITANTES.	

CÁLCULO DE CAUDALES	
Dotación adoptada para Población:	100 L/hab./día
Dotación adoptada para locales de mercado:	100 L/puesto/día
Dotación adoptada para casercerías:	3.000 L/casercería/día
Dotación adoptada para casualidades:	300 L/bomba/día
Dotación adoptada para SUM (privadas):	10 L/asistente/día
Dotación adoptada para industrias:	1.000 L/industria/día
Dotación adoptada para SUM (municipales):	10 L/asistente/día
Dotación adoptada para centros educativos:	25 L/estudiante/día
Dotación adoptada para estación de policía:	100 L/persona/día
Dotación adoptada para estación de bomberos:	200 L/persona/día
Dotación adoptada para iglesias:	10 L/asistente/día
Dotación adoptada para edificios públicos:	50 L/persona/día
Dotación adoptada para gimnasio:	150 L/asistente/día
Dotación adoptada para centro de salud:	12 L/paciente/día
Dotación adoptada para hospital nacional:	800 L/cama/día
Dotación adoptada para rastro municipal:	500 L/res/día
Fuentes actuales:	
Nacimiento El Porvenir:	25 L/s
Nacimiento Los Bravos:	2.5 L/s
Pozo Talca:	3 L/s
Pozo El Porvenir:	1.83 L/s
Movimiento de fuentes actuales:	34.33 L/s
Caudal a captar de fuente propuesta:	
Caudal total de fuente propuesta y actuales:	84.33 L/s
Caudal que producen las fuentes:	7.286.112.000 L/día
Caudal medio de Población:	
Caudal medio de locales en mercado:	5.912.600.000 L/día
Caudal medio de casercerías:	18.600.000 L/día
Caudal medio de casualidades:	120.000.000 L/día
Caudal medio de SUM - privadas:	4.800.000 L/día
Caudal medio de industrias:	2.000.000 L/día
Caudal medio de SUM - municipales:	32.000.000 L/día
Caudal medio de centros educativos:	1.000.000 L/día
Caudal medio de estación de policía:	37.500.000 L/día
Caudal medio de estación de bomberos:	2.000.000 L/día
Caudal medio de iglesias:	2.000.000 L/día
Caudal medio de edificios públicos:	25.000.000 L/día
Caudal medio de gimnasio:	7.500.000 L/día
Caudal medio de centro de salud:	360.000 L/día
Caudal medio de hospital nacional:	32.000.000 L/día
Caudal medio de rastro municipal:	2.500.000 L/día
SUMA DE CAUDAL MEDIO: (Qm)	
FACTOR DÍA MÁXIMO	71.78 L/s
CAUDAL DE DÍA MÁXIMO: (QDM)	
FACTOR HORA MÁXIMA	86.14 L/s
CAUDAL DE HORA MÁXIMO: (QHM)	
VOLUMEN TOTAL A REQUERIR DE TANQUES DE DISTRIBUCIÓN:	2.980 m³
PORCENTAJE DE ALMACENAMIENTO	40 % de QDM
NOTA:	
ESTOS DATOS MUESTRAN LA INFORMACIÓN DEL CAUDAL DE DÍA MÁXIMO REQUERIDO A 22 AÑOS, TOMANDO COMO REFERENCIA LA SUMA DE CAUDALES DE LA FUENTE PROPUESTA (RÍO QUISCAR) MÁS LAS FUENTES ACTUALES (2 NACIMIENTOS Y 2 POZOS DE AGUA).	
EL CAUDAL DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISCAR SERÁ DE 50 L/s. EN BASE AL CUAL SE DISEÑARÁ LA LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE ESTE PROYECTO.	
VOLUMEN A REQUERIR DE TANQUE DE DISTRIBUCIÓN PARA CAUDAL DE 50 L/s:	
1.300 m³	
EL VOLUMEN EFECTIVO DE LOS 3 TANQUES ACTUALES TRABAJANDO SUMA 1.035 m³. LA EMPRESA EPSCA CONTEMPLA LA CONSTRUCCIÓN DE 3 TANQUES CON UN VOLUMEN TOTAL DE 1.100 m³ POR LO QUE PARA EL PRESENTE PROYECTO SE PROPONE EL DISEÑO DE UN TANQUE DE 650 m³, LOGRANDO CUBRIR LA DEMANDA TOTAL DE VOLUMEN A REQUERIR.	

AÑO	POBLACIÓN (habitantes)	SUMA DE CAUDAL DE FUENTES (L/s)	CAUDAL REQUERIDO (L/s)	QDM (L/s)
2.008	22.450	34.33	29.12	43.18
2.009	23.162	34.33	30.49	46.59
2.010	24.516	34.33	31.71	48.03
2.011	25.670	34.33	32.99	49.59
2.012	26.774	34.33	34.32	51.19
2.013	27.938	34.33	35.72	52.86
2.014	29.236	34.33	37.17	54.61
2.015	30.552	34.33	38.70	56.41
2.016	31.928	34.33	40.29	58.25
2.017	33.364	34.33	41.95	60.11
2.018	34.866	34.33	43.69	62.01
2.019	36.434	34.33	45.51	63.94
2.020	38.074	34.33	47.40	65.90
2.021	39.786	34.33	49.38	67.96
2.022	41.578	34.33	51.46	69.13
2.023	43.448	34.33	53.62	70.43
2.024	45.394	34.33	55.89	71.86
2.025	47.416	34.33	58.25	73.42
2.026	49.512	34.33	60.72	75.11
2.027	51.682	34.33	63.30	76.94
2.028	53.924	34.33	66.00	78.91
2.029	56.238	34.33	68.82	81.03
2.030	58.626	34.33	71.77	83.31

EST	PO	AZIMUT	DH (m)	COTA (m)
0	-	-	-	2.300.00
0	0.01	97°13'59"	14.34	2.298.13
0	0.02	107°32'02"	37.51	2.296.83
0	0.03	96°52'11"	70.17	2.295.08
0	1	96°29'37"	93.15	2.294.02
1	2	106°22'38"	49.95	2.289.23
2	3	120°57'47"	17.44	2.289.05
3	4	170°51'43"	21.31	2.287.57
4	5	145°36'59"	10.00	2.286.85
5	6	123°36'03"	37.80	2.284.23
6	7	111°23'11"	21.40	2.282.76
7	8	136°02'48"	16.58	2.281.58
8	9	202°53'11"	13.00	2.280.73
9	10	185°24'22"	30.44	2.279.82
10	11	96°37'14"	23.32	2.279.12
11	12	122°48'50"	20.26	2.278.54
12	13	137°51'02"	22.29	2.277.89
13	14	111°46'59"	23.87	2.277.18
14	15	02°48'36"	31.63	2.276.26
15	16	145°40'23"	36.31	2.275.19
16	17	100°27'35"	28.43	2.274.35
17	18	133°23'47"	21.88	2.273.71
18	19	142°10'09"	16.89	2.273.19
19	20	128°47'42"	23.40	2.272.50
20	21	142°44'10"	26.23	2.271.74
21	22	124°02'34"	37.48	2.270.70
22	23	129°28'06"	45.09	2.269.17
23	24	101°40'36"	15.14	2.269.31
24	25	189°50'06"	12.87	2.269.02
25	26	174°15'00"	20.03	2.268.56
26	27	215°11'39"	33.04	2.267.80
27	28	106°30'44"	17.08	2.267.40
28	29	174°13'39"	17.46	2.266.99
29	30	110°33'33"	9.45	2.266.78
30	31	157°00'08"	4.98	2.266.65
31	32	137°12'08"	52.22	2.265.47
32	33	215°23'53"	17.51	2.265.07
33	34	208°56'59"	47.68	2.263.98
34	35	316°21'15"	22.47	2.263.46
35	36	231°22'49"	41.80	2.262.50
36	37	177°02'41"	42.34	2.261.55
37	38	193°19'06"	17.00	2.261.16
38	39	177°12'25"	33.82	2.260.38
39	40	247°01'22"	44.62	2.259.48
40	41	353°11'05"	27.52	2.257.68
41	42	251°38'41"	28.39	2.255.85
42	43	153°30'11"	34.08	2.253.65
43	44	145°27'14"	22.09	2.252.17
44	45	48°27'51"	7.50	2.251.65
45	46	189°40'56"	19.44	2.250.33
46	47	38°10'23"	25.20	2.247.84
47	48	174°41'06"	64.72	2.246.27
48	49	273°37'24"	70.21	2.247.81
49	50	192°46'52"	18.01	2.247.27
50	51	200°28'02"	40.00	2.246.08
51	52	215°12'16"	19.96	2.245.49
52	53	175°12'56"	13.16	2.245.03
53	54	140°42'34"	80.58	2.242.01
54	55	218°52'47"	23.53	2.241.89
55	56	180°39'20"	19.16	2.241.31
56	57	202°39'48"	41.81	2.242.02
57	58	201°10'00"	44.73	2.240.53
58	59	191°19'49"	12.08	2.247.59
59	60	171°15'06"	21.76	2.249.11
60	61	139°46'18"	27.56	2.248.61
61	62	173°54'09"	18.78	2.247.85
62	63	189°37'10"	33.25	2.246.79
63	64	280°44'37"	31.03	2.246.30
64	65	180°53'47"	18.89	2.245.67
65	66	948°07'27"	32.34	2.245.12
66	67	206°35'14"	19.73	2.244.29
67	68	163°26'41"	46.61	2.240.81
68	69	105°11'26"	61.70	2.248.58
69	70	96°37'19"	32.92	2.247.23
70	71	146°31'28"	21.05	2.246.49
71	72	194°06'14"	27.48	2.245.54
72	73	191°47'39"	138.22	2.240.72
73	74	74°32'19"	122.46	2.246.37
74	75	12°51'36"	54.89	2.244.31
75	76	128°58'20"	44.41	2.242.24
76	77	201°12'50"	59.94	2.240.77
77	78	147°50'04"	43.26	2.240.97
78	79	83°02'19"	44.95	2.240.36
79	80	120°13'45"	72.15	2.247.64
80	81	154°44'51"	33.82	2.242.69
81	82	145°28'53"	83.92	2.243.73
82	83	117°11'07"	27.43	2.240.41
83	84	58°23'53"	27.81	2.240.07
84	85	144°56'50"	30.13	2.244.83
85	86	41°15'08"	38.87	2.240.28

PLANTA GENERAL DEL PROYECTO (LÍNEA DE CONDUCCIÓN)
 ESCALA: 1/8,000

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS INC. CIVIL 08-09
MUNICIPALIDAD DE SOLALÁ, SOLALÁ.

PROYECTO: DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISCAR PARA EL CASO URBANO DE SOLALÁ	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: PLANTA GENERAL DEL PROYECTO	FECHA: FEBRERO-2010

ASESOR DE REGIÓN: ING. LUIS GERBORDO ALFARO VELZ	DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	PLANO No. GENERAL ESPECÍFICO 3 / 28	FECHA: 1 / 1
EPESISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 2002 - 12477		DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	

PEM. PEDRO SALOZ QUISSUNA ALCALDE MUNICIPAL Yo, ING. LUIS GERBORDO ALFARO VELZ SUPERVISOR EPS REGIÓN SOLALÁ

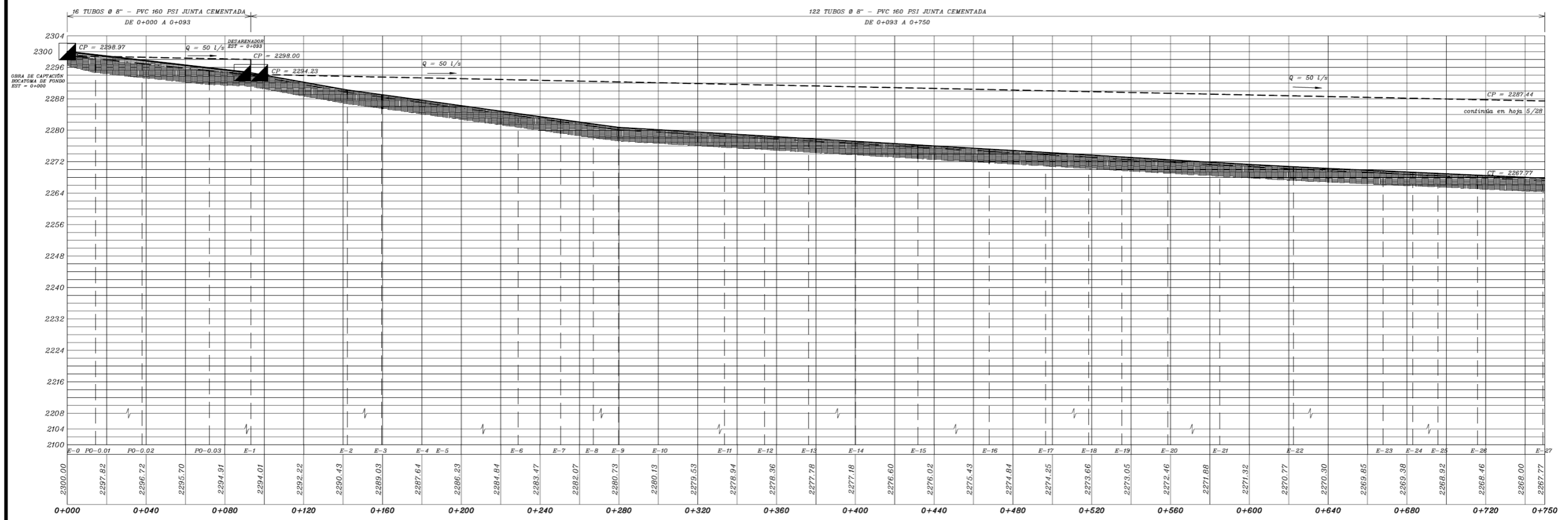
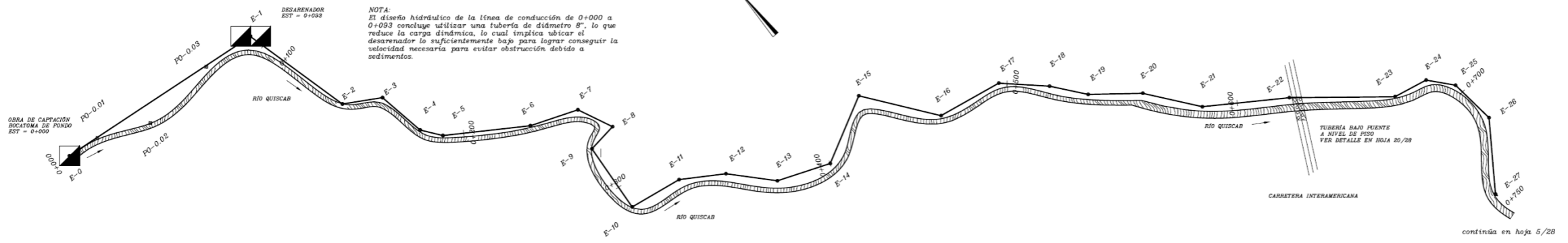
LÍNEA DE CONDUCCIÓN CAPTACIÓN-DESARENADOR
 Según documento CEPIS el tipo de captación propuesto requiere considerarse pendientes mayores de 2%.

Por lo que es importante considerar este criterio de ser necesaria la reubicación del tanque desarenador.

FUENTE:
 Especificaciones técnicas para el diseño de captaciones por gravedad de aguas superficiales.
 Organización Panamericana de la Salud
 Lima 2,004

NOTA:
 El diseño hidráulico de la línea de conducción de 0+000 a 0+093 concluye utilizar una tubería de diámetro 8", lo que reduce la carga dinámica, lo cual implica ubicar el desarenador lo suficientemente bajo para lograr conseguir la velocidad necesaria para evitar obstrucción debido a sedimentos.

NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	CAPTACIÓN
	DESARENADOR
	ESTACIÓN TOPOGRÁFICA
	TUBERÍA DE CONDUCCIÓN
	PIEZOMÉTRICA Q = L/s
	TANQUE ROMPE PRESIÓN
	VÁLVULA DE A O L Y DIÁMETRO DE TUBO DISTANCIA DE UBICACIÓN DE CAJA
	VÁLVULA DE LIMPIEZA (VL)
	VÁLVULA DE AIRE (VA)
	CAJA PARA VÁLVULAS
	PASO AÉREO
	TANQUE DISTRIBUCIÓN (TD)
	CAMINO O RÍO
	VIVIENDA
	FUENTE



PLANTA - PERFIL LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE 0+000 A 0+750

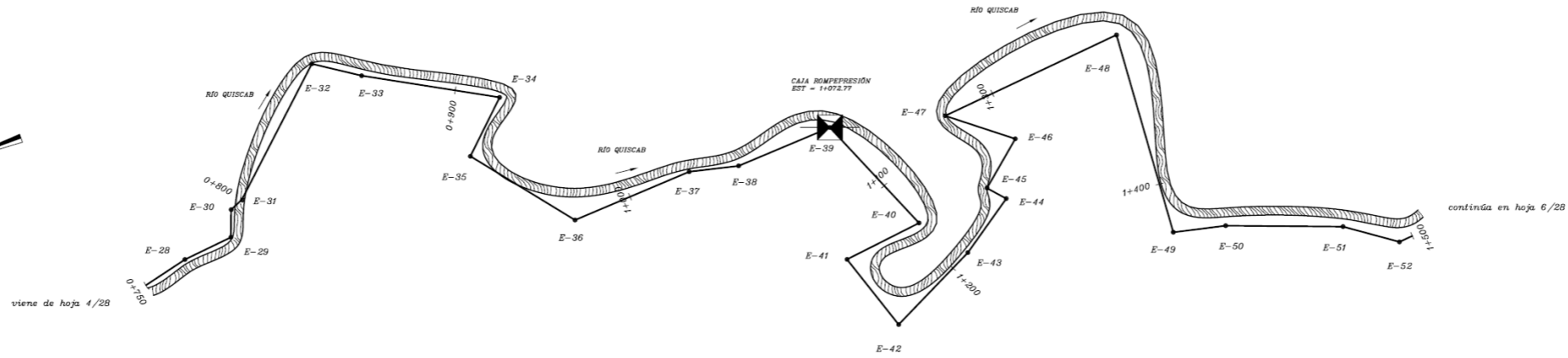
ESCALA HORIZONTAL : 1/1000
 ESCALA VERTICAL : 1/500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS INC. CIVIL 08-09
 MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA.

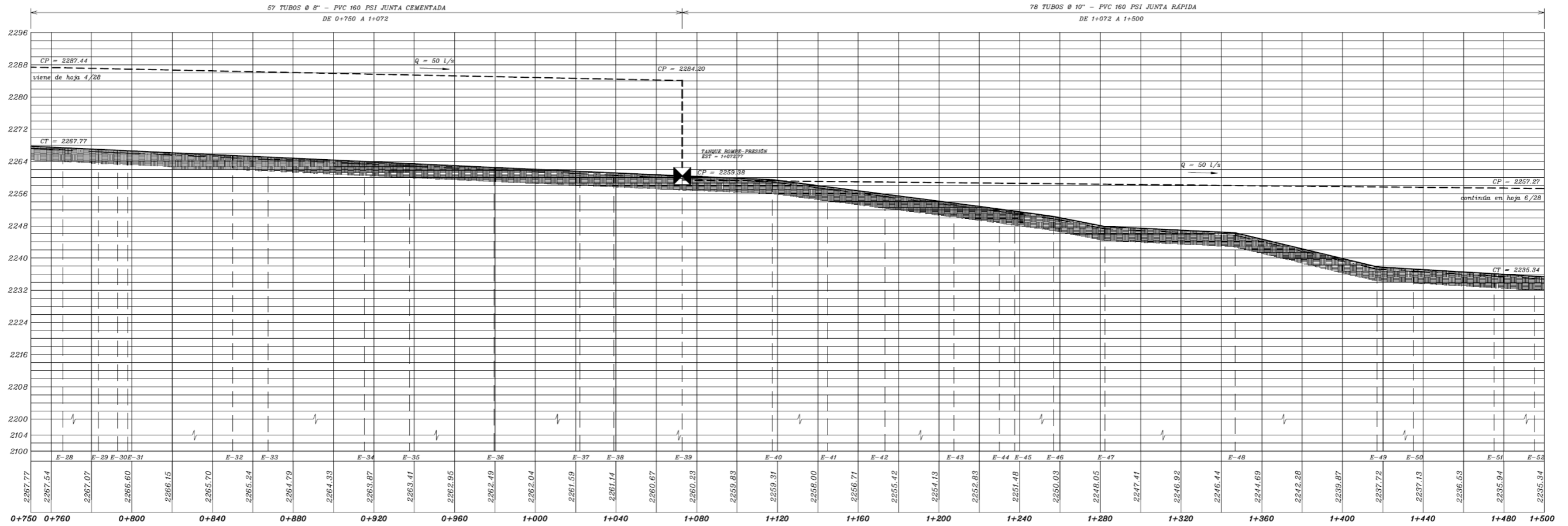
PROYECTO: DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONEXIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISCAB PARA EL CASCO URBANO DE SOLOLA	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: PLANTA - PERFIL CAMINAMIENTO DE 0+000 A 0+750	FECHA: FEBRERO-2010

ASESOR DE REGIÓN: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	PLANO No.: GENERAL 4 / 28 ESPECÍFICO 1 / 10
EPESISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 2002 - 12477	DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	

Ing. M. PEDRO SAJO QUIQUINA ALCALDE MUNICIPAL Ing. M. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ SUPERVISOR EPS REGIÓN SOLOLA



NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	CAPTACIÓN
	DESARENADOR
	ESTACIÓN TOPOGRÁFICA
	TUBERÍA DE CONDUCCIÓN
	PIEZOMÉTRICA Q = L/s
	TANQUE ROMPE PRESIÓN
	VÁLVULA DE A O L Y DIÁMETRO DE TUBO DISTANCIA DE UBICACIÓN DE CAJA
	VÁLVULA DE LIMPIEZA (VL)
	VÁLVULA DE AIRE (VA)
	CAJA PARA VÁLVULAS
	PASO AÉREO
	TANQUE DISTRIBUCIÓN (TD)
	CAMINO O RÍO
	VIVIENDA
	FUENTE



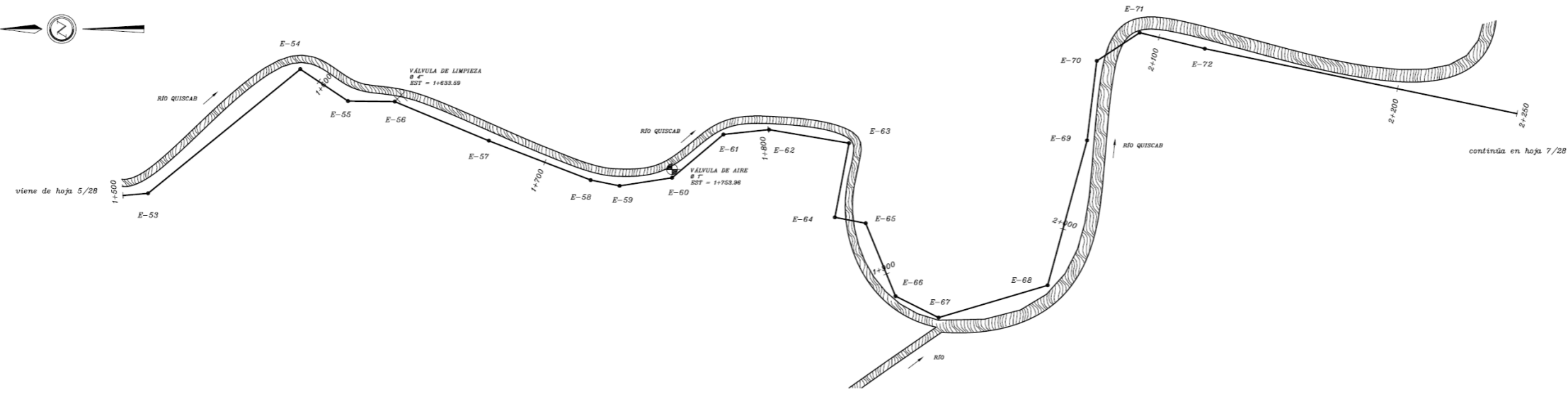
PLANTA - PERFIL LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE 0+750 A 1+500
 ESCALA HORIZONTAL : 1/1000
 ESCALA VERTICAL : 1/500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS INC. CIVIL 08-09
 MUNICIPALIDAD DE SOLLA, SOLLA.

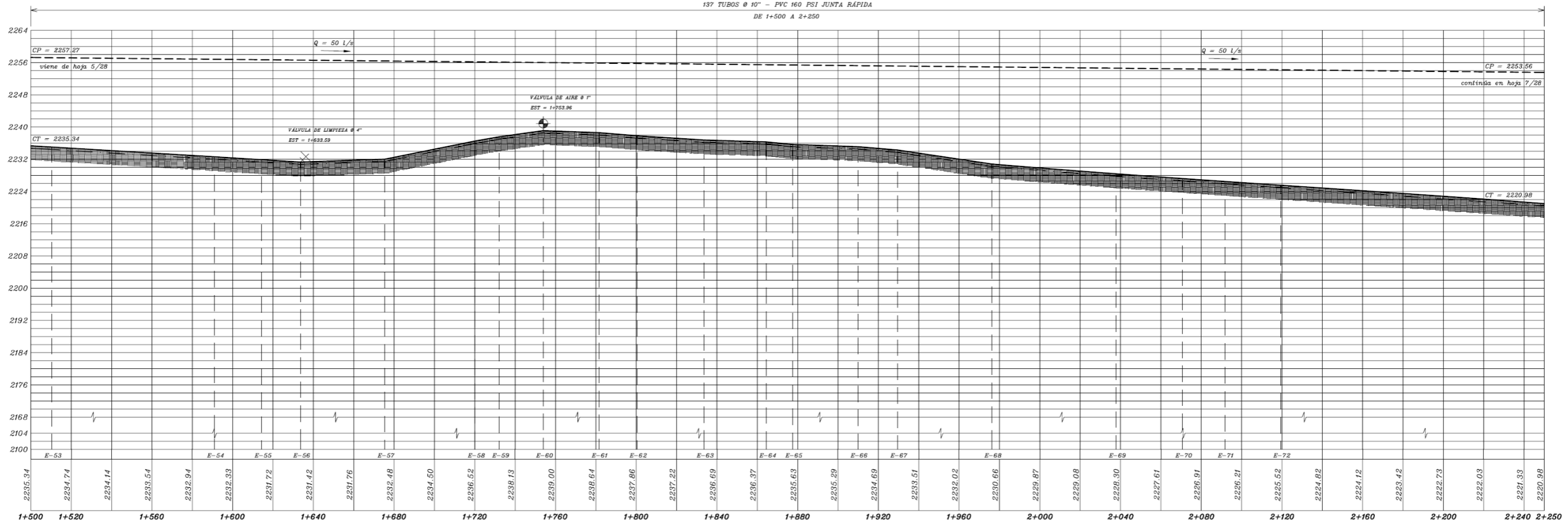
PROYECTO: SISTEMA DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISQAB PARA EL CASO URBANO DE SOLLA
 CONTENIDO: PLANTA - PERFIL CAMINAMIENTO DE 0+750 A 1+500
 ESCALA: INDICADA
 FECHA: FEBRERO-2010

ASESOR DE REGIÓN: ING. LUIS GERBODIO ALFARO VELZ	DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	PLANO No. GENERAL ESPECÍFICO
EPESISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 2002 - 12477	DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	5/28 2/10

P.M. PEDRO SAJO QUIQUINA ALCALDE MUNICIPAL
 Y. DR. ING. LUIS GERBODIO ALFARO VELZ SUPERVISOR EPS REGIÓN SOLLA



NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	CAPTACIÓN
	DESARENADOR
	ESTACIÓN TOPOGRÁFICA
	TUBERÍA DE CONDUCCIÓN
	PIEZOMÉTRICA Q = L/s
	TANQUE ROMPE PRESIÓN
	VALVULA DE A O L Y DIÁMETRO DE TUBO DISTANCIA DE UBICACIÓN DE CAJA
	VALVULA DE LIMPIEZA (VL)
	VALVULA DE AIRE (VA)
	CAJA PARA VALVULAS
	PASO ABREO
	TANQUE DISTRIBUCIÓN (TD)
	CAMINO O RIO
	VIVIENDA
	FUENTE



PLANTA - PERFIL LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE 1+500 A 2+250

ESCALA HORIZONTAL : 1/1000
ESCALA VERTICAL : 1/500



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS INC. CIVIL 08-09
MUNICIPALIDAD DE SOLLA, SOLLA.

PROYECTO: DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONEXIÓN DE AGUA DEL RIO QUISCAB PARA EL CASO URBANO DE SOLLA	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: PLANTA - PERFIL CAMINAMIENTO DE 1+500 A 2+250	FECHA: FEBRERO-2010

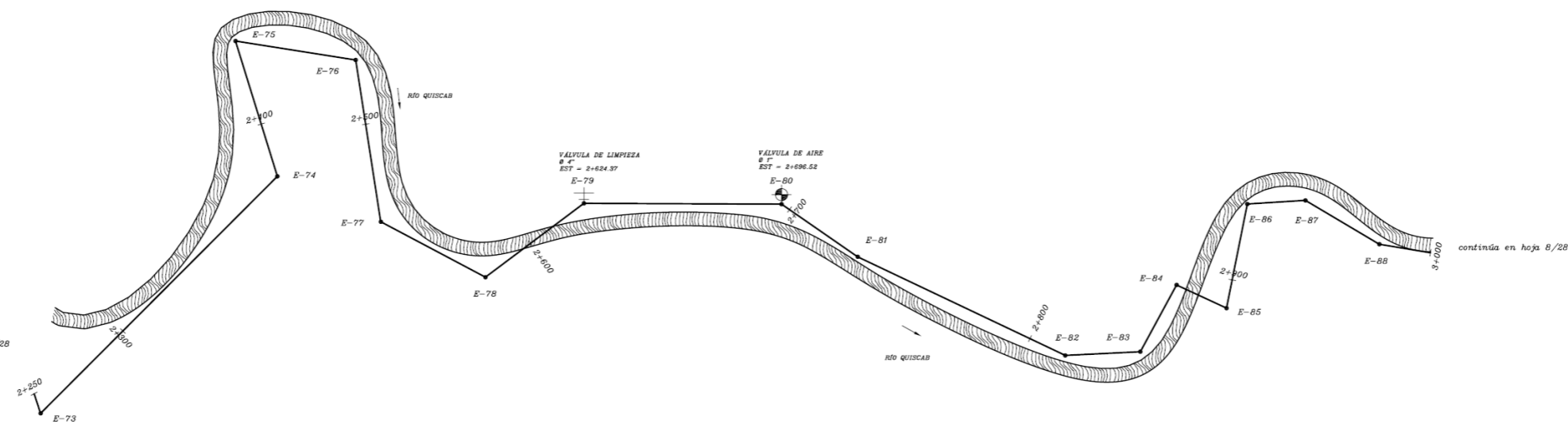
ASESOR DE REGIÓN: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELZ	DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	PLANO No. GENERAL ESPECÍFICO
EPESISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 2002 - 12477	DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	6/28 3/10

PEM. PEDRO SAJO QUISQUINA
ALCALDE MUNICIPAL

Yo. Ing. LUIS GREGORIO ALFARO VELZ
SUPERVISOR EPS REGIÓN SOLLA

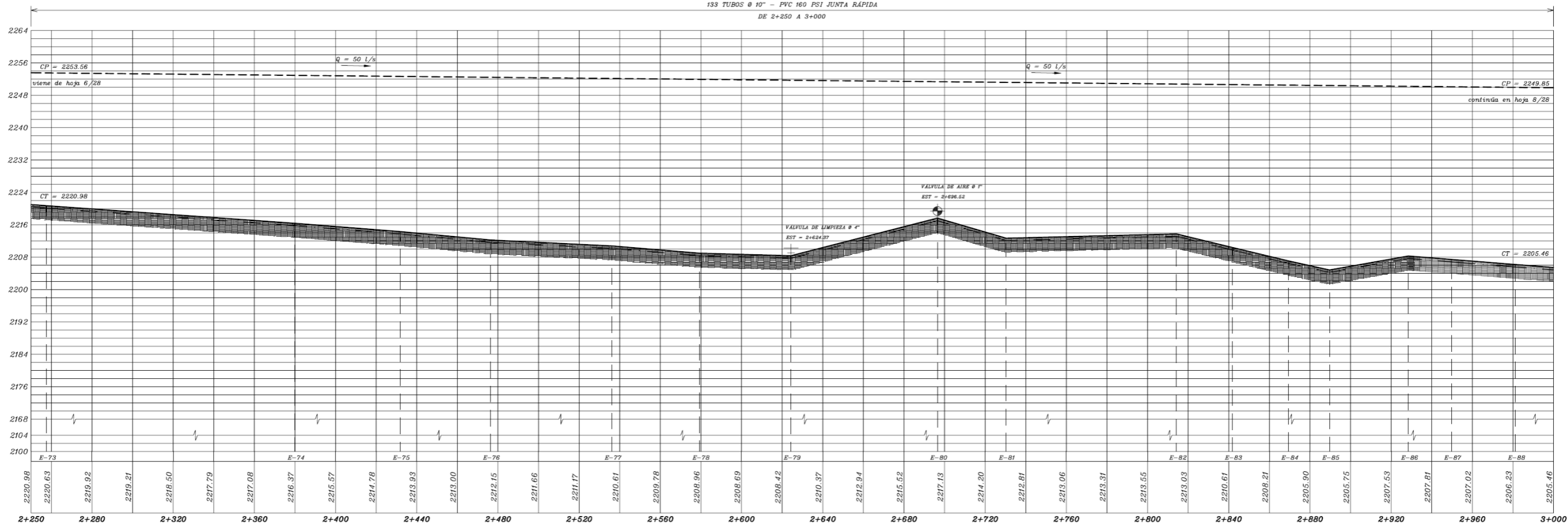


viene de hoja 6/28



NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	CAPTACIÓN
	DESARENADOR
	ESTACIÓN TOPOGRÁFICA
	TUBERÍA DE CONDUCCIÓN
	PIEZOMÉTRICA Q = L/s
	TANQUE ROMPE PRESIÓN
	VÁLVULA DE A 0 L Y DIÁMETRO DE TUBO
	VÁLVULA DE LIMPIEZA (VL)
	VÁLVULA DE AIRE (VA)
	CAJA PARA VÁLVULAS
	PASO AÉREO
	TANQUE DISTRIBUCIÓN (TD)
	CAMINO O RÍO
	VIVIENDA
	FUENTE

133 TUBOS Ø 10" - PVC 160 PSI JUNTA RÁPIDA
DE 2+250 A 3+000



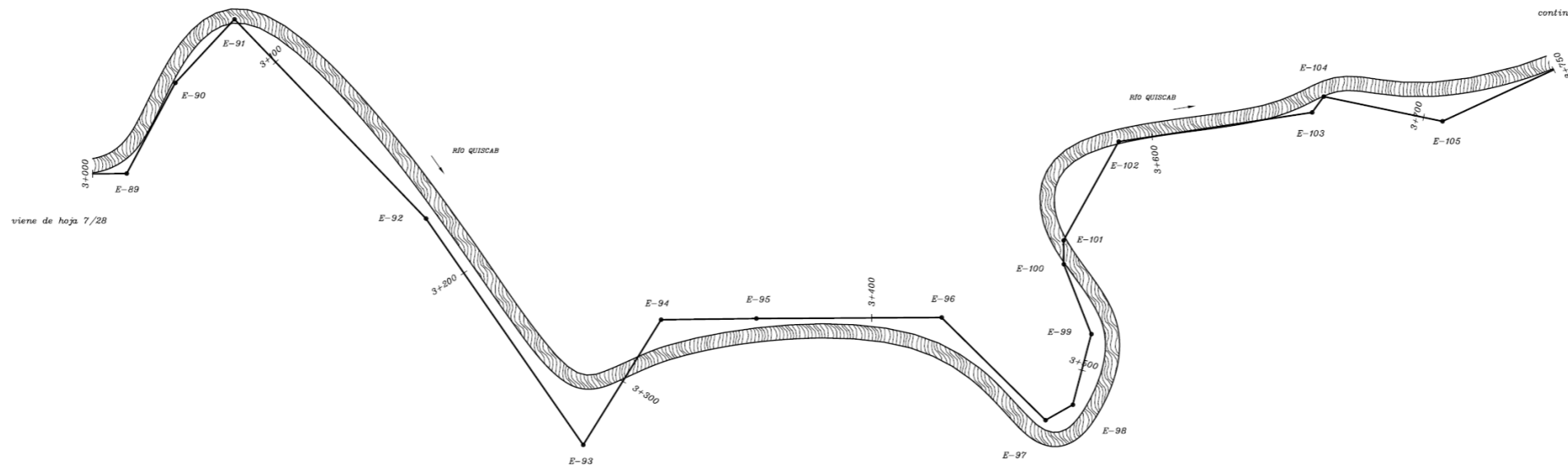
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS INC. CIVIL 08-09
 MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA.

PROYECTO: SISTEMA DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISCAB PARA EL CASCO URBANO DE SOLOLA	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: PLANTA - PERFIL CAMINAMIENTO DE 2+250 A 3+000	FECHA: FEBRERO-2010

ASESOR DE REGIÓN: ING. LUIS GERBODIO ALFARO VELZ	DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	PLANO No. GENERAL
EPESISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 2002 - 12477	DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	ESPECÍFICO 7/28 4/10

PEM. PEDRO SAJÓ QUISQUINA
ALCALDE MUNICIPAL

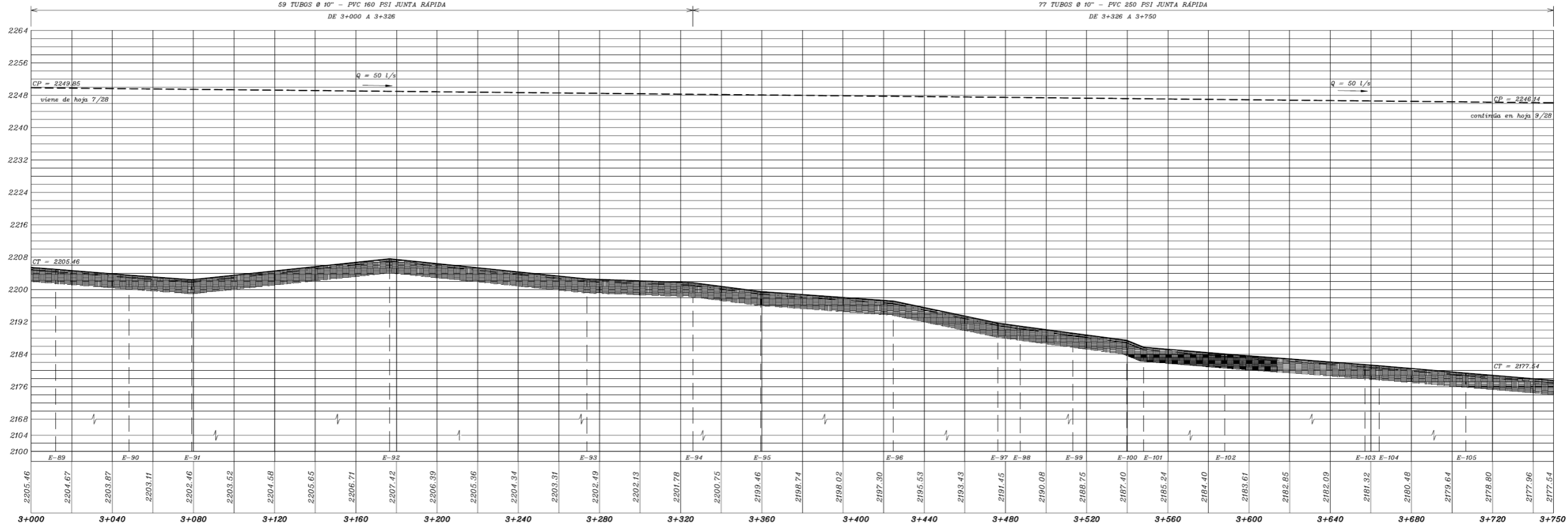
Yo. Ing. LUIS GERBODIO ALFARO VELZ
SUPERVISOR EPS REGIÓN SOLOLA



continúa en hoja 9/28

viene de hoja 7/28

NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	CAPTACIÓN
	DESARENADOR
	ESTACIÓN TOPOGRÁFICA
	TUBERÍA DE CONDUCCIÓN
	PIEZOMÉTRICA Q = L/s
	TANQUE ROMPE PRESIÓN
	VÁLVULA DE A O L Y DIÁMETRO DE TUBO DISTANCIA DE UBICACIÓN DE CAJA
	VÁLVULA DE LIMPIEZA (VL)
	VÁLVULA DE AIRE (VA)
	CAJA PARA VÁLVULAS
	PASO AÉREO
	TANQUE DISTRIBUCIÓN (TD)
	CAMINO O RÍO
	VIVIENDA
	FUENTE



PLANTA - PERFIL LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE 3+000 A 3+750
 ESCALA HORIZONTAL : 1/1000
 ESCALA VERTICAL : 1/500



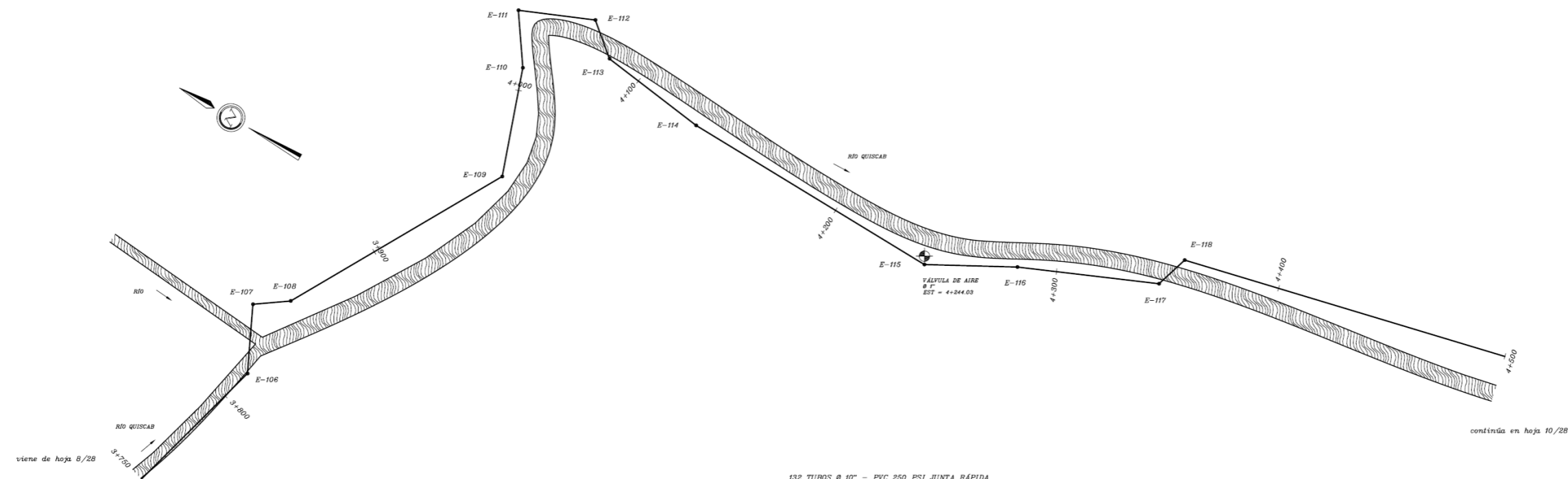
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS INC. CIVIL 08-09
 MUNICIPALIDAD DE SOLOLÁ, SOLOLÁ.

