



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

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA
ALDEA LAMPOCOY Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LA
VEGONA, MUNICIPIO DE LA UNIÓN, DEPARTAMENTO DE ZACAPA**

Juan José Gómez García

Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, octubre de 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA
ALDEA LAMPOCOY Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LA
VEGONA, MUNICIPIO DE LA UNIÓN, DEPARTAMENTO DE ZACAPA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

JUAN JOSÉ GÓMEZ GARCÍA

ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, OCTUBRE DE 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Ing. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
VOCAL V	Br. Sergio Alejandro Donis Soto
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

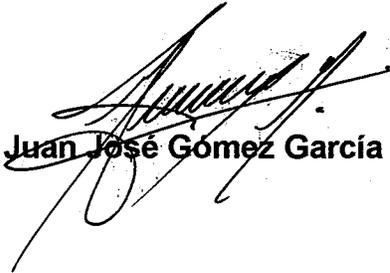
DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA LAMPOCOY Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LA VEGONA, MUNICIPIO DE LA UNIÓN, DEPARTAMENTO DE ZACAPA

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha mayo del 2011.



Juan José Gómez García



Guatemala, 02 de abril de 2013
Ref.EPS.DOC.444.04.13

Inga. Sigrid Alitza Calderón de León
Directora Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Calderón de León.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Juan José Gómez García** con carné No. **200516170**, de la Carrera de Ingeniería Civil, , procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA LAMPOCOY Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LA VEGONA, MUNICIPIO DE LA UNIÓN, DEPARTAMENTO DE ZACAPA”**.

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. Juan Merck Cos
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
JMC/ra



Guatemala,
15 de abril de 2013

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA LAMPOCOY Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LA VEGONA, MUNICIPIO DE LA UNIÓN, DEPARTAMENTO DE ZACAPA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Juan José Gómez García, con Carnet No. 200516170, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

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



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.

Mas de 134 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



Guatemala,
21 de agosto de 2013

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

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA LAMPOCOY Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LA VEGONA, MUNICIPIO DE LA UNIÓN, DEPARTAMENTO DE ZACAPA, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Juan José Gómez García, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

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. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



Guatemala, 01 de octubre de 2013
Ref.EPS.D.759.10.13

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA LAMPOCOY Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LA VEGONA, MUNICIPIO DE LA UNIÓN, DEPARTAMENTO DE ZACAPA**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Juan José Gómez García**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Juan Merck Cos.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo como Asesor - Supervisor de EPS y Director apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,
"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Juan Merck Cos
Director Unidad de EPS



JMC/ra



USAC
TRICENTENARIA
 Universidad de San Carlos de Guatemala

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

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



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor y Coordinador de E.P.S. Ing. Juan Merck Cos, al trabajo de graduación del estudiante Juan José Gómez García, titulado DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA LAMPOCOY Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LA VEGONA, MUNICIPIO DE LA UNIÓN, DEPARTAMENTO DE ZACAPA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

Hugo Leonel Montenegro Franco
 Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, octubre 2013

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO PARA LA ALDEA LAMPOCOY Y PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LA VEGONA, MUNICIPIO DE LA UNIÓN, DEPARTAMENTO DE ZACAPA**, presentado por el estudiante universitario: **Juan José Gómez García**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olimpo Paz Recinos
Decano



Guatemala, octubre de 2013

AGRADECIMIENTOS A:

- Dios** Por brindarme esta oportunidad y por haber guiado mis pasos a lo largo de mi vida.
- Mi madre** Estefana García Ramírez. Por haberme dado la vida, por sus muchos sacrificios, su apoyo, por todo su amor y por fomentar mi superación personal.
- Mi padre** Carlos Guillermo Gómez Castellanos, por su apoyo, amor, su confianza en mí y el haberme inspirado a seguir esta carrera.
- Mi hermana** Diana Alejandra Villegas García. Por brindarme su apoyo, amor, confianza y por ser mi ejemplo a seguir.
- Mi sobrina** Alesandra Valentina Maguirre Villegas. Por su amor, por brindarme tanta felicidad y por hacer de mí una mejor persona.
- Mis abuelos** Estefana Ramírez de García (q.e.p.d.) y Alberto Cayetano García (q.e.p.d.). Por haber formado en mí los valores y principios que me han guiado hasta aquí.

Por el apoyo y la lealtad mutua.

**Mis amigos y
compañeros**

Mi asesor

Ing. Juan Merck Cos. Por brindarme su amistad,
sus conocimientos y apoyarme en el desarrollo
del presente trabajo.

**La Universidad de San
Carlos de Guatemala**

**A la Facultad de
Ingeniería**

A nuestra Madre Patria

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
LISTA DE SÍMBOLOS.....	IX
GLOSARIO.....	XIII
RESUMEN.....	XVII
OBJETIVOS.....	XIX
INTRODUCCIÓN.....	XXI
1. FASE DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. Monografía de la aldea Lampocoy.....	1
1.1.1. Aspectos físicos.....	1
1.1.1.1. Ubicación.....	1
1.1.1.2. Localización.....	1
1.1.1.3. División política.....	2
1.1.1.4. Clima.....	2
1.1.1.5. Topografía e hidrografía.....	3
1.1.1.6. Producción agrícola.....	3
1.1.1.7. Población.....	4
1.1.2. Aspectos de infraestructura.....	4
1.1.2.1. Vías de acceso.....	4
1.1.2.2. Servicios públicos.....	4
1.2. Diagnóstico de las necesidades de servicios básicos e infraestructura de la aldea Lampocoy.....	5
1.2.1. Descripción de las necesidades.....	5
1.2.2. Análisis y priorización de las necesidades.....	6

2.	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	7
2.1.	Diseño del sistema de alcantarillado sanitario para la aldea Lampocoy, municipio de La Unión, departamento de Zacapa.....	7
2.1.1.	Descripción general del proyecto.....	7
2.1.2.	Levantamiento topográfico	7
2.1.2.1.	Planimetría	8
2.1.2.2.	Altimetría	8
2.1.3.	Descripción del sistema a utilizar.....	8
2.1.4.	Partes de un alcantarillado	8
2.1.4.1.	Colector	8
2.1.4.2.	Pozo de visita	9
2.1.4.3.	Conexiones domiciliarias	12
2.1.5.	Período de diseño	13
2.1.6.	Población futura	13
2.1.6.1.	Método geométrico	13
2.1.7.	Determinación de caudales	15
2.1.7.1.	Población tributaria	15
2.1.7.2.	Dotación	15
2.1.7.3.	Factor de retorno al sistema	16
2.1.7.4.	Caudal sanitario.....	16
2.1.7.5.	Factor de caudal medio	19
2.1.7.6.	Factor de Harmond.....	20
2.1.7.7.	Caudal máximo o de diseño	20
2.1.8.	Fundamentos hidráulicos.....	21
2.1.8.1.	Ecuación de Manning para flujo en canales	22
2.1.8.2.	Relaciones hidráulicas	24
2.1.9.	Parámetros de diseño hidráulicos.....	31

	2.1.9.1.	Coeficiente de rugosidad.....	31
	2.1.9.2.	Sección llena y parcialmente llena	32
	2.1.9.3.	Velocidad máxima y mínima.....	33
	2.1.9.4.	Diámetro colector	33
	2.1.9.5.	Profundidad del colector.....	34
2.1.10.		Ubicación de pozos de visita.....	39
2.1.11.		Profundidad de excavación de los pozos de visita	39
2.1.12.		Características de las conexiones domiciliarias	43
2.1.13.		Diseño hidráulico	44
2.1.14.		Ejemplo de diseño de un tramo.....	45
2.1.15.		Tratamiento.....	48
	2.1.15.1.	Ubicación	48
	2.1.15.2.	Diseño de fosa séptica	49
	2.1.15.3.	Dimensionamiento de pozos de absorción	71
2.1.16.		Elaboración de presupuesto.....	73
2.1.17.		Evaluación de Impacto Ambiental (EIA)	76
2.2.		Diseño del puente vehicular para la aldea La Vegona, municipio de La Unión, departamento de Zacapa.....	78
	2.2.1.	Descripción general del proyecto	78
	2.2.2.	Criterios y especificaciones para el diseño de puente de concreto de sección de viga y losa	78
	2.2.2.1.	Criterios técnicos.....	78
	2.2.2.2.	Normas aplicables de diseño	81
	2.2.2.3.	Recomendaciones de ejecución y supervisión	81
	2.2.3.	Estudios topográfico, hidrológico y de suelos.....	82
	2.2.3.1.	Levantamiento topográfico	82

	2.2.3.2.	Estudio hidrológico	83
	2.2.3.3.	Estudio del suelo	88
2.2.4.		Diseño de la superestructura	96
	2.2.4.1.	Diseño de losa	99
	2.2.4.2.	Diseño de barandal.....	109
	2.2.4.3.	Diseño de diafragmas	113
	2.2.4.4.	Diseño de vigas principales	115
2.2.5.		Diseño de subestructura	130
	2.2.5.1.	Cortina	130
	2.2.5.2.	Viga de apoyo.....	137
	2.2.5.3.	Diseño de apoyos elastoméricos	140
	2.2.5.4.	Diseño de estribo	145
	2.2.5.5.	Obras de protección	156
2.2.6.		Elaboración de presupuesto	162
2.2.7.		Evaluación de Impacto Ambiental (EIA).....	163
CONCLUSIONES			165
RECOMENDACIONES			167
BIBLIOGRAFÍA			169
ANEXOS			171

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Localización del municipio de La Unión, la aldea Lampocoy y aldea La Vegona.....	2
2.	Vista en planta de colector y pozos de visita	9
3.	Pozo de visita en sección	11
4.	Pozo de visita en planta	11
5.	Conexión domiciliar	12
6.	Analogía en el comportamiento de un canal abierto y una tubería trabajando parcialmente llena	21
7.	Sección transversal de un canal y un ducto donde se muestra el área del flujo y el perímetro mojado.	22
8.	Sección transversal de un ducto, donde se deducen los cálculos hidráulicos de la sección parcialmente llena.....	25
9.	Diagrama de relaciones hidráulicas de un ducto de sección circular parcialmente lleno	27
10.	Sección transversal de ducto, donde se ilustra la profundidad mínima del colector	35
11.	Modelo para cálculo de volumen de excavación.	37
12.	Representación de Cota Invert de entrada y salida	38
13.	Diagrama de losa superior de fosa séptica para ramal 2.....	53
14.	Diagrama de momentos de losa para fosa séptica 2, sin balancear	56
15.	Diagrama de momentos de nodo	57
16.	Diagrama de momentos de losa para fosa séptica 2, balanceados	58
17.	Armado final de losa	60

18.	Armado final de viga	64
19.	Dimensiones de muro para fosa séptica	65
20.	Presiones activas en muro de fosa séptica	68
21.	Perfil de pozo de absorción.	73
22.	Planta de topografía especial para puente.....	83
23.	Sección del rio donde se ubicará el puente	85
24.	Perfil del cauce del río donde se ubicará el puente.....	87
25.	Ilustración de ensayo triaxial y comportamiento de muestras de suelo	90
26.	Envolvente de falla de Morh	93
27.	Coeficientes de soporte de Terzaghi.	95
28.	Ancho total de carril sugerido por AASHTO	97
29.	Tren de carga para el diseño estructural.....	97
30.	Sección transversal de puente.....	99
31.	Modelo matemático para cálculo de momentos producidos por carga muerta	102
32.	Corte transversal de losa.	109
33.	Fuerzas aplicadas a poste de barandal.	110
34.	Diagrama de interacción de poste.	112
35.	Detalle de armado final de diafragmas externos e interno	114
36.	Cálculo de centro de gravedad del tren de carga.....	118
37.	Cálculo de momento máximo en vigas	119
38.	Diagramas de carga, corte y momento por carga viva	120
39.	Cálculo de cortante máximo en vigas	126
40.	Diagrama de corte en vigas	128
41.	Detalle de armado final en vigas.....	129
42.	Predimensionamiento de cortina y viga de apoyo	131
43.	Diagrama de presiones en cortina producidas por carga viva.....	133
44.	Diagrama de cargas actuantes en la cortina	134

45.	Detalle de armado de cortina y viga de apoyo.....	139
46.	Detalle de apoyo elastomérico	145
47.	Predimensionamiento de estribo	146
48.	Cargas y secciones en estribo.	150
49.	Geometría de estribo.....	156
50.	Cargas y secciones en aletón	158
51.	Geometría de aletón y planta de subestructura	161

TABLAS

I.	Relaciones hidráulicas de un ducto de sección circular parcialmente lleno.	29
II.	Especificaciones del diseño hidráulico para alcantarillados.....	31
III.	Coeficientes de rugosidad	32
IV.	Profundidad mínima de tubería	35
V.	Anchos de zanja, según profundidad del colector	36
VI.	Valores mínimos para Cota Invert.	39
VII.	Datos de diseño	44
VIII.	Clasificación de los suelos y sus propiedades.....	66
IX.	Cálculo del momento de volteo y empuje en muro de fosa séptica (ver figura 19).....	68
X.	Cálculo del momento estabilizante y peso de muro de fosa séptica (ver figura 19).....	69
XI.	Presupuesto de alcantarillado sanitario.....	75
XII.	Nomenclatura aplicada en la matriz modificada de Leopold.	76
XIII.	Matriz modificada de Leopold para el proyecto de alcantarillado sanitario para la aldea Lampocoy.....	77
XIV.	Resultados de ensayo triaxial a muestras de suelo	89

XV.	Resumen de cálculos para envolvente de falla de Morh	92
XVI.	Cálculo del espesor de losa para puentes según AASHTO	100
XVII.	Cálculo de momento de volteo de estribo.	150
XVIII.	Cálculo de momento estabilizante de estribo.	152
XIX.	Cálculo de momento de volteo de aletón	158
XX.	Cálculo de momento estabilizante de aletón	159
XXI.	Presupuesto de puente vehicular	163
XXII.	Matriz modificada de Leopold para el proyecto de puente vehicular para la aldea La Vegona	164

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
H	Altura del elemento
θ	Ángulo de fricción interna del suelo
A_c	Área corregida de la muestra de suelo
A_{abs}	Área de absorción
A_s	Área de acero
A	Área de la sección del flujo llena
A_v	Área de la varilla
A_o	Área inicial de la muestra de suelo
a	Área de la sección del flujo parcialmente llena
b	Base del elemento
B	Base del muro
q_o	Capacidad de carga última
V_s	Capacidad de soporte del suelo
W_u	Carga de diseño
CM	Carga Muerta
CV	Carga Viva
Q	Caudal
q	Caudal de sección parcialmente llena
μ	Coefficiente de fricción entre muro y suelo
Ka	Coefficiente de presión activa
Kp	Coefficiente de presión pasiva
C	Cohesión del suelo
V_u	Corte actuante

V_{cm} .	Corte producido por carga muerta
V_{cv}	Corte producido por carga viva
ϵ	Deformación de la muestra de suelo
Δe_{cm}	Deformación por carga muerta
ΔL_{cont}	Deformación por contracción
Δ_c	Deformación por contracción de fraguado y contracción diferida
ΔL_{dil}	Deformación por dilatación
Δ_t	Deformación por temperatura
Δe_t	Deformación total por esfuerzo
ρ_{suelo}	Densidad del suelo
\emptyset	Diámetro de la varilla de acero
D	Diámetro de tubería
\emptyset_A	Diámetro de tubería de entrada al pozo
\emptyset_B	Diámetro de tubería de salida al pozo
a, b	Dimensiones del apoyo elatomérico
E	Empuje
E_s	Empuje de suelo
E_{SOB}	Empuje de sobrecarga
σ_{cc}	Esfuerzo central del círculo de Morh
σ_{act}	Esfuerzo cortante actuante sobre neopreno
σ_{con}	Esfuerzo de confinamiento
σ_{rup}	Esfuerzo de ruptura
σ_p	Esfuerzo máximo permisible en neopreno
t	Espesor de losa
e	Excentricidad
I	Factor de aumento por impacto
F_q	Factor de carga
$F.Q_{med}$	Factor de caudal medio

N_w	Factor de flujo del suelo
N_q	Factor de flujo de carga
N_c	Factor de flujo de carga última
FH	Factor de Harmond
f_s	Factor de seguridad para cálculo de capacidad de soporte del suelo
L_f	Fuerza longitudinal producida por el eje más pesado del tren de carga
F_n	Fuerza normal aplicada a la muestra de suelo
L	Longitud del elemento
S	Luz entre vigas a rostros
M_v	Momento de volteo
M_{cm}	Momento debido a carga muerta
M_{cv}	Momento debido a carga viva
Me	Momento estabilizante
M_u	Momento mayorado de la sección
s	Pendiente del terreno
d	Peralte del elemento
W	Peso propio
P_f	Población futura
P	Presión en los extremos de la base del muro
σ_{va}	Presión vertical activa en el punto a analizar
σ_{vp}	Presión vertical pasiva en el punto a analizar
R_h	Radio hidráulico de sección llena
rh	Radio hidráulico de sección parcialmente llena
r	Recubrimiento de concreto
f'c	Resistencia especificada a la compresión del concreto a los 28 días
f'y	Resistencia especificada a la fluencia del acero

V_{cr}	Resistencia nominal al corte proporcionado por el concreto
m	Relación sentido corto/sentido largo de una losa
R	Tasa de crecimiento de la población
n	Tiempo
V	Velocidad de sección llena
v	Velocidad de sección parcialmente llena

GLOSARIO

AASHTO	Siglas en inglés de la American Association of State Highway and Transportation Officials.
ACI	Siglas en inglés del American Concrete Institute.
Aforo	Es el promedio de llenado de un recipiente con volumen constante, sus dimensiones están dada por litros sobre segundo.
Barandal	Unidades a lo largo del puente, son utilizadas para la seguridad del peatón y vehículos, está conformados por postes y pasamanos.
Cama	Se le denomina así, al arreglo de varillas longitudinales de acero en vigas, losas, placas y zapatas.
Candela	Receptáculo donde se reciben las aguas negras provenientes del interior de una vivienda y que conduce al sistema de drenaje.
Carga de diseño	Carga última, que se utiliza en el diseño de los elementos estructurales de una edificación.

Caudal	Es la cantidad de agua que circula por un conducto en la unidad de tiempo.
Caudal domiciliar	Caudal que produce el agua evacuada de las viviendas una vez utilizada por sus habitantes.
CIE	Siglas de Cota Invert de Entrada.
CIS	Siglas de Cota Invert de Salida.
Colector	Conjunto de tuberías, canales, pozos de visita y obras accesorias que sirven para el desalojo de las aguas negras.
Concreto ciclópeo	Material que se obtiene de la mezcla proporcional de cemento, arena, piedra bola y agua.
Concreto reforzado	Material de construcción, obtenido de una mezcla homogénea proporcionada de arena, cemento, grava y agua, combinado con acero.
Confinamiento	Zona de aglomeración de acero a fin de dar resistencia a acciones de corte a los elementos estructurales.
Cota de terreno	Altura de un punto del terreno, referido a un nivel determinado.

Cota Invert	Cota o altura de la parte inferior interior del tubo ya instalado al nivel del terreno natural.
Diafragma	Elemento estructural perpendicular a la viga principal de un puente, sirven para estabilizar y evitar esfuerzos por torsión en las mismas y alabeo.
Excentricidad	Distancia del punto de aplicación de una fuerza al baricentro de la sección sobre la cual actúa.
Losa	Elemento estructural plano, que soporta directamente las cargas y las transmite hacia los apoyos.
Momento	Intensidad de fuerza de giro de un punto determinado.
Período de diseño	Tiempo durante el cual un sistema de drenaje o en general una obra de infraestructura prestará un servicio eficiente.
Presión	Fuerza ejercida sobre la superficie de algún elemento estructural.
Subestructura	Parte de la estructura de un puente, constituida por los estribos, cortina, viga de apoyo, apoyos elastoméricos y aletones.
Superestructura	Parte de la estructura de un puente, la cual permite el tránsito de vehículos, transmitiendo las cargas a la subestructura.

Tirante	Altura del agua sobre una sección determinada de un río.
Terraplén	Es la estructura o relleno que conectan la carretera con el puente.
Valor soporte	Capacidad de carga del suelo. En unidades de fuerza por unidad de área.

RESUMEN

El presente trabajo de investigación, presenta en el primer capítulo una monografía de la aldea Lampocoy y da un diagnóstico de las necesidades de servicios básicos e infraestructura de esta, con la priorización de los proyectos que requieren.

El segundo capítulo contiene la fase de servicio técnico profesional, en el que se presenta el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario para la aldea Lampocoy, este cuenta con una longitud de 1 820,73 metros, con dos ramales principales, cada ramal tiene un sistema de tratamiento primario a base de fosas sépticas y pozos de absorción, también se presenta el diseño de un puente vehicular de 24,46 metros de luz, el puente está conformado por vigas y losa de concreto reforzado, apoyado sobre dos estribos de concreto ciclópeo.

Para el diseño del alcantarillado sanitario se utilizan los lineamientos dados por el INFOM edición 2008.

Para el diseño del puente vehicular se aplican los parámetros de diseño dados por AASHTO 2004, ACI 2005 y AGIES NR-1 edición 2002, el puente consta de vigas, losa, postes, diafragmas, cortina y viga de apoyo de concreto reforzado, estribos y aletones de concreto ciclópeo.

OBJETIVOS

General

Diseñar el sistema de alcantarillado sanitario para la aldea Lampocoy y el puente vehicular para la aldea La Vegona, municipio de La Unión, departamento de Zacapa.

Específicos

1. Realizar una investigación de tipo monográfica y un diagnóstico sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura de la aldea Lampocoy, municipio de La Unión, departamento de Zacapa.
2. Capacitar a los miembros del COCODE de la aldea Lampocoy sobre el mantenimiento del sistema de alcantarillado sanitario.

INTRODUCCIÓN

La Unión es un municipio del departamento de Zacapa. Se encuentra situada en la región Nor-Oriente de la República de Guatemala, a 183 kilómetros de la ciudad capital y a 78 kilómetros de la cabecera departamental. Posee alrededor de 211 kilómetros cuadrados. El municipio se encuentra ubicado en las montañas de la sierra El Merendón.

En la actualidad, la Municipalidad de La Unión cuenta con una serie de problemas, tanto climáticos (exceso de lluvias) y que han generado a la población problemas económicos (pérdida parcial o total de cosechas), como de infraestructura (deslaves que han dañado los caminos, falta de servicios básicos).

Al realizar el diagnóstico de las necesidades de servicios básicos e infraestructura y priorizando los problemas que aquejan al municipio, se determinó lo siguiente: aldea Lampocoy no cuenta con un sistema de alcantarillado sanitario, ya que las aguas negras corren a flor de tierra en las calles, y estas al entrar en contacto con los vectores, generan enfermedades gastrointestinales en la población; así también en el camino hacia la aldea La Vegona, es necesario atravesar el río La Jigua, que en épocas de lluvia se imposibilita el tránsito vehicular.

En la primera parte se presenta el diseño desarrollo del proyecto del sistema de alcantarillado, con el cual se atenderá a un total de 367 familias. La segunda parte contiene el proyecto de puente vehicular de 24,46 metros de longitud, con el cual se pretende beneficiar a 1 212 personas.

Al final del trabajo de investigación se presentan las conclusiones, recomendaciones correspondientes.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía de la aldea Lampocoy

Entre los años 1860 y 1870, se asentó un grupo de nativos de la etnia Chorti, lo que hoy se conoce como la montaña de Lampocoy. Al inicio, la aldea Lampocoy y el municipio de La Unión perteneció al departamento de Chiquimula, hasta el 9 de marzo de 1907 paso a ser jurisdicción de Zacapa.

1.1.1. Aspectos físicos

La aldea Lampocoy se localiza en un área boscosa y montañosa, la cual es parte de la cuenca del río Motagua, por su altura, el terreno es completamente quebrado.