PROYECTO: DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISQAB PARA EL CASO URBANO DE SOLOLÁ
 CONTENIDO: PLANTA - PERFIL CAMINAMIENTO DE 3+000 A 3+750
 ESCALA: INDICADA
 FECHA: FEBRERO-2010

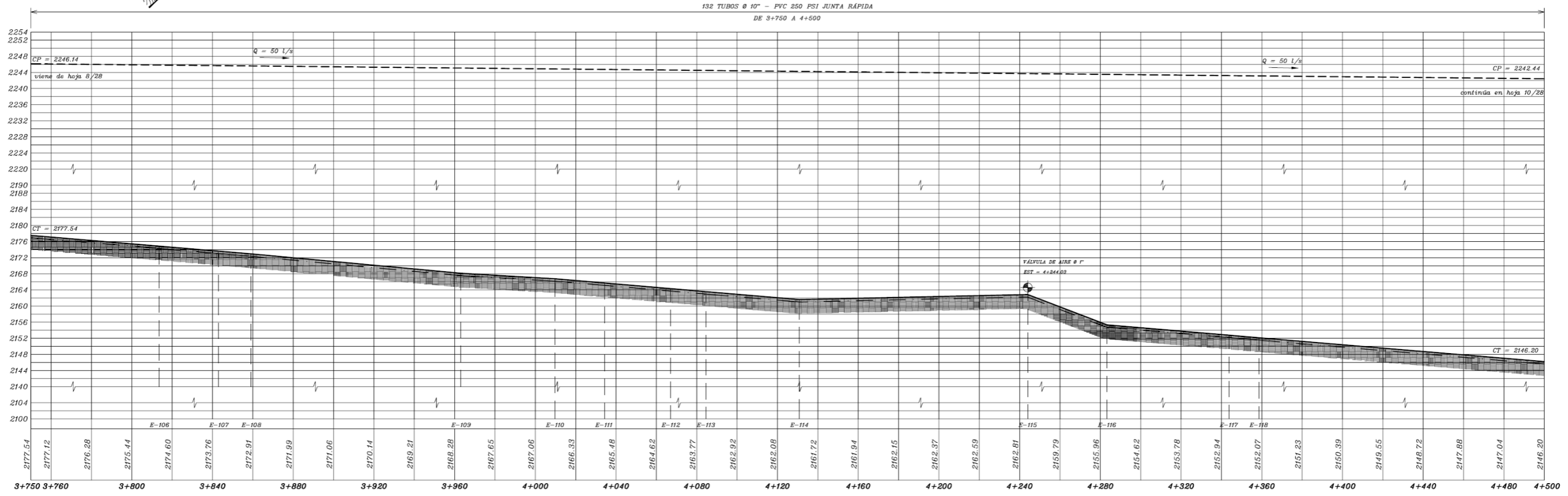
ASESOR DE REGIÓN: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELZ	DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	PLANO No. GENERAL 8/28
EPESISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 2002 - 12477	DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	ESPECÍFICO 5/10

PEM. PEDRO SAJO QUIQUINA
 ALCALDE MUNICIPAL

Yo. Ing. LUIS GREGORIO ALFARO VELZ
 SUPERVISOR EPS REGIÓN SOLOLÁ



NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	CAPTACIÓN
	DESARENADOR
	ESTACIÓN TOPOGRÁFICA
	TUBERÍA DE CONDUCCIÓN
	PIEZOMÉTRICA Q = L/s
	TANQUE ROMPE PRESIÓN
	VÁLVULA DE 1/8" Ø Y DIÁMETRO DE TUBO DISTANCIA DE UBICACIÓN DE CAJA
	VÁLVULA DE LIMPIEZA (VL)
	VÁLVULA DE AIRE (VA)
	CAJA PARA VÁLVULAS
	PASO AÉREO
	TANQUE DISTRIBUCIÓN (TD)
	CAMINO O RÍO
	VIVIENDA
	FUENTE



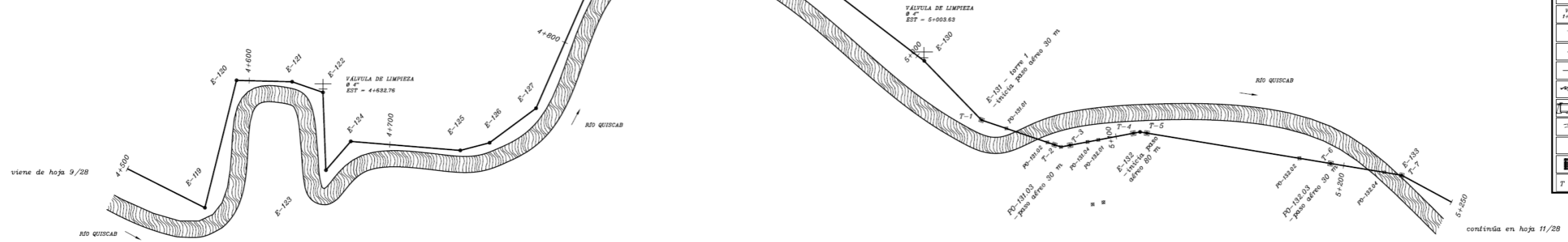
PLANTA - PERFIL LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE 3+750 A 4+500
 ESCALA HORIZONTAL : 1/1000
 ESCALA VERTICAL : 1/500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS INC. CIVIL 08-09
 MUNICIPALIDAD DE SOLOLÁ, SOLOLÁ.

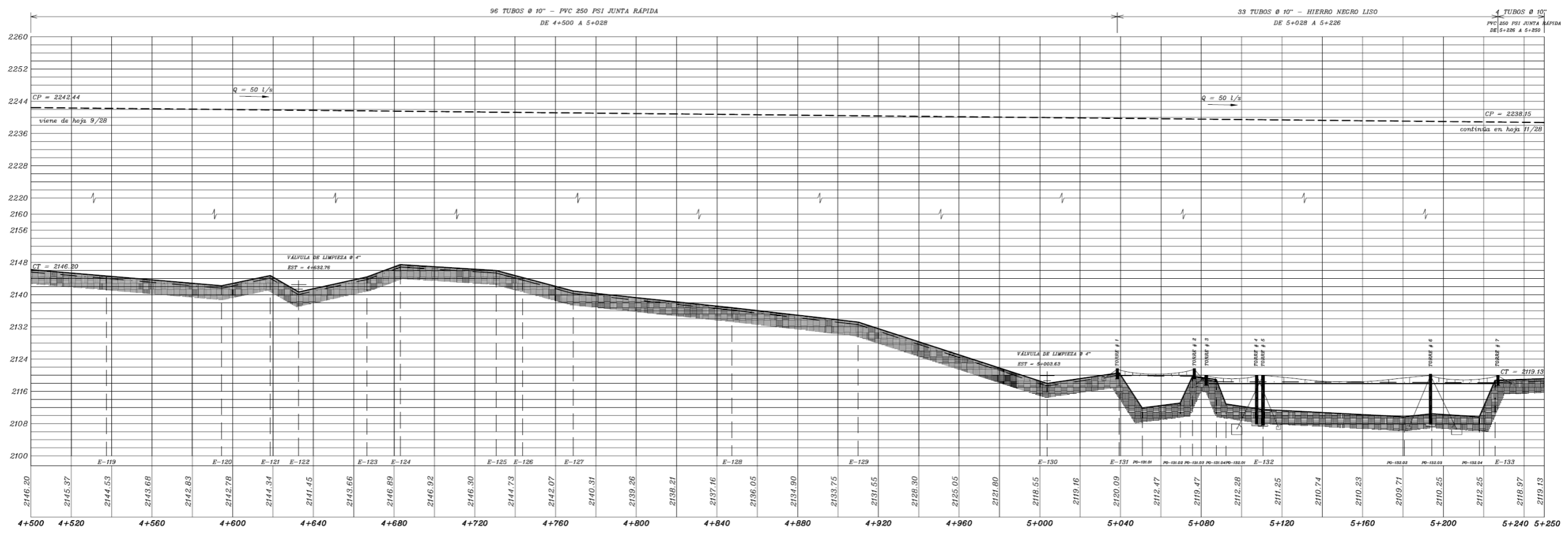
PROYECTO: DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISCAB PARA EL CASCO URBANO DE SOLOLÁ	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: PLANTA - PERFIL CAMINAMIENTO DE 3+750 A 4+500	FECHA: FEBRERO-2010

ASESOR DE REGIÓN: ING. LUIS GERBORDO ALFARO VELZ	DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	PLANO No.: GENERAL ESPECÍFICO
EPESISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 2002 - 12477	DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	9/28 / 6/10

Ing. LUIS GERBORDO ALFARO VELZ
 SUPERVISOR EPS REGIÓN SOLOLÁ



NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	CAPTACIÓN
	DESARENADOR
	ESTACIÓN TOPOGRÁFICA
	TUBERÍA DE CONDUCCIÓN
	PIEZOMÉTRICA Q = L/s
	TANQUE ROMPE PRESIÓN
	VÁLVULA DE A O L Y DIÁMETRO DE TUBO
	VÁLVULA DE LIMPIEZA (VL)
	VÁLVULA DE AIRE (VA)
	CAJA PARA VÁLVULAS
	PASO AEREO
	TANQUE DISTRIBUCIÓN (TD)
	CAMINO O RÍO
	VIVIENDA
	PUENTE
	TORRE DE PASO AEREO



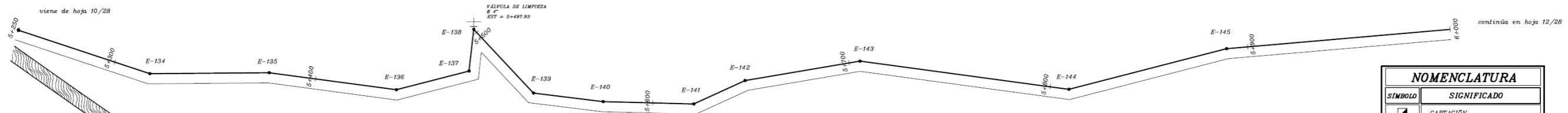
PLANTA - PERFIL LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE 4+500 A 5+250
 ESCALA HORIZONTAL : 1/1000
 ESCALA VERTICAL : 1/500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS INC. CIVIL 08-09
 MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA.

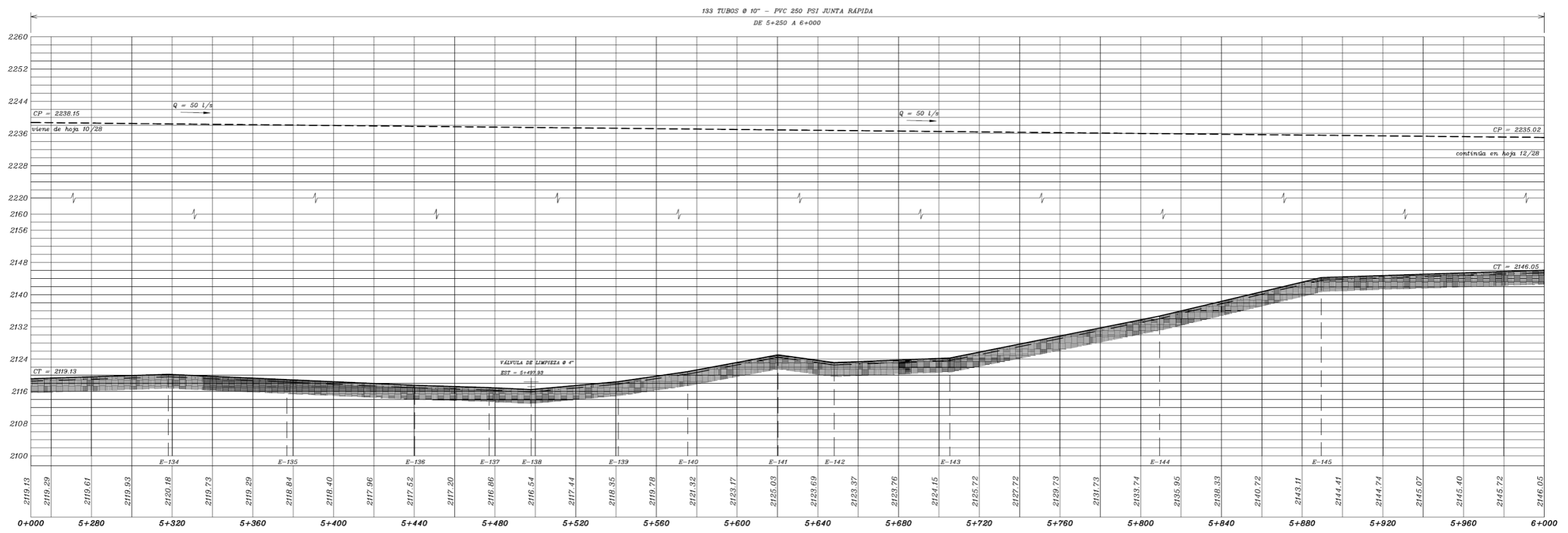
PROYECTO: DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONEXIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISCAB PARA EL CASCO URBANO DE SOLOLA
 CONTENIDO: PLANTA - PERFIL CAMINAMIENTO DE 4+500 A 5+250
 ESCALA: INDICADA
 FECHA: FEBRERO-2010

ASESOR DE REGIÓN: ING. LUIS GERBODIO ALFARO VELZ	DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	PLANO No. GENERAL: 10/28	ESPECÍFICO: 7/10
EPESISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 2002 - 12477	DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS		

Ing. MSc. PEDRO SAJÓ QUISQUINA ALCALDE MUNICIPAL
 Ing. MSc. LUIS GERBODIO ALFARO VELZ SUPERVISOR EPS REGIÓN SOLOLA



NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	CAPTACIÓN
	DESARENADOR
	ESTACIÓN TOPOGRÁFICA
	TANQUE BOMBE-PRESIÓN
	TUBERÍA DE CONDUCCIÓN
	PIEZOMÉTRICA Q = L/s
	VÁLVULA DE A O L Y DIÁMETRO DE TUBO
	VÁLVULA DE LIMPIEZA (VL)
	VÁLVULA DE AIRE (VA)
	CAJA PARA VÁLVULAS
	PASO AÉREO
	TANQUE DISTRIBUCIÓN (TD)
	CAMINO O RÍO
	VIVIENDA
	PUENTE



PLANTA - PERFIL LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE 5+250 A 6+000
 ESCALA HORIZONTAL : 1/1000
 ESCALA VERTICAL : 1/500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS INC. CIVIL 08-09
 MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA.

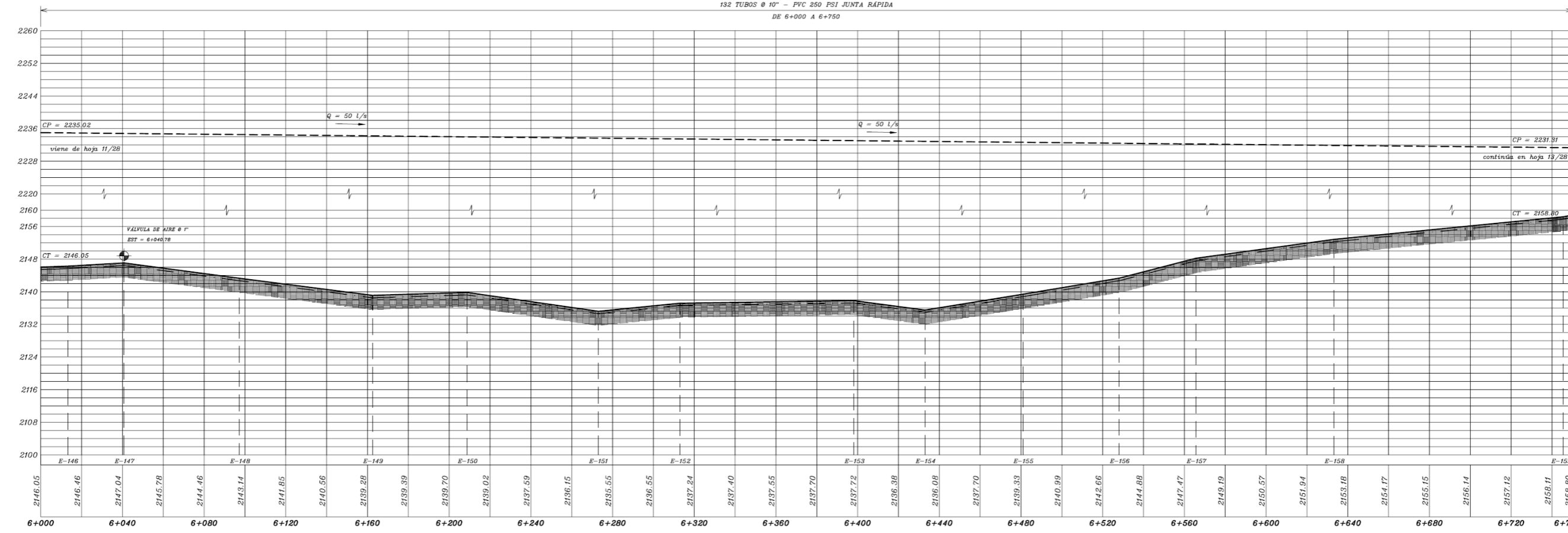
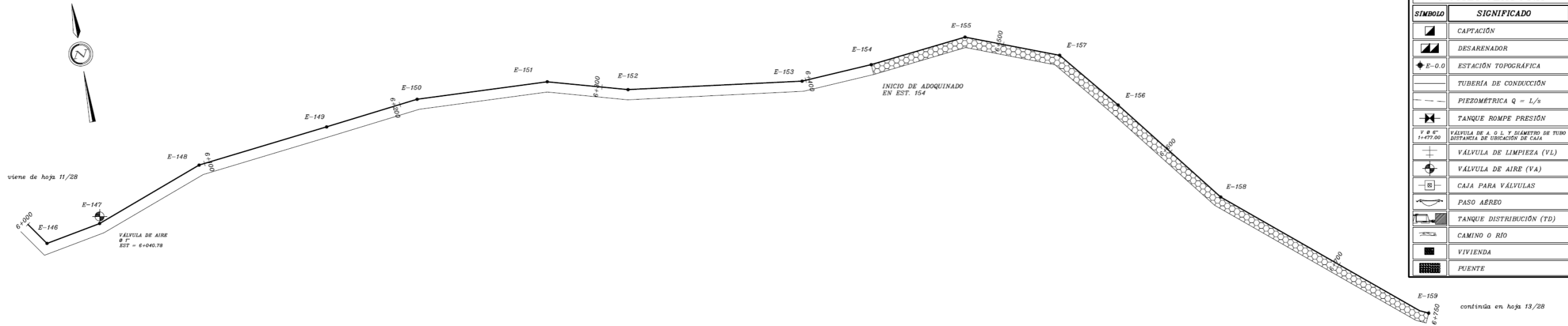
PROYECTO: SISTEMA DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISCAR PARA EL CASO URBANO DE SOLOLA	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: PLANTA - PERFIL CAMINAMIENTO DE 5+250 A 6+000	FECHA: FEBRERO-2010

ASESOR DE REGIÓN: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELZ	DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	PLANO No. GENERAL
EPESISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 2002 - 12477	DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	ESPECÍFICO 11/28 / 8/10

PEM. PEDRO SAJÓ QUISQUINA
ALCALDE MUNICIPAL

V. B. ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELZ
SUPERVISOR EPS REGIÓN SOLOLA

NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	CAPTACIÓN
	DESARENADOR
	ESTACIÓN TOPOGRÁFICA
	TUBERÍA DE CONDUCCIÓN
	PIEZOMÉTRICA Q = L/s
	TANQUE ROMPE PRESIÓN
	VÁLVULA DE A 0 L Y DIÁMETRO DE TUBO
	VÁLVULA DE LIMPIEZA (VL)
	VÁLVULA DE AIRE (VA)
	CAJA PARA VÁLVULAS
	PASO AÉREO
	TANQUE DISTRIBUCIÓN (TD)
	CAMINO O RÍO
	VIVIENDA
	FUENTE



PLANTA - PERFIL LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE 6+000 A 6+750
 ESCALA HORIZONTAL : 1/1000
 ESCALA VERTICAL : 1/500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS INC. CIVIL 08-09
 MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA.

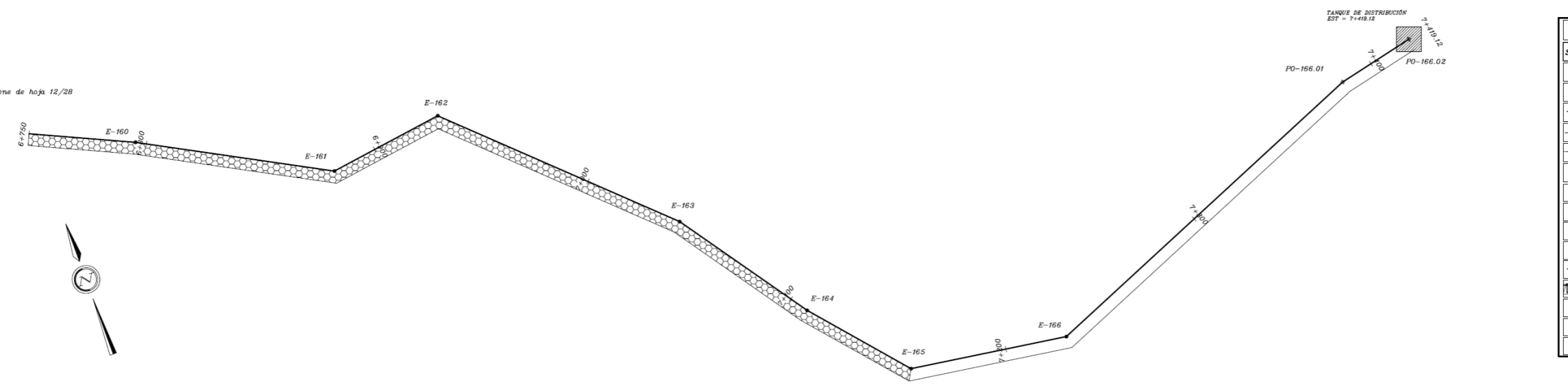
PROYECTO: DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONEXIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISCAR PARA EL CASO URBANO DE SOLOLA
 CONTENIDO: PLANTA - PERFIL CAMINAMIENTO DE 6+000 A 6+750
 ESCALA: INDICADA
 FECHA: FEBRERO-2010

ASESOR DE REGIÓN: INC. LUIS GREGORIO ALFARO VELZ
 DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS
 PLANO No. GENERAL: 12/28 ESPECÍFICO: 9/10

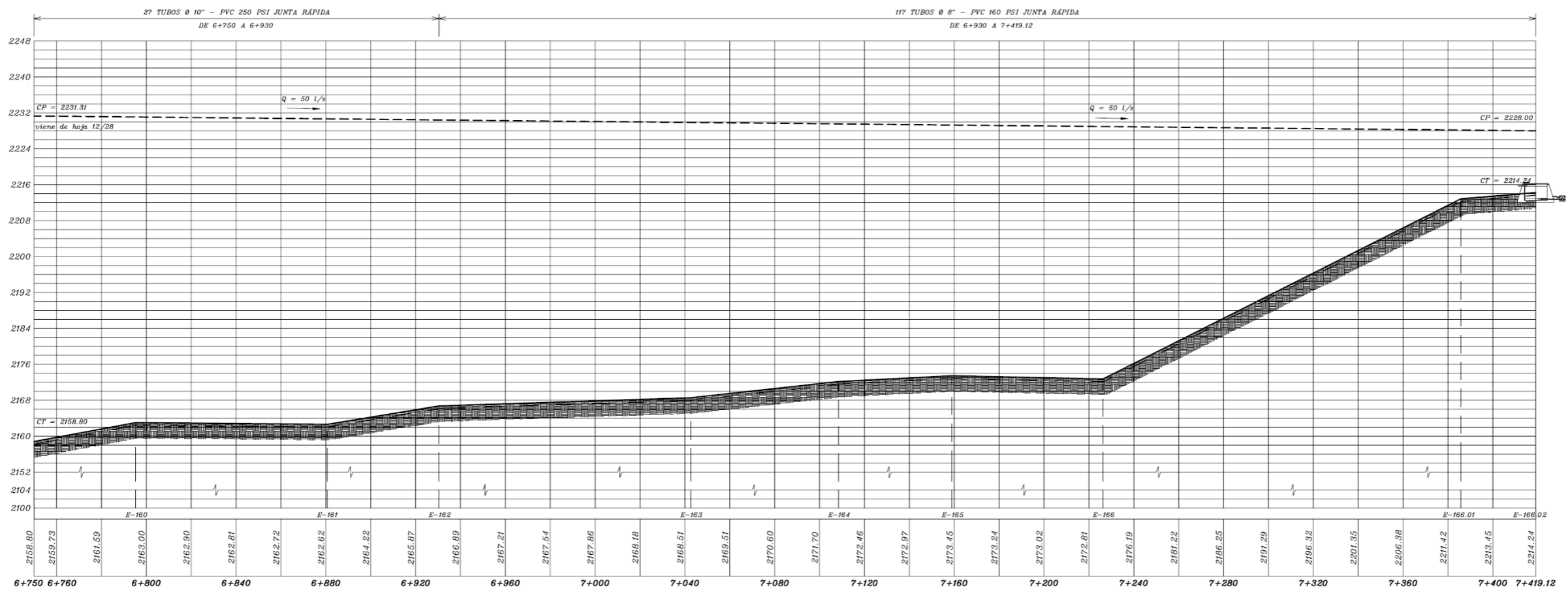
EPESISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 2002 - 12477
 DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS

PEM. PEDRO SAJO QUISQUINA ALCALDE MUNICIPAL
 Yo. Dr. INC. LUIS GREGORIO ALFARO VELZ SUPERVISOR EPS REGIÓN SOLOLA

viene de hoja 12/28



NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	CAPTACIÓN
	DESARENADOR
	ESTACIÓN TOPOGRÁFICA
	TUBERÍA DE CONDUCCIÓN
	PIEZOMÉTRICA $q = L/s$
	TANQUE ROMPE PRESIÓN
	VÁLVULA DE A. G. L. Y DIÁMETRO DE TUBO
	VÁLVULA DE LIMPIEZA (VL)
	VÁLVULA DE AIRE (VA)
	CAJA PARA VÁLVULAS
	PASO AEREO
	TANQUE DISTRIBUCIÓN (TD)
	CAMINO O RÍO
	VIVIENDA
	FUENTE

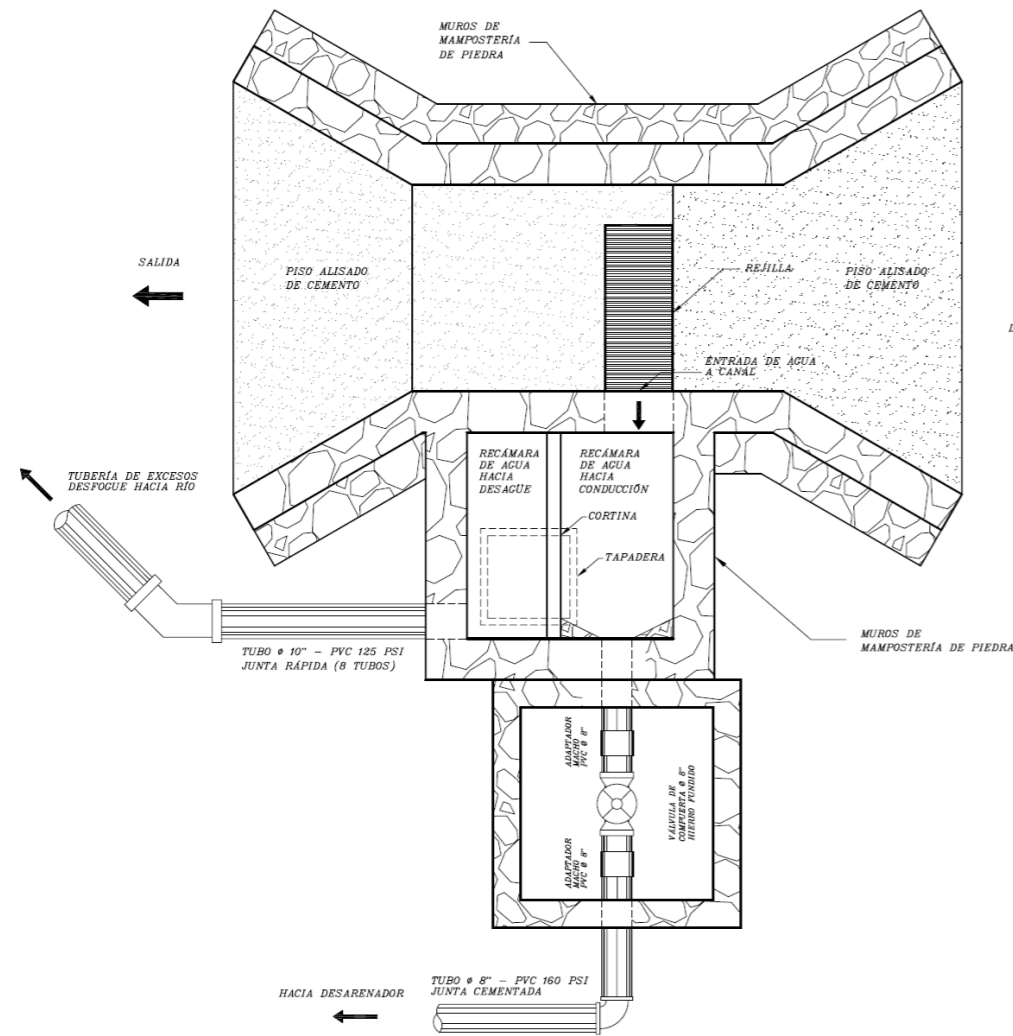


PLANTA - PERFIL LÍNEA DE CONDUCCIÓN DE 6+750 A 7+419.12
 ESCALA HORIZONTAL : 1/1000
 ESCALA VERTICAL : 1/500

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS ING. CIVIL 08-09
 MUNICIPALIDAD DE SOLOLÁ, SOLOLÁ.

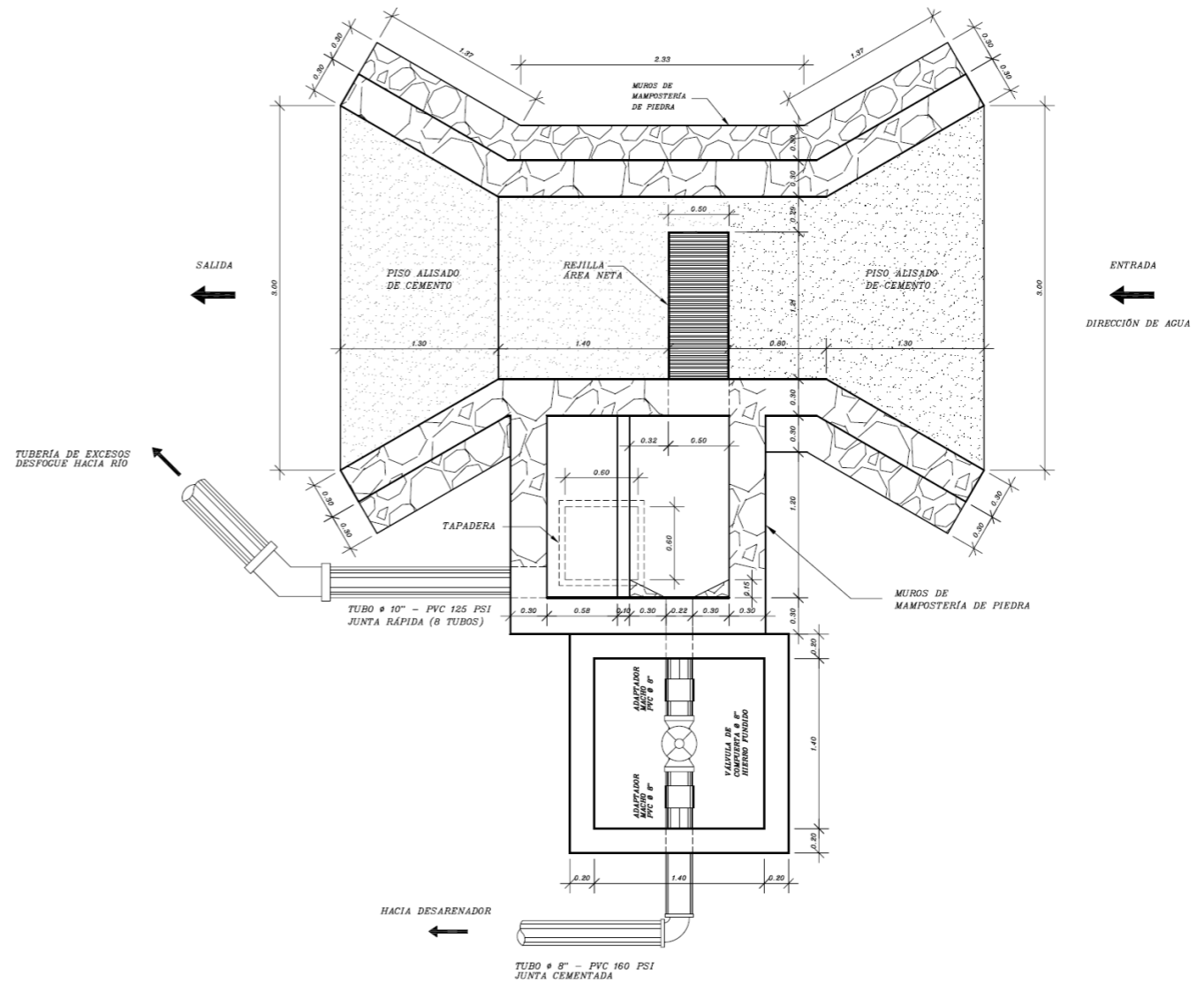
PROYECTO: DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISCAB PARA EL CASO URBANO DE SOLOLÁ CONTENIDO: PLANTA - PERFIL CAMINAMIENTO DE 6+750 A 7+419.12	ESCALA: INDICADA FECHA: FEBRERO-2010
ASESOR DE REGIÓN: ING. LUIS ORRORIO ALFARO VELIZ DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS EPESISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 2002 - 12477 DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	PLANO No. GENERAL: 13/28 ESPECÍFICO: 10/10

P.M. PEDRO SALDÍ QUISQUINA ALCALDE MUNICIPAL
 V. B. ING. LUIS ORRORIO ALFARO VELIZ SUPERVISOR EPS REGIÓN SOLOLÁ



**PLANTA GENERAL
OBRA DE CAPTACIÓN (BOCATOMA DE FONDO)**

ESCALA: 1/25



**PLANTA ACOTADA
OBRA DE CAPTACIÓN (BOCATOMA DE FONDO)**

ESCALA: 1/25

OBRA DE CAPTACIÓN - REQUERIMIENTOS

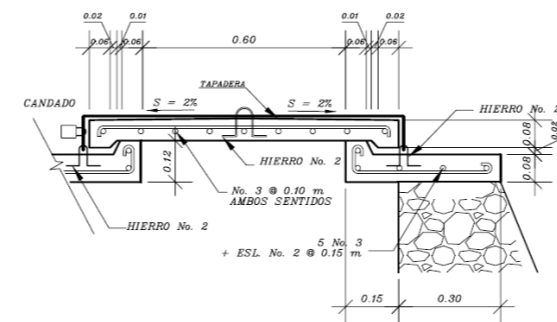
RÍOS O RIACHUELOS

En los ríos o riachuelos la captación se hará en los tramos rectos o en la orilla exterior de las curvas. Para asegurar una derivación de gasto constante en los pequeños cursos de agua (caudal menor de 2 m³/s), la captación que se proyecta podrá ser de los tipos de fondo o de represa, seleccionándose el tipo de acuerdo con las condiciones locales.

FUENTE:
GUÍA PARA EL DISEÑO DE ABASTECIMIENTOS DE AGUA POTABLE A ZONAS RURALES INFOM - UNIDAD EJECUTORA DEL PROGRAMA DE ACUEDUCTOS RURALES

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- La mampostería de piedra se hará de la siguiente manera: 33% de mortero y 67% de piedra bola
- El mortero se hará en proporción 1:2; cemento y arena de río.
- Concreto $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, 3,000 lb/plg² será en proporción 1:2:3; cemento, arena de río y pedrín de 1/2" respectivamente.
- El hierro a utilizar debe ser de grado 40 y doblado en frío, código de diseño ACI 318-71
- Se repellará el interior y exterior con sabieta, proporción volumen 1:2; cemento, arena de río respectivamente, con un recubrimiento mínimo de 1.5 cm.
- Se realizará un alisado interior de cemento y arena de río en proporción 1:1 para impermeabilizar las paredes internas de la caja.
- En las tapaderas se dejará un desnivel necesario para drenar el agua de lluvia, con una pendiente de 1% mínimo hacia los lados, y dejando superficies cernidas en proporción 1:2; cemento y arena de río respectivamente.
- El terreno bajo la losa del piso deberá ser perfectamente apisonado.



**DETALLE DE TAPADERA
DE ACCESO A RECÁMARA**

ESCALA: 1/10



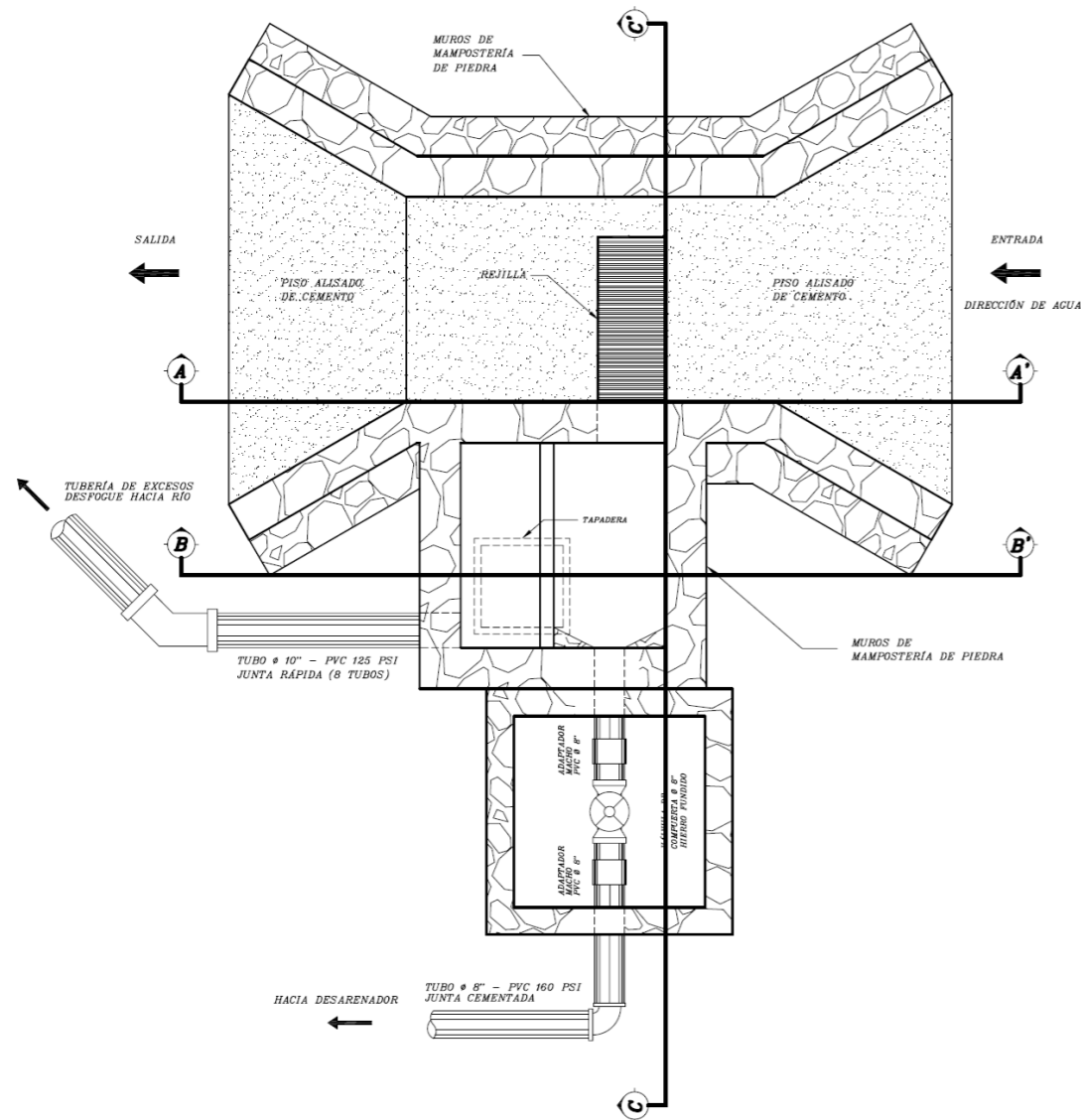
**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA**
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS ING. CIVIL 08-09
MUNICIPALIDAD DE SOLOLÁ, SOLOLÁ.

PROYECTO: DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISCAR PARA EL CASO URBANO DE SOLOLÁ	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: DETALLE DE OBRA DE CAPTACIÓN	FECHA: FEBRERO-2010

ASESOR DE REGIÓN: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	PLANO No. GENERAL / ESPECÍFICO
EPESISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 8002 - 12477	DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	14 / 28 1 / 2

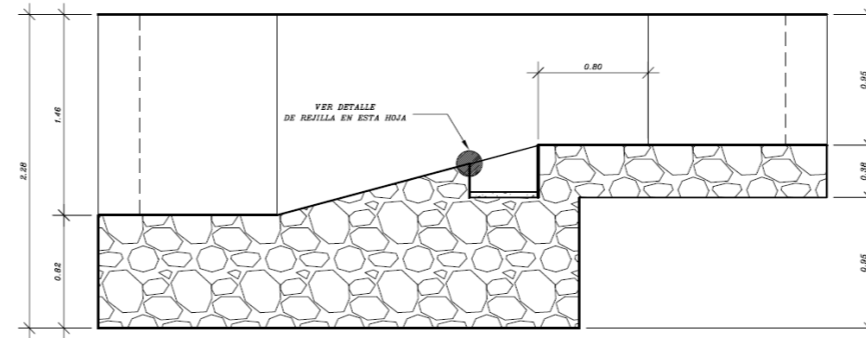
PER. PEDRO SALDÍ QUISQUINA
ALCALDE MUNICIPAL

V. B. ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ
SUPERVISOR EPS REGIÓN SOLOLÁ



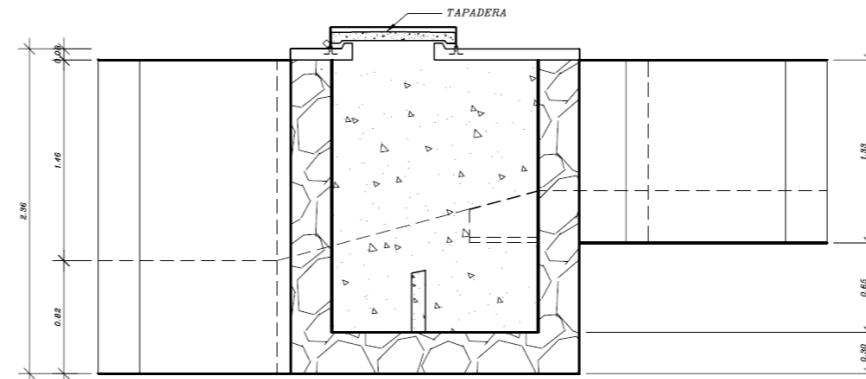
PLANTA DE SECCIONES OBRA DE CAPTACIÓN (BOCATOMA DE FONDO)

ESCALA: 1/25



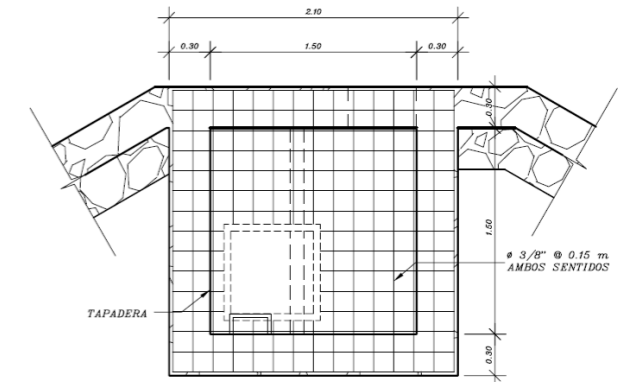
SECCIÓN A-A DE BOCATOMA DE FONDO

ESCALA: 1/25



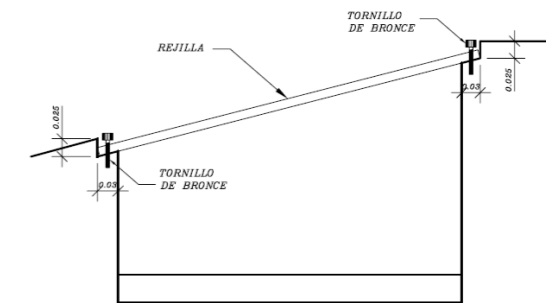
SECCIÓN B-B DE BOCATOMA DE FONDO

ESCALA: 1/25



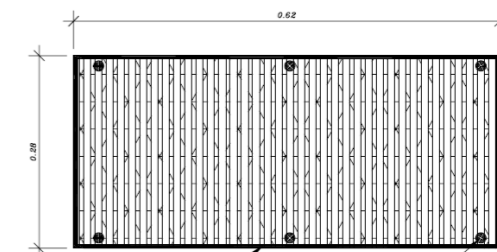
DETALLE DE LOSA

ESCALA: 1/25



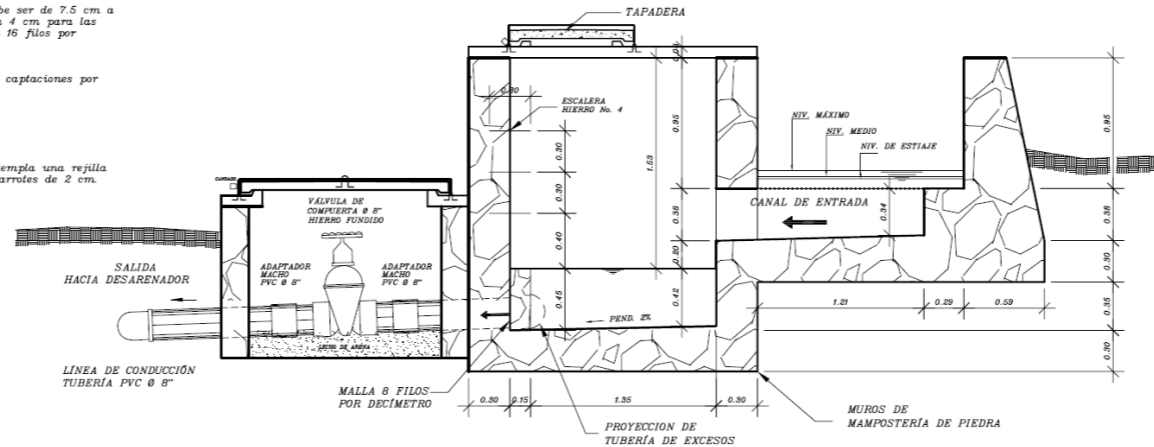
DETALLE DE REJILLA

ESCALA: 1/5



DETALLE DE REJILLA

ESCALA: 1/10



SECCIÓN C-C DE BOCATOMA DE FONDO

ESCALA: 1/25

OBRA DE CAPTACIÓN - REQUERIMIENTOS

RÍOS O RIACHUELOS

En los ríos o riachuelos la captación se hará en los tramos rectos o en la orilla exterior de las curvas. Para asegurar una derivación de gasto constante en los pequeños cursos de agua (caudal menor de 2 m³/s), la captación que se proyecte podrá ser de los tipos de fondo o de represa, seleccionándose el tipo de acuerdo con las condiciones locales.

FUENTE:

GUÍA PARA EL DISEÑO DE ABASTECIMIENTOS DE AGUA POTABLE A ZONAS RURALES INFOM - UNIDAD EJECUTORA DEL PROGRAMA DE ACUEDUCTOS RURALES

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- La mampostería de piedra se hará de la siguiente manera: 33% de mortero 67% de piedra bola
- El mortero se hará en proporción 1:2: cemento y arena de río.
- Concreto f_c = 210 kg/cm², 3,000 lb/plg² será en proporción 1:2:3: cemento, arena de río y piedrín de 1/2" respectivamente.
- El hierro a utilizar debe ser de grado 40 y doblado en frío, código de diseño ACI 318-71
- Se respallará el interior y exterior con sabieta; proporción volumen 1:2: cemento, arena de río respectivamente, con un recubrimiento mínimo de 1.5 cm.
- Se realizará un alisado interior de cemento y arena de río en proporción 1:1 para impermeabilizar las paredes internas de la caja.
- En las tapaderas se dejará un desnivel necesario para drenar el agua de lluvia, con una pendiente de 1% mínimo hacia los lados, y dejando superficies cernidas en proporción 1:2: cemento y arena de río respectivamente.
- El terreno bajo la losa del piso deberá ser perfectamente apisonado.

REJILLA

El espaciamiento entre barras paralelas debe ser de 7.5 cm a 15 cm para las rejas gruesas, y de 2 cm a 4 cm para las rejas finas. Las mallas deben tener de 8 a 16 filos por decímetro.

FUENTE:

Especificaciones técnicas para el diseño de captaciones por gravedad de aguas superficiales. Organización Panamericana de la Salud Lima 2,004

NOTA:

En el presente proyecto únicamente se contempla una rejilla fina, la cual tiene una separación entre barrotes de 2 cm.



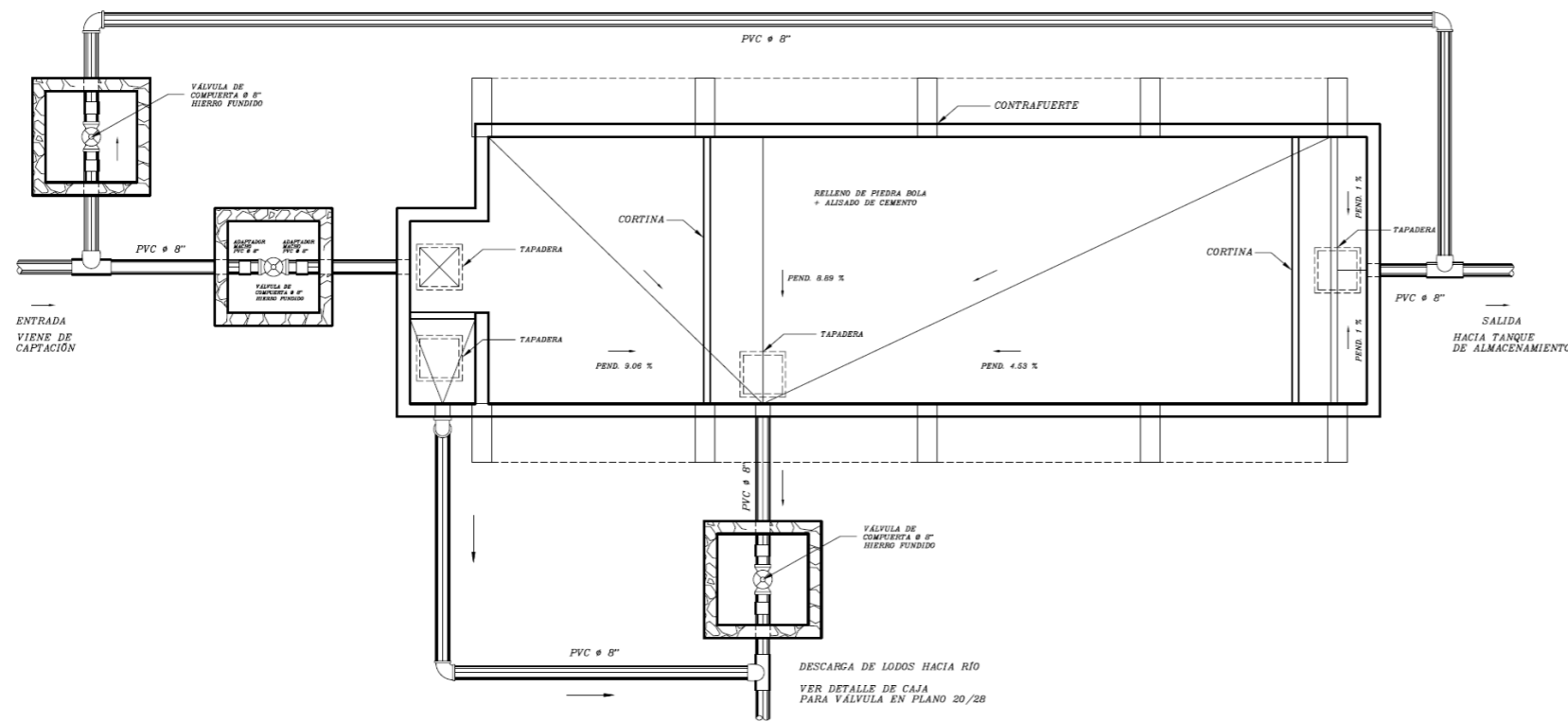
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS ING. CIVIL 08-09
MUNICIPALIDAD DE SOLOLÁ, SOLOLÁ.

PROYECTO: DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISCAB PARA EL CASO URBANO DE SOLOLÁ	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: DETALLE DE OBRA DE CAPTACIÓN	FECHA: FEBRERO-2010

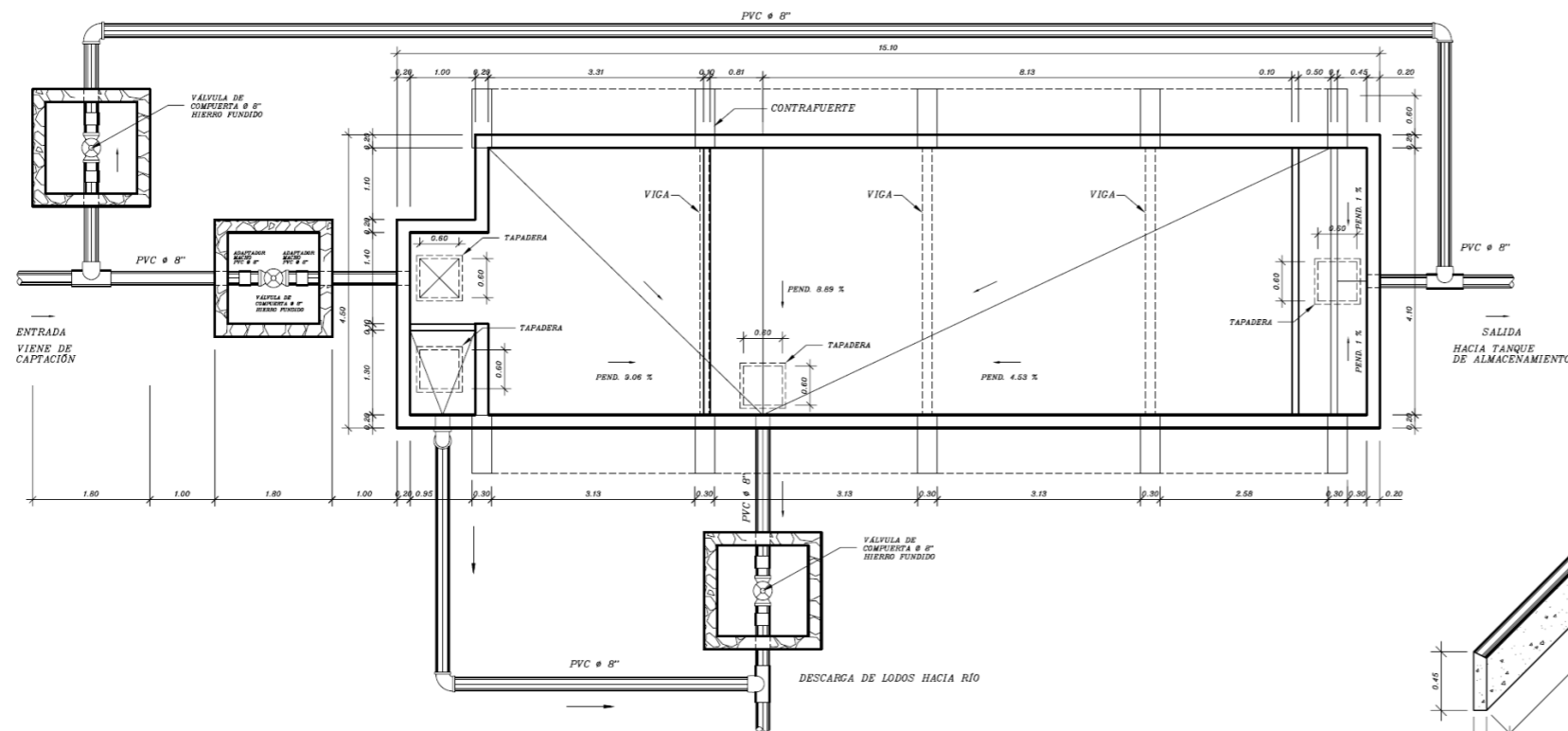
ASESOR DE REGIÓN: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	PLANO No.:
EPESISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 8002 - 12477	DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	GENERAL: 15 ESPECÍFICO: 2/2

PEM. PEDRO SALDÍ QUISQUINA
ALCALDE MUNICIPAL

V. B. ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ
SUPERVISOR EPS REGIÓN SOLOLÁ



PLANTA GENERAL DE DESARENADOR
ESCALA: 1/50



PLANTA ACOTADA DE DESARENADOR
ESCALA: 1/50

DESARENADOR - REQUERIMIENTOS

Los sólidos pesados que puedan afectar el normal funcionamiento y conservación de las instalaciones deberán ser removidos mediante la construcción de desarenadores, ubicados lo más cerca posible del sitio de captación de aguas superficiales.

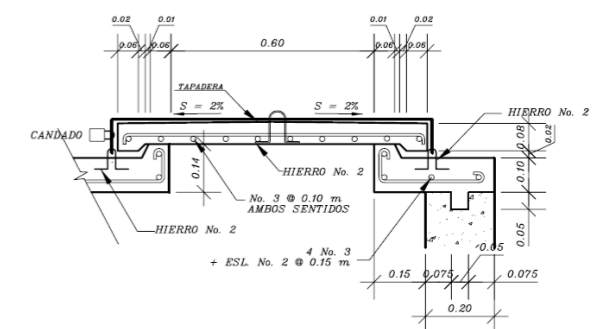
Las unidades desarenadoras deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- Los dispositivos de entrada y salida se deberán proyectar en tal forma que aseguren una buena distribución del flujo reduciendo a un mínimo la posibilidad de cortos circuitos. En caso de bocanetas o cielo abierto, deberá prevverse de rejillas en la entrada. Cuando las aguas sean superficiales en la primera fase de tratamiento se emplearán rejillas y tamices.
- El periodo de detención para el caudal máximo que llegue al desarenador será de 3 minutos como mínimo, diseñándose con una carga por unidad de superficie (CUS) entre 600 y 1,200 m³/m²/día, o bien según el inciso "i".
- Se recomienda diseñar los desarenadores con una profundidad efectiva de tanque de 0.50 a 1.80 metros. La relación entre la longitud y el ancho puede estar comprendido entre 3:1 y 6:1. Debe aumentarse la capacidad del tanque en al menos el 10% del volumen de agua retenida, para que se depositen los sedimentos. El ancho mínimo será de 0.60 metros a fin de facilitar la limpieza.
- La tubería o canal de entrada debe quedar localizada en el eje longitudinal del tanque para evitar posibles cortos circuitos.
- A la entrada se instalará un tabique a fin de hacer uniforme el flujo dentro del desarenador y cuya altura será por lo menos las dos terceras partes de la profundidad efectiva del tanque.
- El dispositivo de salida del desarenador puede consistir en un canal con vertedero a todo lo ancho del tanque, o una batería de tubos de 2" de diámetro, inclinados 45°, que descarguen al canal de salida.
- El tanque irá previsto de un rebalse colocado lateralmente cerca de la entrada. También contará con un dispositivo para evacuación de lodos.
- Los desarenadores deberán garantizar la remoción de partículas mayores de 0.1 mm de diámetro en un porcentaje no menor de 75%.
- La velocidad horizontal deberá fijarse en función del asentamiento vertical de la partícula, no debiendo exceder de 30 cm/s. La velocidad de asentamiento vertical se calculará tomando en cuenta la temperatura del líquido y el peso específico de la partícula.

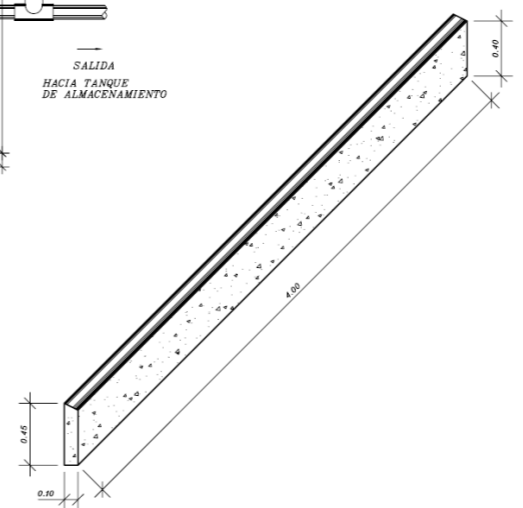
FUENTE: GUÍA PARA EL DISEÑO DE ABASTECIMIENTOS DE AGUA POTABLE A ZONAS RURALES INFOM - UNIDAD EJECUTORA DEL PROGRAMA DE ACUEDUCTOS RURALES

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- La mampostería de piedra se hará de la siguiente manera: 33% de mortero 67% de piedra bola.
- El mortero se hará en proporción 1:2, cemento y arena de río.
- El concreto para los muros y contrafuertes debe satisfacer con $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, 3,000 lb./psi y será en proporción 1:2:3, cemento, arena de río y piedra de 1/2" respectivamente.
- El hierro a utilizar para muros y contrafuertes debe ser grado 40 y doblado en frío, código de diseño ACI 318-71.
- El hierro para las vigas será grado 60 con $f'c = 280$.
- Se repillará el interior y exterior con sabieta, proporción volumen 1:2, cemento, arena de río respectivamente, con un recubrimiento mínimo de 1.5 cm.
- Se realizará un alisado interior de cemento y arena de río en proporción 1:1 para impermeabilizar las paredes internas de la caja.
- En la tapadera se dejará un desnivel necesario para drenar el agua de lluvia, con una pendiente de 1% mínimo hacia los lados, y dejando superficies cerradas en proporción 1:2, cemento y arena de río respectivamente.
- El terreno bajo la losa del piso deberá ser perfectamente apisonado.

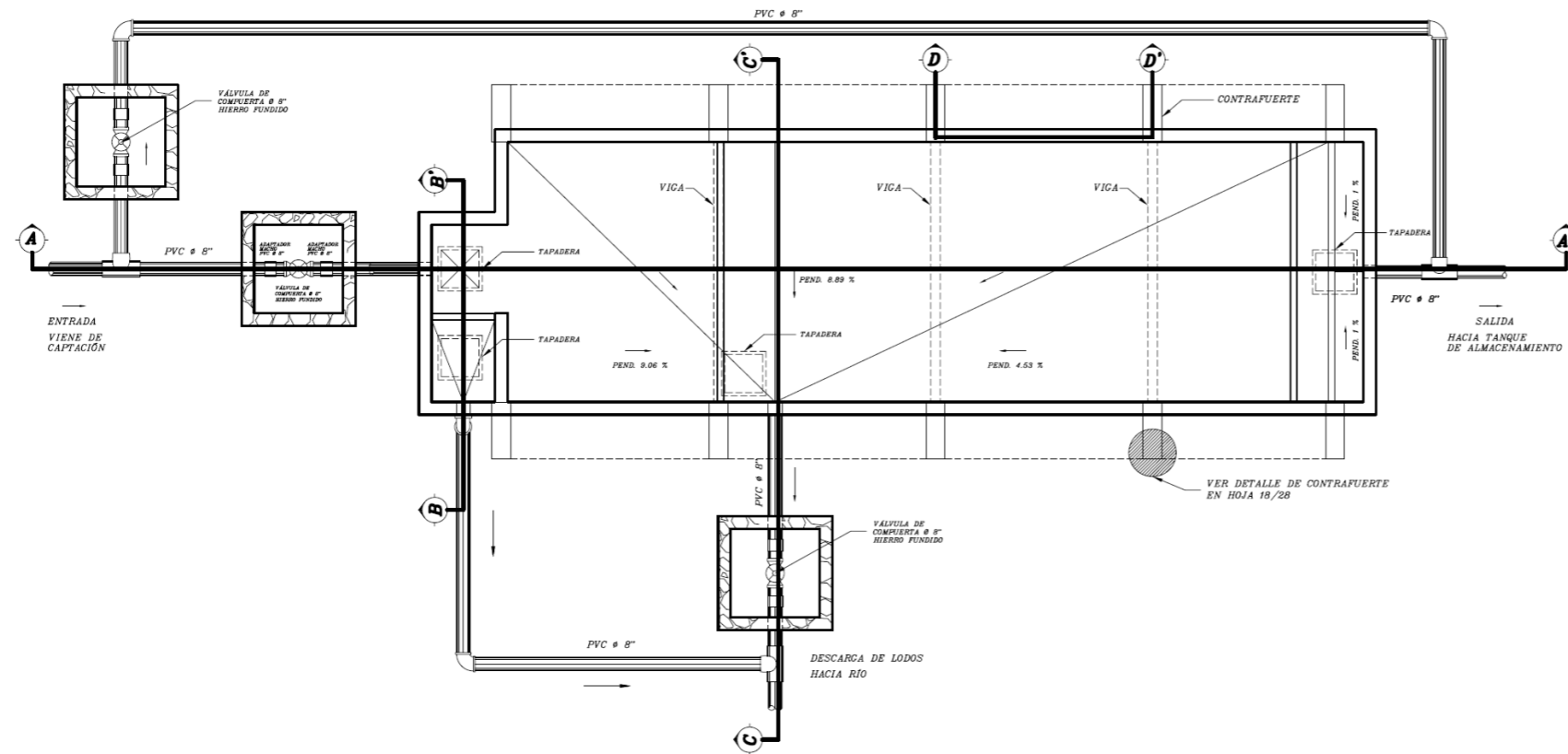


DETALLE DE TAPADERA
ESCALA: 1/10

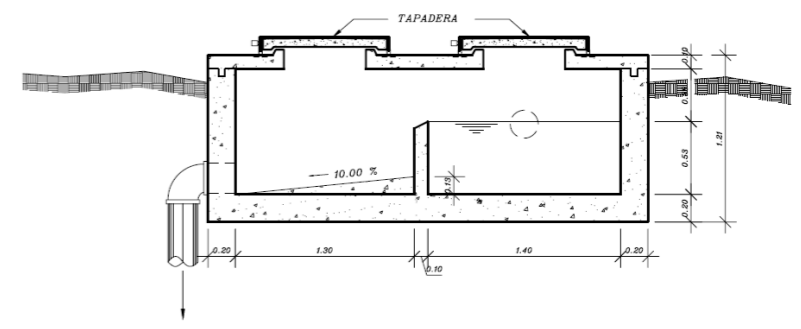


DETALLE DE VERTEDERO DE SALIDA
ESCALA: 1/50

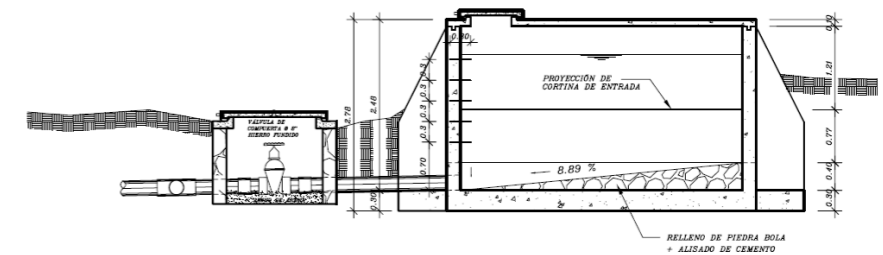
<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS ING. CIVIL 08-09 MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA.</p>		PROYECTO:	ESCALA:
		INDICADA	FECHA:
DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISCAR PARA EL CASO URBANO DE SOLOLA		CONTENIDO:	FECHA:
		DETALLE DE DESARENADOR	FEBRERO-2010
ASESOR DE REGIÓN:	DISEÑO:	PLANO No.	
ING. LUIS ORDOÑO ALFARO VELIZ	RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	GENERAL	
EPESISTA:	DIBUJO:	ESPECIFICO	
RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	16/28	1/3
PEM. PEDRO SALDÍ QUISQUINA ALCALDE MUNICIPAL		Sr. Sr. ING. LUIS ORDOÑO ALFARO VELIZ SUPERVISOR EPS REGIÓN SOLOLA	



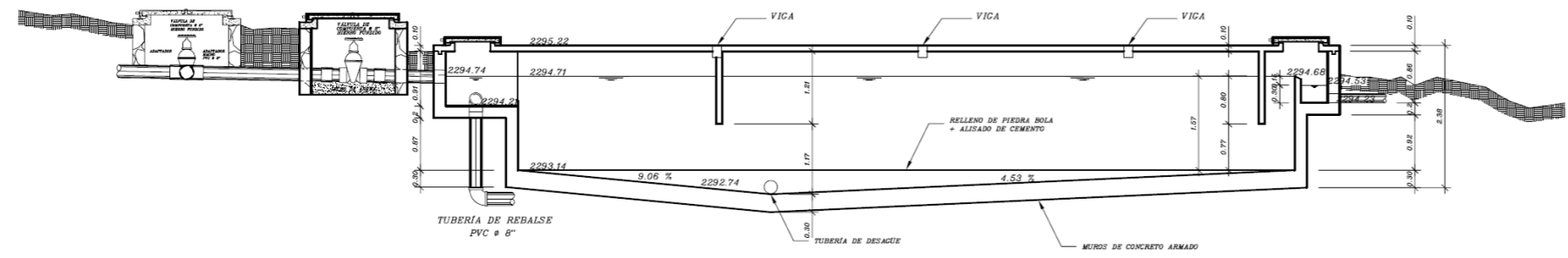
PLANTA DE SECCIONES DE DESARENADOR
ESCALA: 1/50



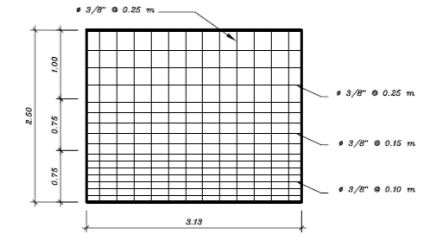
SECCIÓN B-B DE DESARENADOR
ESCALA: 1/25



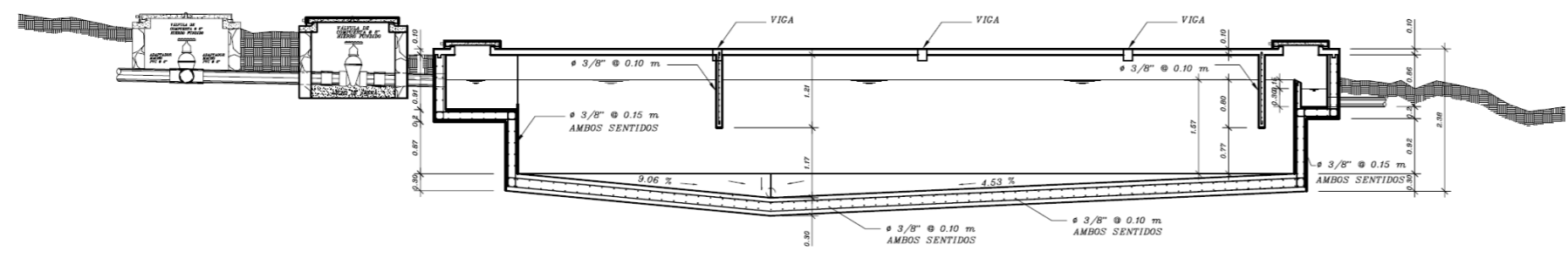
SECCIÓN C-C DE DESARENADOR
ESCALA: 1/50



SECCIÓN A-A DE DESARENADOR
ESCALA: 1/50



SECCIÓN D-D MURO PERIMETRAL
ESCALA: 1/50



DETALLE ESTRUCTURAL DE MURO SECCIÓN A-A DE DESARENADOR
ESCALA: 1/50

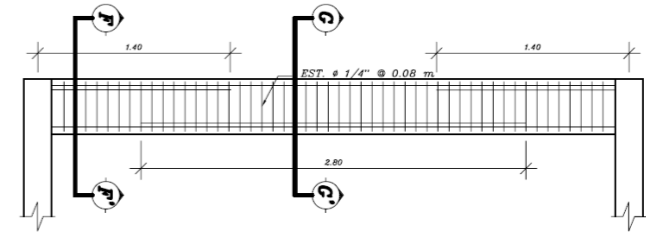
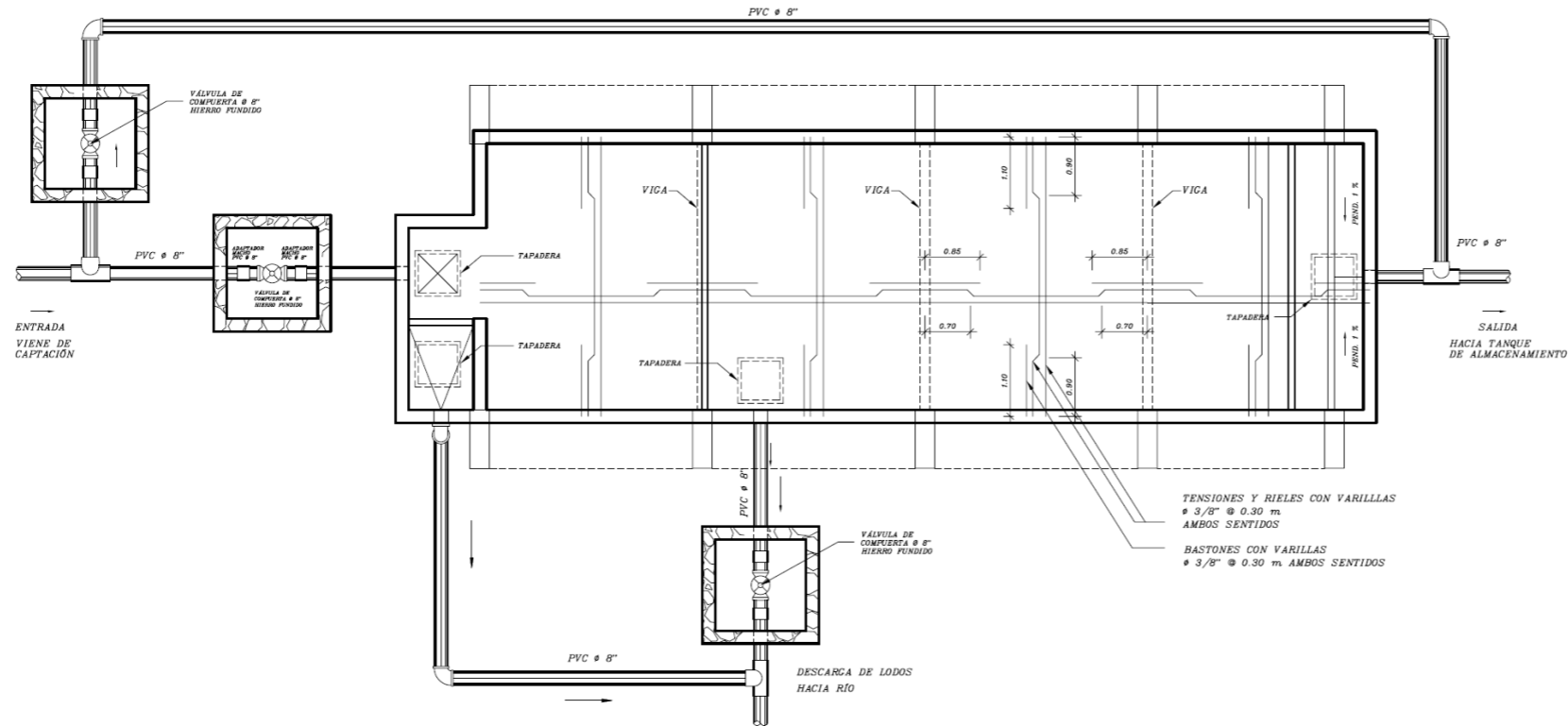


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS ING. CIVIL 08-09
MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA.

PROYECTO: DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISCAR PARA EL CASO URBANO DE SOLOLA
CONTENIDO: DETALLE DE DESARENADOR
ESCALA: INDICADA
FECHA: FEBRERO-2010

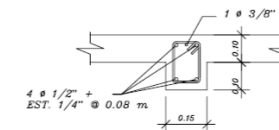
ASESOR DE REGIÓN: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	PLANO No.:
EPESTISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 8002 - 12477	DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	GENERAL: 2/3 ESPECIFICO: 2/3

PEM. PEDRO SALDI QUISQUINA ALCALDE MUNICIPAL
V. B. ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ SUPERVISOR EPS REGIÓN SOLOLA



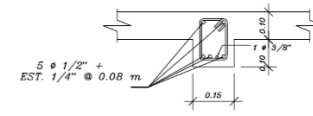
DETALLE DE VIGA

ESCALA HORIZONTAL: 1/25
ESCALA VERTICAL: 1/12.5



CORTE F - F'

ESCALA: 1/12.5



CORTE G - G'

ESCALA: 1/12.5

DETALLE DE ARMADO DE LOSA DE DESARENADOR

ESCALA: 1/50

DESARENADOR - REQUERIMIENTOS

Los sólidos pesados que puedan afectar el normal funcionamiento y conservación de las instalaciones deberán ser removidos mediante la construcción de desarenadores, ubicados lo más cerca posible del sitio de captación de agua superficiales.

Las unidades desarenadoras deberán cumplir con los siguientes requisitos:

a) Los dispositivos de entrada y salida se deberán proyectar en tal forma que aseguren una buena distribución del flujo reduciendo a un mínimo la posibilidad de cortos circuitos. En caso de localizarse a cielo abierto, deberá proveerse de rejillas en la entrada. Cuando las aguas sean superficiales en la primera fase de tratamiento se emplearán rejillas y tamices.

b) El periodo de detención para el caudal máximo que llegue al desarenador será de 3 minutos como mínimo, diseñándose con una carga por unidad de superficie (CUS) entre 600 y 1,200 m³/m²/día, o bien según el inciso "c".

c) Se recomienda diseñar los desarenadores con una profundidad efectiva de tanque d el 50 a 1.80 metros. La relación entre la longitud y el ancho puede estar comprendido entre 3:1 y 6:1.

Debe aumentarse la capacidad del tanque en al menos el 15% del volumen de agua retenida, para que se depositen los sedimentos.

El ancho mínimo será de 0.60 metros a fin de facilitar la limpieza.

d) La tubería o canal de entrada debe quedar localizada en el eje longitudinal del tanque para evitar posibles cortos circuitos.

e) A la entrada se instalará un tabique a fin de hacer uniforme el flujo dentro del desarenador y cuya altura será por lo menos las dos terceras partes de la profundidad efectiva del tanque.

f) El dispositivo de salida del desarenador puede consistir en un canal con vertedero a todo lo ancho del tanque, o una batería de tubos de 2" de diámetro, inclinados 45°, que descarguen al canal de salida.

g) El tanque irá provisto de un rebalse colocado lateralmente cerca de la entrada. También contará con un dispositivo para evacuación de lodos.