1.1.1.1. Ubicación

Lampocoy es una de las 22 aldeas del municipio de La Unión, Zacapa. Lo separan 5,98 kilómetros de distancia del casco urbano, y 297,98 kilómetros de la ciudad capital.

1.1.1.2. Localización

Se encuentra al suroeste del casco urbano y al noreste de la ciudad capital. Las coordenadas geográficas de la aldea son; latitud 14° 59' 15" N y longitud 89° 17' 19" O.

del mar. La precipitación media anual es de 1 650 milímetros y llueve en promedio 117 días al año. Registra una temperatura promedio de 26,70 grados Celsius.

1.1.1.5. Topografía e hidrografía

En la mayor parte de la aldea, el terreno es totalmente quebrado, por lo que es sumamente difícil introducir tecnología agraria, las laderas alrededor de la carretera que conduce a la cabecera municipal, presenta erosiones avanzadas.

La Unión Zacapa, se caracteriza por abastecer de agua a varias comunidades de municipios aledaños, su bosque municipal es considerado como una zona de recarga hídrica de vital importancia para los municipios de Gualán, cabecera departamental de Zacapa, Camotán y Jocotán (departamento de Chiquimula), ya que un gran número de caseríos y aldeas se surten de este recurso para consumo humano, así como para la agricultura y ganadería de la región.

La aldea Lampocoy se encuentra ubicada en una de las 4 subcuencas, que forman parte del sistema de drenaje de la cuenca del río Motagua, las cuales son: área de captación de los ríos Grande de Zacapa, Cari, Guaranjá y Jocotán (Jupilingo).

1.1.1.6. Producción agrícola

La aldea Lampocoy, al igual que el resto de las aldeas de La Unión, se dedican a la producción de café y su economía se mueve a través de este cultivo, por lo que aproximadamente el 95 por ciento de la población

económicamente activa que se dedica a esta actividad. El resto de la población se dedica al cultivo de granos básicos como maíz y frijol y en menor porcentaje algunos pobladores se dedican a la ganadería.

1.1.1.7. Población

La población es de origen Chortí, con 1 078 habitantes, según datos obtenidos por la Oficina Municipal de Planificación (OMP) en el 2005, lo que representa el 4,23 por ciento de la población total del municipio de La Unión.

1.1.2. Aspectos de infraestructura

La aldea Lampocoy cuenta con un salón de usos múltiples en condiciones aceptables, cuenta con una escuela primaria y un instituto para básicos, además cuenta con una línea de transmisión y distribución de energía eléctrica.

1.1.2.1. Vías de acceso

Se comunica a la cabecera municipal por carretera de terracería, y con las aldeas Taxarte y La Jigua por caminos de terracería, además de una brecha para peatones que conduce hacia la aldea Guaranjá

1.1.2.2. Servicios públicos

A continuación se listan los servicios públicos con los que cuenta la aldea Lampocoy, y se describe el estado actual de los mismos.

- Sistema de agua: el servicio de agua potable tiene una cobertura en la aldea del 82 por ciento, este ha presentado deficiencias debido a que su período de diseño ha caducado.
- Salud: este servicio está a cargo del centro de salud tipo B, que se encuentra en la cabecera municipal de La Unión, además existen 5 puestos de salud, equipados y con personal calificado en otras comunidades del área rural.
- Letrinización y saneamiento ambiental: en la actualidad no cuentan con un sistema de alcantarillado sanitario, un 70 por ciento poseen el servicio de letrización, por medio de letrinas de pozo ventilado.
- Educación: tanto la escuela primaria como el instituto de educación básica, se encuentran en condiciones aceptables, aunque en invierno presentan problemas ya que la aldea no cuenta con calles pavimentadas.

1.2. Diagnóstico de las necesidades de servicios básicos e infraestructura de la aldea Lampocoy

El diagnóstico se realizó basándose en las necesidades de infraestructura de la aldea, para realizar el presente, se consultó tanto a las autoridades de la municipalidad como con el COCODE de la aldea Lampocoy.

1.2.1. Descripción de las necesidades

Las necesidades más relevantes de la aldea son las que se presentan a continuación:

- Sistema de alcantarillado sanitario: la población descarga las aguas negras a las calles, produciendo mal olor y enfermedades.
- Sistema de abastecimiento de agua potable: el sistema actual ya cumplió con su período de diseño, por lo que su funcionamiento es ineficiente en la actualidad para dotar de agua potable a toda la aldea.
- Pavimentación de calles: la aldea no cuenta con calles pavimentadas, por lo que en invierno se presentan problemas tanto para el tránsito vehicular como peatonal.

1.2.2. Análisis y priorización de las necesidades

De acuerdo a los criterios que tanto autoridades municipales como miembros del COCODE externaron, se determinó el orden de las prioridades, las cuales son:

- Alcantarillado sanitario
- Pavimentación de las calles
- Sistema de abastecimiento de agua potable

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño del sistema de alcantarillado sanitario para la aldea Lampocoy, municipio de La Unión, departamento de Zacapa

Realizada la priorización de necesidades de la población, se determinó realizar el diseño y planificación del alcantarillado sanitario para la aldea Lampocoy. A continuación se muestra el proceso de diseño.

2.1.1. Descripción general del proyecto

Consiste en diseñar un sistema de alcantarillado sanitario con su respectivo sistema de tratamiento de las aguas residuales, la longitud total de la red es 1 820,73.

Está conformado por 2 ramales principales, con 30 pozos de visita, tubería de diámetro 6, 8 y 10 pulgadas; cada ramal contará con un sistema de tratamiento de aguas residuales, que consisten en cajas distribuidoras de caudales, fosas sépticas y pozos de absorción. El sistema será utilizado en un futuro por 3 064 personas.

2.1.2. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico se ejecutó con el objetivo de determinar el centro de las calles, los puntos donde se ubicaran los pozos, la ubicación de las viviendas existentes y futuras, las curvas de nivel y la ubicación de las baterías de fosas sépticas y los pozos de absorción.

2.1.2.1. Planimetría

Para este caso se aplicó el método de conservación de azimut, utilizando un teodolito Wild T-2, estatal, estacas de madera pintadas, trípode, GPS y plomadas.

2.1.2.2. Altimetría

En este proyecto se aplicó el método de nivelación taquimétrica, el equipo que se utilizó fue un teodolito Wild T-2, estatal, estacas de madera pintadas, trípode, GPS y plomadas.

2.1.3. Descripción del sistema a utilizar

Se tendrá un sistema de alcantarillado, el cual conducirá exclusivamente las aguas negras que se producen en la aldea. Se diseñará utilizando los criterios de diseño dados por el INFOM.

2.1.4. Partes de un alcantarillado

A continuación se presenta una descripción de los elementos que conforman un alcantarillado sanitario, se da una explicación del funcionamiento de cada elemento junto con las ilustraciones respectivas.

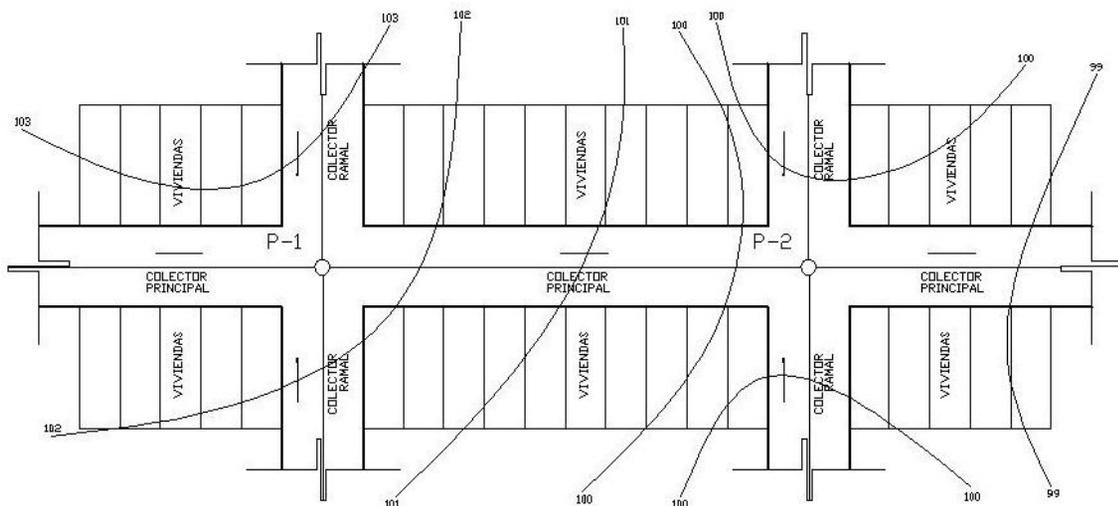
2.1.4.1. Colector

El colector o alcantarilla colectora es el conducto principal por medio del cual se trasladan las aguas residuales y pluviales. Se ubica generalmente en el centro de las calles. Transporta todas las aguas servidas provenientes de las

edificaciones hasta su disposición final, ya sea hacia una planta de tratamiento, o a un cuerpo receptor. Generalmente son secciones circulares, de diámetros determinados en el diseño, de PVC o concreto. El trayecto, comúnmente obligatorio, es subterráneo.

Las tuberías que son utilizadas deben de llenar ciertos requisitos y normas. La norma principal es que funcionen como canales abiertos. Nunca deben de trabajar a sección llena, es decir, $q_{\text{diseño}} < q_{\text{sec. Llena}}$.

Figura 2. Vista en planta de colector y pozos de visita



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

2.1.4.2. Pozo de visita

Los pozos de visita son parte de las obras de arte de un alcantarillado y son empleadas como medio de inspección y limpieza.

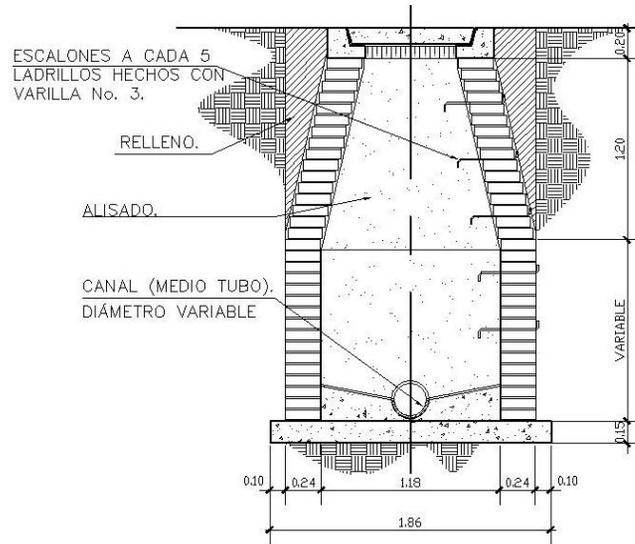
Según las normas generales para el diseño de alcantarillado del Instituto de Fomento Municipal, se recomienda colocar pozos de visita en los siguientes casos:

- Cuando es necesario el cambio de diámetro en el colector.
- Cambio hay cambio de pendiente debido a la topografía o porque lo requiere el cálculo hidráulico.
- Cambios de dirección horizontal para diámetros menores de 24”.
- Intersecciones de tuberías colectoras.
- Extremos superiores de ramales iniciales.
- A distancias no mayores de 100 metros en línea recta, en diámetros hasta de 24 pulgadas.
- A distancias no mayores de 300 metros en diámetros superiores a 24”.

Los pozos tienen en su parte superior un marco y una tapa de hierro fundida o de concreto, con una abertura de 0,50 a 0,60 metros. El marco descansa sobre las paredes que se ensanchan con este diámetro hasta llegar a la alcantarilla, su profundidad es variable y sus paredes suelen ser construidas de ladrillo de barro cocido, cuando son pequeños; y de concreto cuando son muy grandes.

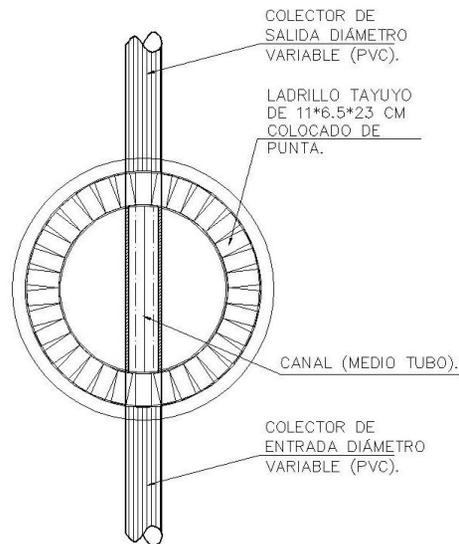
El fondo de los pozos de visita se hace regularmente de concreto, dándole a la cara superior una ligera pendiente hacia el canal abierto o a los canales que forman la continuación de los tubos de la alcantarilla.

Figura 3. Pozo de visita en sección



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

Figura 4. Pozo de visita en planta

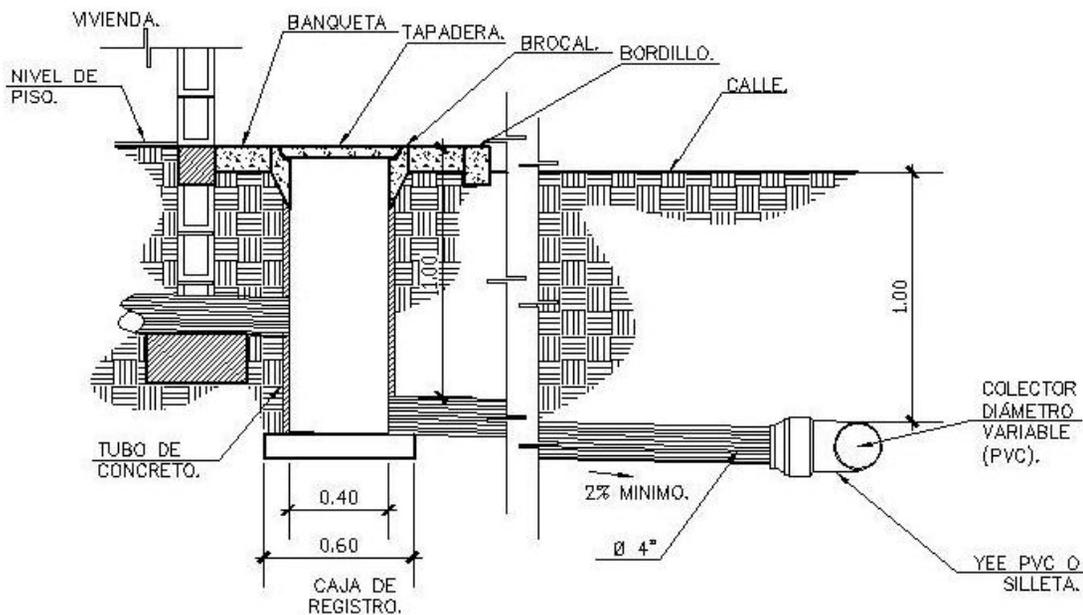


Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

2.1.4.3. Conexiones domiciliarias

Son subestructuras que tienen el propósito de descargar todas las aguas provenientes de las viviendas o edificaciones al colector o alcantarillado central, o a un punto de desagüe. Ordinariamente al construir un sistema de alcantarillado, es costumbre establecer y dejar previsto una conexión en Y o en T en cada lote edificado, o en cada lugar donde haya que conectar un desagüe doméstico. Las conexiones deben taparse e impermeabilizarse para evitar la entrada de aguas subterráneas y raíces. Consta de las siguientes partes.

Figura 5. Conexión domiciliar



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

2.1.5. Período de diseño

El período de diseño de un sistema de alcantarillado, es el tiempo durante el cual el sistema dará un servicio con una eficiencia aceptable, pudiendo proyectarlo para realizar su función en un período de 20 a 40 años, a partir de la fecha que se realice el diseño, y tomando en cuenta las limitaciones económicas y la vida útil de los materiales, lo cual se puede determinar por normas del INFOM.

Aunque por lo general el período de diseño, es un criterio que adopta el diseñador según sea la conveniencia del proyecto, se da un margen de 1 año adicional por motivo de gestión para obtener el financiamiento e iniciar la construcción del mismo; por lo tanto, el período de diseño del sistema de drenaje sanitario será de 25 años.

2.1.6. Población futura

Para realizar el diseño del alcantarillado sanitario, es necesario calcular la población futura de la aldea, ya que las normas solicitan que el cálculo hidráulico se realice tanto con la población presente como la futura.

2.1.6.1. Método geométrico

La estimación futura de la población, se realizó a través del método geométrico; para ello se aplicó una tasa de crecimiento del 3,46 por ciento anual, dato obtenido por medio de cálculos basados en los censos proporcionados por la municipalidad, como se muestra a continuación.

$$P_f = P_o(1 + R)^n \quad R = \left(\frac{P}{P_o}\right)^{1/n} - 1$$

Donde:

P_f = población futura (habitantes)

P_o = población inicial (habitantes)

R = tasa de crecimiento (%)

n = tiempo (años)

El 15 de septiembre de 2009 se realizó un censo poblacional en la aldea, cuyo resultado fue de 1 058 habitantes, el 5 de enero del 2011 se realizó otro censo poblacional, en esta ocasión dio como resultado 1 103 habitantes, en esa misma fecha se realizó el levantamiento topográfico para el diseño del alcantarillado sanitario, se calculará la población futura con un período de diseño de 25 años a partir de la fecha de la elaboración del segundo censo. Se iniciará calculando la tasa de crecimiento con la siguiente ecuación.

$$R = \left(\frac{P}{P_o}\right)^{1/n} - 1$$

Para el cálculo de n:

$$\text{Censo 1} = 2\,009 + ((31+29+31+30+31+30+30+31+30)/365) + (15/365)$$

$$\text{Censo 1} = 2\,009,789$$

$$\text{Censo 2} = 2\,011 + (5/365)$$

$$\text{Censo 2} = 2\,011,014$$

$$n = \text{Censo 2} - \text{Censo 1} = 2011,014 - 2009,789 = 1,225$$

$$R = \left(\frac{1103}{1058} \right)^{1/1,225} - 1 = 0,0346 = 3,46\%$$

Para el cálculo de la población futura con $R = 3,46\%$, $P_o = 1\ 103$ habitantes y $n = 25$ años:

$$P_f = 1103(1 + 0,0346)^{25} = 2581 \text{ habitantes}$$

2.1.7. Determinación de caudales

El caudal es el volumen de agua que pasa en la sección por unidad de tiempo, este está en función del número de habitantes, tanto actuales como futuros, se muestra a continuación los factores que hay que tomar en cuenta para su cálculo.

2.1.7.1. Población tributaria

Para el diseño de alcantarillados sanitarios y combinados, la población tributaria futura se calcula con el método geométrico, generalmente empleados en ingeniería sanitaria. La población tributaria por casa, se calcula con base al número de habitantes total, dividido entre el número total de casas a servir actualmente.

2.1.7.2. Dotación

La dotación es la cantidad de agua (volumen por unidad de tiempo) asignada a una unidad consumidora, está relacionada íntimamente con la

demanda que necesita una población específica, para satisfacer sus necesidades primarias. Esto significa que dotación, es la cantidad de agua que necesita un habitante en un día, para satisfacer sus demandas biológicas.

La dotación está en función de la categoría de la población que será servida, y varía de 50 a 300 litros por habitante por día.

- Municipalidades de 3^a. a 4^a. Categoría: 50 l/ha/d
- Municipalidades de 2^a. Categoría: 90-150 l/ha/d
- Municipalidades de 1^a. Categoría: 250-300 l/ha/d

Para el diseño del este proyecto, se tomó una dotación de 130 litros por habitante por día, según información proporcionada por la municipalidad.

2.1.7.3. Factor de retorno al sistema

Este factor se determina bajo el criterio del uso del agua de la población, en ningún caso retorna el cien por ciento al alcantarillado, debido a que hay actividades, donde el agua se infiltra al suelo, se usa para riego o se evapora. Este factor puede variar de 0,7 a 0,8.

Analizando el uso que se le da al agua por los lugareños y considerando el clima se decidió dar un factor de retorno $FR = 0,80$.

2.1.7.4. Caudal sanitario

Para determinar el caudal sanitario, también llamado caudal medio, es necesario haber determinado la cantidad de personas al final del período de

diseño. El caudal sanitario está integrado por el caudal domiciliario, comercial industria, infiltración y conexiones ilícitas.

$$Q_{\text{san.}} = Q_{\text{dom.}} + Q_{\text{com.}} + Q_{\text{ind.}} + Q_{\text{inf.}} + Q_{\text{c.l.}}$$

- Caudal domiciliario: es el agua que una vez ha sido usada por los humanos, es desechada y es conducida hacia la red de alcantarillado, es decir, que el agua de desecho doméstico está relacionada con la dotación del suministro de agua potable, menos un porcentaje que no llega a ser vertida al drenaje. El caudal domiciliario se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{\text{dom.}} = \frac{\text{No. Habitantes} * \text{Dot.} * \text{FR}}{86\ 400}$$

Donde:

$Q_{\text{dom.}}$ = caudal domiciliario (l/s)

No. Habitantes = número de habitantes = 2 581

Dot. = dotación asignada a la unidad consumidora = 130 l/ha/d

FR = factor de retorno (en función del uso y clima de la región) = 0,80

86 400 = constante para conversión de días a segundos

$$Q_{\text{dom.}} = \frac{2\ 581\ \text{ha} * 130\ \text{l/ha/d} * 0,80}{86\ 400} = 3,11\ \text{l/s}$$

- Caudal industrial: es el agua de desecho proveniente del interior de todas las industrias existentes en el lugar, como procesadores de alimentos, fábrica de textiles, licoreras. Si no se cuenta con el dato de la dotación de agua suministrada, se puede estimar dependiendo del tipo de industria,

entre 1 000 y 18 000 litro por industria por día. Dado a que el sector carece de ellos, no se contempla caudal industrial alguno.

- Caudal comercial: es el agua de desecho de las edificaciones comerciales, como comedores, hoteles, restaurantes, oficinas. Si no se cuenta con el dato de la dotación de agua suministrada, se puede estimar dependiendo del tipo de comercio, entre 600 y 3 000 litros por comercio por día. Debido a que en el lugar no hay ninguno de este tipo, no se considerará.
- Caudal por conexiones ilícitas: este se da porque las viviendas no cuentan con un sistema de alcantarillado pluvial, por lo que algunos pobladores conectan las aguas pluviales al sistema de alcantarillado sanitario.

Existen varios métodos para la estimación de este caudal, siendo estos: el método racional, Asociación de Ingenieros Sanitarios de Colombia y las normas del INFOM. Debido a la poca información con la que cuenta la región, se optó por utilizar el 20 por ciento del caudal domiciliar, como lo especifica la norma del INFOM, dadas las características de la población.

$$Q_{CI.} = 0,20 * Q_{dom}$$

Donde:

$Q_{CI.}$ = caudal por conexiones ilícitas (l/s)

$Q_{dom.}$ = caudal domiciliar = 3,11 l/s

$$Q_{Cl.} = 0,20 * 3,11 \frac{l}{s} = 0,62 l/s$$

- Caudal por infiltración: es el caudal que se infiltra en el alcantarillado por las paredes. Por ser el material a utilizar de PVC, que no permite que se infiltre agua de ningún tipo, no se considera este caudal en el diseño.

2.1.7.5. Factor de caudal medio

Se obtiene de la relación entre el caudal medio, y el número de habitantes futuros incluidos en el sistema. Este factor sirve para regular la aportación de caudal a la tubería. Se obtiene con la siguiente ecuación.

$$F. Q_{med.} = \left(\frac{Q_{san}}{No.Habitantes} \right) \quad 0,002 < F. Q_{med.} < 0,005$$

Donde:

F.Q_{med.} = factor de caudal medio

Q_{san.} = caudal sanitario = 3,11 l/s + 0,62 l/s = 3,73 l/s

No. habitantes = número de habitantes = 2 581

$$F. Q_{med.} = \left(\frac{3,73 l/s}{2581 ha} \right) = 0,0014$$

Como el factor se encuentra por debajo del rango permitido, se tomará el valor próximo 0,002, para efectos de diseño.

2.1.7.6. Factor de Harmond

También llamado factor de flujo instantáneo, se obtiene de una división que considera la población tributaria. Este factor incrementa el caudal debido a la posibilidad que en determinado momento una gran cantidad de usuarios, utilicen el sistema, lo cual congestionaría el flujo del agua. Es adimensional y se obtiene de la siguiente ecuación.

$$F. H. = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}} \quad P = \frac{p}{1000}$$

Donde:

F.H. = factor de Harmond

p = población futura = 2 581 habitantes

$$F. H. = \frac{18 + \sqrt{P}}{4 + \sqrt{P}} = \frac{18 + \sqrt{\frac{2\,581}{1000}}}{4 + \sqrt{\frac{2\,581}{1000}}} = 3,49$$

2.1.7.7. Caudal máximo o de diseño

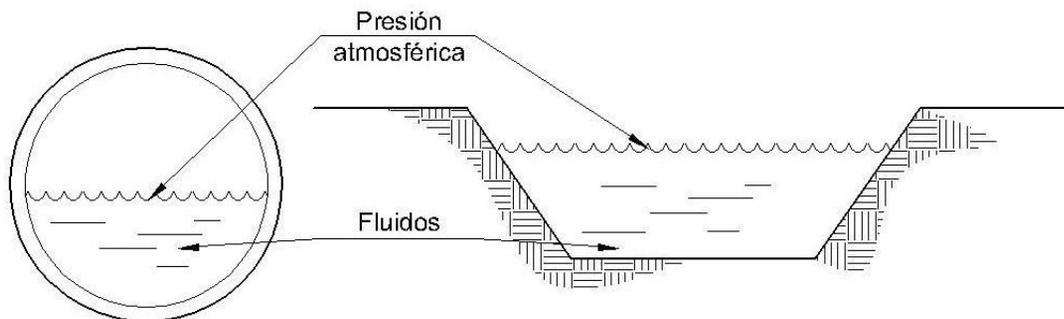
Es el caudal con el que se diseñará cada tramo del sistema de alcantarillado. Se obtiene de multiplicar el factor de Harmond con el factor de caudal medio y el número de habitantes futuros, expresado mediante la siguiente ecuación.

$$Q_{dis.} = No. Hab * F. H. * F. Q_{med.} = 2\,581 * 3,49 * 0,02 = 180,15 \text{ l/s}$$

2.1.8. Fundamentos hidráulicos

El principio básico para el funcionamiento adecuado de un sistema de alcantarillado sanitario, es transportar las aguas negras por la tubería como si fuese un canal abierto, funcionando por gravedad, y cuyo flujo está determinado por la rugosidad, la geometría de la sección, el material y la pendiente del canal. Existen excepciones como los sifones invertidos y las tuberías de impulsión de las estaciones elevadas, que trabajan siempre a presión.

Figura 6. **Analogía en el comportamiento de un canal abierto y una tubería trabajando parcialmente llena**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

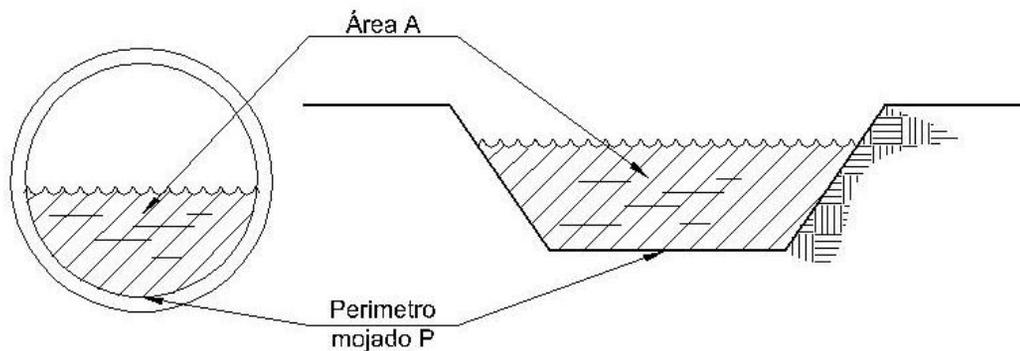
Para sistemas de alcantarillado sanitario, se emplean canales circulares cerrados y para no provocar propagación de vectores, se construyen subterráneos, estando la superficie del agua afectada solamente por la presión atmosférica y por muy pocas presiones provocadas por los gases de la materia en descomposición que dichos caudales transportan, de esta manera las aguas negras buscan su nivel, induciendo el movimiento conocido como flujo por gravedad.

2.1.8.1. Ecuación de Manning para flujo en canales

Por efectos de cálculo se considera el régimen permanente, es decir, el flujo se analiza con una velocidad media constante en cualquier sección de la tubería, afectada por la gravedad y con una velocidad tal que la carga disponible compense el rozamiento. Las ecuaciones básicas son el cálculo del caudal, el radio hidráulico y la velocidad, que se muestran a continuación.

$$Q = V * A ; \quad Rh = \frac{A}{pm}$$

Figura 7. **Sección transversal de un canal y un ducto donde se muestra el área del flujo y el perímetro mojado**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

Donde:

Q = caudal que pasa por la sección (m³/s)

V = velocidad del flujo (m/s)

A = área de la sección del flujo (m²)

Rh = radio hidráulico (m)

Pm = perímetro mojado de la sección (m)

Considerando la ecuación de Chezy para flujos de régimen permanente.

$$V = c * \sqrt{Rh * s} \quad ; \quad Q = A * c * \sqrt{Rh * s}$$

Donde:

Q = caudal que pasa por la sección (m³/s)

V = velocidad del flujo (m/s)

A = área de la sección del flujo (m²)

Rh = radio hidráulico (m)

s = pendiente del terreno (m/m)

El valor constante c está dado por otras ecuaciones de diferentes investigadores, la más usada, la ecuación de Kutter.

$$c = \frac{23 + \left(\frac{0,00155}{s}\right) + \left(\frac{1}{n}\right)}{1 + \left(23 + \left(\frac{0,00155}{s}\right) * \left(\sqrt{\frac{n}{Rh}}\right)\right)}$$

Donde:

Rh = radio hidráulico (m)

s = pendiente del terreno (m/m)

n = coeficiente de rugosidad

El análisis y la investigación del flujo hidráulico, han determinado que las condiciones de flujo y las pendientes hidráulicas en sistemas sanitarios por gravedad, pueden ser diseñadas conservadoramente utilizando la ecuación de Manning, el cual da valores a la constante c más aceptable mediante la ecuación:

$$c = \frac{1}{n} * Rh^{1/6}$$

Al sustituirla en la ecuación de Chezy, se obtiene la ecuación de Manning, la cual es una de las más usadas en el cálculo de alcantarillados.

$$V = \left(\frac{0,03429 * D^{2/3} * S^{1/2}}{n} \right) ; \quad Q = V * A$$

Donde:

Q = caudal (m³/s)

V = velocidad (m/s)

D = diámetro de tubería (pulgadas)

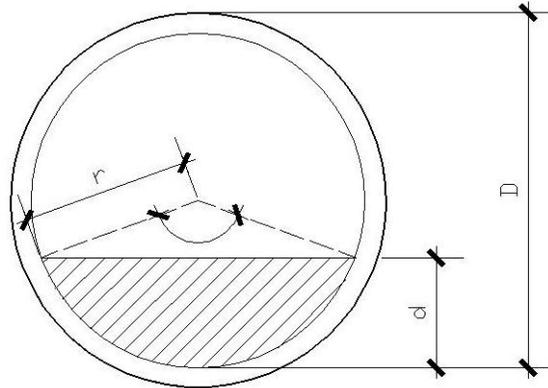
S = pendiente del terreno (m/m)

n = coeficiente de rugosidad, depende del tipo de material de la tubería (0,014 para tubos de concreto, 0,010 para tubos de PVC)

2.1.8.2. Relaciones hidráulicas

Los proyectos y cálculos de alcantarillados requieren determinaciones de caudales, velocidades, pendientes y diámetros. Hay que recalcar que la ecuación de Manning es únicamente para encontrar los datos de la tubería a sección llena. En tuberías que trabajan a sección parcialmente llena, los cálculos del radio hidráulico y del área de flujo son laboriosos como se ilustra.

Figura 8. **Sección transversal de un ducto, donde se deducen los cálculos hidráulicos de la sección parcialmente llena**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

$$a = \frac{D^2}{8} * (\theta - \sin \theta)$$

$$p = \frac{D * \theta}{2}$$

$$rh = \frac{D}{4} * \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta}\right)$$

$$d = \frac{D}{2} \left(1 - \cos \frac{\theta}{2}\right)$$

$$\frac{a}{A} = \frac{\theta}{2 * \pi} * \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta}\right)$$

$$\frac{v}{V} = \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta}\right)^{2/3}$$

$$\frac{q}{Q} = \frac{\theta}{2 * \pi} * \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta}\right)^{5/3}$$

$$\frac{d}{D} = \left(\frac{1 - \sin \frac{\theta}{2}}{2}\right)$$

$$\frac{rh}{Rh} = \left(1 - \frac{\sin \theta}{\theta}\right)$$

Donde:

a = área de la sección del flujo parcialmente llena (m^2)

A = área de la sección del flujo llena (m^2)

d = altura de flujo (m)

D = diámetro del tubería (m)

r_h = radio hidráulico de sección parcialmente llena (m)

R_h = radio hidráulico de sección llena (m)

θ = ángulo formado entre el centro del tubo a los extremos del área del flujo (radianes)

q = caudal de sección parcialmente llena (m^3/s)

Q = caudal de sección llena (m^3/s)

v = velocidad de sección parcialmente llena (m/s)

V = velocidad de sección llena (m/s)

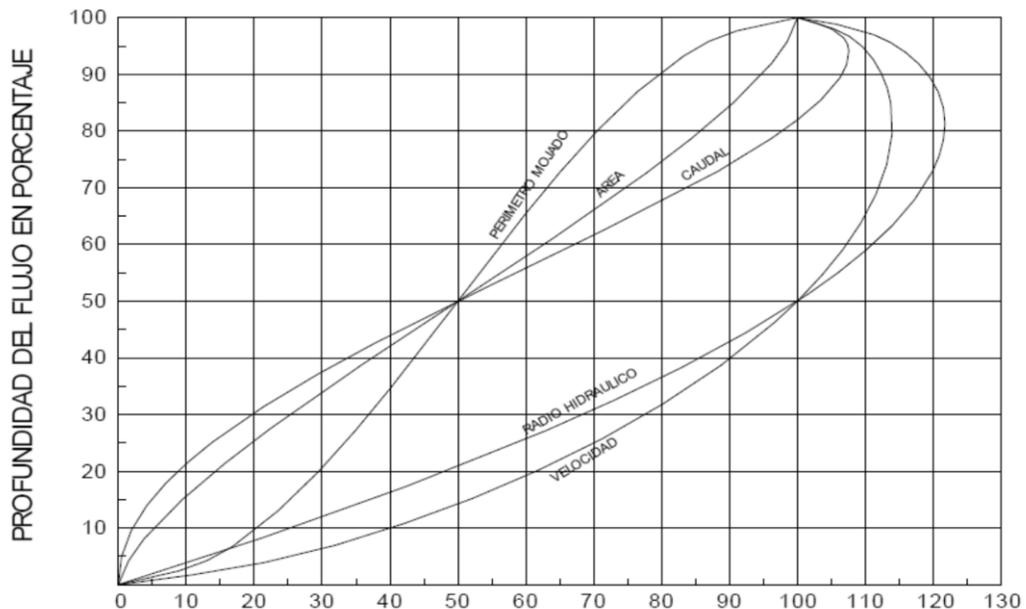
Para facilitar este cálculo, los diseñadores han llegado a obtener soluciones convenientes, se ha diseñado un monograma de relaciones hidráulicas, también llamado curva de banano, el cual para cualquier caudal q a relación con el caudal de sección llena Q , las curvas de esta gráfica dan las relaciones de velocidad, área y altura de flujo a diámetro de alcantarilla.

Primeramente se asume un diámetro para la tubería y con la pendiente en función de la topografía, se procede a calcular la velocidad y el caudal del tubo a sección llena, por medio de la ecuación de Manning. Una vez obtenidos estos datos, se procede a obtener la relación entre el caudal de diseño y caudal de sección llena (q/Q), este dato se busca en el eje de las abscisas del diagrama, a partir de este punto, se traza una línea vertical hasta interceptar la curva de las descargas, en ese punto se traza una línea horizontal hacia la izquierda hasta interceptar el eje de las ordenadas, en ese punto se obtiene en la escala el

valor de la relación entre el tirante o profundidad del flujo y el diámetro del tubo (d/D).

El valor del tirante se obtiene al multiplicar la relación d/D para el diámetro del tubo. Para determinar la velocidad del flujo, se traza una línea horizontal desde el punto de intersección de las ordenadas d/D , se extiende esta línea hasta interceptar la curva de velocidades, se lee el valor de la relación de velocidades (v/V) en el eje de las abscisas, posteriormente se multiplica este valor por el de la velocidad de sección llena, esta multiplicación dará la velocidad de la sección parcialmente llena. Este proceso se repite para determinar la relación de área (a/A).

Figura 9. **Diagrama de relaciones hidráulicas de un ducto de sección circular parcialmente lleno**



Fuente: RABBITT, Harold E. Alcantarillado de aguas negras.

Los diseñadores también pueden utilizar las tablas de relaciones hidráulicas, estas provienen de la curva antes utilizada, por lo general cuentan con cuatro columnas (d/D , a/A , v/V , q/Q), donde se encuentran los valores de ciertos puntos de la gráfica de relaciones hidráulicas.

El modo de empleo es, con la relación q/Q ya calculada, se procede a buscar un valor en la tabla que se aproxime al obtenido en la respectiva columna, el resto de relaciones hidráulicas de la sección se encontraran en la misma fila donde se localizo el valor de la relación de caudales que se aplicará, posteriormente se utiliza el valor de d/D , se multiplica este valor por el diámetro del tubo analizado y se obtiene el valor del tirante del flujo; el valor tabulado de v/V , se multiplica por la velocidad obtenida por la ecuación de Manning, este resultado dará la velocidad del flujo, y la relación a/A se multiplica por el área de tubo y se obtiene el área del flujo de la sección parcialmente llena.

Tabla I. **Relaciones hidráulicas de un ducto de sección circular parcialmente lleno**

d/D	a/A	v/V	q/Q	d/D	a/A	v/V	q/Q
0,0050	0,0006	0,050	0,000030	0,0975	0,05011	0,3930	0,019690
0,0075	0,00110	0,074	0,000081	0,1000	0,05204	0,4010	0,020868
0,0100	0,00167	0,088	0,000147	0,1025	0,05396	0,4080	0,022016
0,0125	0,02370	0,103	0,000244	0,1050	0,05584	0,4140	0,023118
0,0150	0,00310	0,116	0,000360	0,1075	0,05783	0,4200	0,024289
0,0175	0,00391	0,129	0,000504	0,1100	0,05986	0,4260	0,025500
0,0200	0,00477	0,141	0,000672	0,1125	0,06186	0,4380	0,026724
0,0225	0,00569	0,152	0,000865	0,1150	0,06388	0,4390	0,028043
0,0250	0,00665	0,163	0,001084	0,1175	0,06591	0,4440	0,029264
0,0275	0,00768	0,174	0,001336	0,1200	0,06797	0,4500	0,030587
0,0300	0,00874	0,184	0,001608	0,1225	0,07005	0,4560	0,031943
0,0325	0,00985	0,194	0,001911	0,1250	0,07214	0,4630	0,033401
0,0350	0,01100	0,203	0,002233	0,1275	0,07426	0,4680	0,034754
0,0375	0,01219	0,212	0,002585	0,1300	0,07640	0,4730	0,036137
0,0400	0,01342	0,221	0,002233	0,1325	0,07855	0,4790	0,037625
0,0425	0,01468	0,230	0,003376	0,1350	0,08071	0,4840	0,039064
0,0450	0,01599	0,239	0,003822	0,1375	0,08289	0,4900	0,040616
0,0475	0,01732	0,248	0,004295	0,1400	0,08509	0,4950	0,042120
0,0500	0,01870	0,256	0,004787	0,1425	0,08732	0,5010	0,043747
0,0525	0,02010	0,264	0,005306	0,1450	0,08954	0,5070	0,045697
0,0550	0,02154	0,273	0,005250	0,1475	0,09129	0,5110	0,046649
0,0575	0,02300	0,281	0,006463	0,1500	0,09406	0,5170	0,048629
0,0600	0,02449	0,289	0,007078	0,1525	0,09638	0,5220	0,050310
0,0625	0,02603	0,297	0,007731	0,1550	0,09864	0,5280	0,052082
0,0650	0,02758	0,305	0,008412	0,1575	0,10095	0,5330	0,053060
0,0675	0,02916	0,312	0,009098	0,1600	0,10328	0,5380	0,055563
0,0700	0,03078	0,320	0,009850	0,1650	0,10796	0,5480	0,059162
0,0725	0,03231	0,327	0,010565	0,1700	0,11359	0,5600	0,063594
0,0750	0,03407	0,334	0,011379	0,1750	0,11754	0,5680	0,066765
0,0775	0,03576	0,341	0,012194	0,1800	0,12241	0,5770	0,070630
0,0800	0,03747	0,348	0,013040	0,1850	0,12733	0,5870	0,074743
0,0825	0,03922	0,355	0,013923	0,1900	0,13229	0,5960	0,078845
0,0850	0,04098	0,361	0,014794	0,1950	0,13725	0,6050	0,083039
0,0875	0,0427	0,368	0,015739	0,2000	0,14238	0,6150	0,087564
0,0900	0,04459	0,375	0,016721	0,2050	0,14750	0,6240	0,091040
0,0925	0,04642	0,381	0,017918	0,2100	0,15266	0,6330	0,096634
0,0950	0,04827	0,388	0,018729	0,2150	0,15786	0,6440	0,101662

Continuación de la tabla I.

d/D	a/A	v/V	q/Q	d/D	a/A	v/V	q/Q
0,220	0,16312	0,651	0,10619	0,590	0,61396	1,066	0,65488
0,225	0,16840	0,659	0,11098	0,600	0,62646	1,072	0,41157
0,230	0,14350	0,669	0,11611	0,610	0,63892	1,078	0,68879
0,235	0,17913	0,670	0,12109	0,620	0,65131	1,083	0,70537
0,240	0,18455	0,684	0,12623	0,630	0,66363	1,089	0,72269
0,245	0,19000	0,692	0,13148	0,640	0,67593	1,094	0,73947
0,250	0,19552	0,702	0,13726	0,650	0,68770	1,098	0,75510
0,260	0,20660	0,716	0,14793	0,660	0,70053	1,104	0,77339
0,270	0,21784	0,730	0,15902	0,670	0,71221	1,108	0,78913
0,280	0,22921	0,747	0,17122	0,680	0,72413	1,112	0,80523
0,290	0,24070	0,761	0,18317	0,690	0,73596	1,116	0,82133
0,300	0,25232	0,776	0,19580	0,700	0,74769	1,120	0,83741
0,310	0,26403	0,790	0,20858	0,710	0,75957	1,124	0,85376
0,320	0,25870	0,804	0,22180	0,720	0,77079	1,126	0,86791
0,330	0,28786	0,817	0,23516	0,730	0,78216	1,130	0,88384
0,340	0,29978	0,830	0,24882	0,740	0,79340	1,132	0,89734
0,350	0,31230	0,843	0,26327	0,750	0,80450	1,134	0,91230
0,360	0,32411	0,856	0,2774	0,760	0,81544	1,136	0,92634
0,370	0,33637	0,868	0,29197	0,770	0,82623	1,137	0,93942
0,380	0,34828	0,879	0,30649	0,780	0,83686	1,139	0,95321
0,390	0,36108	0,891	0,32172	0,790	0,85101	1,140	0,97015
0,400	0,37354	0,902	0,33693	0,800	0,86760	1,140	0,98906
0,410	0,38604	0,913	0,35246	0,810	0,87859	1,140	100,045
0,420	0,39858	0,921	0,36709	0,820	0,87759	1,140	100,045
0,430	0,40890	0,934	0,38191	0,830	0,88644	1,139	100,965
0,440	0,42379	0,943	0,39963	0,840	0,89672	1,139	102,140
0,450	0,43645	0,955	0,41681	0,850	0,90594	1,138	103,100
0,460	0,44913	0,964	0,43296	0,860	0,91491	1,136	104,740
0,470	0,46178	0,973	0,44931	0,870	0,92361	1,134	104,740
0,480	0,47454	0,983	0,46647	0,880	0,93202	1,131	105,410
0,490	0,48742	0,991	0,48303	0,890	0,94014	1,128	106,030
0,500	0,50000	1,000	0,50000	0,900	0,94796	1,124	106,550
0,510	0,51258	1,009	0,51719	0,910	0,95541	1,120	107,010
0,520	0,52546	1,016	0,53387	0,920	0,96252	1,116	107,420
0,530	0,53822	1,023	0,55060	0,930	0,96922	1,109	107,490
0,540	0,55087	1,029	0,56685	0,940	0,97554	1,101	107,410
0,550	0,56355	1,033	0,58215	0,950	0,98130	1,094	107,350
0,560	0,57621	1,049	0,60444	0,960	0,98658	1,086	107,140
0,570	0,58882	1,058	0,62297	0,970	0,99126	1,075	106,560
0,580	0,60142	1,060	0,63750	0,980	0,99522	1,062	105,890

Fuente: RABBITT, Harold E. Alcantarillado de aguas negras.

Las normas generales para diseño de alcantarillados del INFOM, en el capítulo 2, especifican los parámetros de diseño, tanto mínimos como máximos del diseño hidráulico de drenajes, los cuales se muestran en el siguiente cuadro.

Tabla II. **Especificaciones del diseño hidráulico para alcantarillados**

	Sanitario	Pluvial
Caudal	$Q_{max.} < Q_{Sec.llena}$	$Q_{max.} < Q_{Sec.llena}$
Velocidad	$0,6 < v < 3$	$0,6 < v < 3$
Tirante	$0,10 < d/D < 0,75$	$0,10 < d/D < 0,9$
Diámetro	T.C. 8" P.V.C. 6"	T.C. 12" P.V.C. 6"
Pendiente	La que permita velocidad	La que permita velocidad

Fuente: apuntes del curso Ingeniería Sanitaria 2.

2.1.9. Parámetros de diseño hidráulicos

Para determinar los parámetros de diseño de un alcantarillado, es necesario basarse tanto en normas dadas por las autoridades, como el INFOM, como en normas dadas por los fabricantes de los materiales, como las normas ASTM.

2.1.9.1. Coeficiente de rugosidad

Se define rugosidad como una característica física de un material que presenta asperezas. El coeficiente de rugosidad nos indica la intensidad de la rugosidad de una tubería según el material con que esté fabricada.

La fabricación de tuberías para la construcción de sistemas de alcantarillado sanitario, cada vez es realizada por más y más empresas, teniendo que realizar pruebas actualmente que determinen un factor para establecer cuán lisa o rugosa es la superficie interna de la tubería. Manejando parámetros de rugosidad para diferentes materiales y diámetros, ya estipulados por instituciones que regulan la construcción de alcantarillados sanitarios. Entre los coeficientes de rugosidad más comunes se encuentran los siguientes.

Tabla III. **Coeficientes de rugosidad**

MATERIAL	FACTOR DE RUGOSIDAD
Superficie de mortero de cemento	0,011-0,013
Mampostería	0,017-0,030
Tubo de concreto diámetro menor de 24"	0,011-0,016
Tubo de concreto diámetro mayor de 24"	0,013-0,018
Tubo de asbesto cemento	0,009-0,011
Tubería de PVC	0,006-0,011
Tubería de hierro galvanizado	0,013-0,015

Fuente: RABBITT, Harold E. Alcantarillado de aguas negras.