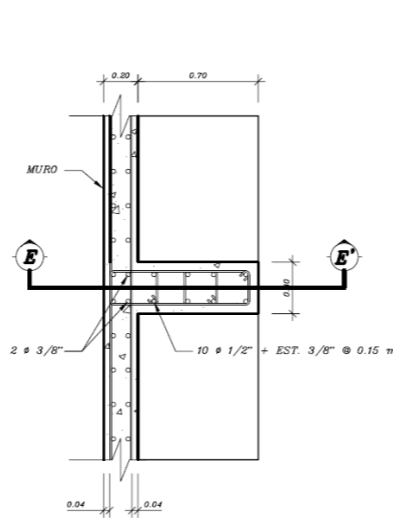
h) Los desarenadores deberán garantizar la remoción de partículas mayores de 0.1 mm de diámetro en un porcentaje no menor de 75%.

i) La velocidad horizontal deberá fijarse en función del asentamiento vertical de la partícula, no debiendo exceder de 30 cm/s. La velocidad de asentamiento vertical se calculará tomando en cuenta la temperatura del líquido y el peso específico de la partícula.

FUENTE:
GUÍA PARA EL DISEÑO DE ABASTECIMIENTOS DE AGUA POTABLE A ZONAS RURALES INFOM - UNIDAD EJECUTORA DEL PROGRAMA DE ACUEDUCTOS RURALES

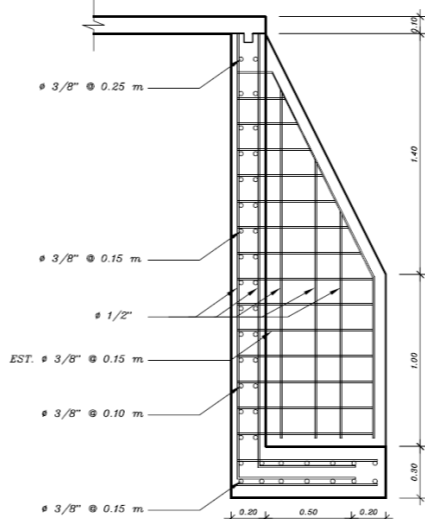
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- La mampostería de piedra se hará de la siguiente manera: 33% de mortero 67% de piedra bola
- El mortero se hará en proporción 1:2; cemento y arena de río.
- El Concreto para los muros y contrafuertes debe satisfacer con $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, 3,000 lb/plg² y será en proporción 1:2:3; cemento, arena de río y piedrín de 1/2" respectivamente.
- El hierro a utilizar para muros y contrafuertes debe ser grado 40 y doblado en frío, código de diseño ACI 318-71.
- El hierro para las vigas será grado 60 con $f'c = 280$.
- Se repellará el interior y exterior con sabiata; proporción volumen 1:2; cemento, arena de río respectivamente, con un recubrimiento mínimo de 1.5 cm.
- Se realizará un alisado interior de cemento y arena de río en proporción 1:1 para impermeabilizar las paredes internas de la caja.
- En la tapadera se dejará un desnivel necesario para drenar el agua de lluvia, con una pendiente de 1% mínimo hacia los lados, y dejando superficies cernidas en proporción 1:2; cemento y arena de río respectivamente.
- El terreno bajo la losa del piso deberá ser perfectamente apisonado.



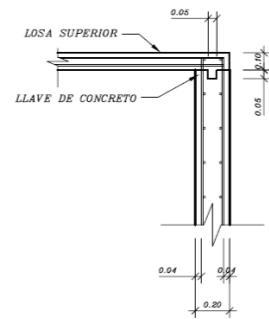
PLANTA DE CONTRAFUERTE

ESCALA: 1/20



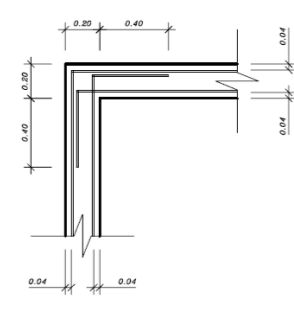
SECCIÓN E-E' DE CONTRAFUERTE (MURO SIN PIE)

ESCALA: 1/20



DETALLE LOSA-MURO

ESCALA: 1/20



DETALLE DE PLANTA EN ESQUINA

ESCALA: 1/20



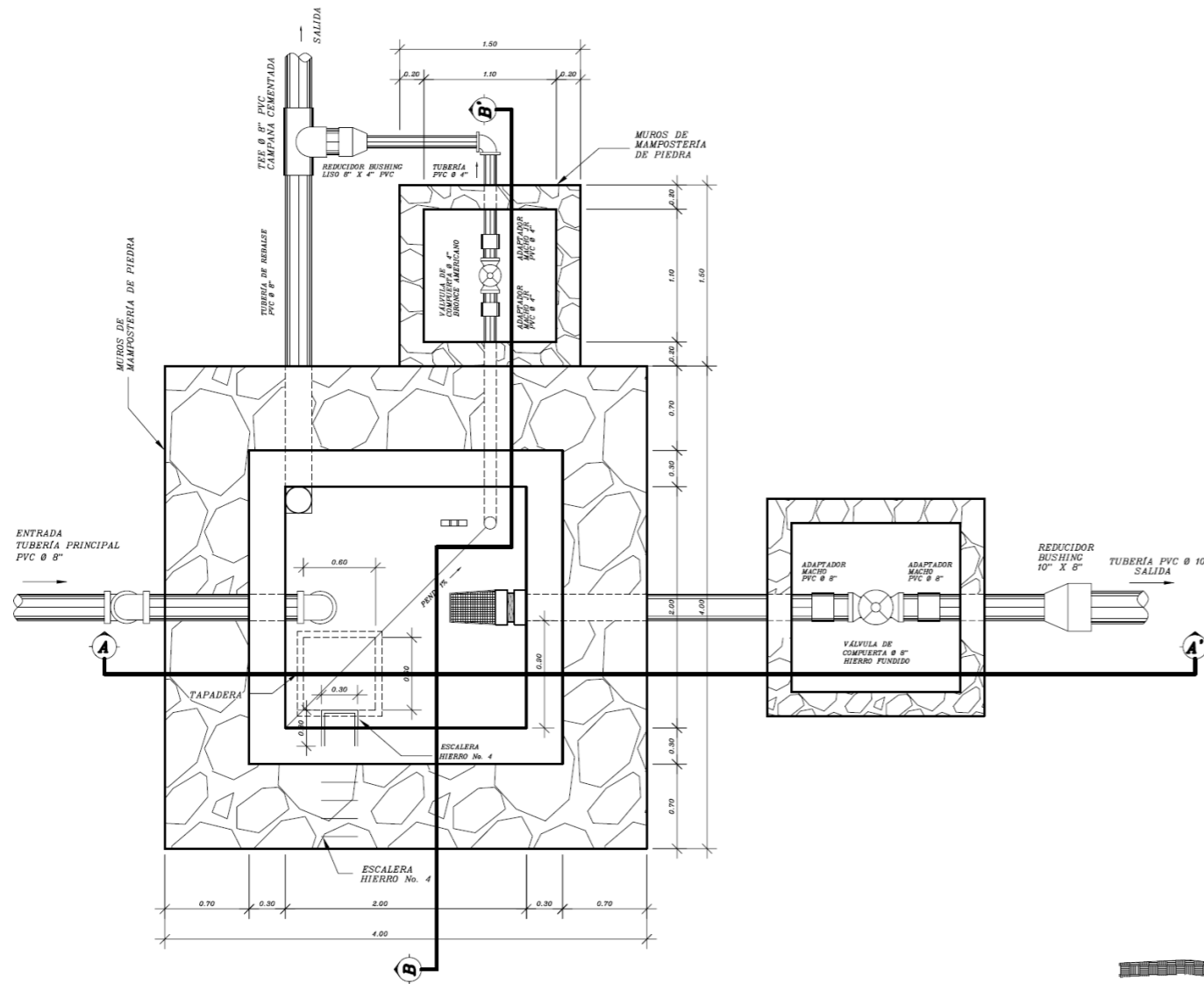
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS ING. CIVIL 08-09
MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA.

PROYECTO: DISEÑO DE CAPTACION Y CONDUCION DE AGUA DEL RIO QUISCAB PARA EL CASO URBANO DE SOLOLA	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: DETALLE DE DESARENADOR	FECHA: FEBRERO-2010

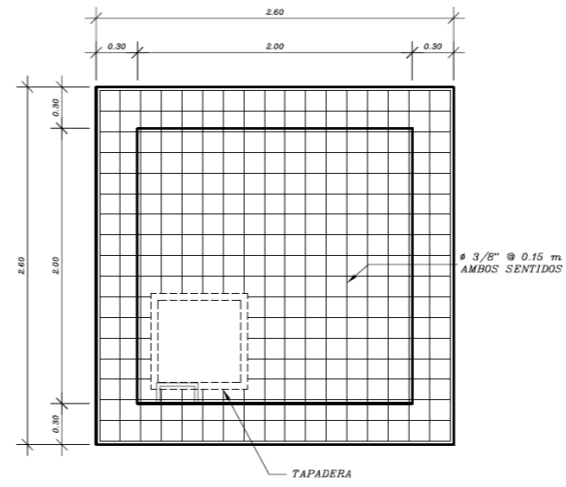
ASESOR DE REGION: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	PLANO No. GENERAL: 18 ESPECIFICO: 3/3
EPESTISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 8002 - 12477	DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	

PER. PEDRO SALDI QUISQUINA
ALCALDE MUNICIPAL

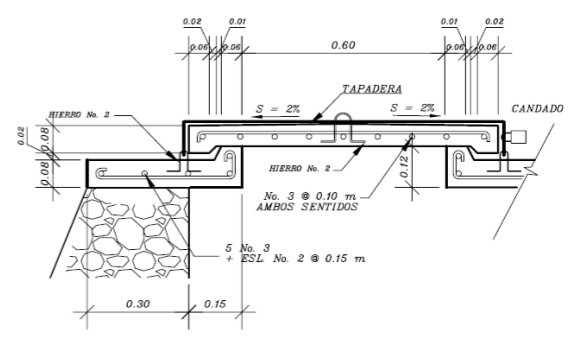
Vs. Dn. ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ
SUPERVISOR EPS REGION SOLOLA



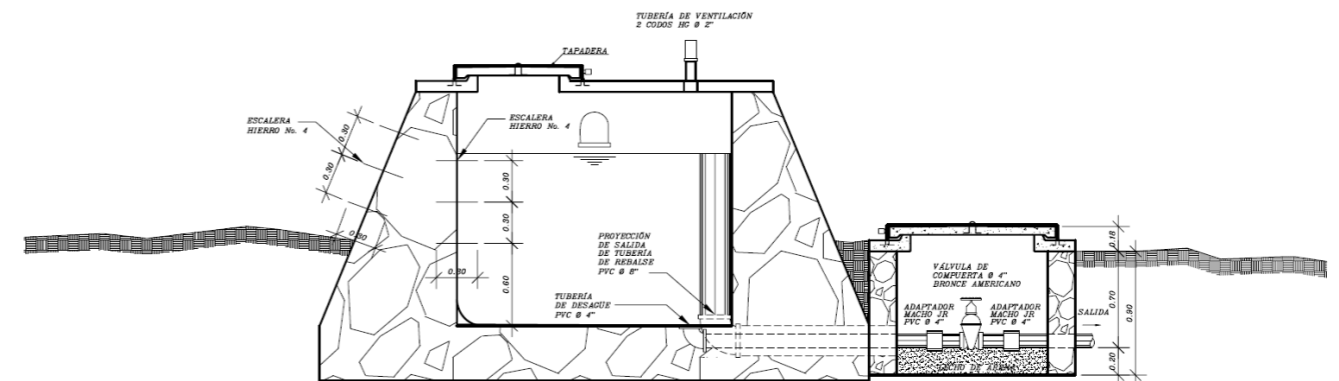
TANQUE ROMPE PRESIÓN 5m³
 ESCALA: 1/25



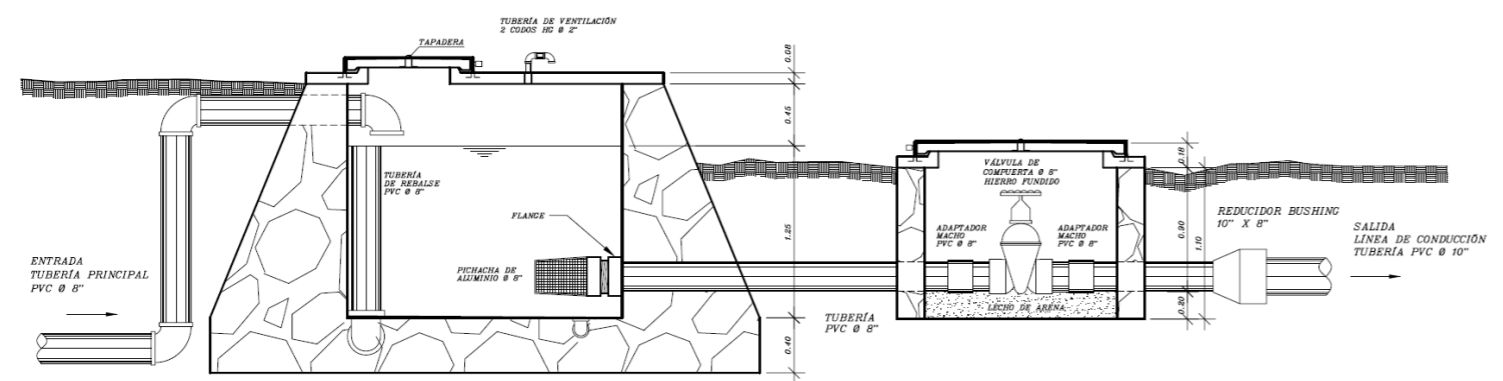
DETALLE DE LOSA
 ESCALA: 1/25



DETALLE DE TAPADERA
 ESCALA: 1/12.5




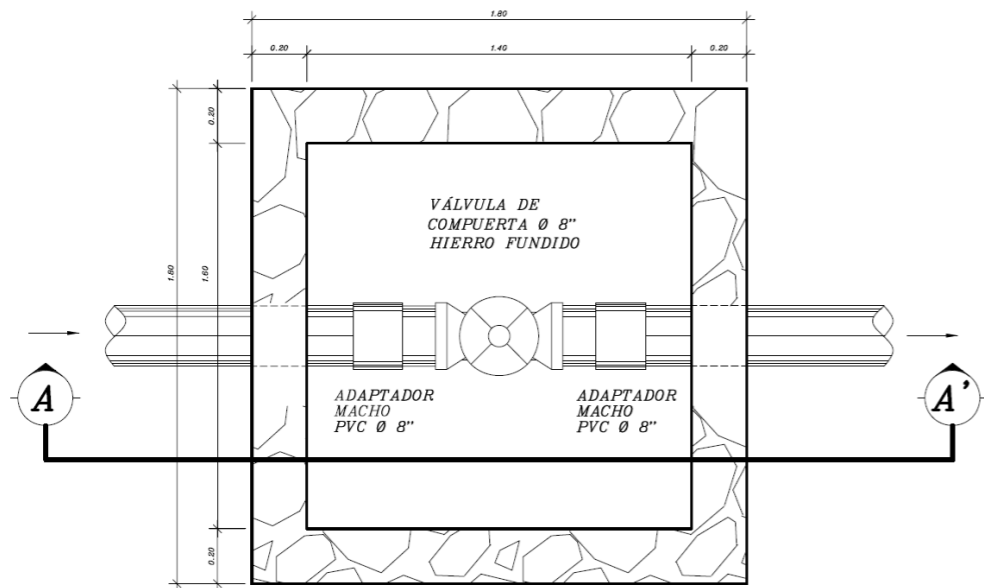
SECCIÓN B-B'
 ESCALA: 1/25



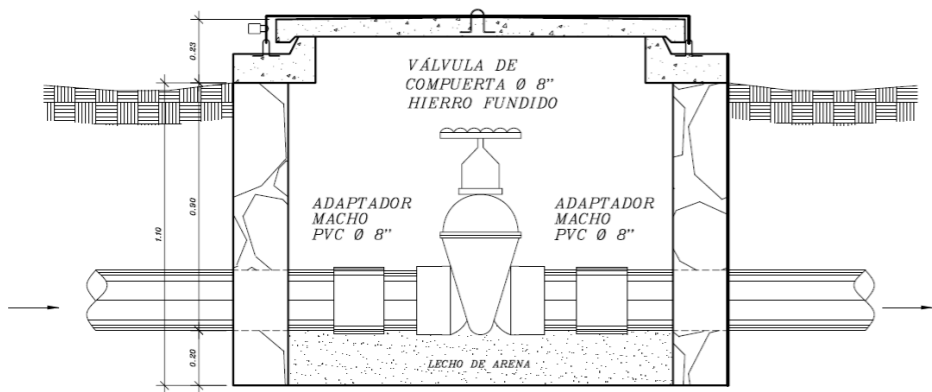
SECCIÓN A-A'
 ESCALA: 1/25

- ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**
- La mampostería de piedra se hará de la siguiente manera: 33% de mortero 67% de piedra bola
 - El mortero se hará en proporción 1:2: cemento y arena de río.
 - Concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, 3,000 lb/plg² será en proporción 1:2:3: cemento, arena de río y pedrín de 1/2\"/>

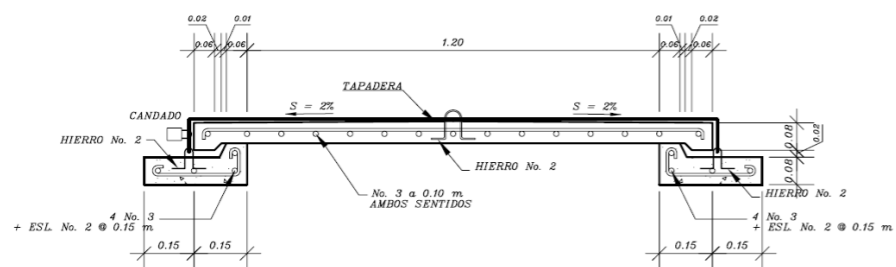
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS INC. CIVIL 08-09 MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA.	
PROYECTO: DISEÑO DE CAPTACION Y CONDUCCION DE AGUA DEL RÍO QUISCAB PARA EL CASO URBANO DE SOLOLA	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: DETALLE DE TANQUE ROMPE-PRESIÓN (5 m ³)	FECHA: FEBRERO-2010
ASESOR DE REGIÓN: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS
EPESISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 2002 - 12477	PLANO No. GENERAL ESPECÍFICO 19/28 1/1
FEM. PEDRO SALDI QUINTANA ALCALDE MUNICIPAL	
Vc. DR. ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ SUPERVISOR EPS REGIÓN SOLOLA	



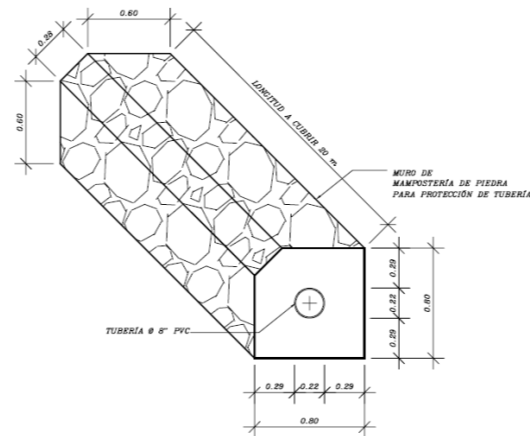
VÁLVULA DE COMPUERTA (Ø 8")
ESCALA: 1/12.5



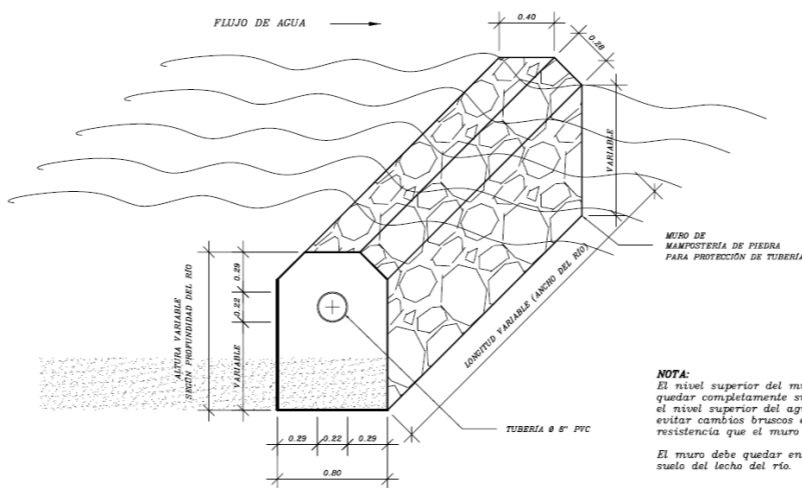
VÁLVULA DE COMPUERTA (Ø 8")
SECCIÓN A-A'
ESCALA: 1/12.5



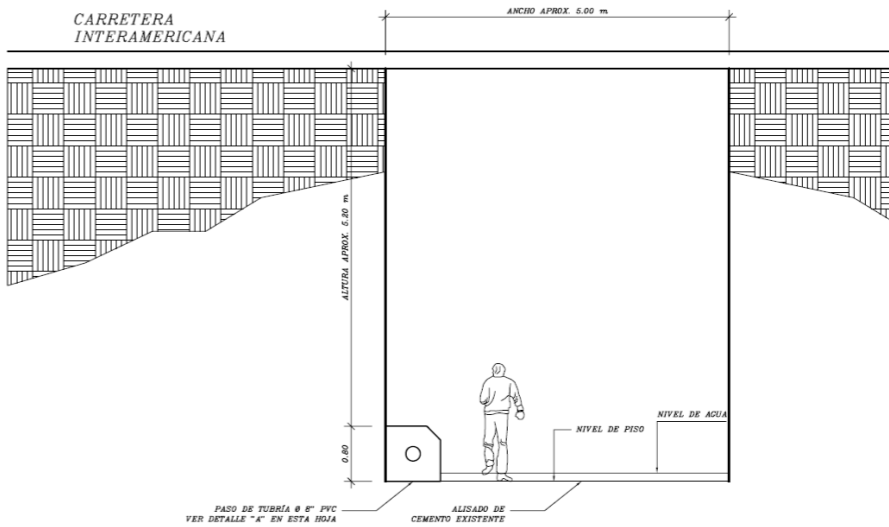
DETALLE DE TAPADERA
ESCALA: 1/12.5



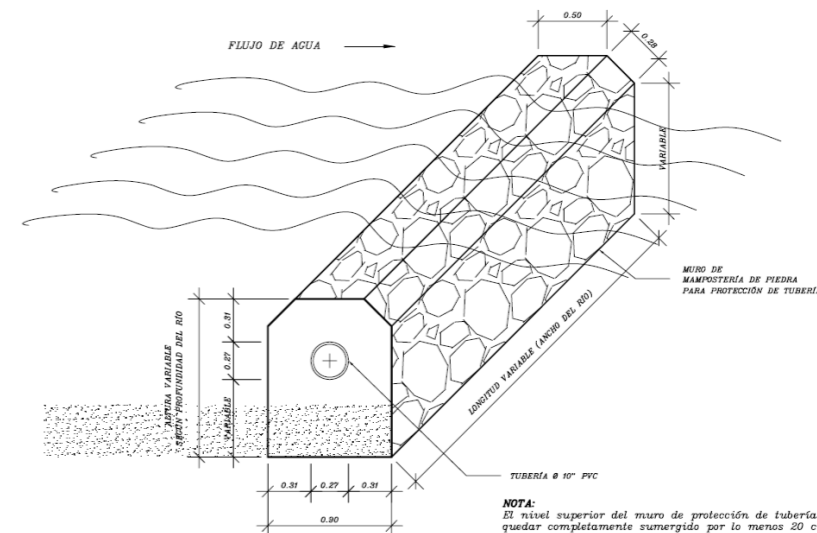
DETALLE "A"
PASO DE TUBERÍA BAJO PUENTE
ESCALA: 1/50



DETALLE DE PASO DE TUBERÍA
ATRAVESANDO RÍO QUISCAB (Ø 8")
ESCALA: 1/50



DETALLE DE PASO DE TUBERÍA
BAJO PUENTE EN ESTACIÓN E-22
ESCALA: 1/50



DETALLE DE PASO DE TUBERÍA
ATRAVESANDO RÍO QUISCAB (Ø 10")
ESCALA: 1/50



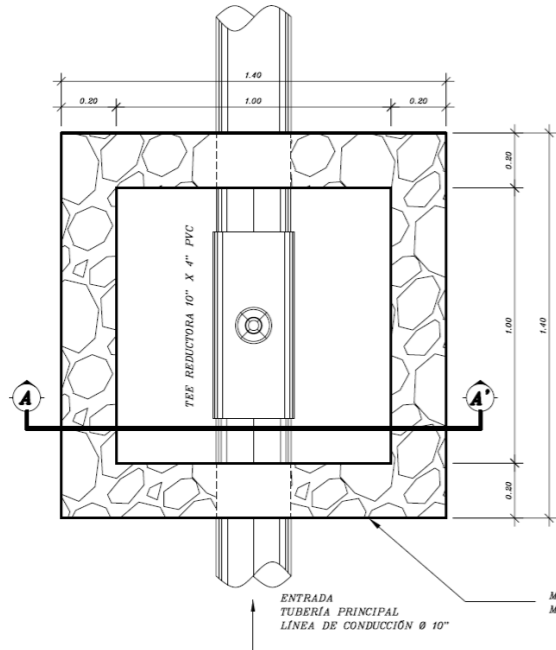
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS INC. CIVIL 08-09
MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA.

PROYECTO: DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISCAB PARA EL CASO URBANO DE SOLOLA	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: DETALLES ESPECIALES	FECHA: FEBRERO-2010

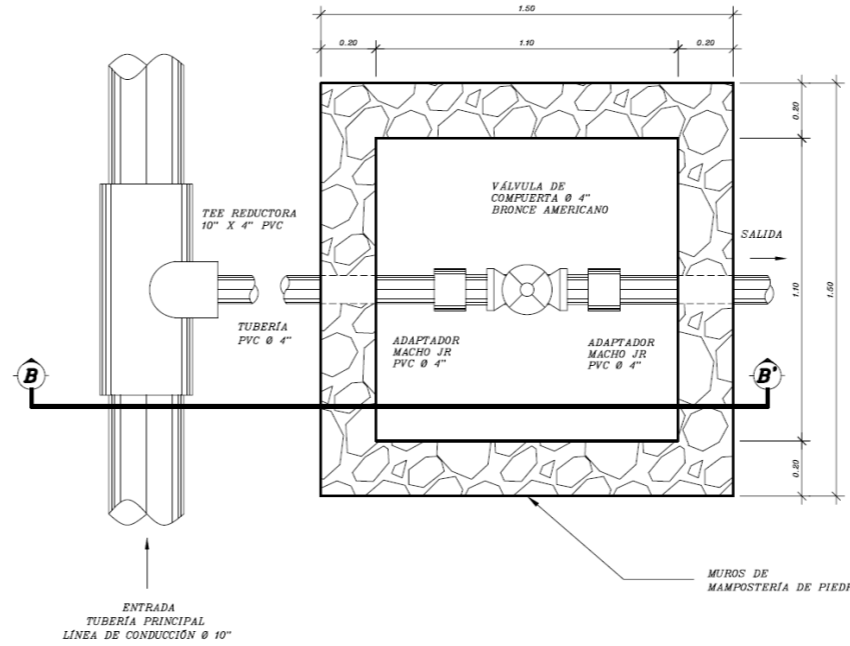
ASESOR DE REGIÓN: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	PLANO No.:
EPESISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 2002 - 12477	DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	GENERAL ESPECÍFICO 20/28 1/1

FEM. PEDRO SALDI QUISQUINA
ALCALDE MUNICIPAL

Vs. Sr. ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ
SUPERVISOR EPS REGIÓN SOLOLA



VÁLVULA DE AIRE
LÍNEA DE CONDUCCIÓN Ø 10"
ESCALA: 1/12.5



VÁLVULA DE LIMPIEZA
LÍNEA DE CONDUCCIÓN Ø 10"
ESCALA: 1/12.5

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE VÁLVULAS

VÁLVULA DE LIMPIEZA O FURCA
La derivación se hace por medio de una Tee cuyo diámetro mínimo es de 2" (5 cm).

En la siguiente tabla se indican los diámetros de dicha derivación según el diámetro de la tubería principal, la cual se basa en el criterio de 1/4 del diámetro principal.

Diámetro de la válvula de purga	
Tubería principal Diámetro (Pg)	Purga Diámetro (Pg)
3 - 10	2
12 - 14	3
16 - 20	4
24 - 30	6
32 - 38	8
> 40	10

VÁLVULA DE AIRE O VENTOSA

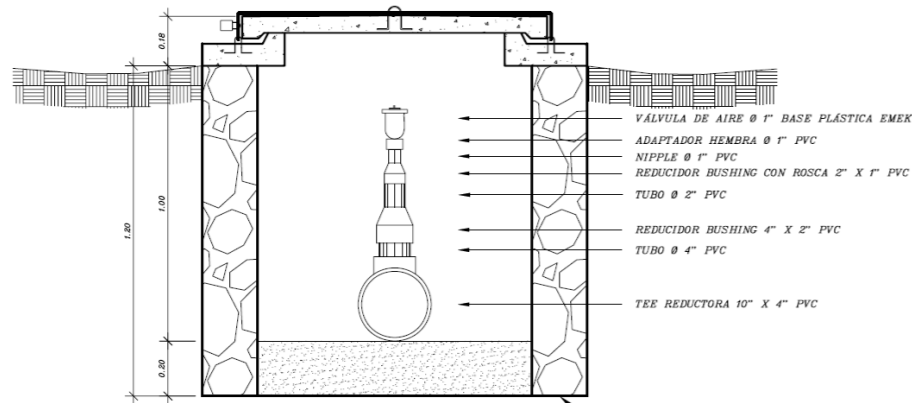
Como criterio general, el diámetro de la ventosa (válvula de aire) es 1/12 del diámetro de la tubería principal y en todo caso mayor de 1/2".

FUENTE:
Diseño de acueductos y alcantarillados Segunda edición. Alfa Omega, 2000, López Cullia, Ricardo Alfredo. Colombia.

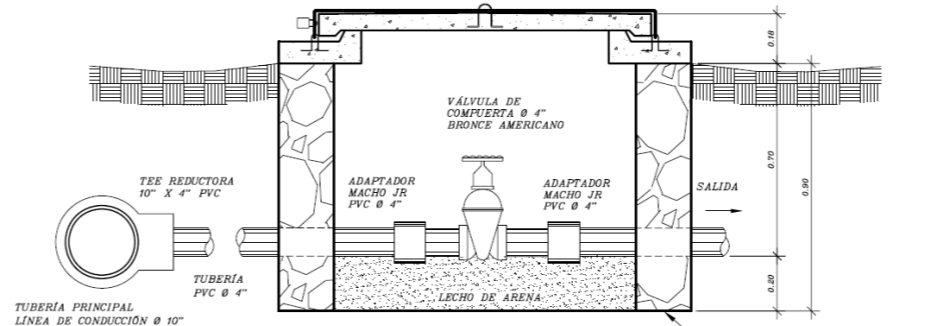
NOTA:
Por tratarse de una conducción de agua de río, la cual puede transportar más material sedimentable que otras aguas captadas, se propone por seguridad utilizar un diámetro de 4" para la válvula de limpieza, considerando también que no eleva los gastos considerablemente al deber utilizar una de diámetro 2" ó 3", según se indica en tabla adjunta.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE CONSTRUCCIÓN

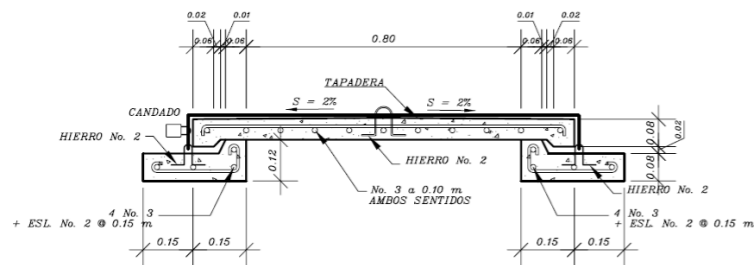
- La mampostería de piedra se hará de la siguiente manera:
33% de mortero
67% de piedra bola
- El mortero se hará en proporción 1:2; cemento y arena de río.
- Concreto $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, 3,000 lb/plg² será en proporción 1:2:3; cemento, arena de río y piedrín de 1/2" respectivamente.
- El hierro a utilizar debe ser de grado 40 y doblado en frío, código de diseño ACI 318-71
- Se repellará el interior y exterior con sabiela; proporción volumen 1:2; cemento, arena de río y pedrín de 1/2" respectivamente.
- Se realizará un aislado interior de cemento y arena de río en proporción 1:1 para impermeabilizar las paredes internas de la caja.
- En las tapaderas se dejará un desnivel necesario para drenar el agua de lluvia, con una pendiente de 1% mínimo hacia los lados, y dejando superficies cerradas en proporción 1:2; cemento y arena de río respectivamente.
- El terreno bajo la losa del piso deberá ser perfectamente apisonado.



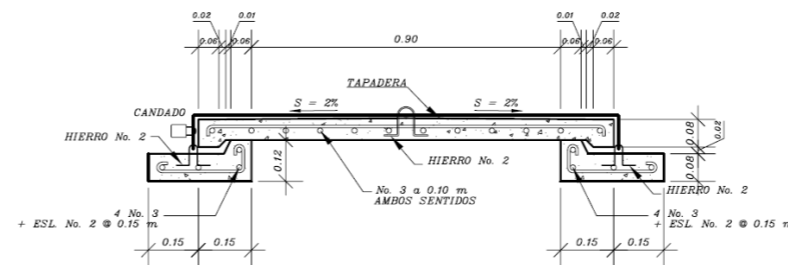
VÁLVULA DE AIRE
SECCIÓN A-A'
LÍNEA DE CONDUCCIÓN Ø 10"
ESCALA: 1/12.5



VÁLVULA DE LIMPIEZA
SECCIÓN B-B'
LÍNEA DE CONDUCCIÓN Ø 10"
ESCALA: 1/12.5



DETALLE DE TAPADERA
PARA CAJA DE
VÁLVULA DE AIRE
ESCALA: 1/10



DETALLE DE TAPADERA
PARA CAJA DE
VÁLVULA DE LIMPIEZA
ESCALA: 1/10



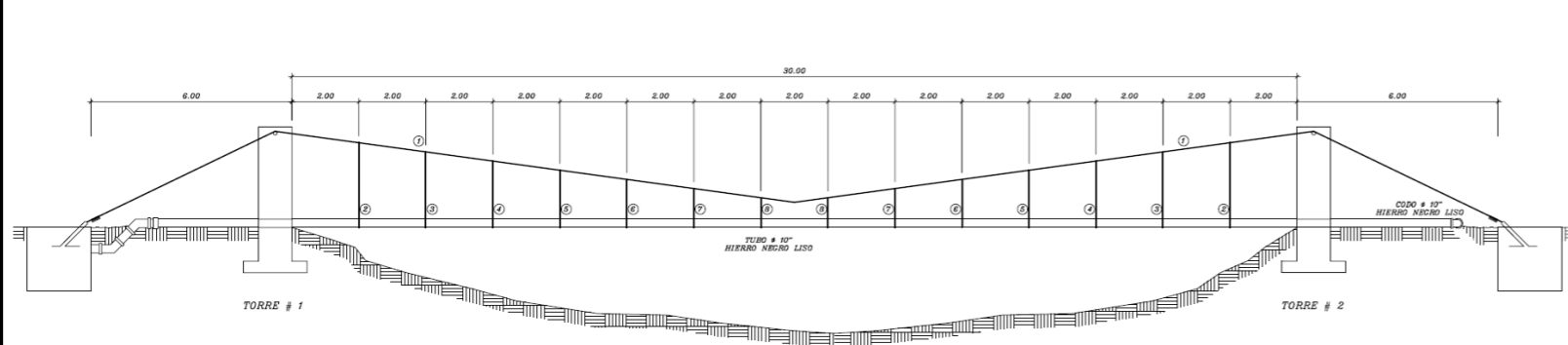
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS INC. CIVIL 08-09
MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA.