2.1.9.2. Sección llena y parcialmente llena

Toda tubería circular puede trabajar a sección llena y a sección parcialmente llena, en alcantarillados el último es más común, ya que el caudal nunca es constante y esto incide en el principio fundamental de un sistema de alcantarillado sanitario, como se ha mencionado con anterioridad, es que funcionan como canales abiertos (sección parcial), que a su vez hace variar el área transversal del líquido y la velocidad de éste.

El caudal que transportará el tubo a sección llena, se obtiene con la siguiente ecuación:

$$Q = V * A \quad ; \quad A = \pi r^2 = \frac{\pi}{4} * D^2$$

Donde:

Q = caudal (m³/s)

V = velocidad del flujo (m/s)

A = área de tubería (m²)

D = diámetro de tubería (m)

2.1.9.3. Velocidad máxima y mínima

La velocidad se determina por la pendiente del terreno, el diámetro y tipo de tubería. Deberá ser mayor a 0,60 metros por segundo como velocidad mínima de arrastre y evitar la sedimentación. Y menor de 3 metros por segundo para evitar erosión y desgaste de tubería. No siempre es posible obtener esa velocidad, debido a que existen ramales iniciales que sirven a sólo unas cuantas casas y producen flujos bastante bajos, en tales casos, se proporcionará una pendiente que dé la velocidad mínima de 0,60 metros por segundo a la descarga máxima estimada, y una velocidad no menos de 0,40 metros por segundo durante escurrimientos bajos.

2.1.9.4. Diámetro colector

El diámetro de la tubería, es una de las partes a calcular y se deben seguir ciertas normas para evitar que la tubería se obstruya. Las normas del INFOM, indican que el diámetro mínimo a colocar para sistemas sanitarios será de 8

pulgadas, en el caso de tubería de concreto y de 6 pulgadas para tubería de PVC.

Para conexiones domiciliarias, se puede utilizar un diámetro de 6 pulgadas para tubería de concreto y 4 pulgadas para tubería de PVC, formando ángulo de 45 grados en el sentido de la corriente del colector principal.

2.1.9.5. Profundidad del colector

La carga máxima de tierra que soporta la tubería de PVC depende del prisma de tierra directamente encima de ella. Si la carga de diseño sobre la tubería se calcula con base a este criterio, el ancho de la zanja está influenciado por una excavación práctica y económica. Asimismo, se debe tomar en cuenta que se debe considerar una altura mínima que permita proteger el sistema de las cargas de tránsito, de las inclemencias del tiempo y de los accidentes fortuitos.

- Profundidad mínima del colector: la profundidad de la tubería estará definida por el diseño hidráulico del sistema. Hay que considerar, en el momento de determinar la profundidad, la protección contra las cargas de tránsito, para evitar rupturas. Por consiguiente, el recubrimiento mínimo del coronamiento de la tubería con respecto a la superficie del terreno será de 1 metro, esto para tránsito liviano y para tránsito pesado el recubrimiento mínimo del coronamiento de la tubería será de 1,20 metros, salvo en climas extremadamente fríos, donde se dan temperaturas inferiores a 0 grados centígrado y la penetración de las heladas es profunda, por lo que puede ser necesario disponer la tubería a mayor profundidad.

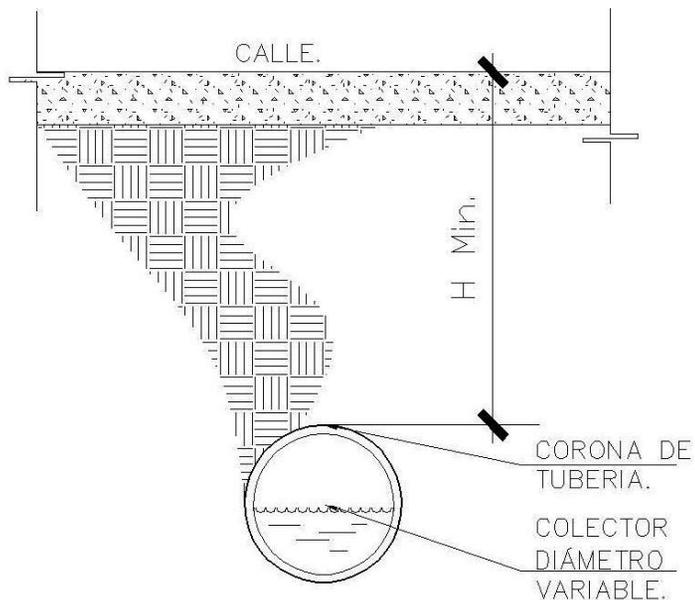
La siguiente tabla tiene los valores de profundidad mínima, de corona del tubo la cota del terreno, en función tanto del diámetro como del tipo de tránsito vehicular.

Tabla IV. **Profundidad mínima de tubería**

Diámetro	6"	8"	10"	12"	16"	18"	21"	24"	30"	36"
Tránsito normal	1,00	1,20	1,25	1,35	1,40	1,50	1,60	1,65	1,85	2
Tránsito pesado	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60	1,70	1,80	1,85	2,05	2,20

Fuente: Tubovinil, S.A. Norma ASTM 3034. Tubería PVC para alcantarillado sanitario.

Figura 10. **Sección transversal de ducto, donde se ilustra la profundidad mínima del colector**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

- Ancho de zanja: el ancho de zanja mínimo está determinado por el espacio mínimo que necesita un operario para instalar la tubería, éste es de 45 centímetros para tubería de 4 y 6 pulgadas y no más de 15 a 23 centímetros de espacio libre a cada lado de la tubería de diámetros de 8 pulgadas o mayor. Se presenta a continuación una tabla que muestra anchos de zanjas aconsejables, en función del diámetro y de las alturas a excavar.

Tabla V. **Anchos de zanja, según profundidad del colector**

Diámetro en pulgadas	Ancho de zanja		
	Para profundidades hasta 2 m	Para profundidades de 2 a 4 m	Para profundidades de 4 a 6 m
6	0,55	0,65	0,75
8	0,60	0,70	0,80
10	0,70	0,80	0,80
12	0,80	0,80	0,80
15	0,90	0,90	0,90
18	1	1	1,10
24	1,10	1,10	1,35

Fuente: especificaciones de construcción del INFOM. 2005.

- Volumen de excavación: La cantidad de tierra que se removerá para colocar la tubería, está comprendida a partir de la profundidad de los pozos de visita, el ancho de zanja, que depende del diámetro de la tubería que se va a instalar y la longitud entre pozos. Para calcular el volumen de excavación donde se instalará la tubería del drenaje, simplemente se cubica la fracción de suelo, aplicando la siguiente ecuación.

$$\text{Vol. Exc.} = \left(\frac{H_1 + H_2}{2} \right) * d * t$$

Donde:

Vol. Exc. = volumen de excavación (m³)

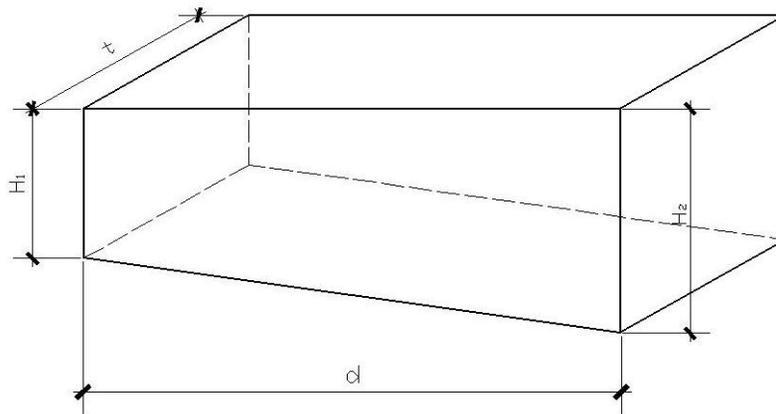
H₁ = profundidad de pozo de visita 1 (m)

H₂ = profundidad de pozo de visita 2 (m)

d = distancia horizontal entre pozos de visita considerados (m)

t = ancho de la zanja (m)

Figura 11. **Modelo para cálculo de volumen de excavación**

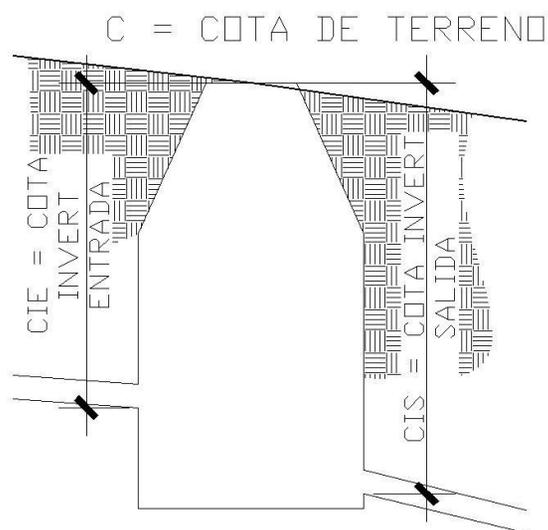


Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

- Cotas Invert: es la cota o altura de la rasante del terreno a la parte inferior del diámetro de la tubería. Se trabaja conjuntamente con la rasante del pozo de visita, para determinar la profundidad del mismo. Esta se obtiene con la pendiente de la tubería y la distancia del tramo entre pozos, tomando las siguientes especificaciones.

- La Cota Invert de salida, se coloca como mínimo, 3 centímetros por debajo de la Invert de entrada.
- Cuando el diámetro de la tubería que entra al pozo, es menor que el diámetro de la tubería de salida, la Cota Invert de salida, se coloca como mínimo, la diferencia de diámetros por debajo de la Cota Invert de entrada.

Figura 12. **Representación de Cota Invert de entrada y salida**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

La Cota Invert mínima será de 1 metro, más el espesor de la tubería, más el diámetro de la tubería; esto para tránsito liviano, y para tránsito pesado será de 1,2 metros, más el espesor de la tubería, más el diámetro de la tubería. Se presenta a continuación una tabla que muestra el valor de la Cota Invert mínima aconsejables, en función del diámetro y de el tipo de tránsito.

Tabla VI. **Valores mínimos para Cota Invert**

PROFUNDIDADES MÍNIMAS DE LA COTA INFERIOR PARA EVITAR RUPTURAS													
Diámetro	6"	8"	10"	12"	16"	18"	21"	24"	30"	36"	42"	48"	60"
Tránsito normal	1,16	1,22	1,28	1,33	1,41	1,5	1,58	1,66	1,84	1,99	2,14	2,25	2,55
Tránsito pesado	1,36	1,42	1,48	1,53	1,51	1,7	1,78	1,86	2,04	2,19	2,34	2,45	2,75

Fuente: especificaciones de construcción del INFOM. 2005.

2.1.10. Ubicación de pozos de visita

Ya que se tiene delimitado y determinado donde se ubicará el alcantarillado, se tomará en cuenta colocar pozos de visita en los siguientes casos o combinación de ellos.

- En toda intercepción de colectores
- Al comienzo de todo colector
- En todo cambio de sección o diámetro
- En todo cambio de dirección
- En tramos rectos, a distancias no mayores de 100 a 120 metros
- En las curvas de colectores visitables, a no más de 30 metros

2.1.11. Profundidad de excavación de los pozos de visita

La profundidad de excavación de los pozos de visita, está definida por la Cota Invert de salida; es decir, está determinada por la siguiente ecuación.

$$H_{\text{Pozo visita}} = C_{\text{terreno}} - \text{CIS} - 0,15$$

Donde:

$H_{\text{Pozo visita}}$ = altura pozo de visita (m)

C_{terreno} = cota del terreno (m)

CIS = Cota Invert de salida (m)

0.15 = altura de base de pozo (m)

Al realizar el diseño del sistema de alcantarillado sanitario, para determinar las alturas de los pozos de visita, si hubiera inconvenientes, se deben tomar en cuenta las consideraciones que a continuación se mencionan:

- Cuando a un pozo de visita, entra una tubería y sale otra del mismo diámetro, la Cota Invert de salida estará como mínimo 3 centímetros debajo de la Cota Invert de entrada.

$$\emptyset_A = \emptyset_B \rightarrow \text{CIS} = \text{CIE} - 0,03$$

Donde:

\emptyset_A = diámetro de tubería de entrada al pozo (ln)

\emptyset_B = diámetro de tubería de salida del pozo (ln)

CIS = Cota Invert de salida (m)

CIE = Cota Invert de entrada (m)

- Cuando a un pozo de visita, entre una tubería de diámetro y salga otro de diferente diámetro, la Cota Invert de salida estará situada como mínimo a la diferencia de los diámetros de la Cota Invert de entrada.

$$\emptyset_A < \emptyset_B \rightarrow \text{CIS} = \text{CIE} - ((\emptyset_B - \emptyset_A) * 0,0254)$$

Donde:

\emptyset_A = diámetro de tubería de entrada al pozo (In)

\emptyset_B = diámetro de tubería de salida del pozo (In)

CIS = Cota Invert de salida (m)

CIE = Cota Invert de entrada (m)

- Cuando en un pozo de visita, la tubería de salida es del mismo diámetro que las que ingresen a él, la Cota Invert de salida estará 3 centímetros debajo de la cota más baja que entre y se tomará el valor menor de los 2 resultados.

$$\emptyset_A = \emptyset_B = \emptyset_C \rightarrow \text{CIS} = \begin{cases} \text{CIE}_A - 0,03 \\ \text{CIE}_B - 0,03 \end{cases}$$

Donde:

\emptyset_A = diámetro de tubería de entrada A al pozo (In)

\emptyset_B = diámetro de tubería de entrada B al pozo (In)

\emptyset_C = diámetro de tubería de salida del pozo (In)

CIS = Cota Invert de salida (m)

CIE = Cota Invert de entrada (m)

- Cuando en un pozo de visita, la tubería de salida es de diferente diámetro a las que ingresen en él, la Cota Invert de salida deberá cumplir con las especificaciones anteriores y se tomará el valor menor, presentando diferentes casos.
 - Ingresan más de una tubería de igual diámetro y sale una de diferente diámetro: la Cota Invert de salida será la diferencia de los diámetros para cada una y se toma el valor menor.

$$\emptyset_A = \emptyset_B \quad \emptyset_C > \emptyset_A ; \emptyset_C > \emptyset_B \quad \rightarrow \quad \text{CIS}_C = \begin{cases} \text{CIE}_A - ((\emptyset_C - \emptyset_A) * 0,0254) \\ \text{CIE}_B - ((\emptyset_C - \emptyset_B) * 0,0254) \end{cases}$$

Donde:

\emptyset_A = diámetro de tubería de entrada A al pozo (ln)

\emptyset_B = diámetro de tubería de entrada B al pozo (ln)

\emptyset_C = diámetro de tubería de salida del pozo (ln)

CIS = Cota Invert de salida (m)

CIE = Cota Invert de entrada (m)

- Cuando ingresa más de una tubería de diferente diámetro y sale una de diámetro distinto: la Cota Invert de salida será la diferencia de los diámetros para cada una y se tomará el valor menor.

$$\emptyset_A \neq \emptyset_B \quad \emptyset_C > \emptyset_A ; \emptyset_C > \emptyset_B \quad \rightarrow \quad \text{CIS}_C = \begin{cases} \text{CIE}_A - ((\emptyset_C - \emptyset_A) * 0.0254) \\ \text{CIE}_B - ((\emptyset_C - \emptyset_B) * 0.0254) \end{cases}$$

Donde:

\emptyset_A = diámetro de tubería de entrada A al pozo (ln)

\emptyset_B = diámetro de tubería de entrada B al pozo (ln)

\emptyset_C = diámetro de tubería de salida del pozo (ln)

CIS = Cota Invert de salida (m)

CIE = Cota Invert de entrada (m)

- Cuando ingresa más de una tubería de diferente diámetro, siendo una de ellas del diámetro de la tubería de salida: la Cota Invert de salida será para cada una de ellas, la diferencia de los diámetros y la otra tendrá como mínimo 3 centímetros; se tomará el valor menor.

$$\emptyset_C = \emptyset_B \quad \emptyset_A \neq \emptyset_B ; \emptyset_C > \emptyset_A \quad \rightarrow \quad \text{CIS}_C = \begin{cases} \text{CIE}_A - ((\emptyset_C - \emptyset_A) * 0.0254) \\ \text{CIE}_B - 0,03 \end{cases}$$

Donde:

\emptyset_A = diámetro de tubería de entrada A al pozo (In)

\emptyset_B = diámetro de tubería de entrada B al pozo (In)

\emptyset_C = diámetro de tubería de salida C del pozo (In)

CIS = Cota Invert de salida (m)

CIE = Cota Invert de entrada (m)

- Cuando solo una tubería de las que sale es de seguimiento, las demás que salga del pozo de visita deberá ser iniciales.
- La Cota Invert de salida de la tubería inicial, deberá estar como mínimo a la profundidad del tránsito liviano o pesado, según se considere oportuno.

2.1.12. Características de las conexiones domiciliare

La tubería para éstas conexiones, podría ser de 4 pulgadas de diámetro de PVC, o de 6 pulgadas de diámetro si es de concreto, presentando una pendiente que varía del 2 al 6 por ciento, que saldrán de la candela domiciliar hacia la línea principal, uniéndose a esta en un ángulo de 45 grados, a favor de la corriente del caudal interno del colector; es decir, con las características que ya se han planteado anteriormente.

Las cajas domiciliare generalmente se construyen con tubería de concreto de diámetro mínimo de 12 pulgadas, o de mampostería de lado menor de 45 centímetros, ambos a una altura mínima de 1 metro del nivel del suelo.

Por lo tanto en este proyecto se utilizará tubo PVC de 4 pulgadas de diámetro, así como silleta Y o T de 6 x 4 pulgadas; para la candela se utilizó un tubo de concreto de 12 pulgadas de diámetro.

2.1.13. Diseño hidráulico

El diseño de la red de alcantarillado sanitario, se elabora de acuerdo a las normas que establece el INFOM. En este proyecto, se beneficiará el mayor porcentaje de las viviendas actuales del caserío.

Tabla VII. Datos de diseño

Datos generales	
Tipo de sistema	Alcantarillado sanitario
Período de diseño	25 años
Población actual	1 103 habitantes
Población futura	2 581 habitantes
Tasa de crecimiento	3,46 %
Tipo de tubería	PVC, norma ASTM D-3034
Dotación	130 l/ha/d
Factor de retorno	0,90
Densidad de habitantes/vivienda	7 hab/vivienda
Velocidad de diseño	$0,60 < V \leq 3$ m/s
Coeficiente de rugosidad para PVC	0,010
Cota Invert mínima	1,16 m
Conexión domiciliar	Ø 4" pendiente mínima
Factor de caudal medio	0,002

Fuente: elaboración propia.

2.1.14. Ejemplo de diseño de un tramo

Se diseñará el tramo comprendido entre el pozo de visita PV-2 y PV-4, para dicho tramo se realizará el cálculo hidráulico tanto con la población presente como con la futura.

Pendiente del terreno:

$$S_{\text{terreno}} = \frac{(CT_{\text{inicial}} - CT_{\text{final}})}{DH} * 100$$

Donde:

CT_{inicial} = cota de terreno inicial (m) = 1 254,22 m

CT_{final} = cota de terreno final (m) = 1 242,75 m

DH = distancia horizontal (m) = 35,204 m

S_{terreno} = pendiente del terreno (%)

$$S_{\text{terreno}} = \frac{(1\ 254,22 - 1\ 242,75)}{35,204} * 100 = 32,58 \%$$

No. de viviendas actuales:

Locales = 2 viviendas

Tramo anterior = 3 viviendas

Acumuladas = 3 + 2 = 5 viviendas

No. de habitantes a servir:

Actual: $P_o = (7 \text{ hab/viv}) * (5 \text{ viv}) = 35 \text{ hab.}$

Futuro: $P_f = 35 * (1 + 0,0346)^{25} = 82 \text{ Hab.}$

Factor de Harmond:

$$\text{Actual: FH} = \frac{18 + \sqrt{\frac{35}{1\,000}}}{4 + \sqrt{\frac{35}{1\,000}}} = 4,344 \quad \text{Futuro: FH} = \frac{18 + \sqrt{\frac{82}{1\,000}}}{4 + \sqrt{\frac{82}{1\,000}}} = 4,266$$

Caudal de diseño:

$$\text{Actual: } Q_{\text{dis.}} = 35 \text{ hab} * 4,344 * 0,002 \text{ lt/hab/s} = 0,304 \text{ l/s}$$

$$\text{Futuro: } Q_{\text{dis.}} = 82 \text{ hab} * 4,266 * 0,002 \text{ lt/hab/s} = 0,699 \text{ l/s}$$

Caudal a sección llena

Se asume un diámetro:

$$\varnothing = 6''$$

$S_{\text{tub.}} = 30\%$ se redujo la pendiente de la tubería para que cumpla con la relación d/D

$$V = \left(\frac{0,03429 * 6^{2/3} * 0,30^{1/2}}{0,010} \right) = 6,20 \text{ m/s}$$

$$Q = A * V = \frac{\pi}{4} D^2 * V = \frac{\pi}{4} * (6 * 0,0254)^2 * 6,20 = 0,11312 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 113,12 \text{ l/s}$$

Diseño hidráulico:

Caudal:

$$\text{Actual: } \frac{q}{Q} = \frac{0,304 \text{ l/s}}{113,12 \text{ l/s}} = 0,00269$$

$$\frac{q}{Q} = 0,00269 \rightarrow \frac{v}{V} = 0,214766 \quad \frac{d}{D} = 0,038 \quad \frac{a}{A} = 0,012431$$

$$\text{Futuro: } \frac{q}{Q} = \frac{0,699 \text{ l/s}}{113,12 \text{ l/s}} = 0,00618$$

$$\frac{q}{Q} = 0,00618 \rightarrow \frac{v}{V} = 0,276517 \quad \frac{d}{D} = 0,056 \quad \frac{a}{A} = 0,022116$$

Velocidad:

$$\text{Actual: } v = \frac{v}{V} * V = 0,214766 * 6,20 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 1,332 \text{ m/s}$$

$$\text{Futuro: } v = \frac{v}{V} * V = 0,276517 * 6,20 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 1,715 \text{ m/s}$$

Cota Invert: debido a que la pendiente de la tubería, por requerimientos de diseño, es menor que la del perfil del terreno, es necesario dar el valor mínimo a la cota Invert de entrada.

$$\text{CIE}_{\text{PV-4}} = 1 \ 241,57 \text{ m}$$

$$\text{CIS}_{\text{PV-2}} = 1 \ 251,68 \text{ m}$$

Altura de pozo:

$$H_{\text{pozo2}} = C_{\text{terreno}} - \text{CIS}_{\text{PV-2}} + 0,15 = 1\,254,22 - 1\,251,68 + 0,15 = 2,69 \text{ m}$$

2.1.15. Tratamiento

El Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN), establece que todo sistema de alcantarillado sanitario, debe poseer un tratamiento antes de la descarga final hacia un sistema hídrico natural. Las normas generales para el diseño de alcantarillados del INFOM, en el capítulo 3, establecen que se debe dar por lo menos un tratamiento primario a base de fosa séptica.

Para este proyecto, se propone un tratamiento primario, que consistirá en una batería de fosas sépticas por ramal, posteriormente las aguas serán llevadas a pozos de absorción para su disposición final.

2.1.15.1. Ubicación

Como se mencionó anteriormente, en los sistemas de alcantarillado por gravedad, las aguas negras buscan su nivel induciendo a un movimiento conocido como flujo por gravedad, considerando esto, se puede deducir fácilmente que el punto óptimo para clocar las baterías de fosas sépticas, desde el punto de vista hidráulico, es el punto más bajo de cada ramal, respectivamente.

Para el ramal 1, el punto más bajo está ubicado en el pozo de visita 22,1, posterior a este, se instalará una caja distribuidora de caudales para distribuir las aguas negras entre las fosas sépticas que se necesiten; en el ramal 2, el punto más bajo está ubicado en el pozo de visita 29, el proceso será similar al

indicado para el ramal 1. En ambos casos, posterior al tratamiento primario, las aguas se llevaran a un sistema de absorción, en este caso será una serie de pozos de absorción, ya que no se cuenta con un cuerpo hídrico receptor cercano.

2.1.15.2. Diseño de fosa séptica

Las fosas sépticas son un sistema de tratamiento de aguas residuales domésticas, provenientes de una vivienda o conjunto de viviendas que combina la separación y digestión de sólidos, el efluente será dispuesto por infiltración en el suelo.

- Cálculo de dimensiones de fosa: para determinar la geometría de la fosa séptica, primeramente se determina el caudal que deberá tratar el sistema, este dato será calculado con la población futura que resulte según el diseño del alcantarillado. Se recomienda que cada fosa séptica no sirva a mas de 60 viviendas, considerando esto se puede determinar el número de fosas sépticas a diseñar.

Se muestra a continuación el cálculo del diseño de fosas sépticas para el ramal 2, dicho ramal servirá a 1 770 habitantes en el futuro, se tiene una estimación de 7 habitantes por vivienda, cuentan con una dotación de 130 litro por habitante por día, se utilizara un factor de retorno de 0,80, por criterio, la dotación de lodos será de 50 litros por habitante por año (esta puede variar entre 30 a 60 litros por habitante por año), el período de retención será de 24 horas (12 horas mínimo), la relación largo-ancho será de 1:3 (puede variar entre 1:2 a 1:4), se dará un periodo de limpieza de 5 años.

Cálculo de casa futuras:

$$\text{No. Casas}_{\text{fututo}} = \frac{P_f}{\text{No. hab/viv.}} = \frac{1770 \text{ hab}}{7 \text{ hab/viv.}} = 252,85 \approx 253 \text{ viviendas}$$

Número de fosas:

$$\text{No. fosas} = \frac{\text{No. Casas}_{\text{futuro}}}{60} = \frac{253 \text{ viviendas}}{60 \text{ viviendas/fosa}} = 4,21 \approx 5 \text{ fosas}$$

Se aproxima al entero superior, pues de lo contrario las fosas trabajarían para un número mayor al límite de viviendas.

Número de casas por fosa:

$$\text{No. casas}_{\text{fosa}} = \frac{\text{No. Casas}_{\text{futuro}}}{\text{No. fosas}} = \frac{253 \text{ viviendas}}{5 \text{ fosas}} = 50,6 \approx 51 \text{ viv/fosa} < 60$$

Población por fosa:

$$P_{c/\text{fosa}} = \frac{\text{Poblacion}}{\text{No. fosas}} = \frac{1770 \text{ hab}}{5 \text{ fosas}} = 354 \text{ hab/fosa}$$

El caudal de diseño es de 41 418,35 litro/día. Este dato se obtuvo del diseño hidráulico del alcantarillado del caudal que llega al último pozo.

Volumen de líquido para 1 día:

$$\text{Vol}_{\text{liq}} = \frac{Q_{\text{dis}}}{1\ 000} = \frac{41\ 418,35 \text{ l}}{1\ 000} = 41,418 \text{ m}^3$$

Volumen de lodos:

$$\text{Vol}_{\text{lod}} = \frac{\text{Dot}_{\text{lodos}} * P_f * \text{Limpieza}}{1\ 000} = \frac{50 \text{ l/hab/año} * 350 \text{ hab} * 5 \text{ años}}{1\ 000} = 88,5 \text{ m}^3$$

Volumen total:

$$\text{Vol}_{\text{total}} = \text{Vol}_{\text{liq}} + \text{Vol}_{\text{lod}} = 41,418 \text{ m}^3 + 88,5 \text{ m}^3 = 129,918 \text{ m}^3$$

Para determinar la geometría de la fosa se debe de asumir una altura para los fluidos, esta varía entre 0,75 a 2 metros; siendo L la longitud de la fosa a rostros internos, y A el ancho interno; teniendo en cuenta que la relación largo ancho es 1:3, se determina que el largo de la fosa es 3 veces el ancho, se puede deducir la geometría de la siguiente forma.

Geometría de la fosa:

$$H = 2 \text{ m}$$

$$L = 3 A$$

$$\text{Vol}_{\text{total}} = H * L * A_{\text{liq}} = 129,918 \text{ m}^3$$

$$2 \text{ m} * 3A * A = 129,918 \text{ m}^3 \rightarrow A = \sqrt{\frac{129,918 \text{ m}^3}{2 \text{ m} * 3}} = 4,65 \text{ m}$$

$$L = 3A = 3 * 4,65 = 13,95 \text{ m}$$

$$H = 2 \text{ m}$$

$$A = 4,65 \text{ m}$$

$$L = 13,95$$

Ya que se ha determinado la geometría de la fosa séptica, debe procederse al diseño estructural de la fosa.

Por tratarse de un proyecto de un alcantarillado sanitario, ubicado en un área rural, se diseñara la losa inferior y los muros de la fosa séptica con concreto ciclópeo, por ser los más económicos, ya que se puede utilizar la piedra bola ubicada en el lugar. Únicamente se utilizara concreto armado para el diseño de losa superior y vigas.

- Diseño de losa superior: para cubierta de la fosa séptica, se utilizará una losa tradicional apoyada a una viga perimetral colocada en los muros de la fosa séptica; se dividirá en tres partes iguales por medio de dos vigas, para evitar que sea nervurada y reducir costos. Se diseñará aplicando el método 3 del ACI.

Según el proceso de diseño del método 3 del ACI, es necesario determinar en qué sentido trabajan las losas, por lo que se determinará la relación m , entre el sentido corto sobre el sentido largo de la losa.

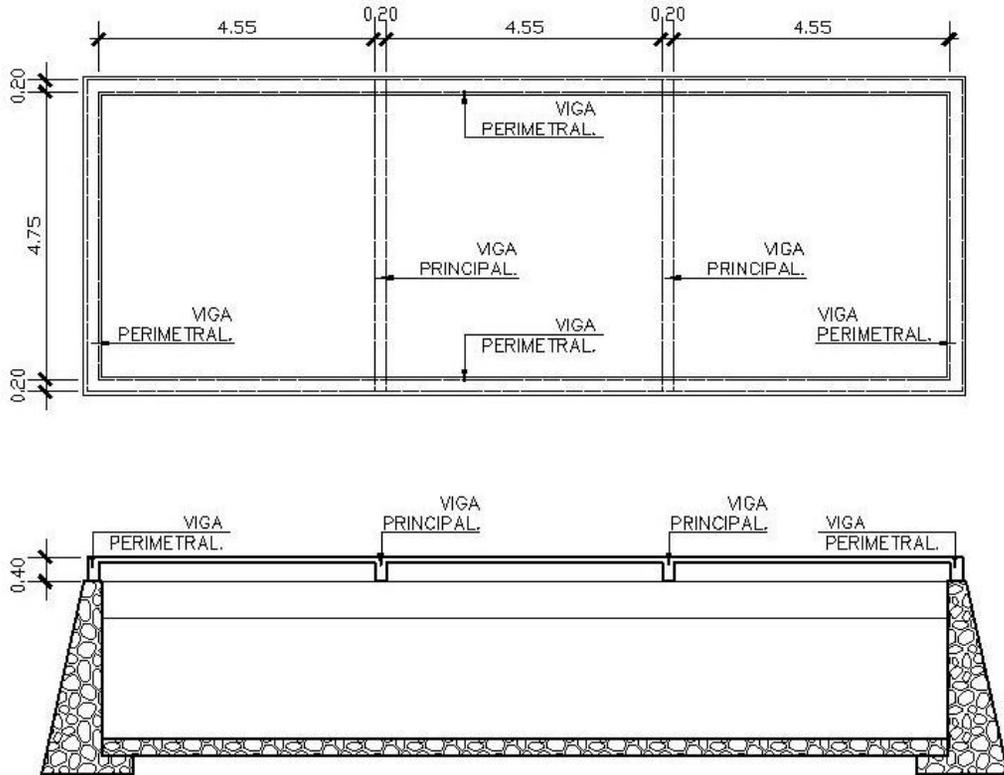
$$m = \frac{a}{b} \rightarrow m \begin{cases} < 0,5 \text{ losa trabaja en 1 sentido} \\ \geq 0,5 \text{ losa trabaja en 2 sentidos} \end{cases}$$

Donde:

a = sentido corto de la losa (m)

b = sentido largo de la losa (m)

Figura 13. Diagrama de losa superior de fosa séptica para ramal 2



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

$$m = \frac{4,55}{4,75} = 0,957 \rightarrow \text{losa en 2 sentidos}$$

Espesor de losa.

$$t = \frac{P}{180} = \frac{2 * (a + b)}{180}$$

$$t = \frac{2 * (4,55 + 4,75)}{180} = 0,103 \text{ m} \approx 0,10 \text{ m}$$

El código ACI 9.5.3.3 especifica que el espesor de una losa no debe ser menor a 9 centímetros, mientras que el método 3 especifica que el espesor máximo de una losa no debe ser mayor a 12 centímetros, por lo que el espesor calculado cumple con las especificaciones.

Para determinar los momentos de diseño primero se realizará la integración de cargas.

Para el cálculo de carga muerta se considerara el peso propio y el peso de acabados (alisado).

$$CM_U = \rho_{\text{concreto}} * t_{\text{llosa}} + W_{\text{acabados}}$$

Donde:

CM = carga muerta uniformemente distribuida (kg/m²)

P_{concreto} = densidad del concreto = 2 400 kg/m³

t_{llosa} = espesor de la losa = 0,12 m

W_{acabados} = peso de acabados internos = 80 kg/m²

$$CM = 2\,400 * 0,10 + 80 = 320 \text{ kg/m}^2$$

Para la carga viva se considerará la circulación de personas que realicen la limpieza del sistema.

$$CV = 150 \text{ kg/m}^2$$

Para el cálculo de los momentos de diseño se aplicaran las siguientes ecuaciones proporcionadas por el método 3 del ACI, en el cual hay que

identificar qué caso corresponde a cada losa, en función de la continuidad de la losa y de la relación a/b.

$$M_{a+} = C_{a+cv} * CV_U * a^2 + C_{a+cm} * CM_U * a^2$$

$$M_{a-} = C_{a-} * CU_t * a^2$$

$$M_{b+} = C_{b+cv} * CV_U * b^2 + C_{b+cm} * CM_U * b^2$$

$$M_{b-} = C_{b-} * CU_t * b^2$$

Donde:

M_{a+} = momento positivo en el sentido corto de la losa (kg-m)

C_{a+CV} = coeficiente del lado a de la losa para el cálculo del momento positivo producido por carga viva

CV_U = carga viva mayorada (kg/m^2)

a = lado corto de la losa (m)

C_{a+CM} = coeficiente del lado a de la losa para el cálculo del momento positivo producido por la carga muerta

CM_U = carga muerta mayorada (kg/m^2)

M_{a-} = momento negativo en el sentido corto de la losa (kg-m)

C_{a-} = coeficiente del lado a de la losa para el cálculo del momento negativo producido por carga total

CU_t = carga total mayorada (kg/m^2)

M_{b+} = momento positivo en el sentido largo de la losa (kg-m)

C_{b+CV} = coeficiente del lado b de la losa para el cálculo del momento positivo producido por carga viva

M_{b-} = momento negativo en el sentido largo de la losa (kg-m)

C_{b-} = coeficiente del lado b de la losa para el cálculo del momento negativo producido por carga total

Sustituyendo los datos en las ecuaciones se obtienen los siguientes momentos.

Losas de los extremos:

$$M_{a+} = 0,038 * (1,7 * 150) * 4,55^2 + 0,036 * (1,4 * 320) * 4,55^2 = 534,50 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{a-} = 0,075 * (1,7 * 150 + 1,4 * 320) * 4,55^2 = 1\ 091,53 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{b+} = 0,029 * (1,7 * 150) * 4,75^2 + 0,024 * (1,4 * 320) * 4,75^2 = 409,44 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{b-} = 0 \text{ kg} - \text{m}$$

Losa del centro:

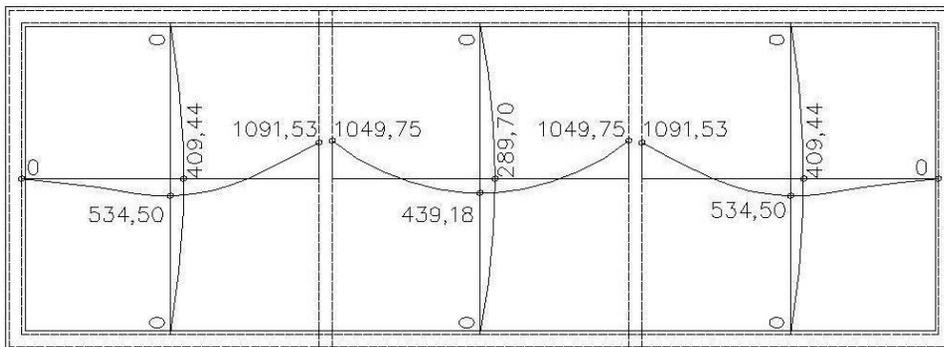
$$M_{a+} = 0,034 * (1,7 * 150) * 4,55^2 + 0,028 * (1,4 * 320) * 4,55^2 = 439,18 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{a-} = 0,079 * (1,7 * 150 + 1,4 * 320) * 4,55^2 = 1\ 149,75 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{b+} = 0,024 * (1,7 * 150) * 4,75^2 + 0,015 * (1,4 * 320) * 4,75^2 = 289,70 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{b-} = 0 \text{ kg} - \text{m}$$

Figura 14. **Diagrama de momentos de losa para fosa séptica 2, sin balancear**

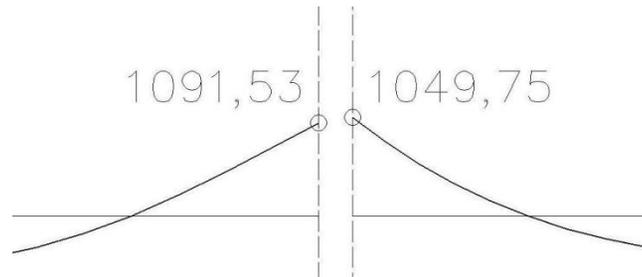


Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

Para el balance de momentos se debe de verificar que el momento mayor del nodo supere en más de 20 por ciento al momento menor, si lo supera, se balancea por el método de rigidez; si no lo supera, se balancea por promedios.

$$M_1 \geq 0,8 * M_2 \rightarrow \text{Promedio} \quad M_1 < 0,8 * M_2 \rightarrow \text{Rigidez}$$

Figura 15. **Diagrama de momentos de nodo**

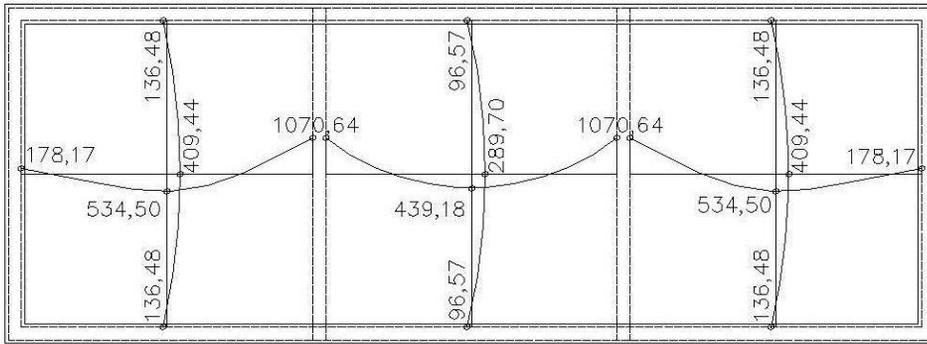


Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

$$0,8 * M_2 = 0,8 * 1\ 091,53 = 873,22 < M_1 = 1\ 049,75 \rightarrow \text{balance por promedio}$$

$$M = \frac{1\ 091,53 + 1\ 049,75}{2} = 1\ 070,64 \text{ kg} - \text{m}$$

Figura 16. **Diagrama de momentos de losa para fosa séptica 2, balanceados**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

Ya elaborado el balance de los momentos que resistirá la losa, procede el cálculo del refuerzo.

Para determinar el peralte de la losa, se resta al espesor de la misma, el recubrimiento y el radio de la varilla de refuerzo, utilizando varilla No. 3.

$$d = t - r - \frac{\phi}{2} = 10 - 2,5 - \frac{0,953}{2} = 7,02 \text{ cm}$$

Para el cálculo de acero mínimo se aplica el criterio dado por ACI 10.5, utilizando una base unitaria y el peralte determinado, se calcula con la siguiente ecuación.

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14,1}{f_y} bd = \frac{14,1}{2810} * 100 * 7,02 = 3,52 \text{ cm}^2$$

Se calcula el espaciamiento que requiere el área de acero mínima.

$$s_{\max} = \frac{A_{\text{varilla}} * b}{A_{s \min}}$$

Donde:

A_{varilla} = área de la varilla a utilizar = 0,71 cm² (no. 3)

b = base unitaria = 100 cm

$A_{s \min}$ = área de acero mínima calculada para la sección = 3,52 cm²

$$s_{\max} = \frac{0,71 * 100}{3,52} = 20,17 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Se determina con el área de acero mínima, el momento que resiste, aplicando la siguiente ecuación.

$$M_{u A_{s \min}} = \phi * \left(A_s * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{1,7 * f'_c * b} \right) \right)$$

$$M_{u A_{s \min}} = 0,9 * \left(3,52 * 2810 * \left(7,02 - \frac{3,52 * 2810}{1,7 * 210 * 100} \right) \right)$$

$$M_{u A_{s \min}} = 60026,15 \text{ kg} - \text{cm} = 600,26 \text{ kg} - \text{m}$$

Se procede con el cálculo de acero que requiere los momentos mayores al que resiste el área de acero mínimo.

$$A_s = \left((b * d) - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0,003825 * f'_c}} \right) * \left(\frac{0,85 * f'_c}{f_y} \right)$$

Donde:

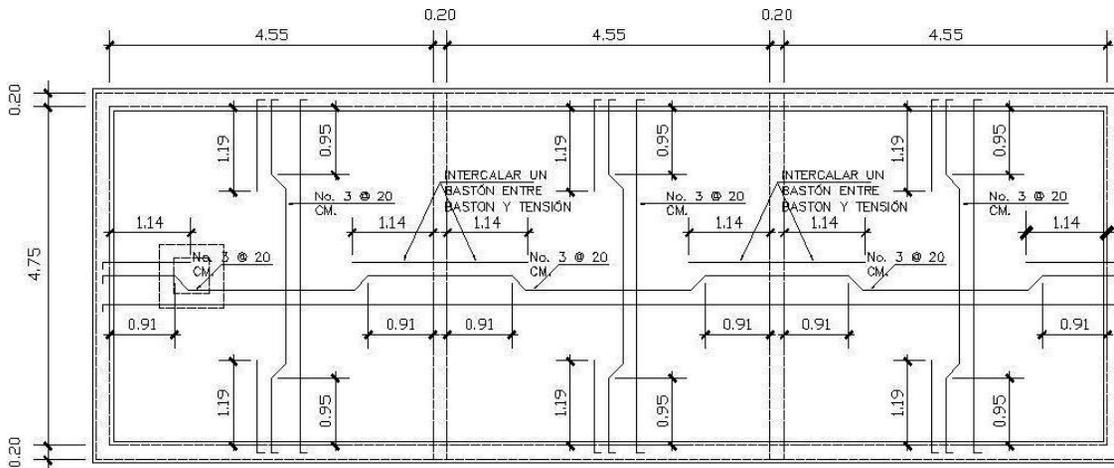
A_s = área de acero (cm)

- b = base de la sección = 100 cm
- d = peralte de la sección = 7,02 cm
- M_u = momento mayorado en la sección = 1 070,64 kg*m
- f'_c = resistencia especificada a la compresión del concreto a los 28 días = 210 kg/cm²
- f_y = resistencia especificada a la fluencia del acero = 2 810 kg/cm²

Para las losas de los extremos y del centro:

$$M_u = 1\,070,64 \text{ kg} - \text{m} \quad A_s = 6.50 \text{ cm}^2 \quad s = 10,92 \text{ cm} \rightarrow 10 \text{ cm}$$

Figura 17. Armado final de losa



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

- Diseño de vigas: el diseño de vigas se inicia con el predimensionamiento; considerando que para el diseño de losas se aplicó el método 3 de ACI, el cual especifica que para que se cumplan las hipótesis en las cuales se basa el diseño, es necesario que las vigas tengan al menos tres veces el

espesor de la losa, por lo que se dará una sección a la viga de 40 centímetros de altura y 20 centímetros de base.

Para determinar las cargas actuantes sobre la viga, se realiza una integración de cargas por medio de áreas tributarias, dando un resultado de 11,26 metros cuadrados para cada viga. Para las cargas se tomaran los mismos criterios utilizados para el diseño de las losas. Se procede con la integración de cargas vivas y muertas.

Para carga viva:

$$W_{cv} = \frac{C.V.* \text{área}}{\text{long}} = \frac{150 * 11,26}{4,75} = 355,58 \text{ kg/m}$$

Para carga muerta:

$$W_{cv} = \frac{C.M.* \text{area}}{\text{long}} = \frac{320 * 11,26}{4,75} = 758,57 \text{ kg/m}$$

Carga de diseño:

$$W_U = 1,7 * W_{cv} + 1,4W_{cv} = 1,7 * 355,58 + 1,4 * 758,57 = 1 666,48 \text{ kg/m}$$

Para el cálculo de los momentos se aplicara el modelo matemático siguiente.

Momentos en los empotramientos (-):

$$M = \frac{W_u * l^2}{11} = \frac{1 666,48 * 4,75^2}{11} = 3 418,18 \text{ kg - m}$$

Momento en el centro (+):

$$M = \frac{W_u * l^2}{9} = \frac{1\,666,48 * 4,75^2}{9} = 4\,177,77 \text{ kg} - \text{m}$$

Con los momentos de diseño calculados se procede a calcular el área de acero de la sección.

Acero mínimo (ACI 10.5):

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14,1}{f_y} bd = \frac{14,1}{2\,810} * 20 * (40 - 2,5) = 3,76 \text{ cm}^2$$

Acero máximo (ACI 10.3.2):

$$A_{s \text{ max}} = 0,5 * b * d * \rho_{\text{bal}} = 0,5 * b * d * \left(\phi * \beta_1 * E_s * \frac{0,003 * f'_c}{f_y * (0,003 * E_s + f_y)} \right)$$

$$A_{s \text{ max}} = 0,5 * 20 * (40 - 2,5) * \left(0,9 * 0,85 * 2,3 * 10^6 * \frac{0,003 * 210}{2810 * (0,003 * 2,3 * 10^6 + 2810)} \right)$$

$$A_{s \text{ max}} = 15,23 \text{ cm}^2$$

Acero que requiere la sección:

$$A_s = \left((b * d) - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0,003825 * f'_c}} \right) * \left(\frac{0,85 * f'_c}{f_y} \right)$$

Para los momentos de extremos y del centro:

$$M_u(+)= 4\,177,77 \text{ kg} - \text{m} \quad A_s = 4,63 \text{ cm}^2$$

$$M_u(-)= 3\,418,18 \text{ Kg} - \text{m} \quad A_s = 3,76 \text{ cm}^2$$

Ambas áreas de acero cumplen con ser menores al área de acero máximo y mayores o iguales al área de acero mínimo.

Para armado de cama superior: acero corrido el mayor de:

$$A_s = \begin{cases} 33\% A_s(-) = 33\% * 3,76 = 2,88 \text{ cm}^2 \\ A_{s \text{ min}} = 3,76 \text{ cm}^2 \\ 2 \text{ varillas} \rightarrow 2 \text{ No. 5} = 3,96 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{s \text{ corrido}} = 3,96 \text{ cm}^2 = 2 \text{ No. 5}$$

El armado de la cama superior no requiere bastones, ya que con el área de acero corrido cumple con el acero requerido.