PROYECTO: DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUICAB PARA EL CASO URBANO DE SOLOLA	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: DETALLE DE CAJAS DE VÁLVULAS	FECHA: FEBRERO-2010

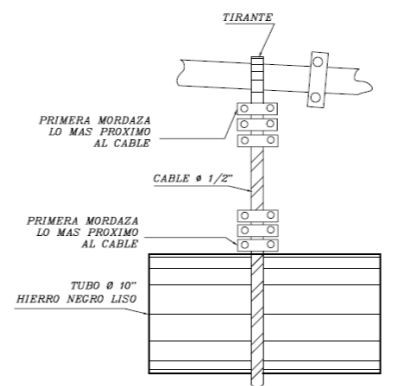
ASESOR DE REGIÓN: ING. LEONARDO ALFARO VELIZ	DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	PLANO No.:
EPESISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 2002 - 12477	DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	GENERAL 21/28 ESPECÍFICO 1/1

FEM. PEDRO SALDI QUINTANA
ALCALDE MUNICIPAL

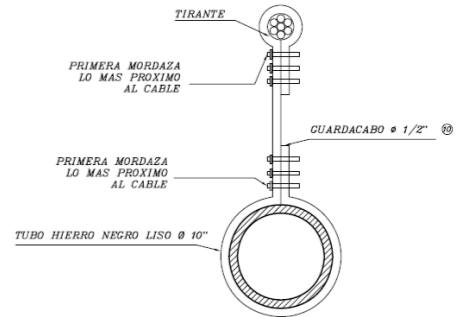
Va. de. ING. LEONARDO ALFARO VELIZ
SUPERVISOR EPS REGIÓN SOLOLA



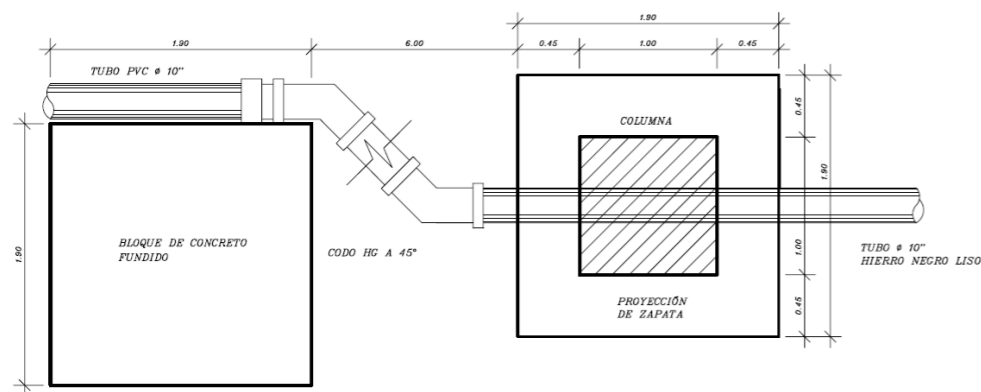
ELEVACIÓN PASO AÉREO 30.00 m DE LUZ - DE EST. 131 A EST. 131.03
 ESCALA: 1/100



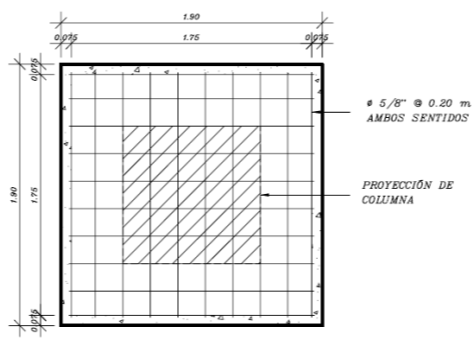
DETALLE DE SUSPENSIÓN DE TUBO
 SIN ESCALA



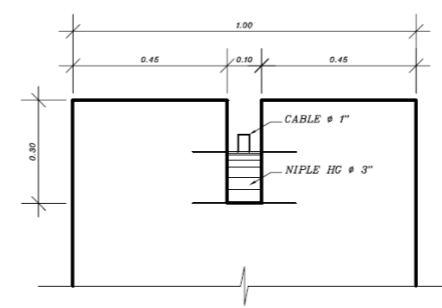
DETALLE DE SUSPENSIÓN DE TUBO
 SIN ESCALA



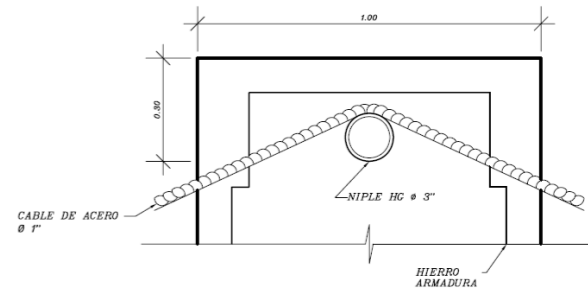
PLANTA ANCLAJE PARA PASO AÉREO
 ESCALA: 1/25



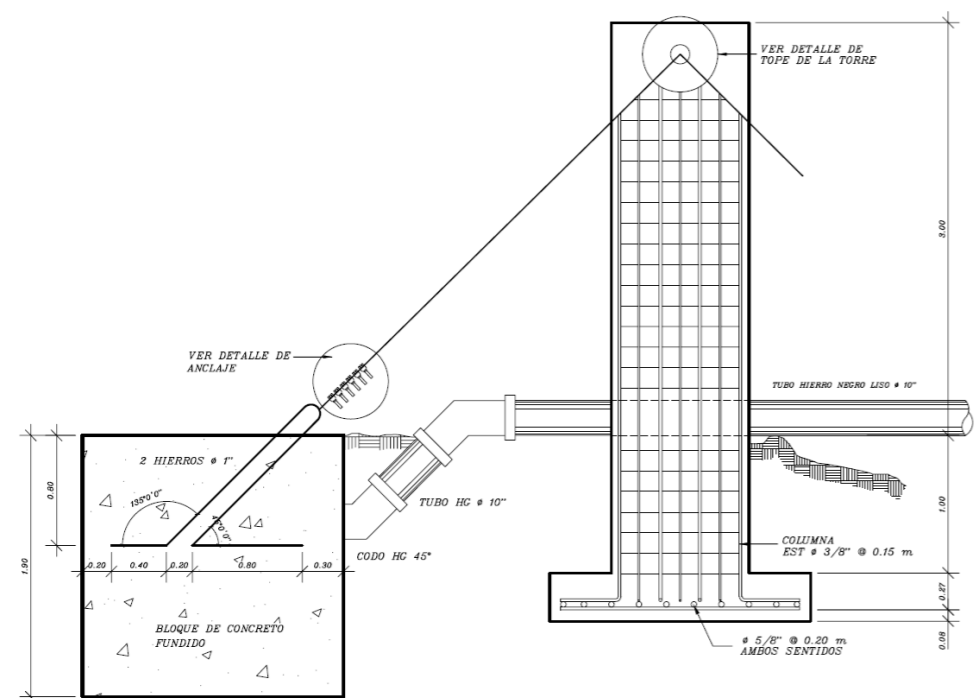
DETALLE DE ZAPATA
 ESCALA: 1/25



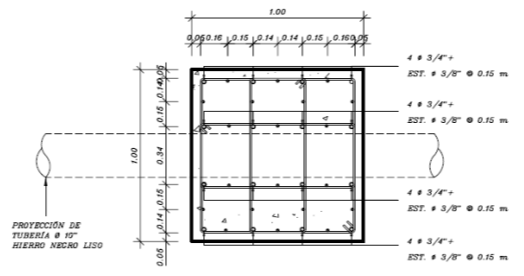
VISTA LATERAL DETALLE DE TOPE
 ESCALA: 1/10



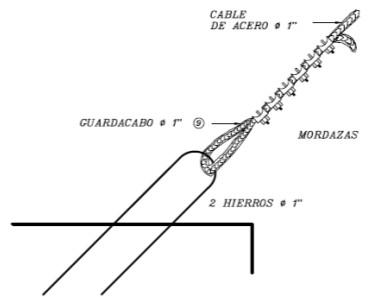
CORTE DE DETALLE DE TOPE
 ESCALA: 1/10



ELEVACIÓN ANCLAJE PARA PASO AÉREO
 ESCALA: 1/25



DETALLE DE COLUMNA
 ESCALA: 1/20




DETALLE DE ANCLAJE
 SIN ESCALA

NOTA:
 TODAS LAS VARILLAS EN ESQUINA DE ESTRIBOS SERÁN DE # 3/4" (TOTAL 16 VARILLAS)
 LAS VARILLAS ENTRE ESTRIBOS SERÁN DE # 3/8" (TOTAL 20 VARILLAS)
 TODOS LOS ESTRIBOS SERÁN DE # 3/8"

- ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**
- CONCRETO: Se usará concreto con refuerzo de ruptura a la compresión de 210 Kg/cm² (3,000 lb/Ftg²) a los 28 días para la fundición de las columnas y zapatas.
 - ACERO DE REFUERZO: Se usará acero de refuerzo grado 40.
 - CABLE DE ALAMBRE: se usara cable de acero mejorado compuesto de 6 cordones de 19 alambres por cordón con alma de acero con un diametro según para cada caso. Debe satisfacer las normas ISO 9001:2000 / KS A 9001:2000 EL CABLE NO DEBE SER ANADIDO.
 - El nivel de cimentación de las zapatas deberá ser del mismo para ambas columnas, y estas últimas quedarán perfectamente niveladas.
 - La estructura ha sido calculada para un suelo cuya capacidad de soporte no sea menor de 20 toneladas/m²
 - El recubrimiento en las columnas y zapatas será de 5.0 y 7.5 mm respectivamente y este se medirá entre el rostro de la barra y la superficie de concreto.
 - Las mordazas de empalme se deberán colocar de modo que la base de la mordaza se halle en contacto con la prolongación del cable.
 - El puente ha sido diseñado para el uso exclusivo del paso de la tubería.
 - A los ganchos de anclaje se les deberá aplicar dos manos de pintura anticorrosiva.
 - Todos los extremos del cable deberán protegerse con 8 a 10 vueltas de alambre galvanizado.
 - Si el terreno tiene pendiente, la localización del muerto estará definida considerando que el cable tiene una inclinación con relación 1.vertical 2.horizontal

TABLA DE DATOS		
DESCRIPCIÓN	No.	CANTIDAD
CABLE TIRANTE L = 52.90 m; # 1"	1	1
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 3.38 m; # 1/2"	2	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 2.84 m; # 1/2"	3	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 2.40 m; # 1/2"	4	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 2.04 m; # 1/2"	5	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 1.78 m; # 1/2"	6	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 1.60 m; # 1/2"	7	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 1.51 m; # 1/2"	8	2
GUARDACABO # 1"	9	2
GUARDACABO # 1/2"	10	26



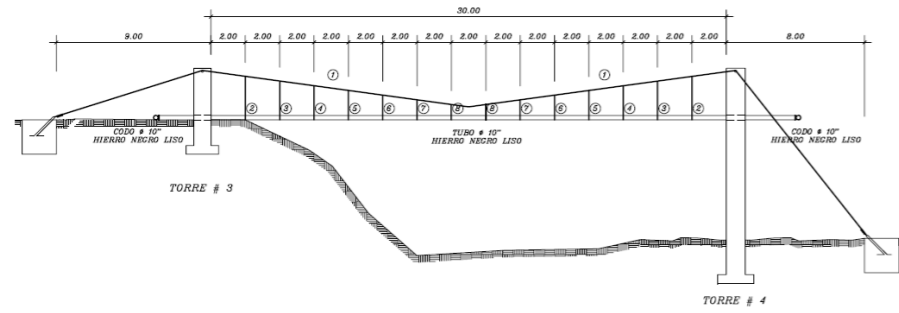
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS INC. CIVIL 08-09
 MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA.

PROYECTO: DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISCAB PARA EL CASO URBANO DE SOLOLA	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: DETALLE DE PASOS AÉREOS	FECHA: FEBRERO-2010

ASESOR DE REGIÓN: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	PLANO No.:
EPESISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 2002 - 12477	DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	GENERAL: 22 / 28 ESPECÍFICO: 1 / 4

FEM. PEDRO SALDI QUISQUINA
ALCALDE MUNICIPAL

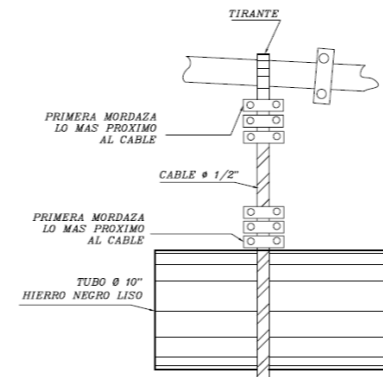
V. D. ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ
SUPERVISOR EPS REGIÓN SOLOLA



ELEVACIÓN PASO AÉREO 30.00 m DE LUZ - DE E-131.04 A E-132

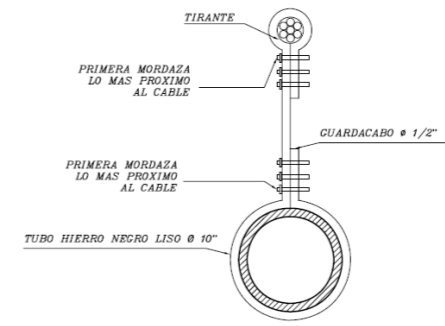
ESCALA: 1/200

TABLA DE DATOS		
DESCRIPCIÓN	Nº	CANTIDAD
CABLE TIRANTE L = 58.00 m; ϕ 1"	1	1
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 3.38 m; ϕ 1/2"	2	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 2.84 m; ϕ 1/2"	3	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 2.40 m; ϕ 1/2"	4	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 2.04 m; ϕ 1/2"	5	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 1.78 m; ϕ 1/2"	6	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 1.60 m; ϕ 1/2"	7	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 1.51 m; ϕ 1/2"	8	2
GUARDACABO ϕ 1"	9	2
GUARDACABO ϕ 1/2"	10	28



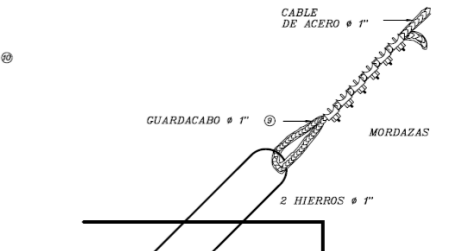
DETALLE DE SUSPENSIÓN DE TUBO

SIN ESCALA



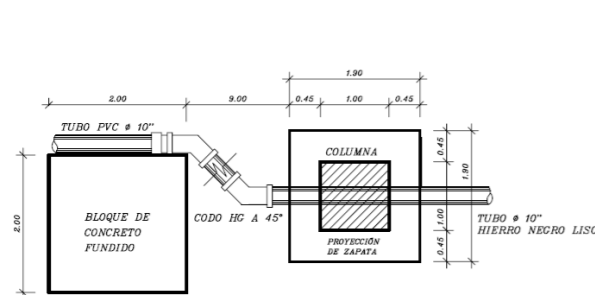
DETALLE DE SUSPENSIÓN DE TUBO

SIN ESCALA



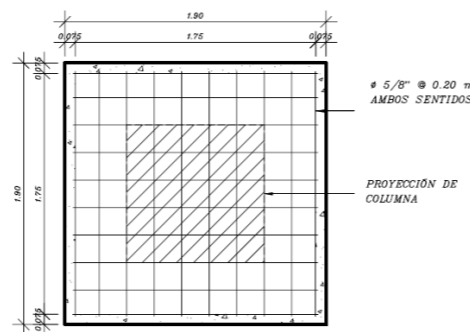
DETALLE DE ANCLAJE

SIN ESCALA



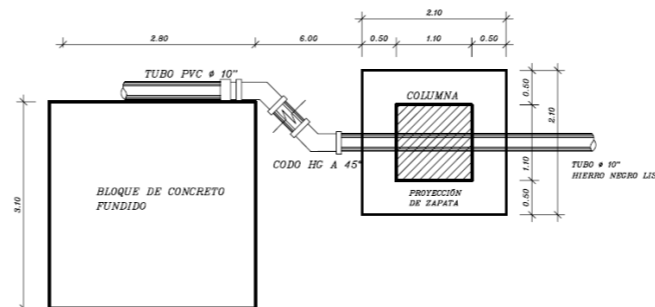
PLANTA ANCLAJE PARA PASO AÉREO (Columna 3.00 m de altura)

ESCALA: 1/50



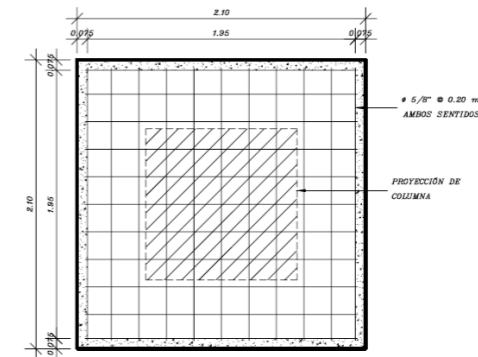
DETALLE DE ZAPATA (Columna 3.00 m de altura)

ESCALA: 1/25



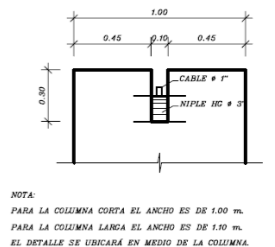
PLANTA ANCLAJE PARA PASO AÉREO (Columna 10.00 m de altura)

ESCALA: 1/50



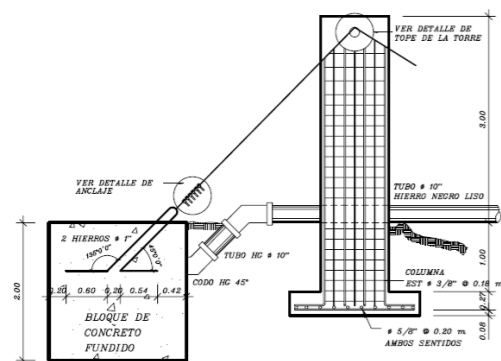
DETALLE DE ZAPATA (Columna 10.00 m)

ESCALA: 1/25



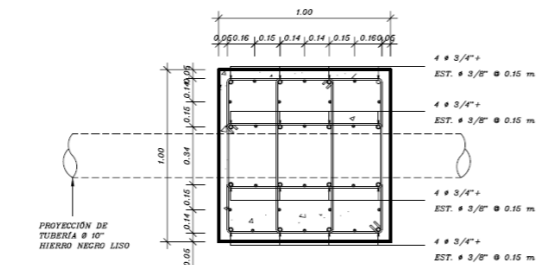
VISTA LATERAL DETALLE DE TOPE

ESCALA: 1/20



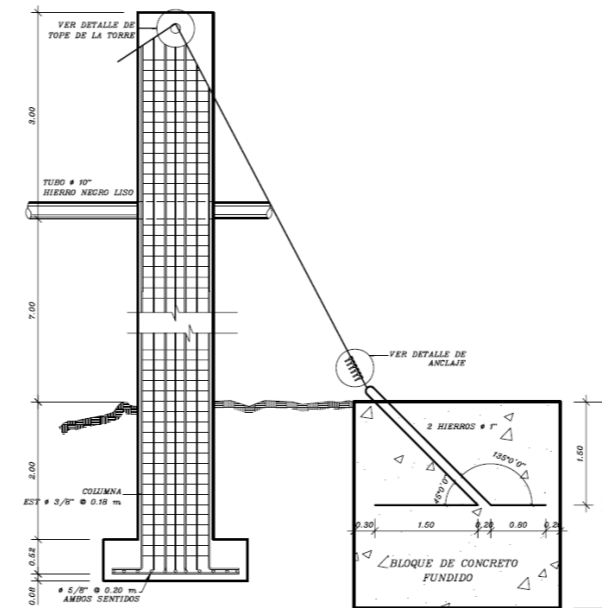
ELEVACIÓN ANCLAJE PARA PASO AÉREO (Columna 3.00 m de altura)

ESCALA: 1/50



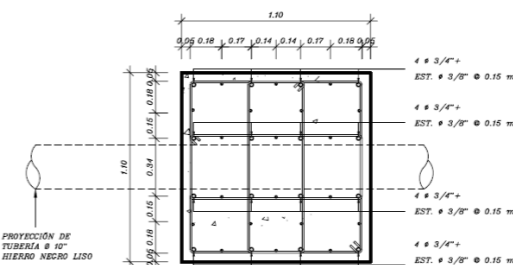
DETALLE DE COLUMNA DE 3.00 m de altura

ESCALA: 1/20



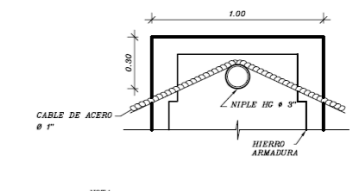
ELEVACIÓN ANCLAJE PARA PASO AÉREO (Columna 10.00 m de altura)

ESCALA: 1/50



DETALLE DE COLUMNA DE 10.00 m de altura

ESCALA: 1/20



CORTE DE DETALLE DE TOPE

ESCALA: 1/20

NOTA:
VER ESPECIFICACIONES TÉCNICAS EN HOJA # 25/28



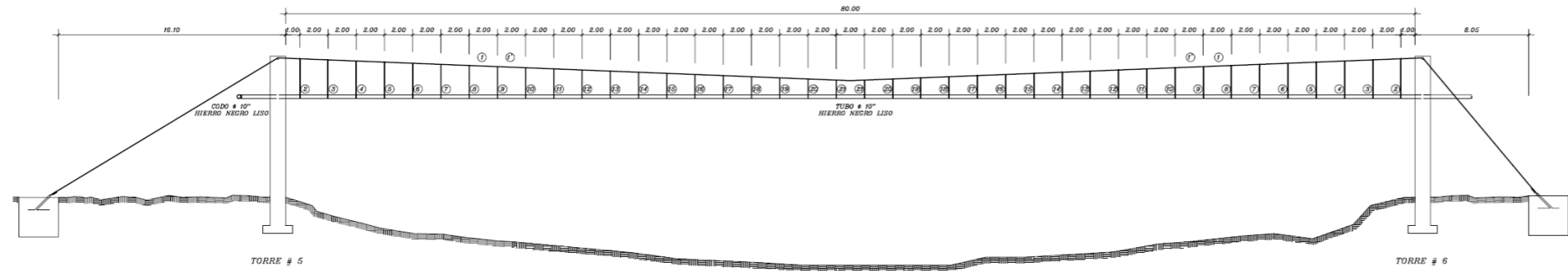
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS INC. CIVIL 08-09
MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA.

PROYECTO: DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUIQUAB PARA EL CASO URBANO DE SOLOLA	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: DETALLE DE PASOS AÉREOS	FECHA: FEBRERO-2010

ASESOR DE REGIÓN: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	PLANO Nº: GENERAL ESPECÍFICO
EPESISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 2002 - 12477	DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	23/28 2/4

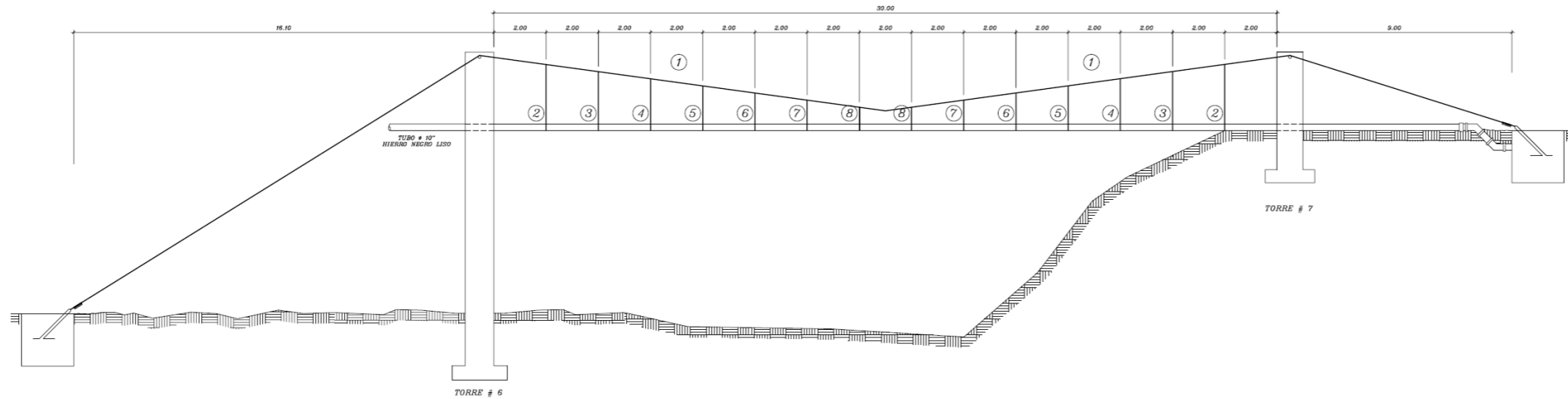
FEM. PEDRO SALDÍ QUISQUINA
ALCALDE MUNICIPAL

V. D. ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ
SUPERVISOR EPS REGIÓN SOLOLA



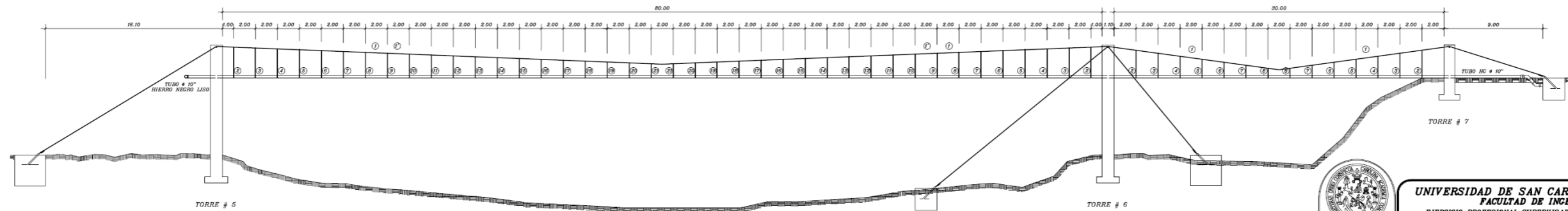
ELEVACIÓN PASO AÉREO 80.00 m DE LUZ - DE EST. 132 A EST. 132.03
 ESCALA: 1/200

TABLA DE DATOS - 80.00 m		
DESCRIPCIÓN	Nº.	CANTIDAD
CABLE TIRANTE L = 139.15 m; # 1 1/2"	1	1
CABLE TIRANTE L = 139.15 m; # 1 1/2"	1'	1
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 4.34 m; # 1/2"	2	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 4.04 m; # 1/2"	3	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 3.75 m; # 1/2"	4	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 3.48 m; # 1/2"	5	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 3.22 m; # 1/2"	6	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 2.98 m; # 1/2"	7	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 2.76 m; # 1/2"	8	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 2.55 m; # 1/2"	9	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 2.36 m; # 1/2"	10	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 2.18 m; # 1/2"	11	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 2.02 m; # 1/2"	12	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 1.88 m; # 1/2"	13	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 1.75 m; # 1/2"	14	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 1.64 m; # 1/2"	15	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 1.54 m; # 1/2"	16	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 1.46 m; # 1/2"	17	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 1.40 m; # 1/2"	18	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 1.35 m; # 1/2"	19	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 1.33 m; # 1/2"	20	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 1.32 m; # 1/2"	21	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 1.31 m; # 1/2"	22	2
GUARDACABO # 1 1/2"	A	4
GUARDACABO # 1/2"	B	80




ELEVACIÓN PASO AÉREO 30.00 m DE LUZ - DE EST. 132.03 A EST. 133
 ESCALA: 1/100

TABLA DE DATOS - 30.00 m		
DESCRIPCIÓN	Nº.	CANTIDAD
CABLE TIRANTE L = 68.00 m; # 1"	1	1
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 3.38 m; # 1/2"	2	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 2.64 m; # 1/2"	3	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 2.40 m; # 1/2"	4	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 2.04 m; # 1/2"	5	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 1.78 m; # 1/2"	6	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 1.60 m; # 1/2"	7	2
CABLE DE SUSPENSIÓN L = 1.51 m; # 1/2"	8	2
GUARDACABO # 1"	A	2
GUARDACABO # 1/2"	B	14



CONJUNTO DE ELEVACIÓN DE PASOS AÉREOS DE EST. 132 A EST. 133
 ESCALA: 1/200

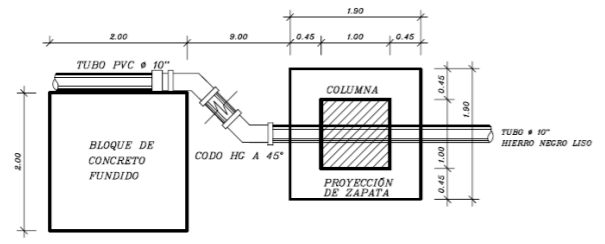


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS INC. CIVIL 08-09
 MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA.

PROYECTO: DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISCAB PARA EL CASCO URBANO DE SOLOLA	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: DETALLE DE PASOS AÉREOS	FECHA: FEBRERO-2010

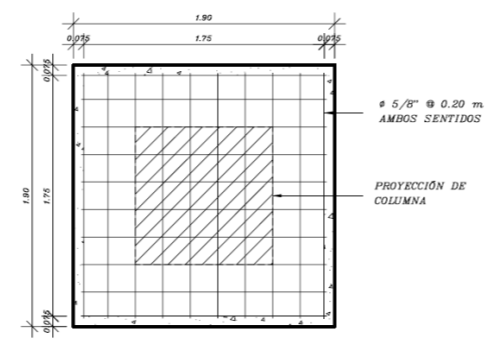
ASESOR DE REGIÓN: ING. LEIS GREGORIO ALFARO VELIZ	DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	PLANO Nº: GENERAL / ESPECÍFICO
EPESISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 2002 - 12477	DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	24 / 28 / 3 / 4

FPM PEDRO SALDI QUITQUINA ALCALDE MUNICIPAL V. D. ING. LEIS GREGORIO ALFARO VELIZ SUPERVISOR EPS REGIÓN SOLOLA



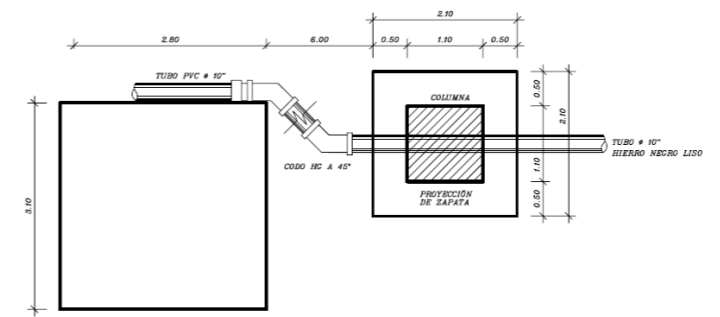
PLANTA ANCLAJE PARA PASO AÉREO
(Columna 3.00 m de altura)

ESCALA: 1/50



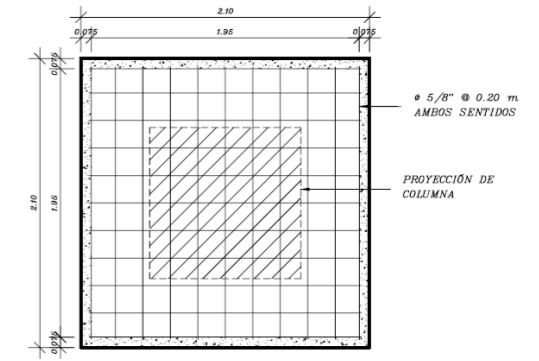
DETALLE DE ZAPATA
(Columna 3.00 m de altura)

ESCALA: 1/25



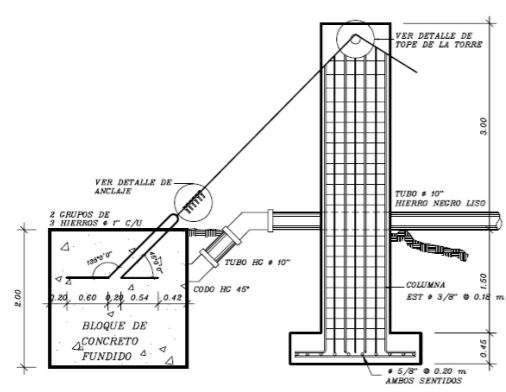
PLANTA ANCLAJE PARA PASO AÉREO
(Columna 10.00 m de altura)

ESCALA: 1/50



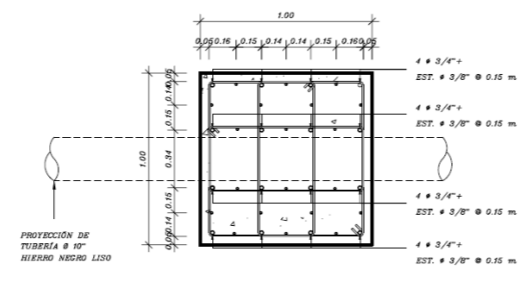
DETALLE DE ZAPATA
(Columna 10.00 m)

ESCALA: 1/25



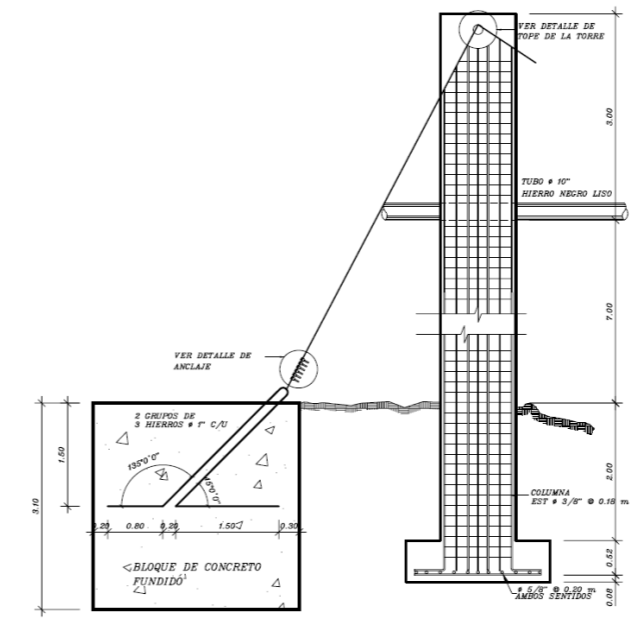
ELEVACIÓN ANCLAJE PARA PASO AÉREO
(Columna 3.00 m de altura)

ESCALA: 1/50



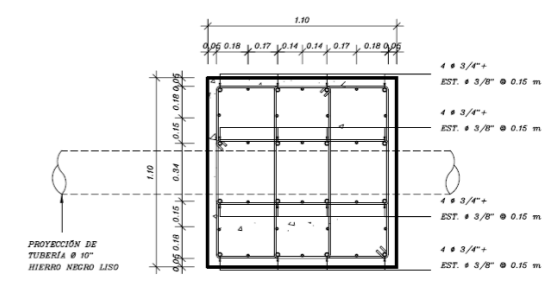
DETALLE DE COLUMNA
DE 3.00 m de altura

ESCALA: 1/20



ELEVACIÓN ANCLAJE PARA PASO AÉREO
(Columna 10.00 m de altura)

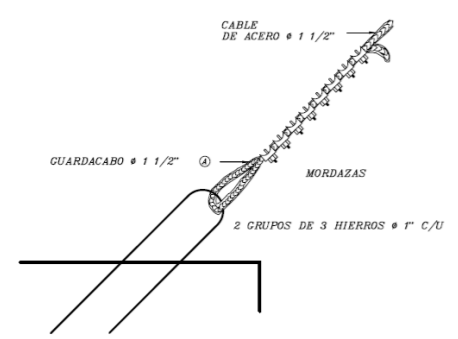
ESCALA: 1/50



DETALLE DE COLUMNA
DE 10.00 m de altura

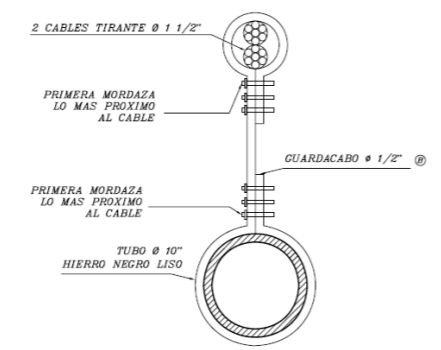
ESCALA: 1/20

- ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**
- **CONCRETO:** Se usará concreto con refuerzo de ruptura a la compresión de 350 Kg/cm² (5,000 Lb/Pq²) a los 28 días para la fundición de las columnas y zapatas.
 - **ACERO DE REFUERZO:** Se usará acero de refuerzo grado 40.
 - **CABLE DE ALAMBRE:** se usara cable de acero mejorado compuesto de 6 cordones de 19 alambres por cordón con alma de acero con un diámetro según para cada caso. Debe satisfacer las normas ISO 9001:2000 / KS A 9001:2000. EL CABLE NO DEBE SER AÑADIDO.
 - El nivel de cimentación de las zapatas deberá ser del mismo para ambas columnas, y estas últimas quedarán perfectamente niveladas.
 - La estructura ha sido calculada para un suelo cuya capacidad de soporte sea de 50 toneladas/m²; dicho dato se rigió debido al manto rocoso igneo hallado en lugar ubicado para la cimentación. Se tomó como valor soporte 80 ton/m² que representa el valor soporte de rocas ígneas suaves.
 - El recubrimiento en las columnas y zapatas será de 5.0 y 7.5 mm respectivamente y este se medirá entre el rostro de la barra y la superficie de concreto.
 - Las mordazas de empalme se deberán colocar de modo que la base de la mordaza se halle en contacto con la prolongación del cable.
 - El puente ha sido diseñado para el uso exclusivo del paso de la tubería.
 - A los ganchos de anclaje se les deberá aplicar dos manos de pintura anticorrosiva.
 - Todos los extremos del cable deberán protegerse con 8 a 10 vueltas de alambre galvanizado.
 - Si el terreno tiene pendiente, la localización del muerto estará definida considerando que el cable tiene una inclinación con relación 1 vertical / 2 horizontal.



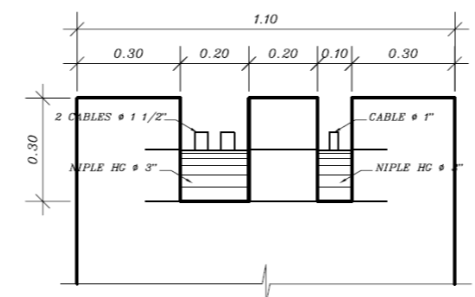
DETALLE DE ANCLAJE

SIN ESCALA



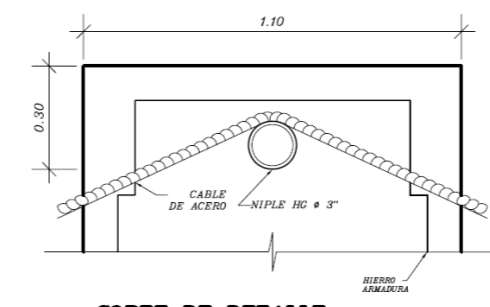
DETALLE DE SUSPENSIÓN
DE TUBO

SIN ESCALA



VISTA LATERAL
DETALLE DE TOPE

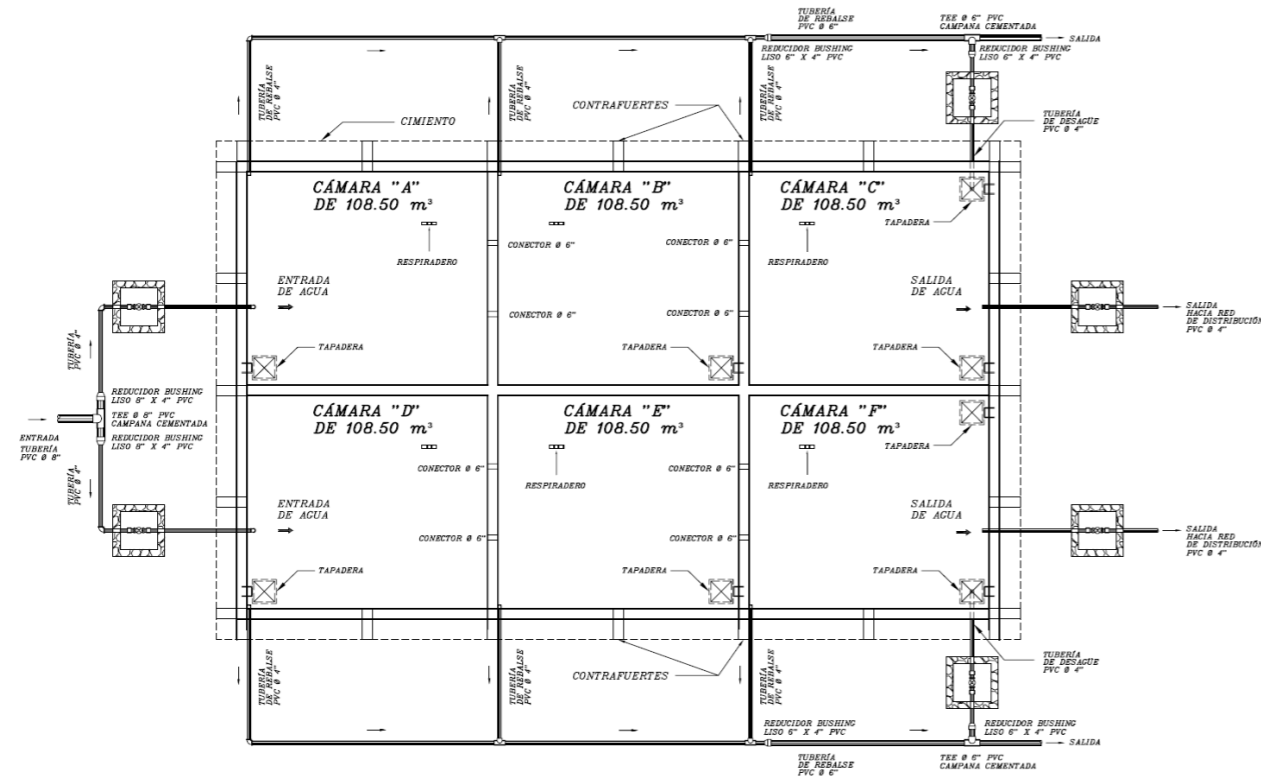
ESCALA: 1/10



CORTE DE DETALLE
DE TOPE

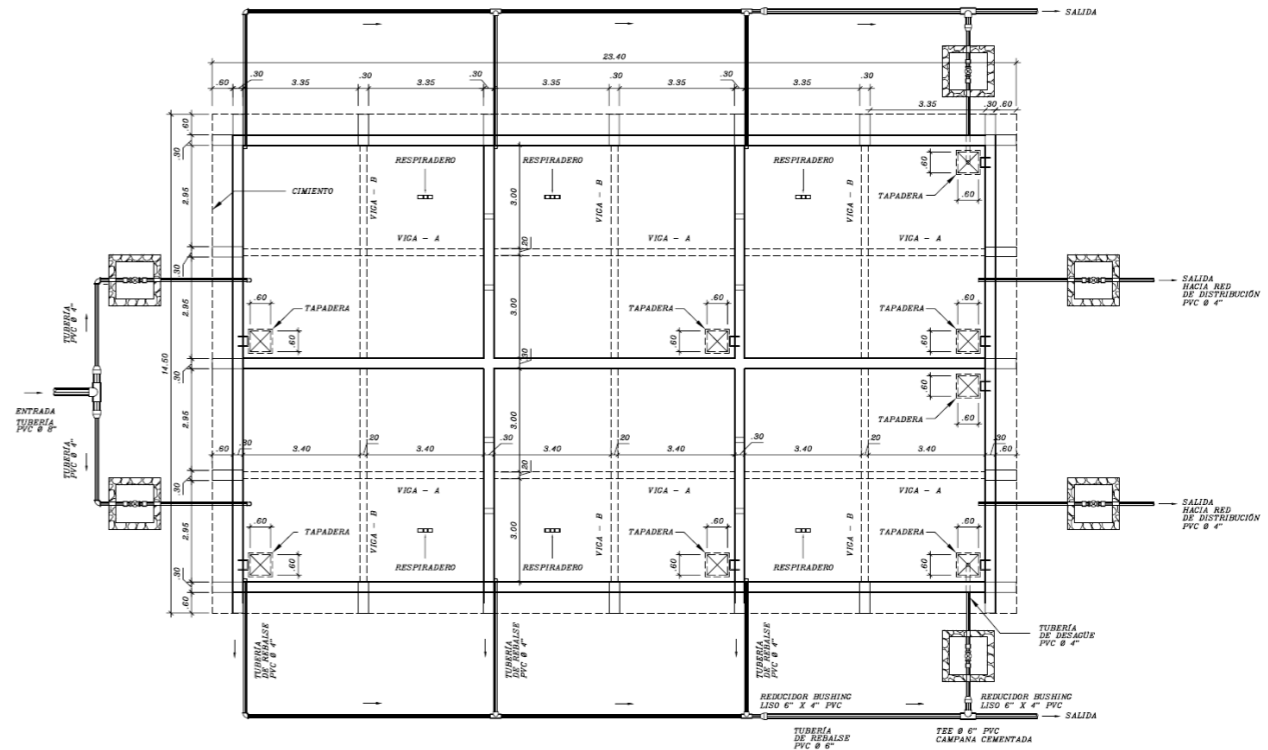
ESCALA: 1/10

<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS INC. CIVIL 08-09 MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA.</p>		<p>PROYECTO: DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUIZAB PARA EL CASO URBANO DE SOLOLA</p>	<p>ESCALA: INDICADA</p>
		<p>CONTENIDO: DETALLE DE PASOS AÉREOS</p>	<p>FECHA: FEBRERO-2010</p>
<p>ASESOR DE REGIÓN: ING. LEIS GREGORIO ALFARO VELIZ</p>	<p>DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS</p>	<p>PLANO No. GENERAL ESPECÍFICO</p>	
<p>EPESISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 2002 - 12477</p>	<p>DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS</p>	<p>25/28</p>	<p>4/4</p>
<p>FEM. PEDRO SALDI QUINTANA ALCALDE MUNICIPAL</p>		<p>Vs. DR. ING. LEIS GREGORIO ALFARO VELIZ SUPERVISOR EPS REGIÓN SOLOLA</p>	



PLANTA GENERAL

ESCALA: 1/100



PLANTA ACOTADA

ESCALA: 1/100

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

CONSTRUCCIÓN DE MUROS DEL TANQUE

- El sitio donde se va a construir el tanque debe de incluir una capa de 15 cm de material bien compactado, este puede ser del mismo del lugar o material selecto, queda a discreción del ingeniero encargado de la obra determinar.
- Para la construcción del tanque se debe usar concreto 3000 PSI con una relación 1:1.5:2, (medida con carretillada de 2 pies: 1/2, 3/4, 1 de cemento, arena y pedrín) y relación agua/cemento de 0.55 (6 gal/saco). El cemento deberá estar a 33% por volumen de mampostería.