Para armado de cama inferior: acero corrido el mayor de:

$$A_s = \begin{cases} 0,5 A_s(-) = 0,5 * 3,76 = 1,88 \text{ cm}^2 \\ 0,5 A_s(+) = 0,5 * 4,63 = 2,32 \text{ cm}^2 \\ A_{s \text{ min}} = 3,76 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{s \text{ corrido}} = 3,96 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ No. 5}$$

Refuerzo faltante (tensión):

$$A_{s \text{ tensión}} = 4,63 - 3,96 = 0,67 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \text{ No. 3}$$

Para el refuerzo a corte, primero se calcula el corte actuante y se compara con el que resiste la sección; el corte que no resista el concreto se reforzará con estribos confinados.

Para el cortante actuante:

$$V_u = \frac{W_u * l}{2} = \frac{1\,666,48 * 4,75}{2} = 3\,957,89 \text{ kg}$$

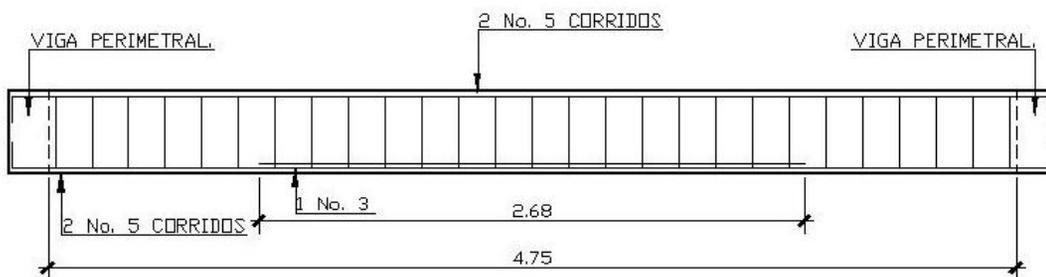
Para el cortante resistente:

$$V_{cr} = \phi * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 20 * 37,5 = 4\,896,27 \text{ kg}$$

Como el corte actuante es menor que el corte resistente, no se refuerza a corte, se colocará estribos a cada $d/2$, utilizando varillas no. 3, para cumplir con la especificación dada por ACI 11.3.

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{37,5}{2} = 18,75 \text{ cm} \approx 18 \text{ cm}$$

Figura 18. Armado final de viga



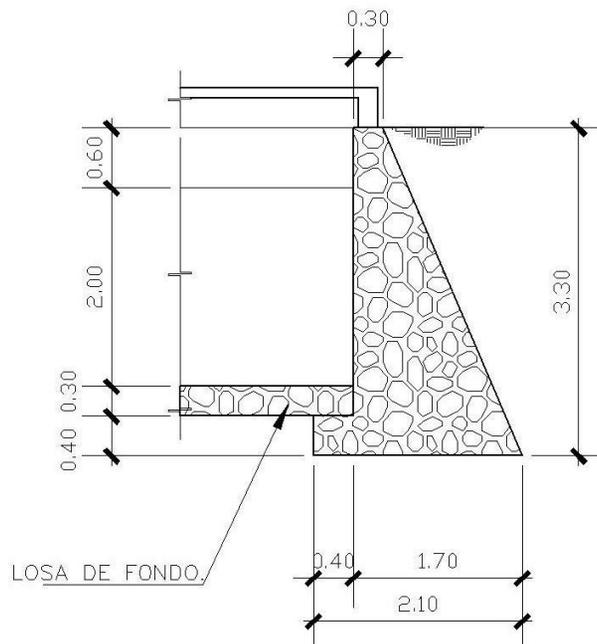
Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

- Diseño de muros: los muros de la fosa séptica serán de concreto ciclópeo; se analiza utilizando una franja unitaria, verificando que la estructura no falle a volteo, deslizamiento y verificando presiones en el

suelo. Se aplica una carga viva de 150 kilogramos por metro cuadrado para considerar la carga del personal que de mantenimiento a la fosa.

Se inicia predimensionando los muros, considerando el cálculo de dimensiones de fosa, se propone la siguiente sección.

Figura 19. **Dimensiones de muro para fosa séptica**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

Para el cálculo del empuje que genera el suelo, se utiliza los datos que se obtengan al observar el suelo del terreno y clasificarlo utilizando la siguiente tabla.

Tabla VIII. **Clasificación de los suelos y sus propiedades**

Tipo de Suelo	Peso específico kg/m ³	ϕ°	Vs T/m ²
Arcilla dura	1 600 - 1 900	25 – 35	40
Arcilla suave	1 500 - 1 600	20 - 25	10
Arena y arcilla mezcladas	1 500 - 1900	23 – 30	20
Arena fina	1 900 - 2 100	25 – 35	30
Arena gruesa	1 500 - 1 900	33 – 40	40
Grava	1 900 - 2 100	33 - 40	60

Fuente: FRAELLI, María Graciela. Suelos, fundaciones y muros.

Al analizar el suelo del lugar, se determinó que es arcilla dura, por lo que se toma un peso específico de 1 800 kilogramos por metro cubico, ángulo de fricción interna de 30 grados y capacidad soporte de suelo de 15 toneladas por metro cuadrado.

Se inicia calculando el coeficiente de presión activa, aplicando la siguiente ecuación.

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } \theta}{1 + \text{sen } \theta}$$

Donde:

K_a = coeficiente de presión activa

ϕ = ángulo de fricción interna = 30°

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } 30}{1 + \text{sen}30} = 0,33$$

Cálculo de presión vertical activa inicial y final.

$$\sigma_v = h * \rho_{\text{suelo}} + CV$$

Donde:

σ_v = presión vertical activa en el punto a analizar (kg/m²)

ρ_{suelo} = densidad del suelo = 1 800 kg/m³

CV = carga viva = 150 kg/m²

Presión vertical activa inicial:

$$\sigma_{vi} = 0 * 1\,800 + 150 = 150 \text{ kg/m}^2$$

Presión vertical activa final:

$$\sigma_{vf} = 3,30 * 1\,800 + 150 = 6\,090 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de presión horizontal activa, inicial y final.

$$\sigma_h = \sigma_v * Ka$$

Donde:

σ_h = presión activa horizontal en el punto a analizar (kg/m²)

σ_v = presión vertical activa en el punto a analizar (kg/m²)

Ka = coeficiente de presión activa

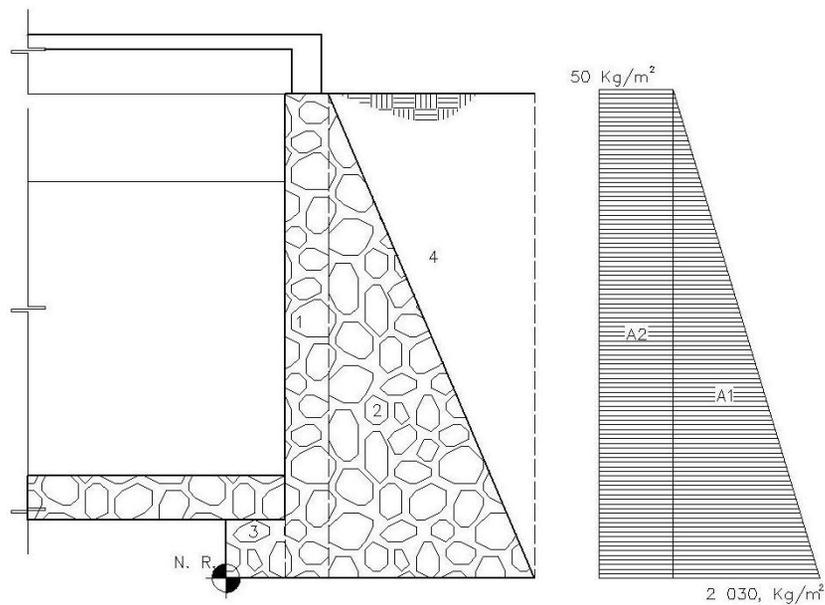
Presión horizontal activa inicial:

$$\sigma_{hi} = 150 * 0,33 = 50 \text{ kg/m}^2$$

Presión horizontal activa final:

$$\sigma_{hf} = 6\,090 * 0,33 = 2\,030 \text{ kg/m}^2$$

Figura 20. **Presiones activas en muro de fosa séptica**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

Tabla IX. **Cálculo del momento de volteo y empuje en muro de fosa séptica (ver figura 19)**

Sección	Presión kg/m ²	Brazo m	Empuje kg/m	Distancia NR a Centriode en y	Momento kg-m
A1	50	H=3,30	165	1,65	272,25
A2	2 030	H/2=1,65	3 349,50	1,10	3 684,45
			Σ 3 514,50		Σ 3 956,70

Fuente: elaboración propia.

El momento estabilizante se determina a través del peso y la geometría del muro. Para calcularlo se debe tomar en cuenta el peso específico de los materiales y el área de las secciones. A continuación se muestra la tabla de resumen de los cálculos.

Tabla X. **Cálculo del momento estabilizante y peso de muro de fosa séptica (ver figura 19)**

Sección	Área m ²	Peso específico kg/m ³	Peso kg/m	Distancia Centriode en x	Momento kg-m/m
1	0,99	2500,00	2475,00	0,55	1 361,25
2	2,31	2500,00	5775,00	1,17	6 737,50
3	0,16	2500,00	400,00	0,20	85,00
4	2,31	1800,00	4158,00	1,63	6 791,40
			Σ 12 808,00		Σ 14 970,15

Fuente: elaboración propia.

Para la revisión de la estabilidad del muro se utilizan las ecuaciones para chequeo de volteo, deslizamiento y presiones para muros de gravedad, los cuales se describen a continuación.

Chequeo por volteo:

$$V = \frac{M_e}{M_v} > 1,5$$

Donde:

Me = momento estabilizante = 14 970,15 kg-m/m

Mv = momento de volteo = 3 956,70 kg-m/m

$$V = \frac{14\,970,15}{3\,956,70} = 3,39 > 1,5$$

Cumple con volteo

Chequeo por deslizamiento:

$$D = \frac{\mu * W}{E} > 1,5$$

Donde:

μ = coeficiente de fricción entre muro y suelo = 0,5

W = peso propio de la estructura = 12 808,00 kg/m

E = empuje total producido por las cargas = 3 514,50 kg/m

$$D = \frac{0,5 * 12\,808,00}{3\,514,50} = 1,76 > 1,5$$

Cumple con deslizamiento

Chequeo por presiones:

$$P = \frac{W}{B} * \left(1 \pm \left(6 * \frac{e}{B} \right) \right) < V_s > 0$$

$$e = \frac{B}{2} - a \quad a = \frac{(M_e - M_v)}{W}$$

Donde:

P = presiones en los extremos de la base del muro (kg/m²)

W = peso propio de la estructura = 12 808,00 kg/m

B = base del muro = 2,10 m

e = excentricidad (m)

Me = momento estabilizante = 14 970,15 kg-m/m

Mv = momento de volteo = 3 956,70 kg-m/m

Vs = capacidad de soporte del suelo = 15 000 kg/m²

$$a = \frac{(Me - Mv)}{W} = \frac{14\,970,15 - 3\,956,70}{12\,808,00} = 0,82 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - a = \frac{2,10}{2} - 0,82 = 0,23 \text{ m}$$

$$P = \frac{W}{B} * \left(1 + \left(6 * \frac{e}{B}\right)\right) = \frac{12\,808}{2,10} * \left(1 + \left(6 * \frac{0,23}{2,10}\right)\right) = 10\,029,25 < Vs$$

$$P = \frac{W}{B} * \left(1 - \left(6 * \frac{e}{B}\right)\right) = \frac{12\,808}{2,10} * \left(1 - \left(6 * \frac{0,23}{2,10}\right)\right) = 2\,168,84 > 0$$

Cumple la comparación de presión

- Diseño de losa inferior: ya que la losa inferior ira apoyada sobre el terreno, no se flexionará por lo tanto no requiere refuerzo a flexión, por lo que se hará de concreto ciclópeo, con un espesor de 0,30 metros.

2.1.15.3. Dimensionamiento de pozos de absorción

Se utilizaran pozos de absorción, debido a que el área destinada para la ubicación de las fosas sépticas y pozos es insuficiente para instalar zanjas de absorción.

Considerando que se tiene un caudal de 41 418,35 litros por día, una velocidad de infiltración de 4 minutos por pulgada, obtenido de pruebas de saturación elaboradas en el lugar; se asume un diámetro de pozo de 1,50 metros (mínimo 1 metro) y se estima la construcción de 6 pozos de absorción.

Capacidad de absorción:

$$q = \frac{5}{\sqrt{t}} = \frac{5}{\sqrt{4 \text{ min/in}}} \frac{\text{galones}}{\text{d} * \text{ft}^2} * \frac{2,23 \text{ galones}}{\text{d} * \text{ft}^2} * \frac{3,7854 \text{ l}}{0,0929 \text{ m}^2} = 101,881 \text{ l/d/m}^2$$

Área de absorción: para el diseño de pozos de absorción, el área de absorción es únicamente la que se encuentra en las paredes del pozo, sin incluir el fondo.

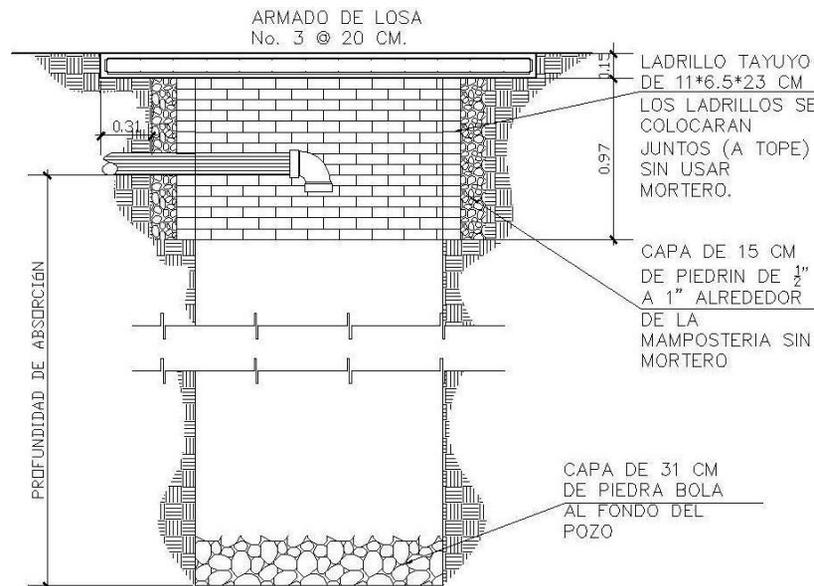
$$A_{\text{abs}} = \frac{Q_{\text{dis}}}{q} = \frac{41418,35 \text{ lt}}{101,881 \text{ lt/día/m}^2} = 406,536 \text{ m}^2$$

Altura efectiva de pozos: es la distancia de la tubería de entrada al fondo del pozo, primero se calcula la profundidad total de pozos, posteriormente se divide este dato entre el número de pozos.

$$H_{\text{efectiva}} = \frac{A_{\text{abs}}}{\pi * \emptyset_{\text{pozo}}} = \frac{406,536 \text{ m}^2}{\pi * 1,50 \text{ m}} = 86,269 \text{ m}$$

$$H_{\text{efectiva pozo}} = \frac{H_{\text{efectiva}}}{\text{No. pozos}} = \frac{86,269 \text{ m}}{6 \text{ unidades}} = 14,37 \frac{\text{m}}{\text{unidad}} \approx 14,40 \text{ m/unidad}$$

Figura 21. Perfil de pozo de absorción



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

2.1.16. Elaboración de presupuesto

En la integración del presupuesto del alcantarillado sanitario, se especifican los renglones que se deben ejecutar, se consideraron los siguientes aspectos:

- Método: para la cuantificación de materiales se aplicó el método de los precios unitarios; y para la mano de obra, calificada y no calificada, se calculó aplicando los salarios indicados en el código de trabajo.
- Materiales: para el efecto se tomaron como base los precios que se manejan en la región.

- Mano de obra: se consideró la mano de obra calificada y no calificada aplicando un promedio de los salarios que se pagan en la región.
- Costo indirecto: es la suma de todos los gastos técnico-administrativos necesarios para la correcta realización de cualquier proceso constructivo, los cuales se estimaron en 20 por ciento.

Tabla XI. Presupuesto de alcantarillado sanitario

No.	Descripción	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Subtotal
1	Trabajos preliminares (incluye replanteo topografía).	1	Global	Q 7,627.32	Q 7,627.32
2	Excavacion + relleno de zanjas	2580.52	m ³	Q 70.95	Q 183,075.63
3	Instalacion de tuberia				
3.1	Instalacion de tuberia de 6"	268	Unidad	Q 255.18	Q 68,389.37
3.2	Instalacion de tuberia de 8"	22	Unidad	Q 472.76	Q 10,400.76
3.3	Instalacion de tuberia de 10"	36	Unidad	Q 552.80	Q 19,900.76
4	Acometidas	154	Unidad	Q 1,158.17	Q 178,358.93
5	Pozos de visita				
5.1	Pozo H=1.00	2	Unidad	Q 3,230.75	Q 6,461.51
5.2	Pozo H=1.20	13	Unidad	Q 3,876.90	Q 50,399.75
5.3	Pozo H=1.40	3	Unidad	Q 4,523.05	Q 13,569.16
5.4	Pozo H=1.60	5	Unidad	Q 5,169.21	Q 25,846.03
5.5	Pozo H=1.80	1	Unidad	Q 5,815.36	Q 5,815.36
5.6	Pozo H=2.00	1	Unidad	Q 6,461.51	Q 6,461.51
5.7	Pozo H=2.60	2	Unidad	Q 8,399.96	Q 16,799.92
5.8	Pozo H=3.40	1	Unidad	Q 10,984.56	Q 10,984.56
5.9	Pozo H=4.20	1	Unidad	Q 13,569.16	Q 13,569.16
5.10	Pozo H=5.00	1	Unidad	Q 16,153.77	Q 16,153.77
5.11	Pozo H=7.00	1	Unidad	Q 22,615.27	Q 22,615.27
6	Tanques derivadores fosa septica	2	Unidad	Q 11,050.03	Q 22,100.06
7	Tanques septicos ramal 1	4	Unidad	Q 170,529.74	Q 682,118.95
8	Tanques septicos ramal 2	5	Unidad	Q 203,072.06	Q 1,015,360.32
9	Tanques derivadores pozos de absorcion	33	Unidad	Q 2,382.64	Q 78,626.99
10	Tuberia de interconexion ramal 1	1	Global	Q 7,393.20	Q 7,393.20
11	Tuberia de interconexion ramal 2	1	Global	Q 12,125.05	Q 12,125.05
12	Pozos de absorcion	740	M. L.	Q 324.05	Q 239,795.46
13	Gastos generales	1	Global	Q 111,500.00	Q 111,500.00
	Sima parcial				Q 2,825,448.82
14	Costo indirecto 20%	1	Global	565,089.76	Q 565,089.76
			Total		Q 3,390,538.58

Fuente: elaboración propia.

2.1.17. Evaluación de Impacto Ambiental (EIA)

Para poder evaluar el impacto ambiental producido por la construcción del alcantarillado sanitario, se aplicará el método de matrices interactivas, en una de sus variaciones conocida como la matriz modificada de Leopold. Este método consiste en mostrar en un eje de la matriz los procesos necesarios para la ejecución del proyecto, mientras que en el otro eje se muestran los factores ambientales correspondientes.

Al aplicar esta matriz, se considera cada acción (proceso constructivo) y su reacción (potencial de impacto sobre elementos ambientales). Este proceso se vale de la aplicación de una serie de símbolos que cualifican cada proceso. Se muestra a continuación los símbolos utilizados y su interpretación en la aplicación de la matriz.

Tabla XII. **Nomenclatura aplicada en la matriz modificada de Leopold**

Símbolo	Nomenclatura
++	Impacto positivo grande
+	Impacto positivo pequeño
*	Impacto neutro
-	Impacto negativo pequeño
--	Impacto negativo grande
A	Adverso
B	Benéfico
N	Neutro

Fuente: elaboración propia.

A continuación, se proponen los factores ambientales pertinentes para reducir el impacto adverso que ocasionará el proyecto del alcantarillado sanitario.

Tabla XIII. **Matriz modificada de Leopold para el proyecto de alcantarillado sanitario para la aldea Lampocoy**

Elementos ambientales.	Etapa de construcción.			Etapa de funcionamiento.		
	A	B	N	A	B	N
I. Medio ambiente						
1. Tierras						
a. Topografía			*			*
b. Suelo	-			-		
c. Erosión y sedimentación			*			*
2. Microclima			*			*
3. Aguas						
a. Ríos			*			*
b. Aguas subterráneas			*			*
c. Calidad de aguas			*			*
4. Ecosistema						
a. Flora						
a.1 Vegetación natural	-			-		
a.2 Cultivos			*			*
b. Fauna						
b.1 Mamíferos y aves			*			*
b.2 Peces organismos acuáticos			*			*
c. Biodiversidad						
c.1 Peligro de extinción			*			*
c.2 Especies migratorias			*			*
5. Desastres naturales.			*			*
II. Medio ambiente socio-económico						
1. Población						
a. Población en peligro			*			*
b. Re asentamiento			*			*
c. Población migratoria			*			*
2. Uso de la tierra	-			-		
3. Uso del agua			*			*
4. Actividades productivas						
a. Agricultura			*			*
b. Pecuaria			*			*
c. Pesca			*			*
d. Agroindustria			*			*
e. Mercado y comercio			*		-	
5. Empleo	++				+	
6. Aspectos culturales			*		++	
7. Historia y arqueología			*			
8. Turismo			*			
III. PROBLEMAS AMBIENTALES						
1. Contaminación del aire	-					*
2. Contaminación del agua			*			*
3. Contaminación del suelo	-				++	
4. Ruido y vibración	-					*
5. Hundimiento del suelo			*			*
6. Mal olor			*		++	

Fuente: elaboración propia.

2.2. Diseño del puente vehicular para la aldea La Vegona, municipio de La Unión, departamento de Zacapa.

Consiste en diseñar un puente vehicular, con estructuras de protección, con una longitud de 24,46 metros, con base a especificaciones AGIES, ASTM, ACI y AASHTO.

2.2.1. Descripción general del proyecto

El puente vehicular estará conformado por una losa de concreto armado de 20 centímetros de grosor, 2 vigas principales, con una base de 50 centímetros y una altura de 160 centímetros; 1 diafragma interno y 2 diafragmas externos de concreto reforzado, 2 estribos de concreto ciclópeo, 2 vigas de apoyo, 2 cortinas, con aletones para protección contra la socavación; 4 apoyos elastoméricos y 4 anclajes mecánicos para la estabilización.

2.2.2. Criterios y especificaciones para el diseño de puente de concreto de sección de viga y losa

Para poder elaborar un diseño eficiente de una estructura, en este caso un puente, se debe de tener en cuenta ciertos criterios y códigos de diseño para que el funcionamiento de la estructura sea eficiente y seguro; para desarrollar el proyecto del puente vehicular de concreto armado laborado *in situ* (en el lugar) se tomaron los siguientes criterios y códigos.

2.2.2.1. Criterios técnicos

Se deben tomar en cuenta algunos criterios antes de desarrollar el diseño de puentes, los cuales se definen a continuación:

- Recubrimientos: (AASHTO 5.12.3.) medido del rostro de la barra a la superficie del concreto: 8 centímetros para cimientos y muros, 5 centímetros para losas arriba y 2,5 centímetros abajo, 5 centímetros para columnas y vigas.
- Longitud de desarrollo: (AASHTO 5.11.2) se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria a partir del punto donde se requieren por diseño, siendo esta la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra o la luz/20.
- Traslapes: (AASHTO 5.11.2.1/ DGC 509.080.) se calculan con base a la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No. 11, de tal modo que desarrollen un 125 por ciento del f_y nominal de la barra, siguiendo la especificación AASHTO 8.33.2, evitando localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea, deberán colocarse alternos a cada 60 centímetros.
- Ganchos: (AASHTO 5.11.2.4.3) los dobleces deberán ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre cuando se trata de 180 grados, o 12 diámetros cuando se trata de 90 grados.
- Se deben seguir las normas establecidas para manojos o grupos de barras respecto a la cantidad, longitud de desarrollo y recubrimientos, siguiendo los lineamientos del artículo 5.11.2 de AASHTO.

Para la superestructura se deben de tomar en cuenta las siguientes especificaciones:

- La acera y el barandal se deben construir posteriormente a que las vigas se hayan deflectado libremente.
- Se debe colocar una capa de 5 centímetros, de espesor de asfalto para proteger la superficie del concreto y eliminar irregularidades en la superficie del mismo.
- Todos los elementos de acero estructural del puente deberán cubrirse con dos capas de pintura anticorrosiva de diferente color, exceptuando los pernos que deberán dejarse correctamente engrasados.
- Cualquier soldadura que se ejecute deberá ser conforme las normas establecidas en el Manual de la American Welding Society y siguiendo el detalle de los planos.

Para la subestructura se debe tomar en cuenta:

- Los estribos se diseñan para la capacidad soporte establecida en el estudio de suelos, a la profundidad definida en planos.
- Deberá evitarse la explotación de los bancos de materiales circundantes a las riberas del río, para evitar posibles socavaciones en el futuro.
- No se debe permitir la destrucción de los bancos de materiales, de manera que las excavaciones sean del tamaño estrictamente necesario para acomodar los estribos.
- Deberá proporcionarse adecuado drenaje a los estribos para evitar presiones nocivas a la estructura.

2.2.2.2. Normas aplicables de diseño

En Guatemala, la primera propuesta de norma nacional ampliamente reconocida para el diseño y la construcción de puentes fue publicada por La Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES), otras normas aplicables son las normas estadounidenses proporcionadas por la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Estos documentos han sido reeditados; para el diseño del puente se utilizará la cuarta edición del año 2004 de la AASHTO y la edición 2010 del AGIES.

Se tomarán también para el diseño, las especificaciones generales para construcción de puentes y carreteras, de la Dirección General de Caminos, Ministerio de Comunicaciones y Obras Públicas, vigente en la República de Guatemala. Y por último se tomarán algunas especificaciones del American Concrete Institute (ACI 318S-05).

2.2.2.3. Recomendaciones de ejecución y supervisión

Según las especificaciones de la Dirección General de Caminos, el espíritu que prevalece es el de que cada elemento debe asumir la responsabilidad que le corresponde, el que diseña es el responsable del diseño, el que construye es el responsable de la construcción y el que supervisa es el responsable de que la construcción se ejecute de conformidad con el diseño aprobado por la Dirección General de Caminos; y de que todos los participantes deben de tener como objetivo primordial, y encausar sus esfuerzos y colaborar hacia la construcción en el tiempo estipulado y de la calidad con que fuera concebida y aprobada.

2.2.3. Estudios topográfico, hidrológico y de suelos

Previo al diseño de un puente, es necesario realizar los estudios preliminares, ya que de estos se obtendrán los datos para determinar la geometría de los elementos estructurales.

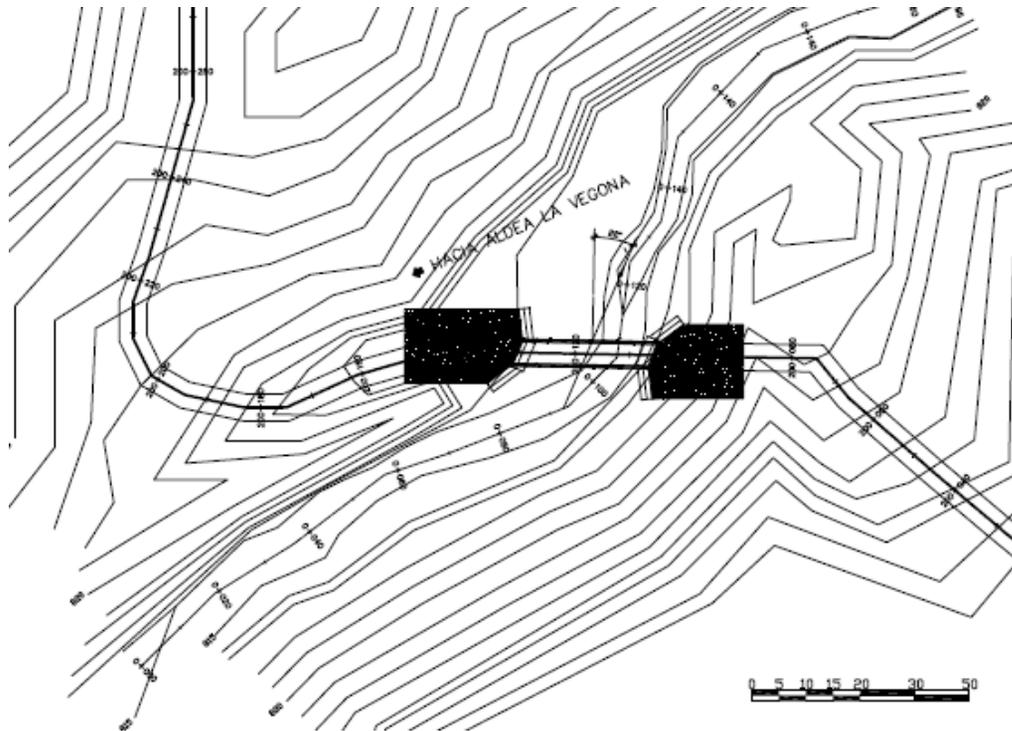
2.2.3.1. Levantamiento topográfico

Se sugiere que la topografía especial para puentes cubra un área de por lo menos 100 metros aguas abajo, 100 metros aguas arriba, 100 metros antes y después de la ubicación del puente. Para determinar la superficie limitada por estos parámetros, se hace uso de la altimetría y la planimetría.

Planimetría: está definida como el conjunto de trabajos necesarios para representar gráficamente la superficie de la tierra, tomando como referencia el norte para su orientación. En el levantamiento de la planimetría del proyecto se utilizó el método de conservación de azimut. Para realizar la planimetría se utilizó un teodolito Wild T-2, estatal de aluminio, estacas de madera pintadas, GPS y plomadas.

Altimetría: es la medición de las alturas de una superficie de la tierra, con el fin de representarlas gráficamente, para que junto con la planimetría se defina la superficie en estudio. En el presente trabajo de levantamiento altimétrico se realizó por medio de nivelación taquimétrica. El equipo que se utilizó fue el mismo mencionado en la planimetría. Los resultados de planimetría y altimetría se presentan en el plano 1 de 6, ver anexos planos de puente para aldea La Vegona.

Figura 22. **Planta de topografía especial para puente**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

2.2.3.2. Estudio hidrológico

El proyecto de un puente vehicular para un río exige el conocimiento del caudal en las crecientes máximas extraordinarias, en las crecientes ordinarias y en el verano, la duración de las mismas, los niveles que alcanza el río, las zonas de inundación, la dirección de la corriente en las crecientes; esta información es indispensable cuando se van a definir las características de la obra, pues en función de estos datos se determinara la estructura del puente.

En el diseño de un puente se debe considerar la creciente máxima. Generalmente se coloca la superestructura dos metros arriba de la creciente

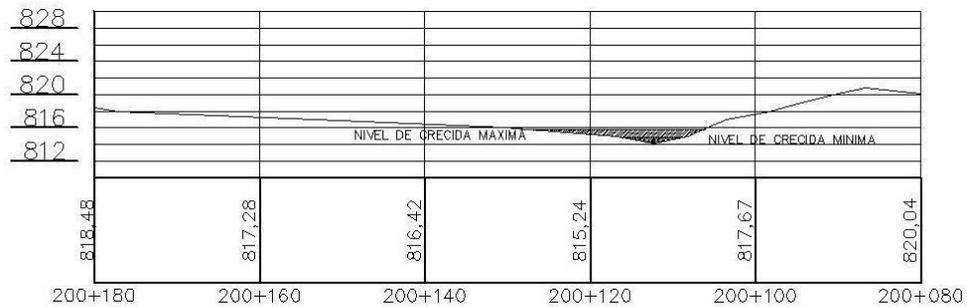
máxima; también se diseñan obras de protección para proteger la estructura de la crecida extramáxima.

- Localización de crecida máxima y extramáxima: para iniciar con el diseño, se necesita determinar la máxima altura de agua alcanzada por una corriente en el pasado, se logra por uno o varios de los siguientes procedimientos:
 - Buscar señales que han dejado grandes crecidas
 - Preguntar a los habitantes del lugar
 - Buscar en viejos archivos o en crónicas locales

Para el proyecto se utilizó tanto las señales que han dejado grandes crecidas, como los datos proporcionados por los habitantes, de donde se determinó el acotamiento tanto de la crecida mínima como máxima, los cuales dieron los siguientes resultados.

- Cota de crecida mínima: 814,82
- Cota de crecida máxima: 815,85
- Cota de crecida extramáxima: 816,12
- Cota de lecho del río: 814,11

Figura 23. **Sección del río donde se ubicará el puente**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

- Cálculo de velocidad y caudal del río: hay varios procedimientos para estimar el caudal en las crecientes, desde la utilización de equipo tecnológico sofisticado hasta los métodos más prácticos, se mencionará algunos de ellos:
 - El primero consiste en utilizar los registros de una estación de aforo próxima al sitio donde se realizará la construcción del puente.
 - El segundo método es el de sección y pendiente, éste utiliza ecuaciones válidas para los ríos, aunque solamente se estará hallando valores próximos a los reales.
 - El tercer método es el denominado método racional algunos autores lo recomiendan para utilizarlo en cuencas de hasta 25 kilómetros cuadrados y otros para áreas reducidas, se debe tener mucho cuidado con su aplicación.

- El cuarto método es el aforo con molinete, consiste en tomar las velocidades del flujo por medio de un molinete en varios puntos de una sección del río, a diferentes alturas.

En cuanto al proyecto, se utilizará el segundo método, puesto que no se cuenta con una estación de aforo, la cuenca de La Vegona es mayor a 25 kilómetros y no se cuenta con equipo de molinete; ya teniendo la cota de crecida máxima, se obtiene el valor del área A de la sección de la corriente en la misma forma como se hace en aforos, para poder obtener el caudal máximo por medio de la ecuación.

$$Q = V * A$$

Donde:

Q = caudal que pasa por la sección (m³/s)

V = velocidad del flujo (m/s)

A = área de la sección del flujo = 16,8797 m²

El valor de la velocidad V de la corriente, se obtiene por medio de la ecuación de Manning.

$$V = \left(\frac{R^{2/3} * S^{1/2}}{n} \right)$$

Donde:

V = velocidad (m/s)

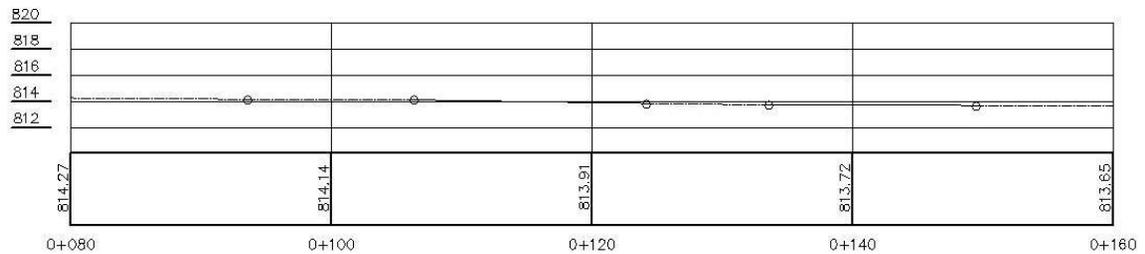
R = radio Hidráulico (área / perímetro mojado, m)

S = pendiente del terreno (m/m)

n = coeficiente de rugosidad, depende del tipo de superficie (0,20 para perfil natural)

Para calcular la pendiente del terreno, se utilizará el perfil del cauce del río, específicamente el tramo donde se ubicará el puente, este es de la estación 0+ 106,33 a la estación 0+124,15.

Figura 24. Perfil del cauce del río donde se ubicará el puente



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

$$S_{\text{terreno}} = \frac{(CT_{\text{inicial}} - CT_{\text{final}})}{DH} * 100$$

Donde:

CT_{inicial} = cota de terreno inicial = 814,12 m

CT_{final} = cota de terreno final = 813,85 m

DH = distancia horizontal = 106,33 m – 124,15 m = 17,82 m

S_{terreno} = pendiente del terreno (%)

$$S_{\text{terreno}} = \frac{(814,12 - 813,85)}{17,82} * 100 = 1,515 \%$$

Ahora procede el cálculo de la velocidad de la corriente.

$$V = \left(\frac{\left(\frac{16,9787}{44,8143} \right)^{2/3} * \left(\frac{1,515}{100} \right)^{1/2}}{0,20} \right) = 0,322 \text{ m/s}$$

Los diseñadores sugieren que cuando la velocidad del río es mayor a 1,20 metros por segundo, se requerirán obras de protección, como lo son gaviones o pilas especiales, para el diseño no se considerará, pues la velocidad no es crítica.

Con la velocidad calculada y con el área medida se procede a calcular el caudal.

$$Q = V * A = 0,322\text{m/s} * 16,8797 \text{ m}^2 = 5,435 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con los datos obtenidos del caudal, velocidad y crecida máxima se estima la socavación y la ubicación del puente, ya que los diseñadores sugieren que la superestructura se ubique al menos a 2 metros sobre el nivel de crecida máxima del río, en este caso por seguridad la superestructura se ubicará a 2,50 metros sobre el nivel de crecida máximo (ver plano 2 de puente en anexos).

2.2.3.3. Estudio del suelo

La elección del tipo de subestructura y cimentación que será utilizada en el proyecto de un puente depende, de una manera importante, de los datos que arroje el estudio de suelos correspondiente. Generalmente, se plantea el eje central del puente y se realizan las exploraciones correspondientes para determinar las características del estrato del suelo. Estas exploraciones pueden realizarse de diferentes maneras, algunas son perforaciones con barrenas,

perforación de pozos a cielo abierto, penetrómetros (perforación estática o dinámica).

Para el estudio de suelo del proyecto, se realizó una perforación de pozo a cielo abierto, a una profundidad de 2 metros bajo la crecida mínima, logrando obtener una muestra de suelo de un pie cúbico, de tal muestra se obtuvieron tres muestras cilíndricas de 2,5 pulgadas de diámetro y 5 pulgadas de altura (para evitar que fueran demasiado esbeltas), a las cuales se les realizó un ensayo de compresión triaxial, para determinar la capacidad soporte del suelo. Los resultados de las pruebas se muestran en la siguiente tabla.

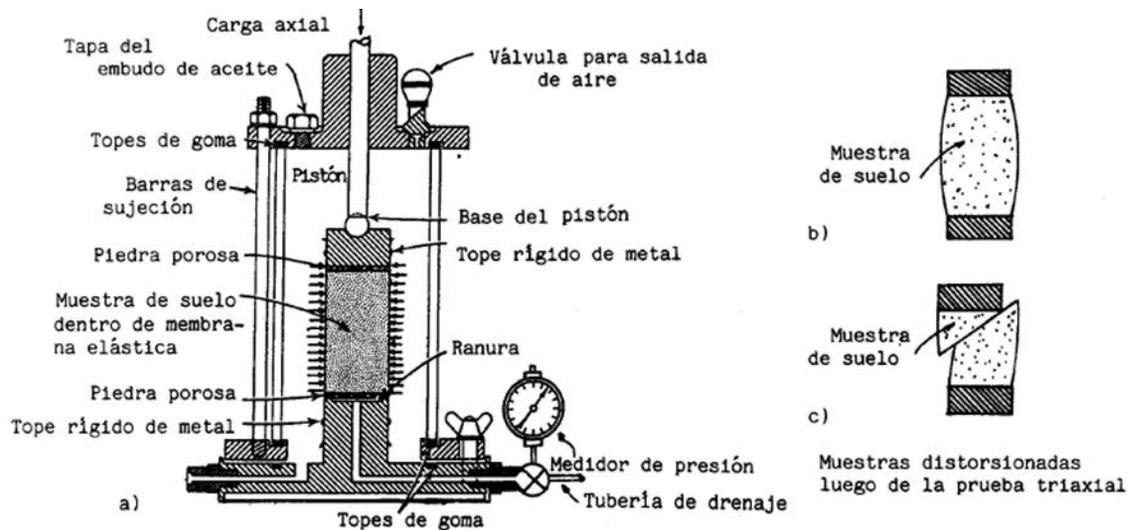
Tabla XIV. **Resultados de ensayo triaxial a muestras de suelo**

Fuerza normal kg	Deformación 0,001"	Esfuerzo de confinamiento Ton/m ²
38.82	240	5
58.3	485	10
98.2	750	20

Fuente: elaboración propia.

La fuerza normal o axial es la carga que se le aplica perpendicular a una de las superficies circulares de la muestra, la deformación es el cambio de la geometría de la muestra, las cuales se deben de multiplicar por 0,001 para obtener su valor en pulgadas y el esfuerzo de confinamiento es la presión interna de la cámara debido a los líquidos (pueden ser aire, agua o aceite). El diagrama de la máquina, la colocación de la muestra y su comportamiento se muestran en la siguiente ilustración.

Figura 25. **Ilustración de ensayo triaxial y comportamiento de muestras de suelo**



Fuente: FRATELLI, María Graciela. Suelos, fundaciones y muros.

Se muestra a continuación los cálculos necesarios para el primer grupo de datos obtenidos del ensayo triaxial.

Para calcular el área inicial de la muestra se usa la ecuación del área del círculo, usando el diámetro de 2,5 pulgadas convertido a metros.

$$A_0 = \pi/4 * D^2 = \pi/4 * (0,00635 \text{ m})^2 = 0,00317 \text{ m}^2$$

Ya que se obtuvo el área inicial de la muestra, procede a calcular el área corregida debido a la deformación que sufrió la muestra, debido a las cargas aplicadas; se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_c = \frac{A_o}{1 - \frac{0,001 * \varepsilon}{h}}$$

Donde:

A_c = área corregida (m^2)

A_o = área inicial = $0,00316 m^2$

ε = deformación de la muestra = 240

H = altura de la muestra cilíndrica de suelo = 5"

$$A_c = \frac{0,00317}{1 - \frac{0,001 * 240}{5}} = 0,0033 m^2$$

Se procede con el cálculo del esfuerzo de ruptura, utilizando la siguiente ecuación:

$$\sigma_{rup} = \frac{F_n}{A_c}$$

Donde:

σ_{rup} = esfuerzo de ruptura (T/m^2).

F_n = fuerza normal = $38,82 kg = 0,0388 T$.

A_c = área corregida = $0,0033 m^2$.

$$\sigma_{rup} = \frac{0,0388}{0,0033} = 11,67 T/m^2$$

Se procede al cálculo del esfuerzo central del círculo de Morh, este punto se ubicará en el eje de las abscisas (eje que representa los esfuerzos normales), dicho punto será el centro del círculo que servirá para trazar la envolvente de falla de Morh, se calcula aplicando la siguiente ecuación:

$$\sigma_{cc} = \frac{\sigma_{rup} + 2 * \sigma_{con}}{2}$$

Donde:

σ_{cc} = esfuerzo central del círculo de Morh (T/m²)

σ_{rup} = esfuerzo de ruptura = 11,67 T/m²

σ_{con} = esfuerzo de confinamiento = 5 T/m²

$$\sigma_{cc} = \frac{11,67 + 2 * 5}{2} = 9,39 \text{ T/m}^2$$

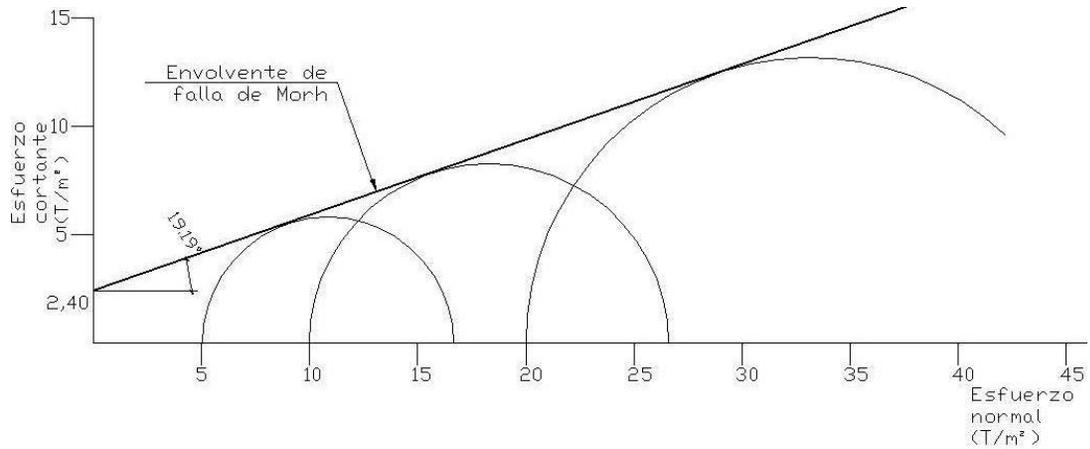
Para trazar el círculo de Morh y determinar la envolvente de falla, es necesario que, después de haber localizado el esfuerzo central del círculo de Morh en el eje horizontal o de las abscisas, se localiza en este mismo eje el esfuerzo de confinamiento; el esfuerzo central del círculo de Morh será el punto donde se ubicará el centro del círculo de Morh, y el esfuerzo de confinamiento es un punto por donde debe de pasar el círculo de Morh, es decir que el radio del círculo de Morh es la diferencia entre el esfuerzo central del círculo de Morh y el esfuerzo de confinamiento. A continuación se muestra la tabla con el resumen de los datos y la envolvente de falla de Morh.

Tabla XV. **Resumen de cálculos para envolvente de falla de Morh**

Área corregida A_c	Esfuerzo de ruptura σ_{rup}	Esfuerzo centro de círculo de Morh σ_{cc} (Ton/m ²)
0,0033	11,67	10,83
0,0035	16,62	18,31
0,0037	26,36	33,18

Fuente: elaboración propia.

Figura 26. **Envolvente de falla de Mohr**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

Tras realizar el ensayo triaxial se determinaron las siguientes propiedades de la muestra de suelo:

Ángulo de fricción interna $\theta = 19,19^\circ$

Cohesión = 2,40 T/m²

Descripción del suelo = arcilla limo arenosa color café

Densidad seca = 1,80 T/m³

Densidad húmeda = 2,10 T/m³

Desplante = 2,00 m (profundidad a la que se tomó la muestra)

Para determinar la capacidad soporte del suelo (V_s) se aplicará el método del Dr. Karl Terzaghi desarrollo en 1943, en su variante aplicada a cimentaciones culla longitud es mayor a su base.