FUNDIDO DE LA LOSA SOBRE EL TANQUE

- Se usará concreto con $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ a los 28 días, con una relación de 1:2:2, (medida con carretillada de 2 pies: 1/2, 3/4, 1 de cemento, arena y pedrín) y relación agua/cemento de 0.55 (6 gal/saco).
- Se usará pedrín de 1" máximo.
- Se usará acero de refuerzo $\phi 3/8" \text{ @ } 0.30 \text{ m}$ con $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$.
- Todos los recubrimientos se medirán desde el rostro del refuerzo a la cara exterior del concreto.

ESPECIFICACIONES RELACIONADAS A LA ESTRUCTURA

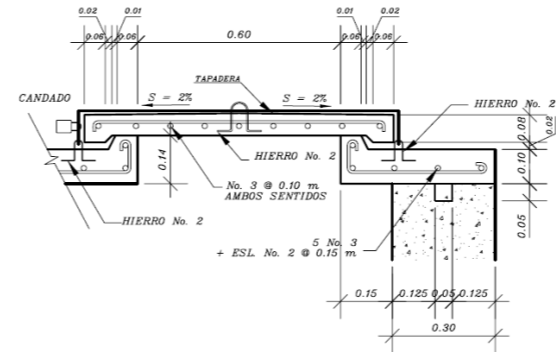
- Se utilizará acero estructural con límite de fluencia mínimo de 29.5 kg/mm² y con un espesor máximo de 12.7 mm, ASTM A529.
- Los frustales entre varillas serán de 30 cm de longitud como mínimo y la longitud de desarrollo de los ganchos a 90° empotrados en concreto será de 15 cm, como mínimo.
- Se usará concreto $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ a los 28 días, con una relación agua/cemento de 0.55 (6 gal/saco).
- Se usará pedrín de 1" máximo.
- Se usará acero de refuerzo $f_y = 4210 \text{ kg/cm}^2$ para armado de vigas.
- Todos los recubrimientos se medirán desde el rostro del refuerzo a la cara exterior del concreto.
- Las vigas serán todas iguales, con dimensiones de $0.20 \times 0.30 \text{ m}$.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES

- Concreto $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, 3,000 lb/plg² será en proporción 1:2:3; cemento, arena de río y pedrín de 1/2" respectivamente.
- El hierro a utilizar debe ser de grado 40 y doblado en frío, código de diseño ACI 318-71
- Se repillará el interior y exterior con subleña; proporción volumen 1:2; cemento, arena de río respectivamente, con un recubrimiento mínimo de 1.5 cm.
- Se realizará un alisado interior de cemento y arena de río en proporción 1:1 para impermeabilizar las paredes internas de la caja.
- En las tapaderas se dejará un desnivel necesario para drenar el agua de lluvia, con una pendiente de 7% mínimo hacia los lados, y dejando superficies cernidas en proporción 1:2; cemento y arena de río respectivamente.
- El terreno bajo la losa del piso deberá ser perfectamente apisonado.

NOTA:

El tanque está diseñado para trabajar como tanque semienterrado o superficial.



DETALLE DE TAPADERA

ESCALA: 1/10



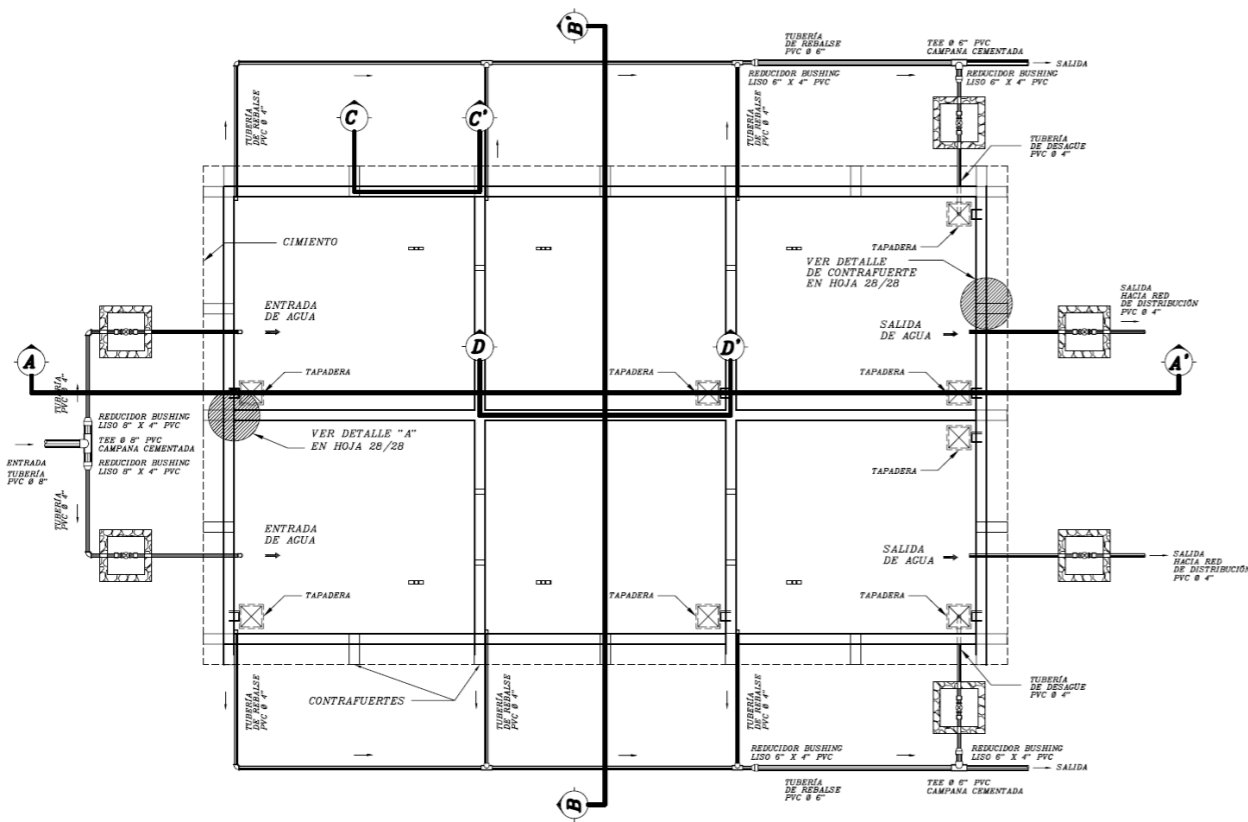
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS INC. CIVIL 08-09
 MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA.

PROYECTO: DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISCAB PARA EL CASO URBANO DE SOLOLA	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: DETALLE DE TANQUE DE ALMACENAMIENTO 650 m³	FECHA: FEBRERO-2010

ASESOR DE REGIÓN: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	PLANO No. GENERAL ESPECÍFICO
EPESISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 2002 - 12477	DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	26/28 1/3

FEM. PEDRO SALDI QUIQUINA
 ALCALDE MUNICIPAL

Vs. Sr. ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ
 SUPERVISOR EPS REGIÓN SOLOLA



PLANTA DE SECCIONES
ESCALA: 1/100

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

CONSTRUCCIÓN DE MUROS DEL TANQUE

- El sitio donde se va a construir el tanque debe de incluir una capa de 15 cm de material bien compactado, este puede ser del mismo del lugar o material selecto, queda a discreción del ingeniero encargado de la obra determinar.
- Para la construcción del tanque se debe usar concreto 3000 PSI con una relación 1:1.5:2, (medida con carretillada de 2 pies: 1/2, 3/4, 1 de cemento, arena y piedrín) y relación agua/cemento de 0.55 (6 gal/saco). El cemento deberá estar a 33% por volumen de mampostería.

FUNDIDO DE LA LOSA SOBRE EL TANQUE

- Se usará concreto con $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ a los 28 días, con una relación de 1:2:2, (medida con carretillada de 2 pies: 1/2, 1, 1 de cemento, arena y piedrín) y relación agua/cemento de 0.55 (6 gal/saco).
- Se usará piedrín de 1" máximo.
- Se usará acero de refuerzo # 3/8" @ 0.30 m con $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$.
- Todos los recubrimientos se medirán desde el rostro del refuerzo a la cara exterior del concreto.

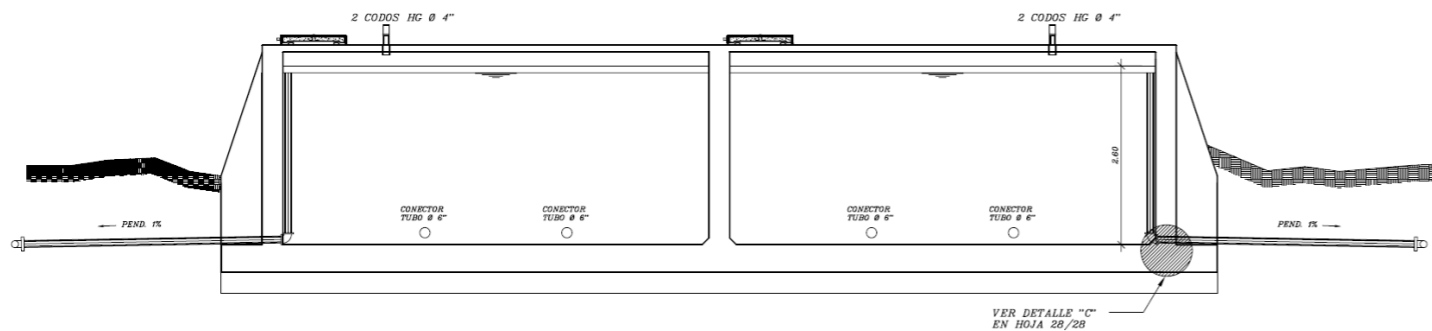
ESPECIFICACIONES RELACIONADAS A LA ESTRUCTURA

- Se utilizará acero estructural con límite de fluencia mínimo de 29.5 kg/mm² y con un espesor máximo de 12.7 mm, ASTM A529.
- Los traslapes entre varillas serán de 30 cm de longitud como mínimo y la longitud de desarrollo de los ganchos a 90° empotrados en concreto será de 15 cm, como mínimo.
- Se usará concreto $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ a los 28 días, con una relación agua/cemento de 0.55 (6 gal/saco).
- Se usará piedrín de 1" máximo.
- Se usará acero de refuerzo $f_y = 4210 \text{ kg/cm}^2$ para armado de vigas.
- Todos los recubrimientos se medirán desde el rostro del refuerzo a la cara exterior del concreto.
- Las vigas serán todas iguales, con dimensiones de $0.20 \times 0.30 \text{ m}$.

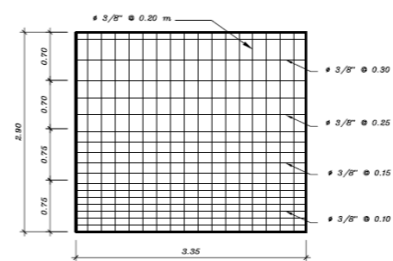
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES

- Concreto $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, 3,000 lb/plg² será en proporción 1:2:3; cemento, arena de río y piedrín de 1/2" respectivamente.
- El hierro a utilizar debe ser de grado 40 y doblado en frío, código de diseño ACI 318-71
- Se repellará el interior y exterior con sabieta, proporción volumen 1:2; cemento, arena de río respectivamente, con un recubrimiento mínimo de 1.5 cm.
- Se realizará un alisado interior de cemento y arena de río en proporción 1:1 para impermeabilizar las paredes internas de la caja.
- En las tapaderas se dejará un desnivel necesario para drenar el agua de lluvia, con una pendiente de 1% mínimo hacia los lados, y dejando superficies cerradas en proporción 1:2; cemento y arena de río respectivamente.
- El terreno bajo la losa del piso deberá ser perfectamente apisonado.

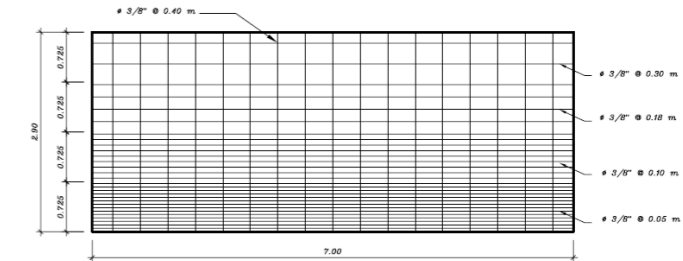
NOTA:
El tanque está diseñado para trabajar como tanque semienterrado o superficial.



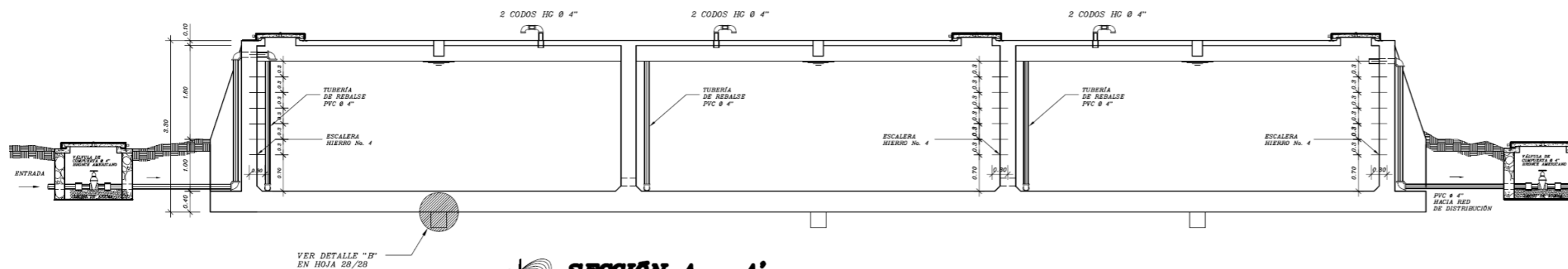
SECCIÓN B - B'
ESCALA: 1/50



SECCIÓN C-C'
MURO PERIMETRAL
ESCALA: 1/50

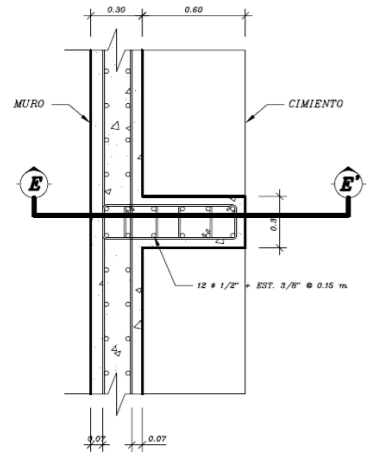


SECCIÓN D-D'
DETALLE DE MURO ENTRE CÁMARS
ESCALA: 1/50



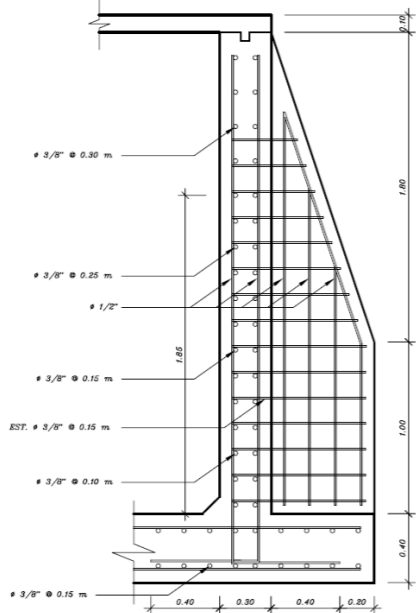
SECCIÓN A - A'
ESCALA: 1/50

		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS INC. CIVIL 08-09 MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA.	
		PROYECTO: DISEÑO DE CAPTACIÓN Y CONDUCCIÓN DE AGUA DEL RÍO QUISEAC PARA EL CASO URBANO DE SOLOLA	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: DETALLE DE TANQUE DE ALMACENAMIENTO 650 m ³		FECHA: FEBRERO-2010	
ASESOR DE REGIÓN: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	PLANO No. GENERAL ESPECÍFICO 27/28 2/3	
EPESISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 2002 - 12477	DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS		
PEM PEDRO SALDI QUINTANA ALCALDE MUNICIPAL		V. D. ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ SUPERVISOR EPS REGIÓN SOLOLA	



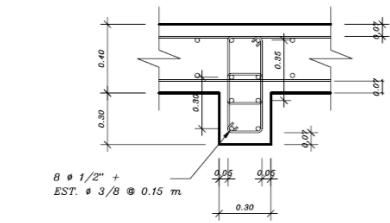
PLANTA DE CONTRAFUERTE

ESCALA: 1/20



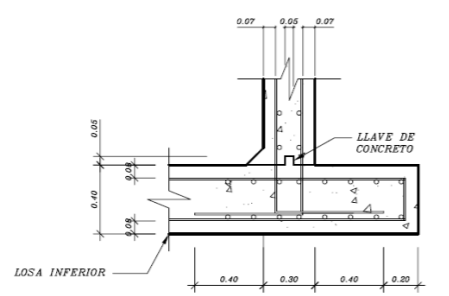
SECCIÓN E-E' DE CONTRAFUERTE

ESCALA: 1/20



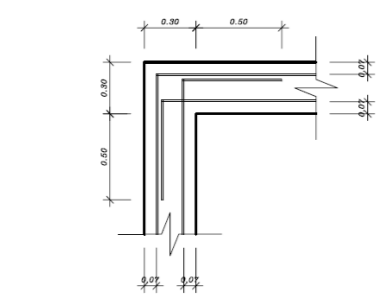
DETALLE "B"

ESCALA: 1/20



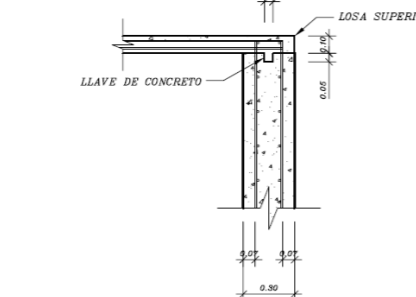
DETALLE "C"

ESCALA: 1/20



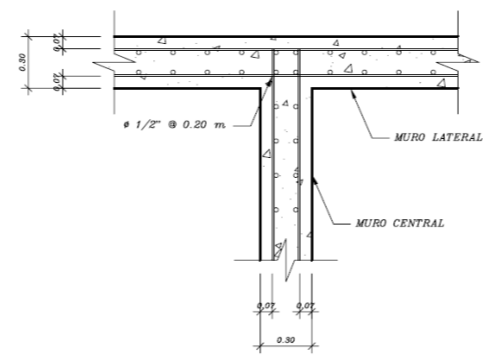
DETALLE DE PLANTA EN ESQUINA

ESCALA: 1/20



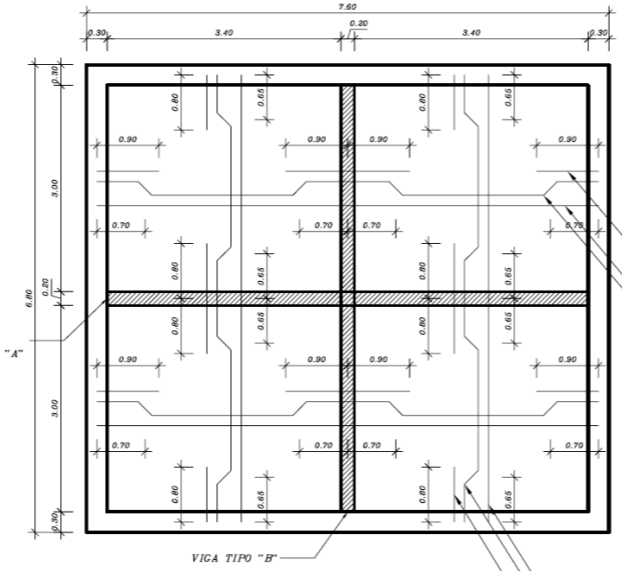
DETALLE DE LOSA-MURO

ESCALA: 1/20



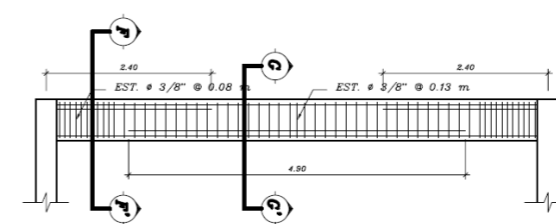
DETALLE "A"

ESCALA: 1/20



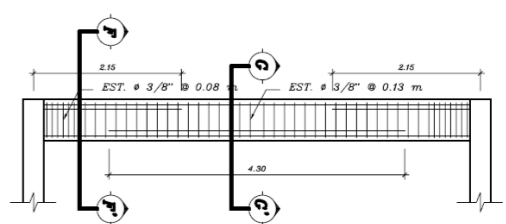
DETALLE DE ARMADO DE LOSA DE UNA CÁMARA DE AGUA 108.5 m³

ESCALA: 1/50



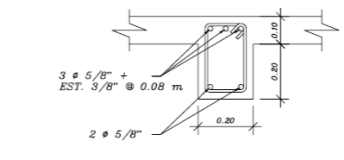
DETALLE DE VIGA "A" (V-A)

ESCALA HORIZONTAL: 1/50
ESCALA VERTICAL: 1/25



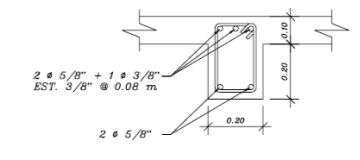
DETALLE DE VIGA "B" (V-B)

ESCALA HORIZONTAL: 1/50
ESCALA VERTICAL: 1/25



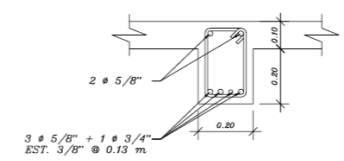
CORTE F-F' EXTREMO V-A

ESCALA: 1/12.5



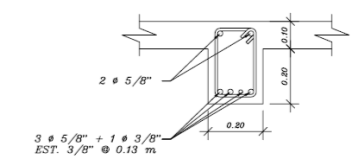
CORTE F-F' EXTREMO V-B

ESCALA: 1/12.5



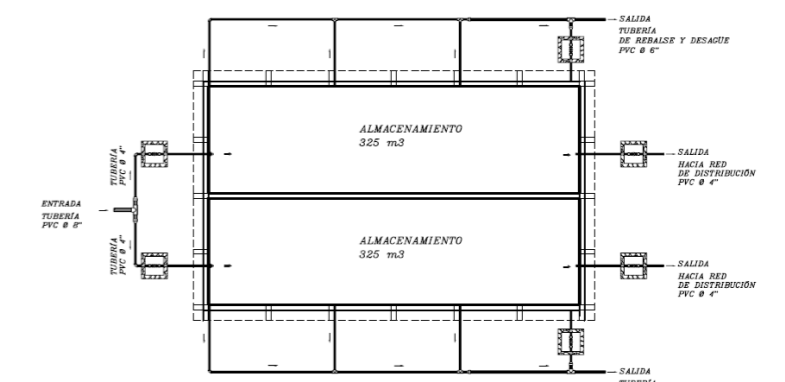
CORTE G-G' CENTRO V-A

ESCALA: 1/12.5



CORTE G-G' CENTRO V-B

ESCALA: 1/12.5



DETALLE DE CONJUNTO DE TANQUE

ESCALA: 1/200

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO

CONSTRUCCION DE MUROS DEL TANQUE

- El sitio donde se va a construir el tanque debe de incluir una capa de 15 cm de material bien compactado, este puede ser del mismo del lugar o material selecto, queda a discreción del ingeniero encargado de la obra determinar.
- Para la construcción del tanque se debe usar concreto 3000 PSI con una relación 1:1.5:2 (medida con carretillada de 2 pies: 1/2, 3/4, 1 de cemento, arena y pedrín) y relación agua/cemento de 0.55 (6 gal/saco). El cemento deberá estar a 33% por volumen de mampostería.

FUNDIDO DE LA LOSA SOBRE EL TANQUE

- Se usará concreto con $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ a los 28 días, con una relación de 1:2:2 (medida con carretillada de 2 pies: 1/2, 3/4, 1 de cemento, arena y pedrín) y relación agua/cemento de 0.55 (6 gal/saco).
- Se usará pedrín de 1" máximo.
- Se usará acero de refuerzo $\# 3/8" \ @ 0.30 \text{ m}$ con $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$.
- Todos los recubrimientos se medirán desde el rostro del refuerzo a la cara exterior del concreto.

ESPECIFICACIONES RELACIONADAS A LA ESTRUCTURA

- Se utilizará acero estructural con límite de fluencia mínimo de 29.5 kg/mm² y con un espesor máximo de 12.7 mm. ASTM A529.
- Los traslapes entre varillas serán de 30 cm de longitud como mínimo y la longitud de desarrollo de los ganchos a 90° empotrados en concreto será de 15 cm, como mínimo.
- Se usará concreto $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ a los 28 días, con una relación agua/cemento de 0.55 (6 gal/saco).
- Se usará pedrín de 1" máximo.
- Se usará acero de refuerzo $f_y = 4210 \text{ kg/cm}^2$ para armado de vigas.
- Todos los recubrimientos se medirán desde el rostro del refuerzo a la cara exterior del concreto.
- Las vigas serán todas iguales, con dimensiones de 0.20 x 0.30 m.

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS GENERALES

- Concreto $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, 3,000 lb/plg² será en proporción 1:2.3: cemento, arena de río y pedrín de 1/2" respectivamente.
- El hierro a utilizar debe ser de grado 40 y doblado en frío, código de diseño ACI 318-71
- Se repletará el interior y exterior con sobrita, proporción volumen 1:2: cemento, arena de río respectivamente, con un recubrimiento mínimo de 1.5 cm.
- Se realizará un alisado interior de cemento y arena de río en proporción 1:1 para impermeabilizar las paredes internas de la caja.
- En las lapaderas se dejará un desnivel necesario para drenar el agua de lluvia, con una pendiente de 1% mínimo hacia los lados, y dejando superficies ceramiditas en proporción 1:2: cemento y arena de río respectivamente.
- El terreno bajo la losa del piso deberá ser perfectamente apisonado.

NOTA:
El tanque está diseñado para trabajar como tanque semienterrado o superficial.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS INC. CIVIL 08-09
MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA.

PROYECTO: DISEÑO DE CAPTACION Y CONDUCCION DE AGUA DEL RIO QUISCAN PARA EL CASO URBANO DE SOLOLA	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: DETALLE DE TANQUE DE ALMACENAMIENTO 650 m ³	FECHA: FEBRERO-2010

ASESOR DE REGION: ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ	DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	PLANO No.:
EPESISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 2002 - 12477	DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	GENERAL: 28/28 ESPECIFICO: 3/3

FEM. PEDRO SALDI QUINTANA
ALCALDE MUNICIPAL

Vs. Sr. ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELIZ
SUPERVISOR EPS REGION SOLOLA

ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCIÓN

CAPA DE BALASTO

DESCRIPCION

Este trabajo consiste en el suministro, transporte y colocación del material con la humedad requerida; conformación y compactación de la capa de balasto, de acuerdo con el espesor total mostrado en los planos y lo descrito en estas Especificaciones Generales y en las Disposiciones Especiales.

BALASTO

Debe ser de calidad uniforme y estar exento de residuos de madera, raíces o cualquier material perjudicial o extraño. El material de balasto debe tener un peso unitario suelto, no menor de 1,450 Kg./metro³ (90 lb./pie³) determinado por el método AASHTO T 19. El tamaño máximo del agregado grueso del balasto, no debe exceder de 2/3 del espesor de la capa y en ningún caso debe ser mayor de 100 milímetros. El que sea mayor, debe ser separado que sea por tamizado en el banco de material o según lo autorice el Delegado Residente.

La porción del balasto retenida en el tamiz 4.75 mm (N° 4), debe estar comprendida entre el 60% y el 40% en peso y debe tener un porcentaje de abrasión no mayor de 60, determinado por el método AASHTO T 96. La porción que pase el tamiz 0.425 mm (N° 40), debe tener un límite líquido no mayor de 35, determinado por el método AASHTO T 89 y un índice de plasticidad entre 5 y 11, determinado por el método AASHTO T 90. La porción que pase el tamiz 0.075 mm (N° 200), no debe exceder de 15% en peso, determinado por el método AASHTO T 11.

REQUISITOS DE CONSTRUCCION

COLOCACION DEL BALASTO

Conforme se vaya terminando de construir la sub-rasante, se debe colocar la capa de balasto. No se debe dejar sin cubrir la sub-rasante, en una longitud mayor de 2 kilómetros. El espesor total de la capa de balasto no debe ser menor de 100 milímetros ni mayor de 250 milímetros.

Cuando la capa de balasto se deba colocar sobre una sub-rasante existente, ésta debe ser previamente conformada, escarificada y compactada superficialmente, respetando las líneas, pendientes y sección típica establecidas en los planos y especificaciones. En los lugares donde se encuentre material inadecuado, éstos deben ser removidos hasta una profundidad de por lo menos 300 milímetros y reemplazados con material apropiado. Todas las rocas o piedras grandes que se encuentren en el lecho de la carretera, se deben excavar hasta los límites laterales de la misma, mostrados en los planos y a una profundidad por lo menos de 300 milímetros debajo de la sub-rasante.

COMPACTACION

Las capas de balasto se deben compactar como mínimo al 95% de la densidad máxima determinada por el método AASHTO T 180.

El Contratista debe controlar el contenido de humedad adecuado del material, por medio de ensayos de laboratorio y campo, secando el material y determinando la humedad a peso constante o por el método del Carburo de Calcio, AASHTO T 217, a efecto de obtener la compactación especificada. La capa debe ser nivelada con equipo apropiado para asegurar una compactación uniforme y no se aprobará la compactación, hasta que se llenen los requisitos correspondientes especificados.

ACEPTACION

La compactación se comprobará en el campo, cada 600 metros cuadrados y en forma alterna a lo ancho de la sección, de preferencia mediante el método AASHTO T 191 (ASTM D 1556). Con la aprobación escrita del Delegado Residente, se pueden utilizar otros métodos técnicos, incluyendo los no destructivos.

MEDIDA

La medida se debe hacer por el número de metros cúbicos de capa de balasto, con aproximación de dos decimales, debidamente calculada por el Contratista y aceptada por el Delegado Residente. El volumen debe ser el del material compactado en su posición final, calculado por procedimientos analíticos. Para el cálculo, la dimensión longitudinal debe ser la realmente cubierta por la capa, medida en proyección horizontal; la dimensión transversal debe ser el ancho también en proyección horizontal, mostrado en los planos u ordenado por escrito por el Delegado Residente y realmente cubierto por el Contratista, y el espesor, será el mostrado en los planos y/o descrito en las Disposiciones Especiales y realmente compactado.

FUENTE:

ESPECIFICACIONES GENERALES PARA CONSTRUCCION DE CARRETERAS Y PUENTES/SECCION 209

ESTABILIZACION DE LA SUBRASANTE

DESCRIPCION

Este trabajo consiste en el procesamiento e incorporación a la sub-rasante de cal, granza de cal, cal/ceniza fina o compuestos estabilizadores químicos orgánicos e inorgánicos de eficacia y durabilidad comprobada, que cumplan con las características indicadas en las Disposiciones Especiales con la finalidad de mejorar las condiciones mecánicas de esta capa. Este trabajo consiste en el tratamiento de la sub-rasante, según corresponda, con la adición que durante este proceso se deben agregar los materiales estabilizadores del tipo y con la dosificación especificada para el proyecto o autorizada por el Delegado Residente.

MATERIALES

REQUISITOS DE LOS MATERIALES A ESTABILIZAR

Los materiales a estabilizar deben ser los existentes en la sub-rasante. Los materiales a estabilizar no deben contener partículas mayores de 70 milímetros, materias vegetales, basura, terrones de arcilla o sustancias que incorporadas en la sub-rasante estabilizada puedan tener efectos nocivos o afectar su durabilidad.

REQUISITOS DE LOS MATERIALES ESTABILIZADORES

De acuerdo con lo estipulado en los planos y/o Disposiciones Especiales, los materiales estabilizadores pueden ser: cal, granza de cal, cal/ceniza fina o compuestos estabilizadores químicos orgánicos e inorgánicos que llenen los requisitos siguientes:

- (a) Cal Hidratada. Debe cumplir con los requisitos establecidos en AASHTO M 216, ASTM C 977, NGO 41018, ASTM C 206 y ASTM C 207.
(b) Cal Viva. Debe cumplir con los requisitos establecidos en AASHTO M 216, ASTM C 977 y NGO 41018. La cal viva preferiblemente debe suministrarse en forma granular con partículas no mayores de 9.5 mm (3/8").
(c) Granza de cal. En casos específicos, donde haya disponibilidad de la misma, el Delegado Residente puede autorizar el uso de granza de cal que llene un requisito de CaO disponible (ASTM C 110) de 50% mínimo y un tamaño máximo de 19 mm. La granza debe estar libre de impurezas como fragmentos de madera, hojas, raíces, grumos de arcilla y otros materiales extraños que afecten su comportamiento.

- (d) Lechada de Cal. Puede hacerse con cal hidratada o cal viva pulverizada y debe llenar los requisitos siguientes:

- (1) Composición Química. El contenido de sólidos debe consistir de un mínimo de 87% en masa, de óxidos de calcio y magnesio.
(2) Residuo. El porcentaje por masa del residuo retenido en los tamices indicados, para el contenido de sólidos de la lechada, no debe ser mayor de los límites mostrados en la Tabla 302-1.

Tabla 302-1 Requisitos de Graduación para el residuo

Table with 2 columns: Tamaño del tamiz, Porcentaje retenido en masa. Rows for 3.350 mm (N° 6), 0.2, 0.600 mm (N° 30), 4.0.

- (3) Grado de la Lechada. Debe corresponder a uno de los grados siguientes:

- a) Grado 2. El contenido de sólidos no debe ser mayor de 35% de la masa total de la lechada. Con contenidos mayores de sólidos, la lechada no puede ser bombeada ni rociada.
(e) Pavosanas Naturales o Artificiales y Cenizas Volantes de Carbón. Según ASTM C 618 y lo descrito en 551.05 (g) de estas Especificaciones Generales. Queda terminantemente prohibido el empleo de cenizas volantes producidas por plantas que utilicen compuestos de sodio, amoníaco o azufre para controlar las emisiones de combustión.
(f) Escoria Granulada de Alto Horno. Según ASTM C 989 y 551.05 (h).
(g) Compuestos estabilizadores químicos orgánicos e inorgánicos. Podrán usarse estabilizadores químicos u otros basados en resinas sintéticas como se indican en las Disposiciones Especiales o en los planos. El Delegado Residente debe requerir el certificado de calidad extendido por el fabricante o distribuidor.

REQUISITOS PARA EL AGUA

El agua a usar en las operaciones de estabilización, debe ser clara, libre de aceites, sales, ácidos, álcalis, azúcar, materia vegetal y demás sustancias que puedan ser perjudiciales para la efectividad de la estabilización, según el tipo de producto estabilizador utilizado.

El agua debe llenar los requisitos de la norma AASHTO T 28; si la fuente es de un sistema de abastecimiento de agua potable, puede ser utilizada sin necesidad de ensayo previo.

REQUISITOS DE CONSTRUCCION

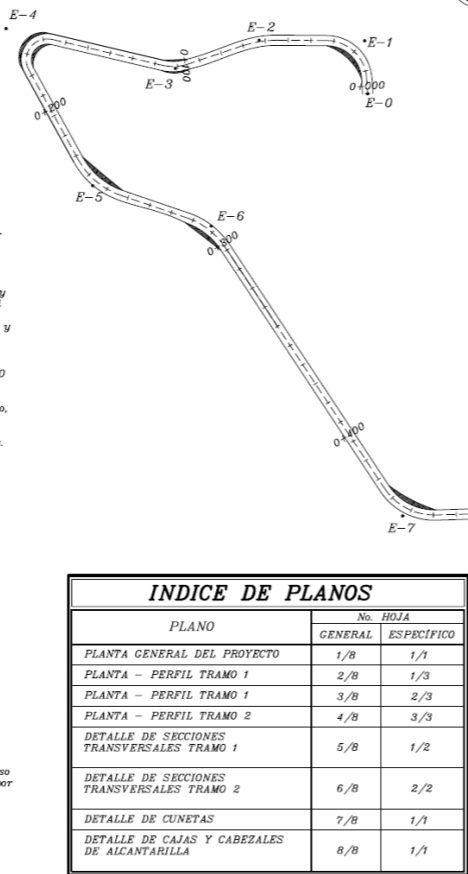
DOSIFICACION

El Contratista debe presentar la dosificación propuesta para la estabilización de la sub-rasante, 30 días antes de iniciar la producción. Esta proporción deberá ajustarse dependiendo de las variaciones de las características de los materiales de sub-rasante encontrados, conforme se indique en las Disposiciones Especiales. El material de sub-rasante ya estabilizado debe tener un CBR, determinado por el método AASHTO T 193, mínimo de 20, efectuado sobre muestra saturada a 95% de compactación, determinada por el método AASHTO T 180 y un ahuecamiento máximo de 1%. Para la realización del ensayo de CBR, el procedimiento se modificará dejando el material estabilizado dentro del molde para su curado, al aire y sin saturar, durante un período de 7 días, antes de iniciar el proceso de saturación de los especímenes.

El Contratista, junto con la dosificación propuesta, debe presentar lo siguiente:

- (a) Muestras representativas del suelo de la sub-rasante.
(b) Una muestra representativa de los productos estabilizadores para la ejecución de los ensayos de resistencia.
(c) Resultados de los ensayos de CBR.

La producción se debe iniciar únicamente cuando se haya aprobado la dosificación de la mezcla.



LIBRETA FINAL - TRAMO 1

Table with 4 columns: EST, PO, AZIMUT, DH (m). Rows 0-25 showing stationing and measurements for Tramo 1.

Table titled 'INDICE DE PLANOS' with columns: PLANO, No. HOJA GENERAL, ESPECIFICO. Lists various plan sheets and their page counts.

PLANTA GENERAL TRAMO 1

ESCALA: 1/1500

ESCARIFICACION DEL MATERIAL DE SUB-RASANTE

Se debe escarificar y pulverizar la sub-rasante en una profundidad de 200 milímetros. El material escarificado debe ser conformado para formar camellones o colchones adecuados para efectuar la mezcla. El contenido máximo de humedad y la densidad seca máxima deben ser determinados de acuerdo con el método AASHTO T 180.

APLICACION DE LOS ESTABILIZADORES

Los estabilizadores deben ser agregados cuando el material escarificado esté a un contenido de humedad por lo menos 3 por ciento abajo del óptimo y a por lo menos 4 °C. No se debe aplicar cuando el exceso de estabilizador se pierde con el lavado o soplado o cuando se estime que la temperatura ambiente descenderá debajo de los 4°C dentro de las próximas 48 horas.

Los estabilizadores deben ser aplicados en las cantidades requeridas utilizando uno de los siguientes métodos:

- (a) Como lechada. Los estabilizadores deben ser mezclados con agua y aplicados como una suspensión en agua o como una lechada utilizando camiones con distribuidores aprobados o mezcladoras rotativas. El tanque del camión distribuidor o de la mezcladora rotativa debe estar equipado con un agitador para mantener el estabilizador en suspensión en el agua. Se deben dar varias pasadas sobre el material para obtener el contenido de humedad y de estabilizador adecuado para el mezclado y la compactación.

MEZCLA

El material debe ser mezclado hasta obtener una mezcla homogénea y desmenuzable.

- (a) Mezclas de cal y ceniza fina. Se debe agregar agua y mezclar completamente para ajustar el contenido de humedad de la mezcla al contenido de humedad óptimo más la humedad necesaria para la hidratación. La humedad de hidratación es de 1.5 por ciento por cada porcentaje de estabilizador en la mezcla. El mezclado se debe completar dentro de las 6 horas posteriores a la aplicación del estabilizador.

El procedimiento de mezcla debe ser el mismo para la cal en seco o en forma de lechada, comprendiendo una mezcla inicial y otra final, en la forma siguiente:

- (1) Mezcla y Curado Iniciales. El espesor completo de la capa tendida de suelo y cal, debe mezclarse con máquina mezcladora previamente aprobada por el Delegado Residente. La cal no puede dejarse expuesta sin mezclar por un período mayor de 6 horas, debiéndose agregar la cantidad de agua adecuada para efectuar la mezcla y para asegurar la acción química de la cal. Después de la mezcla inicial debe compactarse ligeramente con compactadores de neumáticos, para sellar la superficie y prevenir la evaporación del agua durante un período de curado mínimo de 48 horas o hasta que el material estabilizado se empiece a desmenuzarse o fragmentar, efectuando durante este tiempo, riegos ligeros de agua sobre la superficie.
(2) Mezcla Final. Transcurrido el tiempo de curado, debe mezclarse nuevamente el material tratado por medio de recicladora, mezcladora rotativa, malaxadora, solas o combinadas, u otro equipo previamente aprobado por el Delegado Residente, hasta desmenuzarse todos los grumos, debiendo llenar el material los requisitos de graduación indicados en la Tabla 302-2, excluyendo las partículas de grava o piedra, retenidas en el Tamiz N°4 (4.75 mm).

Tabla 302-2 Requisitos de Graduación de la Mezcla Final

Table with 2 columns: Tamaño del Tamiz, Porcentaje mínimo en masa de grumos que pasa un tamiz de abertura cuadrada. Rows for 38.1 mm (1 1/2"), 100%, 4.75 mm (N° 4), 50%.

COMPACTACION Y ACABADO

Inmediatamente después de ser mezclada, la mezcla debe ser esparcida y compactada a por lo menos 95 por ciento de la densidad máxima. La densidad y el contenido de humedad de campo deben ser determinados de acuerdo con AASHTO T 191 o por medio de otros procedimientos de ensayo aprobados por el Delegado Residente.

CURADO

No se debe permitir el paso de tráfico sobre el material estabilizado. El material se debe mantener continuamente húmedo hasta la colocación de la siguiente capa. Se debe aplicar agua bajo presión por medio de una barra rociadora equipada con boquillas para producir un rociado fino y uniforme. La siguiente capa debe ser colocada dentro de los 7 días posteriores a la compactación y acabado del material estabilizado.

Si el material estabilizado pierde estabilidad, densidad o su acabado antes de la colocación de la siguiente capa, se debe re procesar, re compactar y agregar los estabilizadores necesarios para restaurar la resistencia del material dañado.

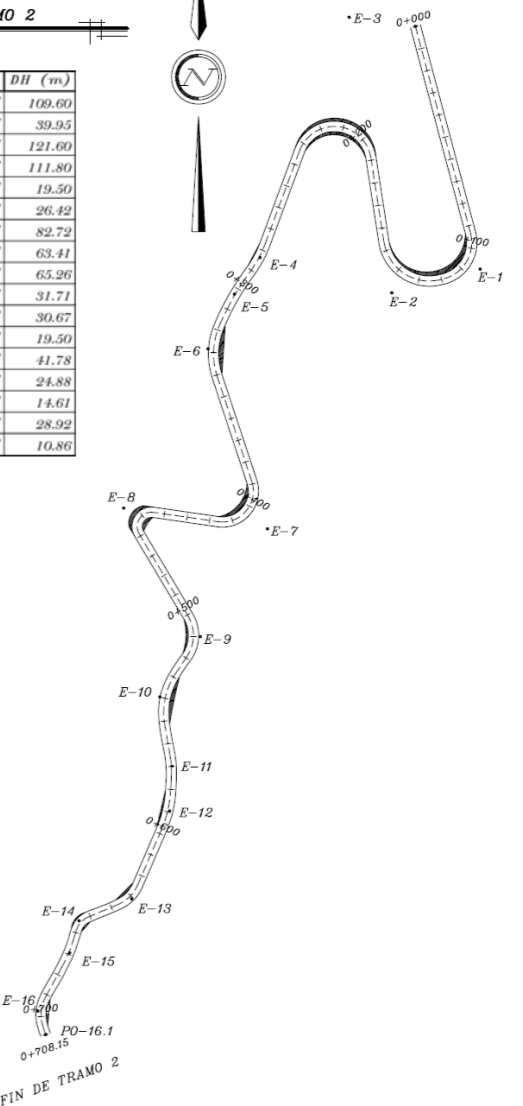
MEDIDA

La medida se debe hacer del número de metros cuadrados con un espesor de 200 milímetros, con aproximación de dos decimales, de Estabilización de la Sub-rasante, satisfactoriamente construidos de acuerdo con estas Especificaciones Generales y Disposiciones Especiales. El área se debe determinar por procedimientos analíticos. Para este efecto, la longitud se debe medir sobre la línea central de la carretera y el ancho debe ser el delimitado y dimensionado en las secciones típicas de pavimentación. En las Disposiciones Especiales se podrá considerar la medida por separado del área de sub-rasante estabilizada y la cantidad de producto estabilizador efectivamente incorporado a la obra de acuerdo con la dosificación aprobada.

FUENTE: ESPECIFICACIONES GENERALES PARA CONSTRUCCION DE CARRETERAS Y PUENTES/SECCION 202

LIBRETA FINAL - TRAMO 2

Table with 4 columns: EST, PO, AZIMUT, DH (m). Rows 0-16 showing stationing and measurements for Tramo 2.



PLANTA GENERAL TRAMO 2

ESCALA: 1/1500



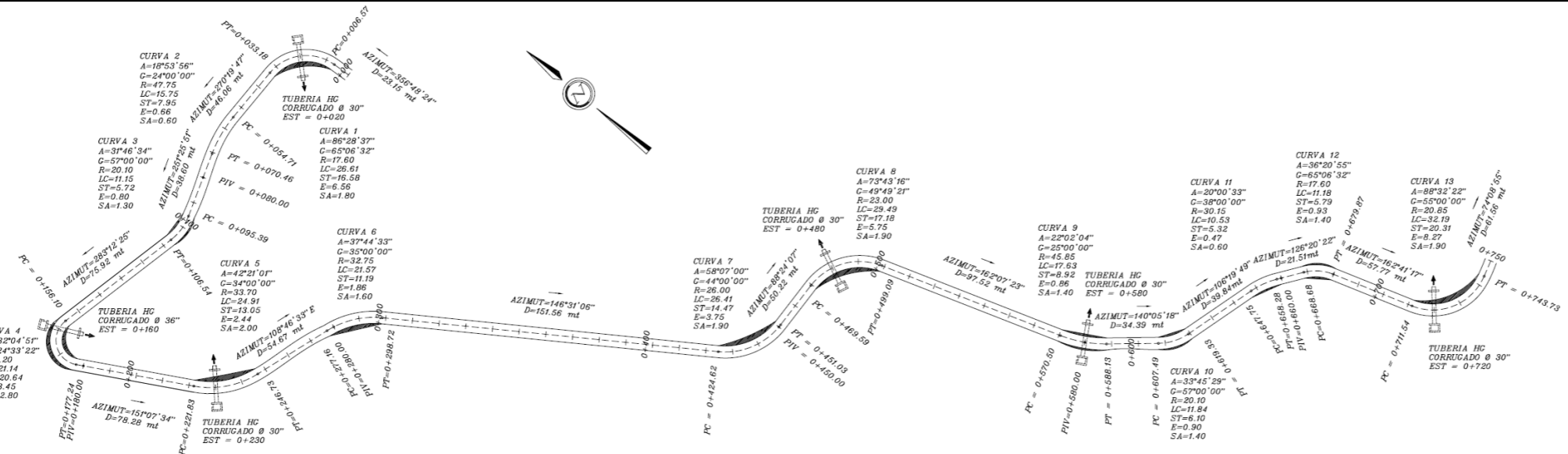
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS INC. CIVIL 08-09 MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA.

Table with 2 columns: PROYECTO, ESCALA, INDICADA; CONTENIDO, FECHA. Rows for project name and date.

Table with 3 columns: ASesor DE RECIÓN, DISEÑO, PLANO No.; EFESISTA, DIBUJO. Rows for names and sheet numbers.

FEM. PEDRO SALDI QUIQUINA ALCALDE MUNICIPAL

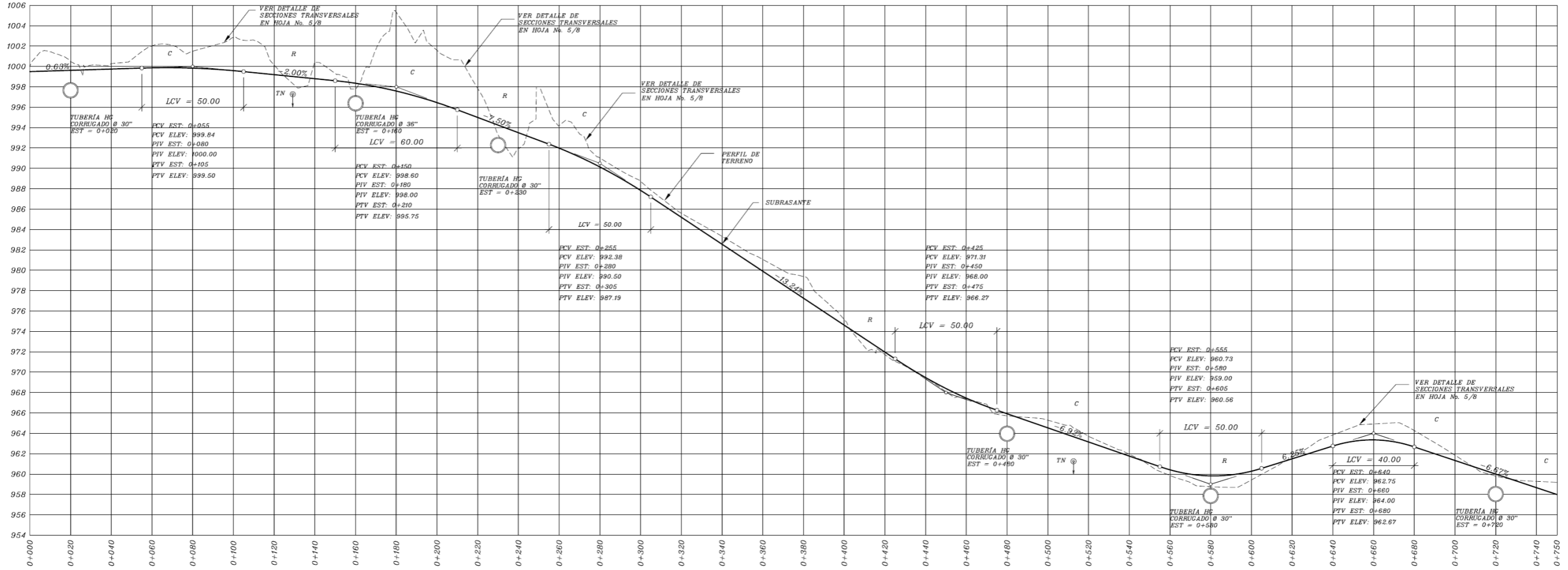
Fo. Dr. ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELZ SUPERVISOR EPS REGION SOLOLA



NOMENCLATURA			
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
A	DELTA	SA	SOBREALCHO
C	GRADO DE CURVATURA	ELEV	ELEVACION
R	RADIO	PIV	PUNTO DE INTERSECCIÓN VERTICAL
LC	LONGITUD DE CURVA	PCV	PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL
ST	SUBTANGENTE	PTV	PRINCIPIO DE TANGENTE VERT.
E	EXTERNAL	LCV	LONGITUD DE CURVA VERT.
PC	PRINCIPIO DE CURVA		
PT	PRINCIPIO DE TANGENTE		

NOTA 1:
VER DETALLE DE DRENAJES TRANSVERSALES EN HOJA No. 8/8

NOTA 2:
EL EMPEDRADO DEL TRAMO 1 INICIA EN EL CAMINAMIENTO 0+760 Y FINALIZA EN 1+145.12



PLANTA - PERFIL DE 0+000 A 0+750 (TRAMO 1)
 ESCALA HORIZONTAL : 1/1000
 ESCALA VERTICAL : 1/200



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS INC. CIVIL 08-09
 MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA.

PROYECTO: DISEÑO DEL CAMINO RURAL DEL SECTOR LOS PAR CASERIO CENTRAL, CANTÓN XAJAJAC, MUNICIPIO DE SOLOLA, DEPTO. DE SOLOLA	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: PLANTA - PERFIL CAMINAMIENTO 0+000 A 0+750 (TRAMO 1)	FECHA: JULIO-2009

ASESOR DE REGIÓN: ING. LUIS ALFARO	DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	PLANO No. GENERAL: 2/8	ESPECÍFICO: 1/3
EPESISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 2002 - 12477	DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS		

FEM. PEDRO SALDI QUINTANA
 ALCALDE MUNICIPAL

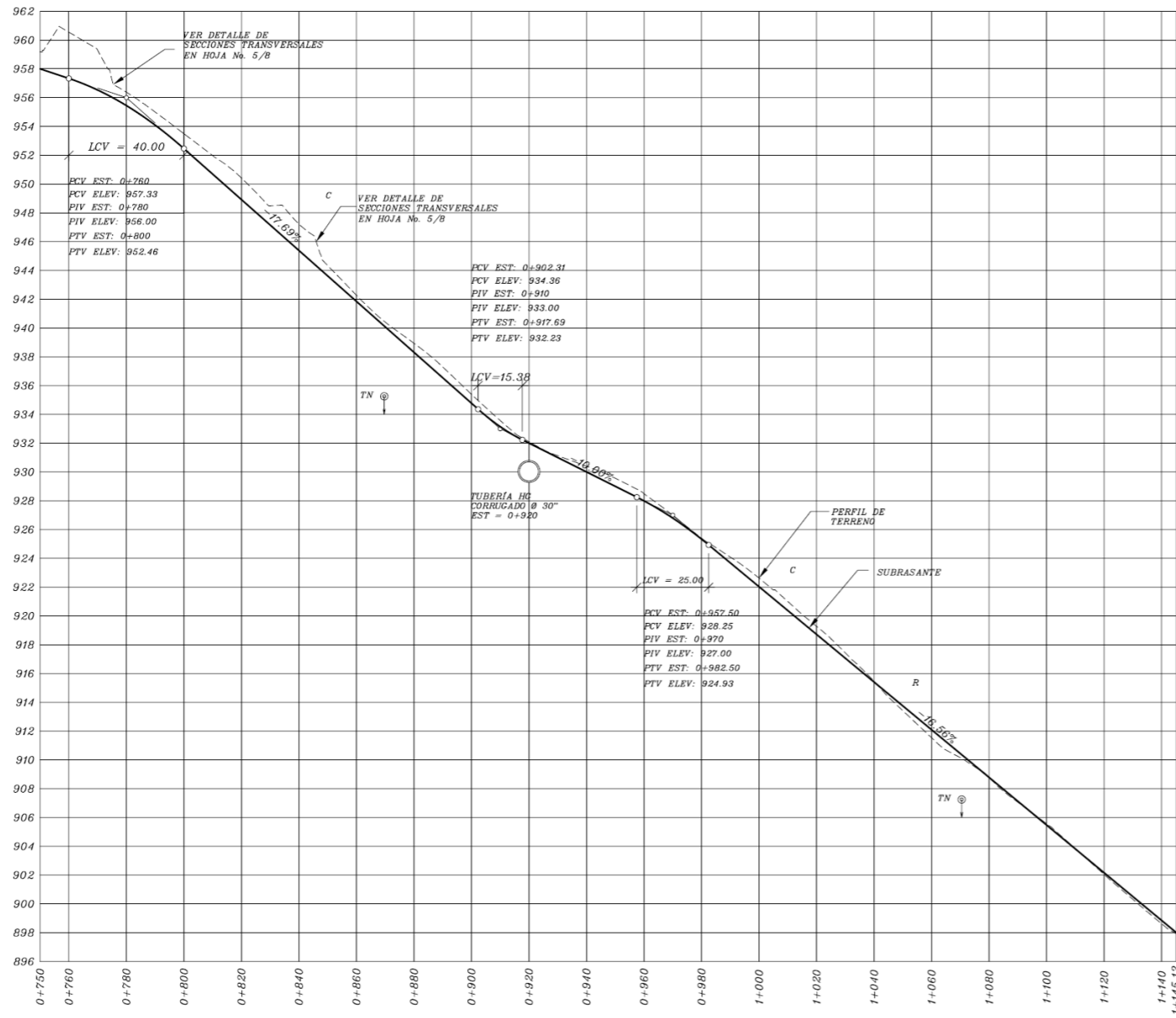
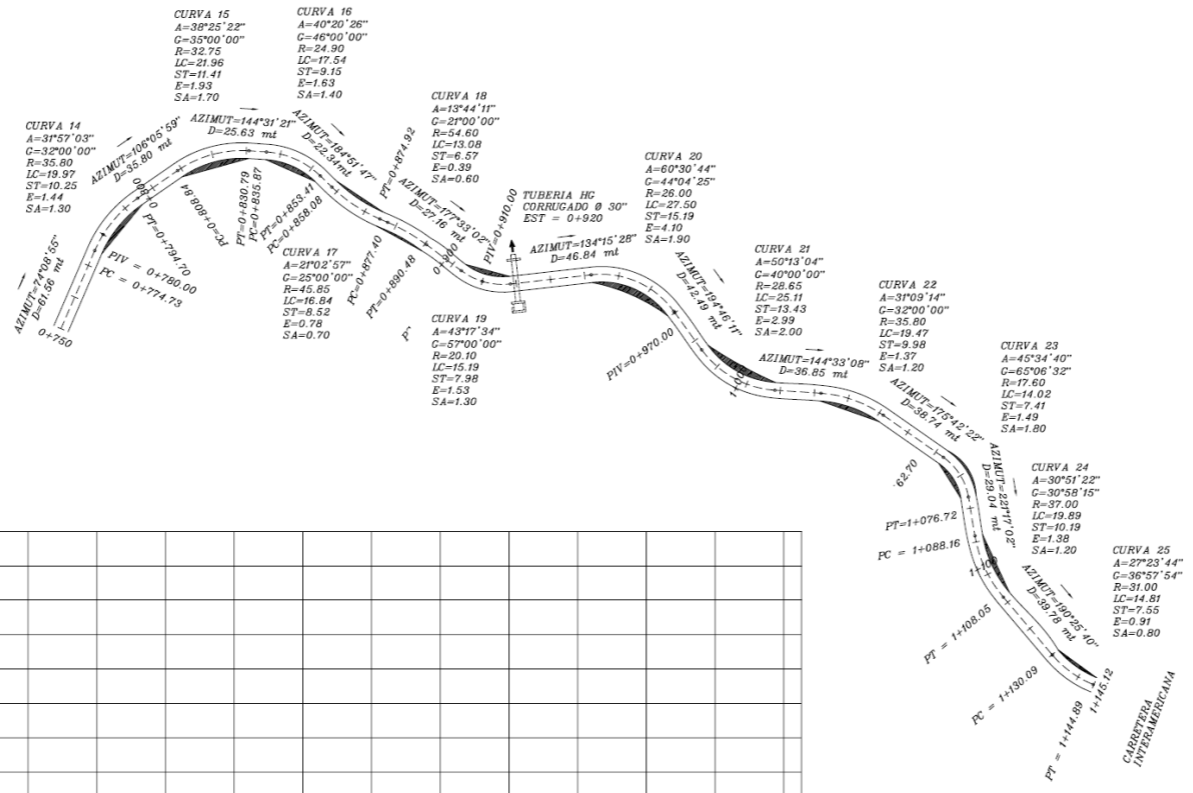
Vs. Sr. ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELZ
 SUPERVISOR EPS REGIÓN SOLOLA



NOMENCLATURA			
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
A	DELTA	SA	SOBREANCHO
G	GRADO DE CURVATURA	ELEV	ELEVACIÓN
R	RADIO	PIV	PUNTO DE INTERSECCIÓN VERTICAL
LC	LONGITUD DE CURVA	PCV	PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL
ST	SUBTANGENTE	PTV	PRINCIPIO DE TANGENTE VERT.
E	EXTERNAL	LCV	LONGITUD DE CURVA VERT.
PC	PRINCIPIO DE CURVA		
PT	PRINCIPIO DE TANGENTE		

NOTA 1:
VER DETALLE DE DRENAJES TRANSVERSALES EN HOJA No. 8/8

NOTA 2:
EL EMPEDRADO DEL TRAMO 1 INICIA EN EL CAMINAMIENTO 0+760 Y FINALIZA EN 1+145.12



PLANTA - PERFIL DE 0+750 A 1+145.12 (TRAMO 1)

ESCALA HORIZONTAL : 1/1000
ESCALA VERTICAL : 1/200



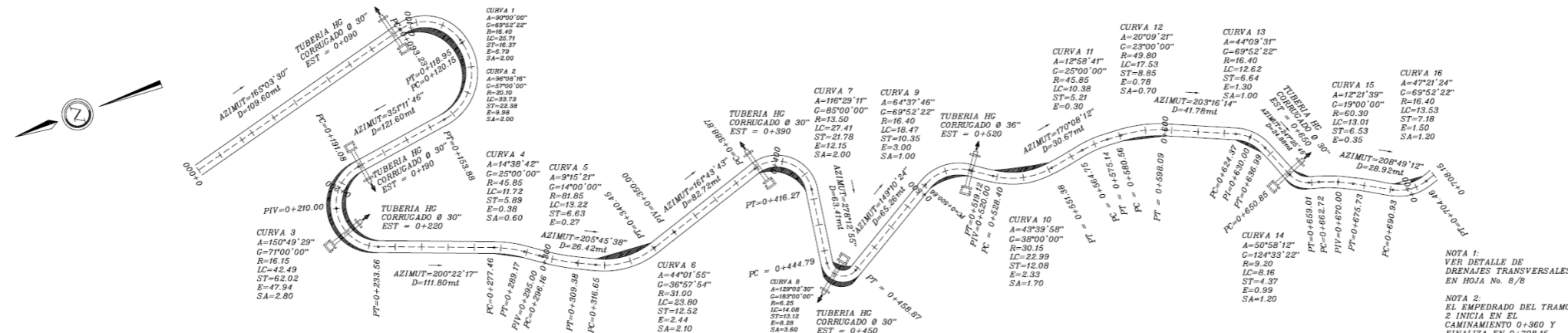
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS INC. CIVIL 08-09
MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA.

PROYECTO: DISEÑO DEL CAMINO TRIL DEL SECTOR LOS PAR CASERIO CENTRAL CANTÓN XAJAJAC, MUNICIPIO DE SOLOLA, DEPTO. DE SOLOLA	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: PLANTA - PERFIL CAMINAMIENTO 0+750 A 1+145.12 (TRAMO 1)	FECHA: JULIO-2009

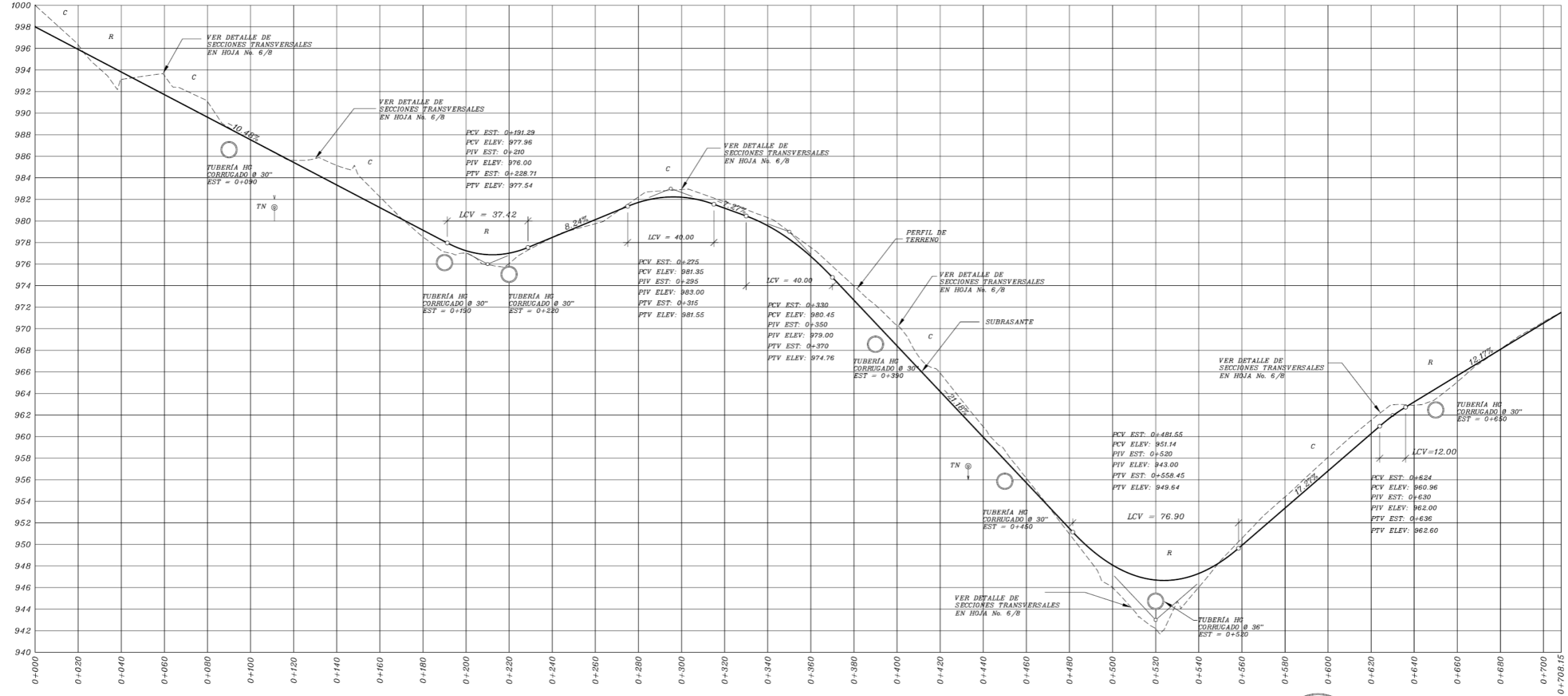
ASESOR DE REGIÓN: ING. LUIS ALFARO	DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	PLANO No.:
EPESISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 2002 - 12477	DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	GENERAL: 3/8 ESPECÍFICO: 2/3

PEM. PEDRO SALDI QUIQUINA
ALCALDE MUNICIPAL

Vs. DR. ING. GREGORIO ALFARO VÉLEZ
SUPERVISOR EPS REGIÓN SOLOLA



NOMENCLATURA			
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
A	DELTA	SA	SOBREANCHO
C	GRADO DE CURVATURA	ELEV	ELEVACIÓN
R	RADIO	PIV	PUNTO DE INTERSECCIÓN VERTICAL
LC	LONGITUD DE CURVA	PCV	PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL
ST	SUBTANGENTE	PTV	PRINCIPIO DE TANGENTE VERT.
E	EXTERNAL	LCV	LONGITUD DE CURVA VERT.
PC	PRINCIPIO DE CURVA		
PT	PRINCIPIO DE TANGENTE		



PLANTA - PERFIL DE 0+000 A 0+708.15 (TRAMO 2)
 ESCALA HORIZONTAL : 1/1000
 ESCALA VERTICAL : 1/200

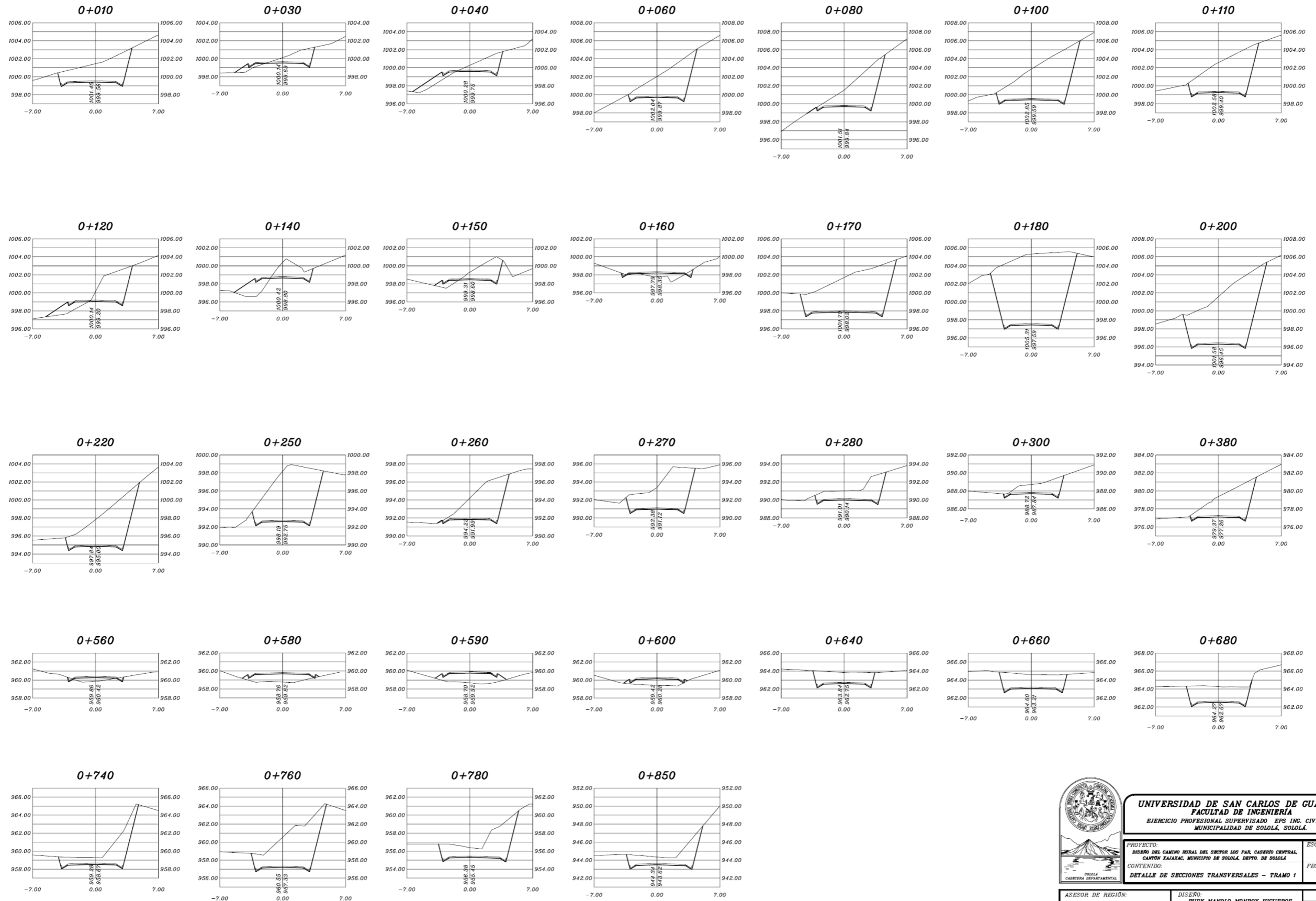
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS INC. CIVIL 08-09
 MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA.

PROYECTO: DISEÑO DEL CAMINO RURAL DEL SECTOR LOS PAR CASERIO CENTRAL, CANTÓN XAJAJAC, MUNICIPIO DE SOLOLA, DEPTO. DE SOLOLA
 CONTENIDO: PLANTA - PERFIL CAMINAMIENTO 0+000 A 0+708.15 (TRAMO 2)
 ESCALA: INDICADA
 FECHA: JULIO-2009

ASESOR DE REGIÓN: ING. LUIS ALFARO
 DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS
 PLANO No. GENERAL: 4/8 ESPECÍFICO: 3/3

EPESISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 2002 - 12477
 DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS

PEM PEDRO SALDI QUIQUINA ALCALDE MUNICIPAL
 Sr. Dr. ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLEZ SUPERVISOR EPS REGIÓN SOLOLA



DETALLE DE SECCIONES TRANSVERSALES - TRAMO 1

ESCALA HORIZONTAL : 1/200
 ESCALA VERTICAL : 1/200



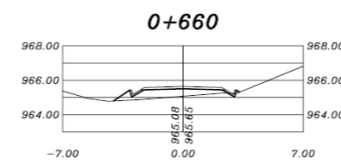
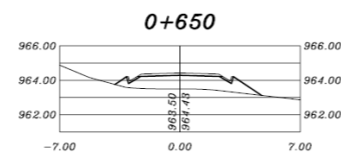
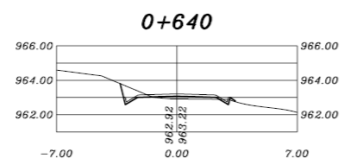
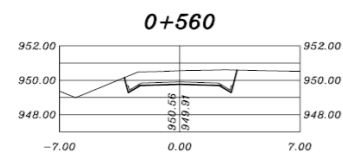
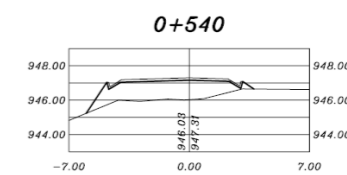
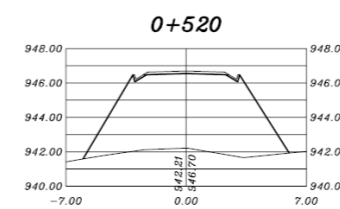
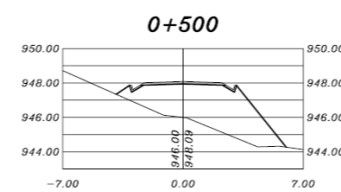
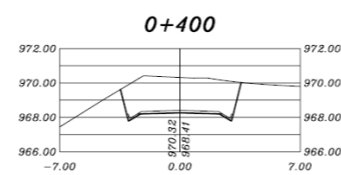
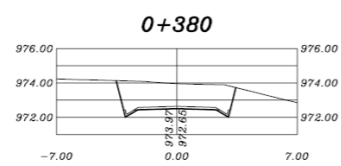
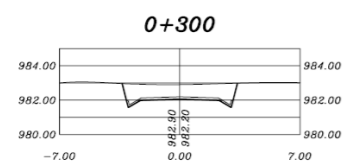
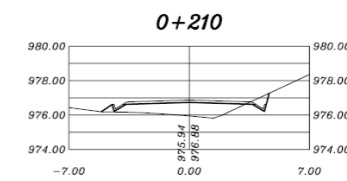
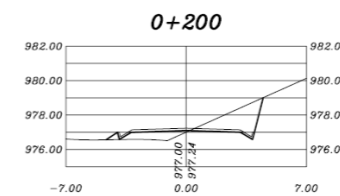
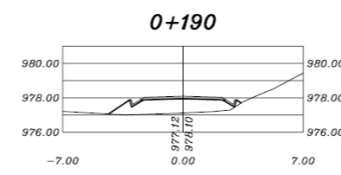
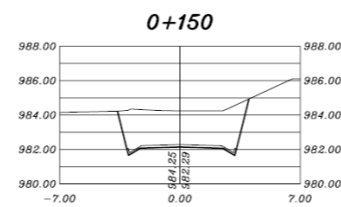
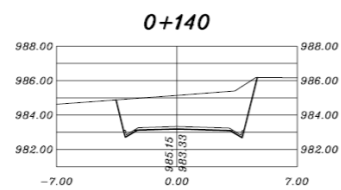
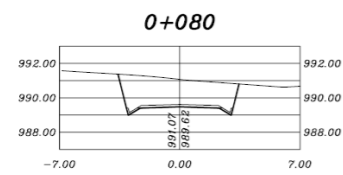
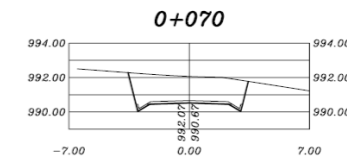
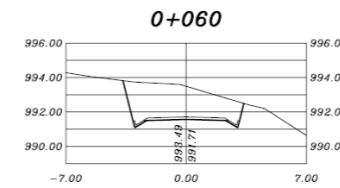
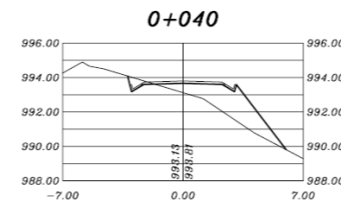
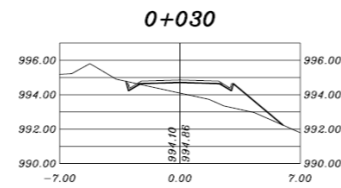
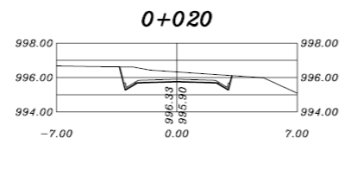
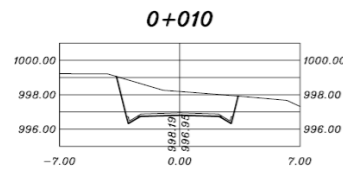
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS INC. CIVIL 08-09
 MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA.

PROYECTO: **RECONSTRUCCION DEL CAMINO RURAL DEL SECTOR LOS PAR CASERIO CENTRAL, CANTON XAJAJAC, MUNICIPIO DE SOLOLA, DEPTO. DE SOLOLA**
 CONTENIDO: **DETALLE DE SECCIONES TRANSVERSALES - TRAMO 1**
 ESCALA: **INDICADA**
 FECHA: **JULIO-2009**

ASESOR DE REGION: ING. LUIS ALFARO	DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	PLANO No.:
EPESISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 2002 - 12477	DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	GENERAL: 5/8 ESPECIFICO: 1/2

FEM. PEDRO SALDI QUINTANA
 ALCALDE MUNICIPAL

Vs. Sr. ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELAZ
 SUPERVISOR EPS REGION SOLOLA



DETALLE DE SECCIONES TRANSVERSALES - TRAMO 2

ESCALA HORIZONTAL : 1/200
 ESCALA VERTICAL : 1/200



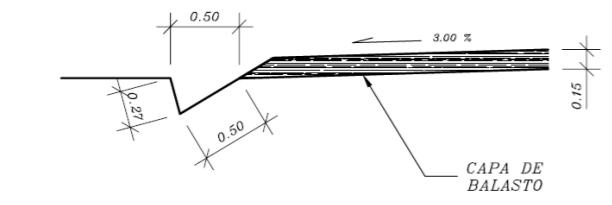
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS INC. CIVIL 08-09
 MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA.

PROYECTO: DISEÑO DEL CAMINO NEURAL DEL SECTOR LOS PAL CASERIO CENTRAL CANTÓN XAJAJAC, MUNICIPIO DE SOLOLA, DEPTO. DE SOLOLA	ESCALA: INDICADA
CONTENIDO: DETALLE DE SECCIONES TRANSVERSALES - TRAMO 2	FECHA: JULIO-2009

ASESOR DE REGION: ING. LUIS ALFARO	DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	PLANO No.:
EPESISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 2002 - 12477	DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	GENERAL / ESPECIFICO 6 / 2

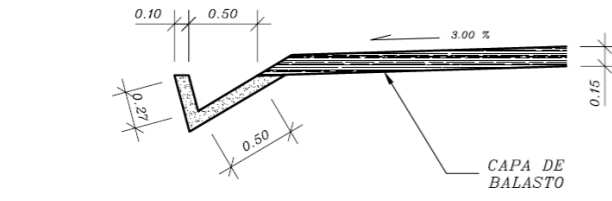
PEM. PEDRO SALDI QUIQUINA
 ALCALDE MUNICIPAL

Vs. DR. ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELZ
 SUPERVISOR EPS REGION SOLOLA



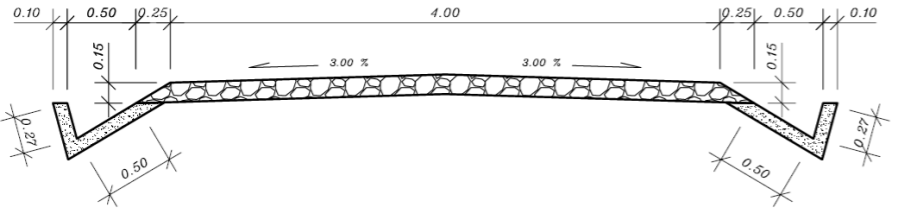
DETALLE DE CUNETA NATURAL

ESCALA: 1/25



DETALLE DE CUNETA REVESTIDA

ESCALA: 1/25



SECCIÓN EMPEDRADO Y CUNETA REVESTIDA

ESCALA: 1/25

CUNETAS REVESTIDAS

DESCRIPCIÓN
Este trabajo consiste en el transporte, suministro, elaboración, manejo, almacenamiento y colocación de los materiales de construcción. También se incluye en este trabajo, todas las operaciones necesarias de alineamiento, excavación, conformación de la sección y compactación del suelo, para la correcta construcción de las Cunetas Revestidas, de acuerdo con los planos, así mismo la construcción de vertederos.

Las cotas de cimentación, las dimensiones, tipos y formas de las Cunetas Revestidas, deben ser las indicadas en los planos o como las ordene el Delegado Residente.

Antes de colocar cualquiera de los revestimientos mencionados anteriormente, se debe conformar y compactar la superficie de las cunetas y retirar cualquier materia extraña o suelta que se encuentre entre las mismas.

MATERIALES

CONCRETO SIMPLE FUNDIDO EN SITIO
El concreto para el revestimiento de las cunetas, debe ser de clase 14 MPa (2,000 psi) y debe cumplir con los requisitos de 551.

REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN

La elaboración y colocación del concreto para revestimiento de cunetas, debe cumplir en lo aplicable, con los requisitos indicados en las secciones 551. Se debe colocar el concreto, principiando en el extremo de la cuneta a revestir y avanzando en el sentido ascendente de la pendiente de la misma. Se deben dejar juntas de construcción a cada 2 metros, con un espesor de 3 mm. Se debe tener cuidado en la colocación de la formaleja y al colocar el concreto se deben nivelar bien las superficies para que la cuneta quede con la verdadera forma y dimensiones indicadas en los planos. El espesor mínimo de la cuneta debe ser de 70 milímetros.

MEDIDA

La medida se debe hacer del número de metros cuadrados, con aproximación de dos decimales, de Cunetas Revestidas de Piedra Ligada con Mortero, Concreto Simple Fundido en Sitio, Concreto Simple Pre-fundido, o de Mezclas Asfálticas, construidas satisfactoriamente de acuerdo con estas Especificaciones Generales.

También se debe incluir en esta medida los Verederos y Cortinas. En el caso de cortinas si tienen un espesor mayor que el especificado para cunetas, al volumen construido se le debe calcular su equivalente en metros cuadrados del mayor correspondiente al tipo o clase de cuneta de que se trate.

FUENTE:

ESPECIFICACIONES GENERALES PARA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES/SECCIÓN 608

ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA DE PIEDRA

DESCRIPCIÓN

Este trabajo consiste en el transporte, suministro, elaboración, manejo, almacenamiento y colocación de los materiales de construcción. También se incluye en este trabajo, todas las operaciones necesarias para la correcta construcción de: cajas, cabezales, muros, pilas y estribos, de acuerdo con los planos.

Las cotas de cimentación, las dimensiones, tipos y formas de las estructuras de mampostería de piedra, deben ser las indicadas en los planos. El tipo y forma de cajas y cabezales a colocar en cada caso, debe ser determinado en el campo por el Delegado Residente.

MATERIALES

PIEDRA

La piedra puede ser canto rodado o material de cantera labrado o no labrado. La piedra debe ser dura, sana, libre de grietas u otros defectos que tiendan a reducir su resistencia a la intemperie. Las superficies de las piedras deben estar exentas de tierra, arcilla o cualquier materia extraña, que pueda obstaculizar la perfecta adherencia del mortero. Las piedras pueden ser de forma cualquiera y sus dimensiones pueden variar la menor de 100 a 200 mm y la mayor de 200 a 300 mm. Las piedras deben ser de materiales que tengan un peso mínimo de 1,390 Kg/m³.

MORTERO

El mortero debe estar formado por una parte de cemento hidráulico y por tres partes de agregado fino, proporción en peso. El cemento hidráulico debe estar de acuerdo con lo indicado en la Sección 551.

El agregado fino debe cumplir con los requisitos de la norma AASHTO M 45 (ASTM C 144), debiendo ser su gradación la siguiente:

Tamaño	Tamiz	Porcentaje que pasa el tamiz	
		Arena natural	Arena de trituración
4.75 mm	(No. 4)	100	100
2.36 mm	(No. 8)	95-100	95-100
0.150mm	(No.100)	2-15	10-25
0.075mm	(No.200)	-	0-10

REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN

PREPARACIÓN Y COLOCACIÓN DE LA PIEDRA

Las superficies de las piedras se deben humedecer antes de colocarlas, para quitar la tierra, arcilla o cualquier materia extraña. Deben ser rechazadas las piedras cuyos defectos no se pueden remover por medio de agua y cepillo. Las piedras limpias se deben ir colocando cuidadosamente en su lugar de tal manera de formar en lo posible hileras regulares. Las separaciones entre piedra y piedra no deben ser menores de 15 mm ni mayores de 30 mm.

Se deben colocar las piedras de mayores dimensiones, en la base o parte inferior y una selección de ellas en las esquinas, de cualquier estructura. Incluyendo la primera hilada, las piedras se deben colocar de tal manera que las caras de mayores dimensiones queden en un plano horizontal. Los lechos de sus uniones, y la nivelación de sus uniones, se deben llenar y conformar totalmente con mortero. Cuando las piedras sean de origen sedimentario, se deben colocar de manera que los planos de estratificación queden en lo posible normales a la dirección de los esfuerzos. Excepto en las superficies visibles, cada piedra debe ir completamente recubierta por el mortero.

Las piedras se deben manipular en tal forma, que no golpeen a las ya colocadas para que no alteren su posición. Se debe usar el equipo adecuado para la colocación de las piedras grandes que no puedan ser manejadas por medios manuales. No se debe permitir rotar o dar vuelta a las piedras sobre el muro, ni golpearlas o martillarlas una vez colocadas. Si una piedra se afloja después de que el mortero haya alcanzado el fraguado inicial, se debe remover la piedra y el mortero circundante y colocarla de nuevo.

ELABORACIÓN Y COLOCACIÓN DEL MORTERO

El mortero se debe preparar en la proporción y con los materiales adecuados, con agua limpia exenta de sales perjudiciales al cemento, y en la cantidad necesaria para formar un mortero de tal consistencia, que se pueda manejar y extender fácilmente en las superficies de las uniones. Si no se usa mezcladora para la elaboración del mortero, el cemento y agregado fino, se deben mezclar en seco, en un recipiente sin fugas, hasta que la mezcla tenga un color uniforme, después de lo cual se le agregará el agua para producir el mortero de la consistencia deseada. El mortero se debe preparar en cantidades necesarias para uso inmediato, siendo 30 minutos el máximo de tiempo para emplearlo y en ningún caso, se debe permitir el retemple del mortero. Las separaciones entre piedra y piedra que den espacios mayores de las dimensiones indicadas anteriormente, deben ser llenados con fragmentos o astillas de piedra y mortero; no se permiten porciones vacías en ninguna de las partes de las estructuras de mampostería de piedra.

Inmediatamente después de la colocación de la mampostería, todas las superficies visibles de las piedras se deben limpiar de las manchas de mortero y mantenerse limpias hasta que la obra esté terminada.

La mampostería se debe mantener húmeda durante 3 días después de haber sido terminada. No se debe aplicar ninguna carga exterior sobre o contra la mampostería de piedra terminada, por lo menos durante 14 días, después de haber terminado el trabajo. Las superficies y las uniones de las piedras de las estructuras de mampostería de piedra, no se deben repellar si los planos no indican lo contrario.

MEDIDA

La medida se debe hacer del número de metros cúbicos, con aproximación de dos decimales, de Mampostería de Piedra, satisfactoriamente construida de acuerdo con estas Especificaciones Generales.

FUENTE:

ESPECIFICACIONES GENERALES PARA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES/SECCIÓN 565

CONCRETO ESTRUCTURAL

DESCRIPCIÓN

El trabajo consiste en la fabricación, el suministro en el lugar de la obra, el manejo, la colocación, el curado y el acabado del Concreto Estructural, para puentes, alcantarillas, pavimentos y otras estructuras de concreto o partes de ellas, de conformidad con el trazado, alineación y niveles requeridos en los planos y lo prescrito en las distintas Secciones de estas Especificaciones Generales que cubren construcciones de concreto hidráulico.

CLASE Y RESISTENCIA DEL CONCRETO

Las clases de concreto se indican a continuación en la Tabla 551-01 y se deben emplear de acuerdo a lo indicado en los planos, Disposiciones Especiales y en las distintas Secciones de estas Especificaciones Generales que cubren construcciones de concreto.

CLASE Y RESISTENCIA DEL CONCRETO

TABLA 551-01 Clases de Concreto		
CLASE DE CONCRETO	RESISTENCIA A 28 DÍAS (1)	
	MPa	lb./pulg ²
42	(6000)	42 (6000)
38.5	(5500)	38.5 (5500)
35	(5000)	35 (5000)
31.5	(4500)	31.5 (4500)
28	(4000)	28 (4000)
24.5	(3500)	24.5 (3500)
21	(3000)	21 (3000)
17.5	(2500)	17.5 (2500)
14	(2000)	14 (2000)

(1)A menos que en las Disposiciones Especiales se estipule otra edad en días.

MATERIALES

(a) **Cementos Hidráulicos.** Estos cementos deben ajustarse a las Normas AASHTO M 85, ASTM C 150 ó COCUANOR NC 41005 para los Cementos Portland ordinarios y a las normas AASHTO M 240, ASTM C 595 ó COCUANOR NC 41001 y ASTM C 1157, para Cementos Hidráulicos Mezclados y debiendo indicarse su clase de resistencia en MPa o en lbs./pulg².

En Guatemala se comercializan los Cementos Hidráulicos asignados una clase de resistencia de 21, 28, 35 y 42 MPa (3000, 4000, 5000 y 6000 lb./pulg²) que corresponde a una resistencia mínima a 28 días en morteros de cemento normalizados AASHTO T 106, ASTM C 109 y COCUANOR NC 41003.H10.

Cuando no se especifique el cemento a usar, pueden emplearse indistintamente los siguientes cementos: El Cemento Portland ordinario tipo 1 ó 1I, el Cemento Portland Modificado con Puzolanas IPM, el Cemento Portland Puzolánico IP, el Cemento Portland Modificado con escorias de alto horno ISM y el Cemento Portland de escorias de alto horno IS. Todos deberán tener una clase de resistencia de 28 MPa (4000 lb./pulg²) o mayor.

Cuando se utilicen cementos de los tipos IV, V, P y PA, se deberán tener en cuenta debidamente, los efectos de la ganancia de resistencia más lenta en la dosificación del concreto y las prácticas de construcción. Para todos los Cementos Puzolánicos, la sustitución por ceniza fina deberá limitarse a un 10-20 por ciento en peso del Cemento Puzolánico. Los cementos de los tipos S y SA solamente serán permitidos cuando sean mezclados con Cemento Portland en las proporciones aprobadas por el Delegado Residente.

Si se propone el uso de Cemento Mezclado (AASHTO M 240), se deberán aplicar todos los requisitos especificados para Cemento Modificado con ceniza fina en las secciones aplicables.

El empleo de otros tipos de cemento debe estar establecido en los planos o en las Disposiciones Especiales, o debe ser aprobado previamente por el Delegado Residente.

No deben mezclarse cementos de diferentes tipos o de diferentes plantas cementeras, sin la aprobación del Delegado Residente.

(b) **Agregado Fino.** De acuerdo a AASHTO M 6, Clase B, incluyendo el requisito suplementario de reactividad potencial del agregado, excepto lo siguiente: No se aplicará el ensayo de congelamiento y deshielo alternados y que en el ensayo de desintegración al sulfato de sodio la pérdida de masa será no mayor del 15% después de cinco ciclos conforme AASHTO T 104. Las cantidades de sustancias perjudiciales permitidas serán las establecidas para Clase B y cuando el caso lo amerite, serán fijadas en las Disposiciones Especiales. El porcentaje permisible en masa de material de baja densidad constituido por pomex y otros materiales piroclásticos debe ser fijado por el Delegado Residente, para cada caso particular. Cuando el material de baja densidad sea carbón, lignito o mica u otro mineral liviano no piroclástico, el porcentaje máximo permisible en masa será de 1.0. La arena de mar, podrá usarse únicamente en concreto no reforzado, cuando además de llenar los requisitos aquí establecidos, no produzca un cambio de más de 25% del tiempo de fraguado del cemento, o una reducción de más del 10% de la resistencia a compresión en morteros de cemento hidráulico a 7 y 28 días, en relación a la resistencia obtenida de morteros hechos con arena normalizada, de acuerdo a AASHTO T 106 (ASTM C 109).

La gradación del agregado debe estar dentro de los límites de la Tabla 551-02:

TABLA 551-02 Gradación de los agregados

TAMICES AASHTO M 92	PORCENTAJE EN MASA QUE PASA
9.50 mm 3/8"	100
4.75 mm No. 4	95-100
2.36 mm No. 8	90-100
1.18 mm 16	50-85
0.60 mm 30	25-60
0.30 mm 50	10-30 (1)
0.15 mm 100	2-10 (1)
0.075mm 200	0-5 (2)

(1) Para concreto de pavimentos estos límites pueden quedar: de 5-30 para Tamiz 0.300 mm (No. 50), y de 0-10 para Tamiz 0.150 mm (No. 100).

(2) Para concreto sujeto a desgaste superficial, estos límites se reducen a 0-3.

Para arena triturada, si el material que pasa por el tamiz 0.075 mm (No.200) consiste en el polvo de la trituración, libre de arcilla o esquistos arcillosos, el límite de material que pasa por el tamiz 0.075 mm (No. 200) puede ser elevado a 5 por ciento, en concretos sujetos a desgaste superficial y a 7 por ciento en otros concretos.

El módulo de finura no debe ser menor de 2.3 ni mayor de 3.1 ni variar en más de 0.20 del valor asumido al seleccionar las proporciones del concreto.

El agregado fino deberá tener un equivalente de arena mínimo de 75 cuando sea ensayado de acuerdo con lo establecido en AASHTO T 176, alternativa 2.

El módulo de finura de un agregado se determina, de la suma de los porcentajes por masa acumulados retenidos en los siguientes tamices de malla cuadrada, dividida entre 100: 75mm (3"), 38.1 mm (1 1/2"), 19 mm (3/4"), 9.5 mm (3/8"), 4.75 mm (No.4), 2.36 mm (No.8), 1.18mm (No.16), 0.600 mm (No.30), 0.300 mm (No.50), 0.150 mm (No.100).

(c) **Agregado Grueso.** Debe cumplir con los requisitos de AASHTO M 80 y ASTM C 33; excepto que no se aplicará el ensayo de congelamiento y deshielo alternados y que en el ensayo de desintegración al sulfato de sodio, la pérdida de masa debe ser no mayor de 15% después de cinco ciclos, conforme AASHTO T 104 ó ASTM C 88. Además, el porcentaje de desgaste debe ser no mayor de 40% en masa después de 500 revoluciones en el ensayo de abrasión, AASHTO T 96 ó ASTM C 131 y ASTM C 536.

El porcentaje de partículas planas (relación de ancho a espesor mayor de 3) y de partículas alargadas (relación de largo a ancho mayor de 3) o alternativamente, el porcentaje de partículas planas y alargadas (largo a espesor mayor de 3), según se establezca en las Disposiciones Especiales, no debe sobrepasar de 15% en masa.

El porcentaje de partículas friables (o desmenuzables) y/o de terrones de arcilla no debe exceder del 5% en masa, pero el contenido de terrones de arcilla no debe ser mayor de 0.25 % en masa. Los límites para otras sustancias perjudiciales serán fijados para cada caso en las Disposiciones Especiales.

La gradación del agregado grueso, debe satisfacer una de las gradaciones siguientes, de la Tabla 551-03, según se especifique en los planos o Disposiciones Especiales, o sea aprobada por el Delegado Residente, con base en el tamaño máximo de agregado a usar, de acuerdo a la estructura de que se trate, la separación del refuerzo y la clase de concreto especificado.

TABLA 551-03: PORCENTAJE POR PESO QUE PASA POR TAMICES DE ABERTURA CUADRADA

GRADACIONES	63.0mm	50.0mm	8.1mm	25.0mm	19.0mm	12.5mm	9.50mm	4.75mm	2.36 mm
	(2 1/2") (2")	(1 1/2") (1")	(3/4") (1/2")	(3/8") (1/4")	(3/8") (1/4")	(3/8") (1/4")	(3/8") (1/4")	(3/8") (1/4")	(3/8") (1/4")
AASHTO M 80	100	100	100	100	100	100	100	100	100
Nº7	12.5 a 4.75mm (1/2" a No. 4)	-	-	-	100	90-100	40-70	0-15	0-5
Nº67	19.0 a 4.75mm (3/4" a No. 4)	-	-	-	100	90-100	-	20-55	0-10
Nº57	25.0 a 4.75mm (1" a No. 4)	-	-	-	100	95-100	-	25-60	0-10
Nº467	38.1 a 4.75mm (1 1/2" a No.4)	-	100	95-100	-	35-70	-	10-30	0-5
Nº357	50.0 a 4.75mm (2" a No.4)	100	95-100	-	35-70	-	10-30	-	0-5
Nº4	38.1 a 19.0mm (1 1/2" a 3/4")	-	100	90-100	20-55	0-15	-	0-5	-
Nº3	50.0 a 25.0mm (2" a 1")	100	90-100	35-70	0-15	-	0-5	-	-

El material que pasa el Tamiz 0.075 mm (Nº200) no debe exceder de 1.0%, salvo el caso que consista de polvo de trituración, libre de arcilla, esquistos ó pizarras, en cuyo caso, se podrá aceptar un límite máximo de 1.5%.

(d) **Agua.** El agua para mezclado y curado del concreto o lavado de agregados debe ser preferentemente potable, limpia y libre de cantidades perjudiciales de aceite, ácidos, álcalis, azúcar, sales como cloruros o sulfatos, material orgánico y otras sustancias que puedan ser nocivas al concreto o al acero. El agua de mar o aguas salobres y de pantanos no deben usarse para concreto reforzado.

El agua proveniente de abastecimientos o sistemas de distribución de agua potable, puede usarse sin ensayos previos. Donde el lugar de abastecimiento sea poco profundo, la toma debe hacerse en forma que evite los sedimentos, toda hierba y otras materias perjudiciales.

FUENTE:

ESPECIFICACIONES GENERALES PARA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES/SECCIÓN 551

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS INC. CIVIL 08-09
MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA.

PROYECTO: BIENIO DEL CAMINO RURAL DEL SECTOR LOS PAR CASERIO CENTRAL, CANTÓN XAJAJAC, MUNICIPIO DE SOLOLA, DEPTO. DE SOLOLA

CONTENIDO: DETALLES DE CUNETAS

ESCALA: INDICADA

FECHA: JULIO-2009

ASESOR DE REGIÓN: ING. LUIS ALFARO	DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	PLANO No: GENERAL ESPECÍFICO 7/8 1/1
EFESISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 8002 - 12477	DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS	

PM. PEDRO SALDI QUIQUINA
ALCALDE MUNICIPAL

V. D. ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLEZ
SUPERVISOR EPS REGIÓN SOLOLA

ALCANTARILLAS DE METAL CORRUGADO

DESCRIPCIÓN

Este trabajo consiste en la fabricación, suministro, acarreo y colocación de las alcantarillas de los diámetros, medidas y clases requeridas en los planos; debiendo colocarse sobre una cama adecuadamente preparada, de acuerdo con los planos, estas Especificaciones Generales, Disposiciones Especiales y localizadas de conformidad con la orden que el Delegado Residente emita para cada línea de alcantarilla. La tubería de metal puede ser de aluminio o de acero corrugado, según se indique en los planos o en las Disposiciones Especiales.

MATERIALES

PLANCHAS ESTRUCTURALES DE METAL CORRUGADO

Las planchas para estos elementos deben ser de las clases siguientes:

- (a) **Planchas Estructurales de Acero Galvanizado.** Deben cumplir con los requisitos de AASHTO M 167M.

PERNOS DE ACERO PARA PLANCHAS ESTRUCTURALES

Los Pernos de Acero para Planchas Estructurales de Acero o de Aleación de Aluminio deben cumplir con lo estipulado en AASHTO M 164M (ASTM A 325).

RECURRIMIENTOS PARA LAS ALCANTARILLAS DE METAL CORRUGADO

Según se especifique en los planos o en las Disposiciones Especiales, el recubrimiento de la tubería o tubería de arco, debe cumplir con uno de los siguientes:

- (a) **Recubrimiento Bituminoso.** La alcantarilla debe tener una capa asfáltica en toda la superficie exterior y en la interior con un espesor mínimo de 1.27 mm, que cumpla con lo indicado en AASHTO M 190M, Tipo A.
- (b) **Recubrimiento Bituminoso con Invert Pavimentado.** Adicional al recubrimiento indicado en el inciso (a) anterior, la alcantarilla debe tener un recubrimiento asfáltico en el 25% inferior de los tubos y, en el caso de tuberías de arco, en el 40% inferior. Este recubrimiento asfáltico puede ser aplicado en el sitio del proyecto y debe cubrir 3.2 mm sobre las crestas de las corrugaciones, formando en esa forma una superficie lisa en el fondo cumpliendo con lo establecido en AASHTO M 190M, Tipo C.
- (c) **Invert cubierto con Concreto Hidráulico.** El invert puede ser cubierto con concreto simple o reforzado después de instalar la tubería o tubería de arco, de conformidad con lo establecido en ASTM A 849.
- (d) **Recubrimiento con Mástique Asfáltico o con Polímero.** Cuando no se requiera un invert pavimentado con material asfáltico, el recubrimiento a que se hace referencia en el inciso (a) puede ser sustituido por un recubrimiento de mástique asfáltico o un recubrimiento con polímero.

El mástique asfáltico o el polímero debe ser colocado en la superficie exterior de la tubería y no se necesita recubrir los interiores a menos que se establezca en las Disposiciones Especiales. El mástique asfáltico debe estar de acuerdo con AASHTO M 243 y debe tener un espesor mínimo de 1.27 mm.

La capa de polímero debe cumplir con lo indicado en AASHTO M 246 y se debe aplicar a la plancha galvanizada antes de la corrugación y el espesor no debe ser menor de 0.25 milímetros.

REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN

- (a) **Acabado.** Además de cumplir con todos los detalles de fabricación especificados anteriormente, la alcantarilla completa debe mostrar un acabado cuidadoso en todos los aspectos. Se rechazarán las alcantarillas en las cuales el revestimiento galvanizado haya sido dañado en la fábrica o durante el transporte o que muestre una fabricación defectuosa. Como tal, puede ser causa de rechazo, de no corregirse, la alcantarilla que tenga, entre otros, los siguientes defectos:

- 1) Traspases desmitilados.
- 2) Forma defectuosa.
- 3) Variación de la línea recta central.
- 4) Bordes dañados.
- 5) Pernos flojos o pernos y agujeros mal alineados o mal espaciados.
- 6) Marcas ilegibles.
- 7) Láminas o planchas de metal doblado o abollado.

- (b) **Marcas.** El sello de identificación debe ser puesto por el fabricante de las láminas o planchas, de tal manera que cuando se coloquen las alcantarillas, la identificación aparezca en el exterior de cada sección de alcantarillas anidables y en el interior de la alcantarilla de planchas estructurales.

La clase de metal básico debe ser designada independientemente de la marca de fabricación, en forma tal que permita identificarlo claramente.

Ninguna alcantarilla será aceptada, a menos que el metal esté identificado por un sello en cada sección que indique:

- 1) Nombre del fabricante de las láminas o planchas.
- 2) Marca y clase del metal básico.
- 3) Calibre o espesor.
- 4) Peso del galvanizado.

MANEJO, TRANSPORTE, ENTREGA Y ALMACENAMIENTO

Los tubos o planchas para alcantarillas se deben manejar, transportar y almacenar usando métodos que no los dañen. Los tubos averiados, a menos que se reparen a satisfacción del Delegado Residente, deben ser rechazados, aún cuando hayan sido previamente inspeccionados en la fábrica y encontrados satisfactorios.

REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN

INSTALACIÓN

Las alcantarillas de metal corrugado deben ser colocadas conforme se indica en los planos, en estas Especificaciones Generales y Disposiciones Especiales.

- (a) **Alcantarilla Anidable.** Las uniones transversales de las secciones de la parte superior e inferior de la alcantarilla anidable deben ser alternas. Para obtener extremos terminados en un plano vertical, se proveerán medias secciones para el principio y el final.

- (f) **Tubo Circular Anidable.** Las alcantarillas circulares anidables, deben ser fabricadas en secciones normales semicirculares y provistas de pestañas salientes en un borde y de agujeros para los pernos, en ambos bordes. Las secciones de la parte superior y del fondo, deben ser intercambiables.

- (c) **Colocación.** Antes de colocar las alcantarillas de metal corrugado, el Delegado Residente debe comprobar que las zanjas hayan sido excavadas de acuerdo con los requisitos de la Sección 205 y los lechos o superficies de cimentación conformados y terminados como se indica en los planos. La colocación de las alcantarillas se debe principiar en el extremo de aguas abajo, cuidando que las pestañas exteriores circunferenciales y las longitudinales de los costados se coloquen frente a la dirección aguas arriba. Las alcantarillas con recubrimiento en el invert, deben ser colocadas con dicho recubrimiento en la parte inferior.

- (d) **Apuntalamiento.** Cuando se pida apuntalamiento en los planos, éste se debe hacer alargando el diámetro vertical en el porcentaje que indiquen los planos y manteniendo dicho apuntalamiento con puntales, traves de compresión, y amarres horizontales. El apuntalamiento se debe hacer progresivamente de un extremo de la alcantarilla al otro. Los amarres y puntales se deben dejar en sus lugares, hasta que el relleno esté terminado y consolidado a menos que los planos lo indiquen en otra forma.

No se debe hacer apuntalamiento en las alcantarillas de arco o en los arcos.

- (e) **Relleno.** El relleno se debe hacer como se indica en la sección 205.

- (f) **Instalación de estructuras de planchas estructurales.** El Contratista debe suministrar una copia de las instrucciones de montaje antes de iniciar el ensamble. Las instrucciones deberán indicar la posición de cada plancha y el orden de montaje.

Las planchas estructurales deben ser instaladas de acuerdo con las instrucciones del fabricante. Se deberá tener mucho cuidado con el uso de las brocas y de las barras para apalancar con el objeto de evitar dañar la plancha y el revestimiento. Las planchas deberán ser ensambladas adecuadamente.

Cuando las aleaciones de aluminio queden en contacto con otros tipos de metal, se deberá revestir las superficies de contacto con mástique asfáltico o un componente para calafatear aprobado por el Delegado Residente.

Se debe aplicar un torque mínimo de 135 newton metros y un máximo de 400 newton metros a los pernos de acero de las planchas de acero. Se debe aplicar un torque mínimo de 120 newton metros y un máximo de 155 newton metros a los pernos de aluminio de las planchas de aluminio de 2.5 milímetros de espesor. Se debe aplicar un torque mínimo de 155 newton metros y un máximo de 180 newton metros a los pernos de aluminio de las planchas de aluminio de 3 milímetros de espesor y a las más pesadas que éstas.

- (g) **Estructuras con una luz grande.** Cuando se ensamben las planchas se deberán apretar las juntas longitudinales a menos que las planchas se mantengan en su posición utilizando cables, apuntalamiento o material de relleno. Las planchas o la largo de la circunferencia deberán estar alineadas adecuadamente para evitar distorsiones permanentes a la forma de la estructura.

No se deberá operar equipo sobre o cerca de las estructuras para evitar distorsionar la forma de las mismas. El Contratista debe proveer un control topográfico adecuado para la estructura con el objeto de verificar el movimiento de la misma. Debe revisar y controlar los movimientos de la deflexión de la estructura durante todo el tiempo que duren las operaciones de colocación del relleno. No se deberá exceder los límites recomendados por el fabricante.

MEDIDA

La medida se debe hacer del número de metros lineales, con aproximación de dos decimales, de Alcantarillas de Metal Corrugado del renglón de que se trate, suministradas y colocadas satisfactoriamente de acuerdo con estas Especificaciones Generales. Esta medida se debe hacer entre roturas exteriores de los extremos de la alcantarilla o los cabezales, según el caso, a lo largo del eje longitudinal y siguiendo la pendiente de la alcantarilla.

No se debe hacer ninguna medida por excavación estructural, preparación de la superficie de cimentación y relleno, trabajos que deben ser ejecutados y medidos de conformidad con lo indicado en la Sección 205.

FUENTE:

ESPECIFICACIONES GENERALES PARA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES/SECCIÓN 603

CONCRETO CICLOPEO

DESCRIPCIÓN

Este trabajo consiste en la fabricación, suministro y la colocación de una combinación de concreto clase 17.5 (2500), tal como se indica en la Sección 551, y de piedra grande, no mayor de 300 milímetros. El volumen total de piedra adicional no debe exceder de un tercio del volumen total del concreto ciclopeo.

Como alternativa y a su solicitud, el Contratista puede usar concreto clase 14 (2000) como se indica en 551.03, sin agregarle piedra grande.

MATERIALES

MATERIALES PARA CONCRETO

- (a) **Cemento.** El cemento será cemento hidráulico que cumpla con los requisitos de 551.04 (a).
- (b) **Agregados Fino y Grueso para el Concreto.** Deben cumplir con los requisitos de 551.04 (b) y (c) de estas Especificaciones Generales.
- (c) **Agua.** El agua debe estar de acuerdo con los requisitos de 551.04 (d).
- (d) **Aditivos.** Deben cumplir con los requisitos de 551.05.

PIEDRA

Esto puede consistir en piedra partida o canto rodado, de buena calidad, de preferencia en su estado natural (con curvas sin labrar), limpia, dura, sana, durable, libre de segregaciones, fracturas, grietas u otros defectos estructurales que tiendan a reducir su resistencia a la intemperie.

Se conservará libre de suciedad, aceite, mortero seco y otras sustancias que afecten su adhesión con el concreto.

PREPARACIÓN DEL CONCRETO

Se ajustará a lo prescrito por la Sección 551.

REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN

La piedra debe colocarse cuidadosamente, de preferencia a mano, sin dejarla caer o tirarla, para no causar daño a las formaletas, a las tuberías transversales en el caso de cabezales o al concreto adyacente parcialmente fraguado.

Podrá usarse piedra estratificada, siempre que sea colocada horizontalmente con relación a su plano de ruptura. Toda la piedra antes de ser colocada, debe limpiarse y mojarse con agua limpia, a modo de evitar que la piedra absorba agua del concreto. Cada piedra debe estar rodeada de por lo menos 80 mm de concreto y no debe colocarse ninguna, a menos de 250 mm de cualquier superficie superior ni a menos de 80 mm de cualquier otra superficie de la estructura que se está construyendo.

Si se interrumpe la fundición, al dejar una junta de construcción, debe dejarse piedras sobresaliendo no menos de 100 mm para formar llaves. Antes de continuarse la fundición, debe limpiarse la superficie donde se colocará el concreto fresco y mojarse la misma con agua limpia.

El concreto ciclopeo no se debe usar en estructuras cuya altura sea menor de 800 mm y/o en las que el espesor sea menor de 300 mm.

MEDIDA

La medida se debe hacer del número de metros cúbicos, con aproximación de dos decimales, de concreto ciclopeo satisfactoriamente terminados y aceptados de acuerdo con estas Especificaciones Generales.

FUENTE:

ESPECIFICACIONES GENERALES PARA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES/SECCIÓN 555

EXCAVACIÓN ESTRUCTURAL PARA ESTRUCTURAS MAYORES Y MENORES

EXCAVACIÓN ESTRUCTURAL PARA ALCANTARILLAS

La excavación estructural para alcantarillas se debe efectuar de conformidad con el alineamiento, dimensiones, pendientes y detalles mostrados en los planos respectivos o de acuerdo con las instrucciones del Delegado Residente. Cuando se vaya a colocar una alcantarilla debajo de la línea del terreno original, se debe excavar una zanja a la profundidad requerida, conformando el fondo de la misma, de manera que se asegure un lecho firme en toda la longitud del fondo de la zanja.

El ancho de la zanja debe ser el mínimo que permita trabajar con libertad a los lados de la alcantarilla y para la compactación completa del relleno debajo y alrededor de la misma.

Las paredes de la zanja deben quedar lo más verticales que sea posible, desde la cimentación hasta por lo menos la corona de la alcantarilla.

Al efectuar la excavación, el fondo de la zanja debe ser conformada de tal manera que por lo menos el 10% de la altura total o del diámetro vertical exterior de la alcantarilla, quede en contacto con el fondo de la zanja.

Cuando el coronamiento de la alcantarilla esté a un nivel superior al de la superficie del terreno original, el Contratista debe construir un terraplén, hasta una elevación de 600 milímetros arriba de la cota de diseño del coronamiento de la alcantarilla y enseguida, excavar y colocar ésta. Si el Contratista elige construir un terraplén hasta una elevación mayor de 600 milímetros sobre la cota de diseño del citado coronamiento, no se le pagará por la excavación estructural del terraplén adicional.

Previamente a la colocación de las alcantarillas, en todos los drenajes, se deben de excavar los canales de entrada y salida de éstas.

Se deben excavar cajuelas para dar cabida a las juntas de campana u otras partes que se extiendan debajo del perímetro de la alcantarilla.

Cuando se encuentre roca, ya sea en estratos o en forma suelta, o cualquier otro material que no permita por su dureza conformar un lecho apropiado para colocar la alcantarilla, este material debe ser removido hasta más abajo de la cota de cimentación, y remplazarse por una cama de arena u otro material compactado, que tenga un espesor mínimo de 300 milímetros.

Cuando debido a la presencia de materiales suaves, inadecuados o inestables no se encuentre una base firme para la cimentación de la alcantarilla, estos materiales se deben remover en un ancho igual al de la excavación de que se trate y se debe relleno con grava u otro material apropiado, debidamente compactado para obtener un lecho adecuado, salvo que se indiquen otros métodos en los planos. La profundidad de la sobre-excavación indicada, será determinada por el Delegado Residente.

Las sobre-excavaciones indicadas en los dos párrafos anteriores, se deben pagar como excavación estructural para alcantarillas.

El Contratista debe tomar las precauciones necesarias para desviar temporalmente cualquier corriente de agua que se pueda encontrar.

La clase de lecho de cimentación a construir, según el caso, se muestra en los planos correspondientes.

La alcantarilla se debe colocar, hasta que el lecho de cimentación haya sido aprobado por el Delegado Residente.

El Contratista debe de cumplir con todo lo aplicable de lo especificado en esta Sección.

FUENTE:

ESPECIFICACIONES GENERALES PARA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES/SECCIÓN 205.06

RELLENO ESTRUCTURAL PARA ALCANTARILLAS

El material de relleno que se coloque hasta el nivel de la corona de la alcantarilla, debe cumplir con material granular permeable, libre de exceso de humedad, turba, terrones de arcilla, raíces, césped u otro material débil. Si el material resultante de la excavación no cumple con estos requisitos, el Delegado Residente puede ordenar que el material ha utilizar para el relleno sea obtenido de una fuente completamente diferente al de la excavación.

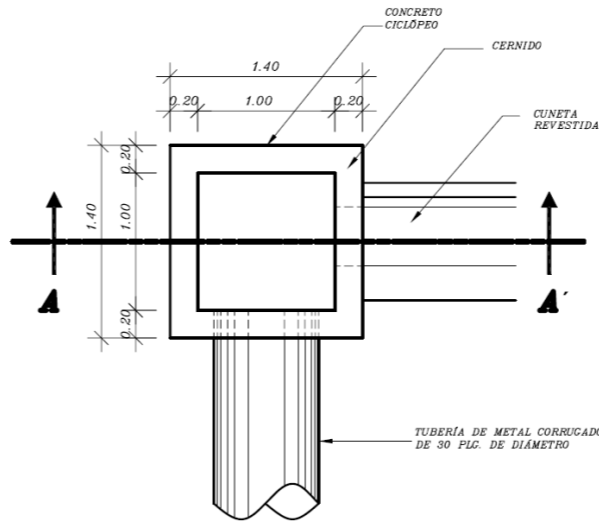
El material de relleno se debe compactar en capas que no excedan de 150 milímetros de espesor, debiendo ser colocadas simultáneamente a ambos lados de la alcantarilla para que no se produzcan presiones desiguales.

La compactación se puede hacer por medio de compactadoras mecánicas, o de mano, apropiadas.

No se permitirá que se opere equipo pesado sobre una alcantarilla, sino hasta que haya sido hecho correctamente el relleno y ésta se haya cubierto, a partir de la corona, con material de por lo menos 600 milímetros de altura.

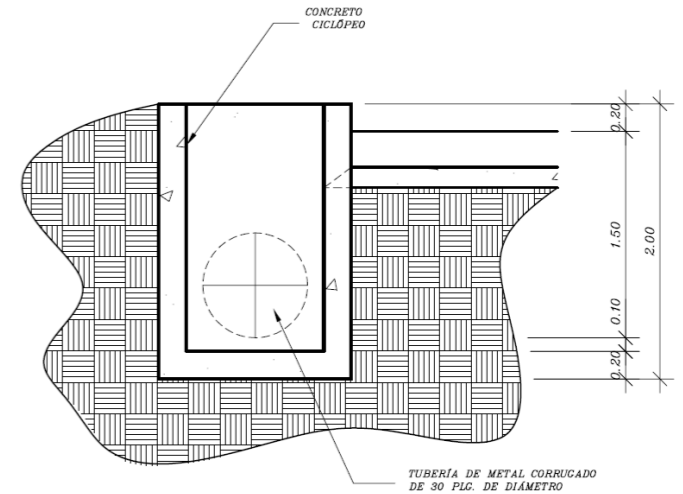
Cuando se use arena de río como material de relleno y el Delegado Residente autorice el uso de agua para la consolidación del relleno, el Contratista será responsable de no hacer frotar la alcantarilla.

FUENTE: ESPECIFICACIONES GENERALES PARA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES/SECCIÓN 205.12



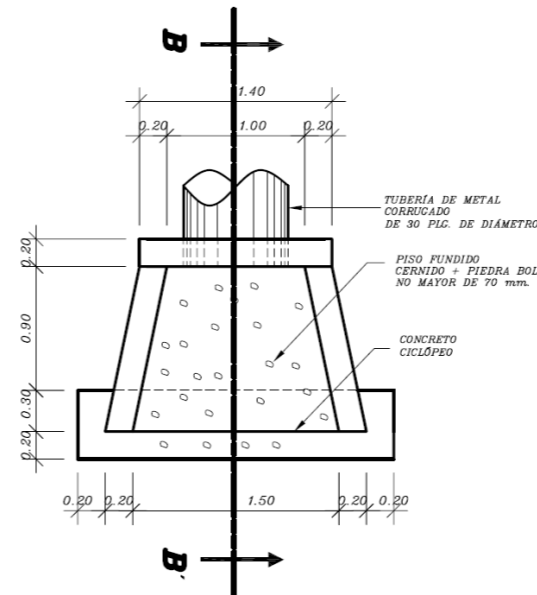
PLANTA CAJA RECEPTORA

ESCALA: 1/25



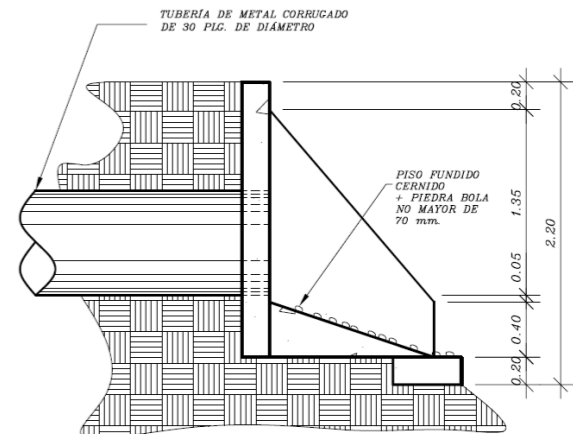
SECCIÓN A-A CAJA RECEPTORA

ESCALA: 1/25



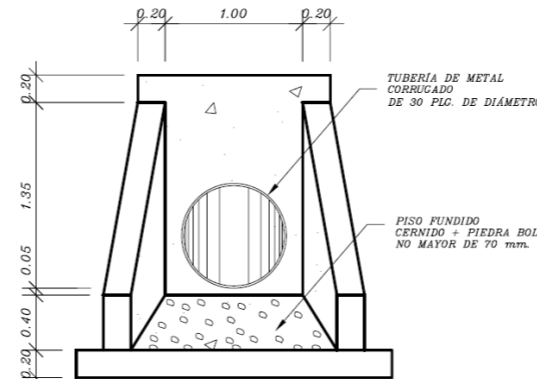
PLANTA CAJA DE SALIDA DE ALCANTARILLA

ESCALA: 1/25



SECCIÓN B-B DE SALIDA DE ALCANTARILLA

ESCALA: 1/25



ELEVACIÓN CABEZAL DE SALIDA DE ALCANTARILLA

ESCALA: 1/25

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS INC. CIVIL 08-09 MUNICIPALIDAD DE SOLOLA, SOLOLA. PROYECTO: DISEÑO DEL CAMINO NEURAL DEL SECTOR LOS PAR CASERIO CENTRAL CANTÓN XAJAJAC, MUNICIPIO DE SOLOLA, DEPTO. DE SOLOLA. ESCALA: INDICADA. CONTENIDO: DETALLES DE CAJAS Y CABEZALES DE ALCANTARILLA. FECHA: JULIO-2009. ASESOR DE REGIÓN: ING. LUIS ALFARO. DISEÑO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS. PLANO No. GENERAL: 8/8. ESPECÍFICO: 1/1. EPESISTA: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS 2002 - 12477. DIBUJO: RUDY MANOLO MONROY HIGUEROS. FPM PEDRO SALDI QUIQUINA ALCALDE MUNICIPAL. Sr. Dr. ING. LUIS GREGORIO ALFARO VELAZ SUPERVISOR EPS REGIÓN SOLOLA.