Se calcula la capacidad de carga última aplicando la siguiente ecuación:

$$q_o = C * N_c + \rho_{\text{suelo}} * D * N_q + 0,5 * \rho_{\text{suelo}} * b * N_w$$

Donde:

q_o = capacidad de carga última (T/m^3)

ρ_{suelo} = densidad del suelo = $2,10 T/m^3$

b = base estimada de estribo estimada = $5 m$

C = cohesión = $2,40 T/m^2$

N_w = factor de flujo del suelo

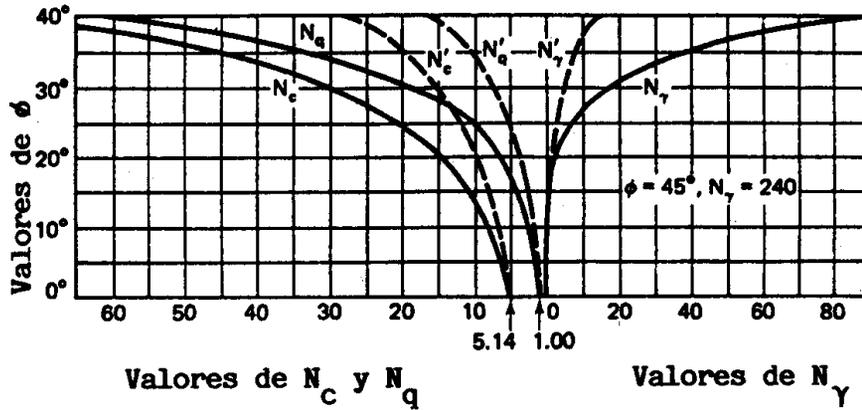
N_c = factor de flujo de carga última

N_q = factor de flujo de carga

D = desplante = $2,00 m$

Tanto el factor de flujo de suelo, carga última y de carga son coeficientes de soporte, obtenidos por Terzaghi para suelos cohesivos, los cuales se obtienen al utilizar la siguiente gráfica, en la cual en el eje de las ordenadas o eje vertical se encuentra una graduación en la cual se representa el ángulo de fricción interna, el cual al interceptar las curvas de los factores y al trazar una línea vertical desde la intercepción hasta el eje de las abscisas o eje horizontal, se podrá interpretar el valor de dichos coeficientes.

Figura 27. Coeficientes de soporte de Terzaghi



Fuente: FRATELLI, María Graciela. Suelos, fundaciones y muros.

$$q_o = 2,40 * 14,1 + 2,1 * 2 * 5.9 + 0,5 * 2,1 * 5 * 1,2$$

$$q_o = 64,96 \text{ T/m}^2$$

Para determinar la capacidad soporte del suelo se divide la capacidad portante última dentro de un factor de seguridad, el cual está en función del tipo de suelo, en este caso es 3 ya que es un suelo cohesivo.

$$V_s = \frac{q_o}{f_s}$$

$$V_s = \frac{64,96}{3} = 21,65 \text{ T/m}^2$$

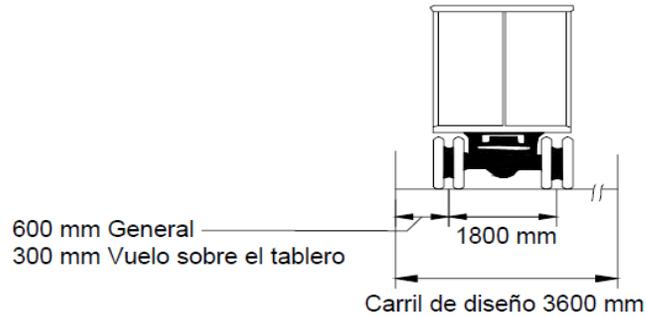
Obtenida la capacidad soporte del suelo que es 21,65 toneladas por metro cuadrado, se aclarará en planos que este dato se debe corroborar con un ensayo dinámico previo a la construcción del puente.

2.2.4. Diseño de la superestructura

Ya que se ha determinado que se utilizará un puente de concreto armado para la solución del problema, es necesario determinar los datos y especificaciones para el diseño estructural. Estos datos se muestran a continuación:

- Número de vías: después de realizar un conteo vehicular, y de analizar el tipo de camino, se determinó que el Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA) es menor a 100, el camino es un tipo F (terracería y curvas cerradas), por lo que una vía se considera suficiente para cubrir las necesidades de la comunidad.
- Ancho de rodadura: el artículo 3.6.1 de AASHTO especifica el carril de tránsito. La carga de camión o la carga de vía ocupan un ancho de carril de 10 pies (3,05 metros).
- Ancho total: 4 metros.

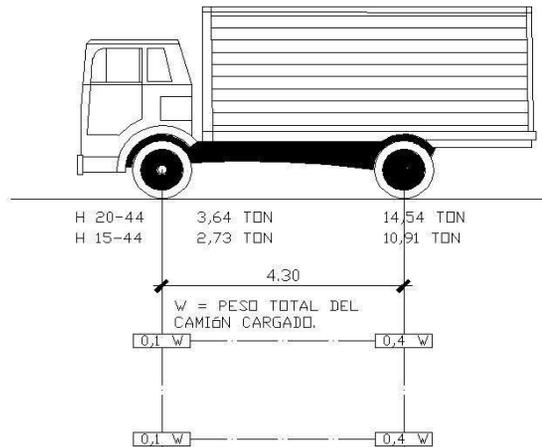
Figura 28. **Ancho total de carril sugerido por AASHTO**



Fuente: AASHTO 3.6.1.

- No contará con banquetas, ya que existe un puente peatonal 300 metros aguas abajo, por lo que únicamente circularan vehículos y bestias de carga.
- Tren de carga: AASHTO H20 – 44.

Figura 29. **Tren de carga para el diseño estructural**



Fuente: AASHTO 3.6.1.

- Luz entre apoyos: 24,46 metros.
- Sección de vigas: para predimensionar las vigas se utilizará la tabla 2.5.2.6.3-1 de la AASHTO.

$$P = 0,06L$$

Donde:

P = peralte de la viga (m)

L = luz entre apoyos = 24,46 m

$$P = 0,06 * 24,46 = 1,51 \text{ m}$$

Ya que se estableció que el recubrimiento para vigas es de 5 centímetros, la altura total de la viga da 1,56 metros, se aproxima a 1,60 metros.

- Base de vigas: para no tener que chequear alabeo (torsión de un elemento que no queda todo en un mismo plano) la base de la viga no debe ser menor al resultado de la ecuación siguiente.

$$b_{\text{viga}} = \frac{h_{\text{viga}}}{3,5} = \frac{1,60}{3,5} = 0,45 \approx 0,50 \text{ m}$$

Se aproxima a 0,50 metros.

- Separación entre vigas a ejes: 2,50 metros
- Separación de vigas a rostros internos: 2,00 metros

- Espesor de losa: para predimensionar la losa, AGIES no da ningún criterio para calcular el espesor, así que se utilizará la tabla 2.5.2.6.3-1 de la AASHTO, la tabla da varios métodos para calcular el espesor en función del tipo de estructura. En este caso se aplica la sección de la tabla, donde da los parámetros de diseño para concreto armado.

Tabla XVI. **Cálculo del espesor de losa para puentes según AASHTO**

		Profundidad mínima (incluyendo el tablero)	
Superestructura		Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
Hormigón Armado	Vigas T	0,070 L	0,065 L
	Vigas cajón	0,060 L	0,055 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,035 L	0,033 L
Hormigón	Losas	$0,030 L \geq 165 \text{ mm}$	$0,027 L \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas in situ	0,045 L	0,040 L
Pretensado	Vigas doble T prefabricadas	0,045 L	0,040 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,033 L	0,030 L
	Vigas cajón adyacentes	0,030 L	0,025 L
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta 0,040 L 0,032 L	0,040 L	0,032 L
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	0,033 L	0,027 L
	Cerchas	0,100 L	0,100 L

Fuente: AASHTO 2.5.2.6.3-1.

Para el diseño de la losa, aunque la armadura principal sea perpendicular al tránsito, se puede aplicar la ecuación para estructura de concreto armado, con armadura principal paralela al tránsito, para tramos simples.

$$t = \frac{1,2 * (S + 3000)}{30}$$

Donde:

t = espesor de losa (≥ 160 mm)

S = luz entre vigas a rostros = 2000 mm

$$t = \frac{1,2 * (2\ 000 + 3\ 000)}{30} = 200\ \text{mm} = 20\ \text{cm}$$

- Cálculo de momentos: Para determinar el momento mayorado de la losa generado por la carga viva (camión), y la carga muerta (peso propio) se utilizará la ecuación dada por AASHTO en la tabla 3.4.1.1.

$$M_u = 1,3 * \left(M_{cm} + \frac{5}{3} * (M_{cv} * I) \right)$$

Donde:

M_u = momento mayorado en la sección (kg*m).

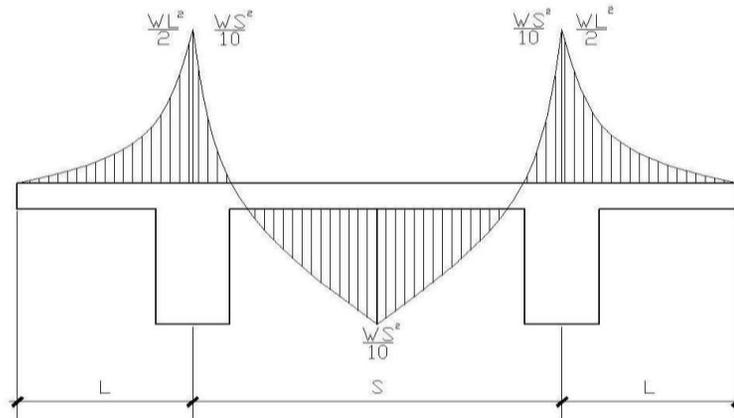
M_{cv} = momento debido a carga viva (kg*m).

M_{cm} = momento debido a carga muerta (kg*m).

I = factor de aumento por impacto (% , $\leq 0,30$)

El momento debido a carga muerta se calcula por medio del siguiente modelo matemático.

Figura 31. **Modelo matemático para cálculo de momentos producidos por carga muerta**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

Donde:

W_{cm} = carga muerta distribuida en la sección (kg/m)

L = distancia entre el rostro de la viga al extremo del voladizo = 0,75 m

S = distancia entre vigas a rostros = 2,00 m

Para calcular el valor de la carga muerta distribuida (W_{cm}) es necesario realizar la integración de cargas correspondiente a una franja unitaria transversal. Se considerará el peso de concreto de la sección ($2\,400\text{ kg/m}^3$) con un espesor de 0,20 metros, el peso del asfalto ($1\,800\text{ kg/m}^3$) con un espesor de 0,05 y el peso de los barandales dado por el fabricante (75 kg/m).

$$W_{cm} = W_{losa} + W_{asfalto} + W_{barandales}$$

$$W_{cm} = (0,20 * 2\,400) + (0,05 * 1\,800) + 75 = 645\text{ kg/m}$$

Momentos internos:

$$M_{cm} = \frac{WS^2}{10} = \frac{645 * 2,00^2}{10} = 258 \text{ kg} * \text{m}$$

Momentos externos:

$$M_{cm} = \frac{WL^2}{2} = \frac{645 * 0,75^2}{2} = 181,4 \text{ kg} * \text{m}$$

Se toma el mayor, así que el momento por carga muerta para el diseño de la losa es de 258 kilogramo- metro

El momento debido a carga viva se calcula por medio de la ecuación 3.24.3.1 de AASHTO.

$$M_{cv} = \frac{(S + 0,60)}{40} * P$$

Donde:

P = carga del camión del eje de mayor peso = 14,54 T/2 = 7 270 kg

S = distancia entre vigas = 2,00 m

$$M_{cv} = \frac{(2,00 + 0,60)}{40} * 7 270 = 471,736 \text{ kg} - \text{m}$$

El factor de impacto es un factor que aumenta el momento producido por la carga viva, está dado por la siguiente ecuación según AASHTO 3.6.2.1.

$$I = \frac{15,24}{S + 38,11} \leq 0,30$$

Donde:

I = factor de carga de impacto (%)

S = distancia entre vigas a rostros = 2,00 m

$$I = \frac{15,24}{2,50 + 38,11} = 0,375$$

El factor de impacto no puede ser mayor a 0,30, por lo que utilizará el máximo permitido.

Determinados todos los momentos, se calcula el momento mayorado para la losa.

$$M_u = 1,3 * \left(M_{cm} + \frac{5}{3} * (M_{cv} * I) \right) = 1,3 * \left(258 + \frac{5}{3} * (471,736 * 1,30) \right)$$
$$M_u = 1\ 664,12 \text{ kg} - \text{m}$$

- Cálculo de refuerzo: después de analizado el comportamiento de la losa, y calculado el momento último, procede el cálculo del refuerzo.

Refuerzo transversal principal en la cama inferior: se tomará una franja unitaria (1 m) y el peralte efectivo de losa, se aplica la ecuación correspondiente.

$$A_s = \left((b * d) - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0,003825 * f'_c}} \right) * \left(\frac{0,85 * f'_c}{f_y} \right)$$

Donde:

A_s = área de acero (cm²)

b = base de la sección = 100 cm

$d =$ peralte efectivo de la sección $= t - r - \phi/2 = 20 - 2,5 - 1,27/2 = 16,86 \text{ cm}$

$M_u =$ momento mayorado en la sección $= 1\,664,12 \text{ kg}\cdot\text{m}$

$f'_c =$ resistencia a la compresión del concreto a los 28 días $= 281 \text{ kg/cm}^2$

$f_y =$ resistencia del acero $= 2\,810 \text{ kg/cm}^2$

$$A_s = \left((100 * 16,85) - \sqrt{(100 * 16,85)^2 - \frac{1\,664,12 * 100}{0,003825 * 281}} \right) * \left(\frac{0,85 * 284}{2\,810} \right)$$
$$A_s = 4,002 \text{ cm}^2$$

Acero debido a enviaje: es la cantidad de acero adicional que se requiere en el tablero debido a su forma oblicua, lo cual puede generar fisuras debido a las tensiones generadas, se calcula aplicando la ecuación siguiente.

$$A_{s1} = A_s * (\sec \alpha)^2$$

Donde:

$A_s =$ área de acero calculada $= 4,002 \text{ cm}^2$

$\alpha =$ ángulo de esviaje $= 22^\circ$

$$A_{s1} = 4,002 * (\sec 22)^2 = 4,002 * \frac{1}{(\cos 22)^2} = 4,65 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo: es la cantidad mínima de acero que se le puede dar a una sección de concreto sometida a flexión, se utiliza la misma sección anteriormente usada, se calcula utilizando la ecuación 10-3 de ACI.

$$A_{s \min} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{2810} * 100 * 16,86$$

$$A_{s \min} = 8,46 \text{ cm}^2$$

Acero máximo: es la cantidad máxima de acero que se le puede dar a una sección de concreto sometida a flexión, se utiliza la misma sección anteriormente usada, se calcula utilizando la ecuación 10.3.2 de ACI.

$$A_{s \max} = 0,5 * b * d * \rho_{\text{bal}} = 0,5 * b * d * \left(\phi * \beta_1 * E_s * \frac{0,003 * f'_c}{f_y * (0,003 * E_s + f_y)} \right)$$

Donde:

ρ_{bal} = cuantía de acero evaluada en una sección, que produce condiciones balanceadas de deformación unitaria

ϕ = factor de seguridad en función del esfuerzo, en este caso flexión = 0,90

β_1 = factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro = 0,85

E_s = módulo de elasticidad del acero = $2,3 * 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$$A_{s \max} = 0,5 * 100 * 16,86 * \left(0,9 * 0,85 * 2,3 * 10^6 * \frac{0,003 * 281}{2810 * (0,003 * 2,3 * 10^6 + 2810)} \right)$$

$$A_{s \max} = 45,86 \text{ cm}^2$$

El área de acero calculada debe de ser menor que el área de acero máxima (cumple), y mayor o igual al área de acero mínima, en este caso es menor al área de acero mínima, por lo que se aplica el área de acero mínima.

Utilizando varillas no. 4, se calcula el espaciamiento entre varillas, iniciando con el espaciamiento máximo, el cual está dado por:

$$S = \frac{A_{\text{varilla}} * b}{A_s}$$

Donde:

$A_{\text{var}} =$ área de la varilla a utilizar = 1,27 cm² (No. 4)

$b =$ base unitaria = 100 cm

$A_s =$ área de acero calculada para la sección = 8,46 cm²

$$s = \frac{1,27 * 100}{8,46} = 15,01 \approx 15 \text{ cm}$$

Cálculo de refuerzo transversal principal en la cama superior: para calcular el acero de la cama superior se utilizará únicamente acero por temperatura.

$$A_{s \text{ temp}} = 0,02bt$$

Donde:

$A_{s \text{ temp}} =$ área de acero por contracción de temperatura (cm²)

$b =$ base unitaria = 100 cm

$t =$ espesor de la losa = 20 cm

$$A_{s \text{ temp}} = 0,02 * 100 * 20 = 4 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{1,27 * 100}{4} = 31,75 \approx 30 \text{ cm}$$

Refuerzo longitudinal, cama superior e inferior: para calcular el acero de ambas camas se utilizará el criterio recomendado por AASHTO 9.7.3.2.

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

Donde:

S = distancia libre entre vigas a rostros = 2m = 2000mm

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{2000}} = 85,86\% > 67\%$$

Se tomará el máximo permitido, que es 67 por ciento, utilizando varillas no. 4.

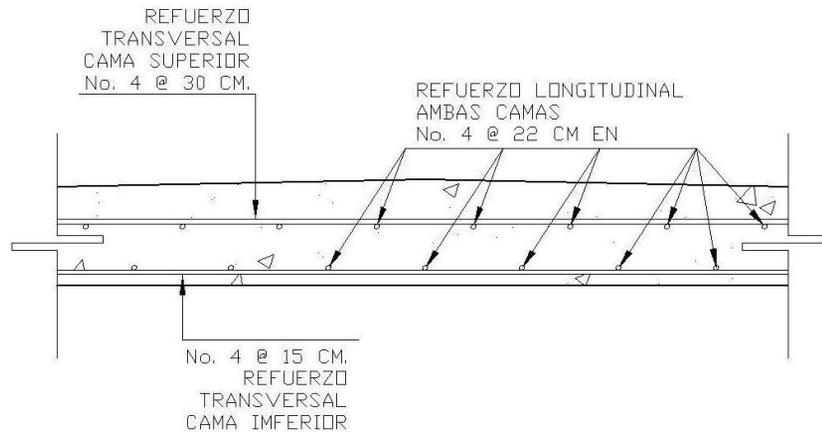
$$A_{s \text{ long}} = \% * A_{s \text{ trans}} = 0,67 * 8,46 = 5,67 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{1,27 * 100}{5,67} = 22,40 \approx 22 \text{ cm}$$

Según el artículo 9.7.1.3, en los tableros oblicuos, si el ángulo de oblicuidad es menor o igual que 25 grados la armadura principal se puede disponer en la dirección

El armado de la losa queda de la siguiente manera.

Figura 32. Corte transversal de losa



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

2.2.4.2. Diseño de barandal

El barandal es una estructura formada por los pasamanos y postes que se instala a lo largo del borde de las estructuras de puente cuando existe paso peatonal, o en puentes peatonales, para protección de los usuarios. La altura de las barandas será de 1,23 metros, y los pasamanos serán de tubo Hg de 2 pulgadas.

Para el análisis de la resistencia de los pasamanos, se diseñan como vigas continuas, deben resistir una carga viva uniformemente distribuida de 150 libra por pie producida por los peatones, una carga muerta de 3,65 libras por pie (dado por el fabricante), la distancia entre postes es de 2,25 metros, y debe de cumplir con la ecuación siguiente:

$$\frac{I}{C} * F \geq \frac{W * L^2}{10}$$

Donde:

I = inercia de la sección del tubo = 0,665 pulgadas⁴

C = distancia del eje neutro a la fibra externa = (2 3/8 plg)/2 = 1,1875 plg

F = límite de fluencia del hierro galvanizado = 20 000 PSI

W = carga uniformemente distribuida (viva + peso propio, lb/pie)

L = distancia entre postes = 2,25 m = 7,38 pies

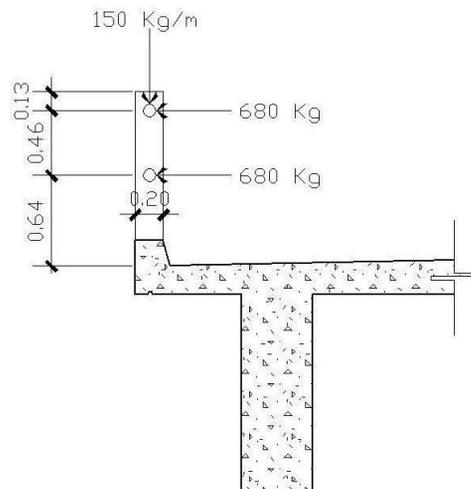
$$\frac{0,665}{1,1875} * 20\ 000 \geq \frac{(3,65 + 150) * 7,38^2}{10}$$

$$933,33 \frac{\text{lb}}{\text{pie}} \geq 836,84 \text{ lb/pie}$$

Cumple la comparación de esfuerzos

En el análisis de los postes, se les asigna una sección de 0,20 x 0,20 de metro, se diseñaran para que resistan las siguientes cargas.

Figura 33. **Fuerzas aplicadas a poste de barandal**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

Se procede con la integración de cargas.

Para la carga muerta únicamente se tiene el peso propio del poste y el de los tubos que conforman el pasamanos, se propone una sección de 0,20 x 0,20 x 1,00 metros, y para la carga viva se considerara la aplicada por los peatones.

$$W_{cm} = 1,3 * W_{\text{peso propio+pasamanos}}$$

$$W_{cm} = 1,3 * ((2400 * 0,20 * 0,20 * 1,23) + (5,44 * 2,05 * 2)) = 182,50 \text{ kg}$$

$$W_{cv} = W_{\text{viva vertical}} = CV * \text{base} = 150 * 0,20 = 30 \text{ kg}$$

$$P_t = W_{cm} + W_{cv} = 182,50 + 30 = 212,50 \text{ kg}$$

Calculo de momento total:

$$M_t = \Sigma F_i * h_i = 1,10 * 680 + 0,64 * 680 = 1 183,20 \text{ kg - m}$$

Para el diseño a flexión se aplica la ecuación correspondiente, se propone usar varillas no. 4 grado 60:

$$d = 20 - 2,5 - \frac{1,27}{2} = 16,865 \text{ cm}$$

$$A_s = \left((b * d) - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0,003825 * f'_c}} \right) * \left(\frac{0,85 * f'_c}{f_y} \right)$$

$$A_s = \left((20 * 16,865) - \sqrt{(20 * 16,865)^2 - \frac{1 183,20 * 20}{0,003825 * 281}} \right) * \left(\frac{0,85 * 281}{4 210} \right)$$

$$A_s = 1,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14,1}{f_y} * b * d = \frac{14,1}{4 210} * 20 * 16,865 = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \max} = 0,5 * b * d * \rho_{\text{bal}} = 0,5 * b * d * \left(\phi * \beta_1 * E_s * \frac{0,003 * f'_c}{f_y * (0,003 * E_s + f_y)} \right)$$

$$A_{s \max} = 0,5 * 20 * 16,86 * \left(0,9 * 0,85 * 2,3 * 10^6 * \frac{0,003 * 281}{4 * 210 * (0,003 * 2,3 * 10^6 + 4 * 210)} \right)$$

$$A_{s \max} = 5,34 \text{ cm}^2$$

Se propone un armado de 2 varillas no. 4 en el lado a flexión y 2 no. 4 en el lado a compresión.

Para el diseño a flexocompresión se utilizara el software de diseño estructural JC-Diseño Concreto®, el cual al ingresar los datos de la sección y las cargas y momentos aplicados genera el siguiente diagrama de interacción:

Figura 34. Diagrama de interacción de poste



Fuente: software de diseño estructural JC-Diseño Concreto®.

Del diagrama de interacción generado se puede observar que la sección y el refuerzo es adecuada.

2.2.4.3. Diseño de diafragmas

Los diafragmas se definen como elementos estructurales, su función es la de proveer resistencia contra las fuerzas laterales (cargas de viento y sismos) y mantienen la sección geométrica del puente, es decir, no permite que las vigas del puente se ladeen o se deformen en el sentido vertical.

Los diafragmas se dividen en internos y externos, AASHTO recomienda utilizar un diafragma en el punto de máximo momento positivo si la luz es mayor a 40' (12,19 m).

Los diafragmas no soportan ninguna carga, por lo que se les diseña con el área de acero mínimo en ambas camas (ACI 10.5). La geometría de los diafragmas depende tanto de la altura de la viga como de su ubicación (si son internos o externos).

$$h_{\text{diaf int}} = \frac{3}{4}h_{\text{viga}} = \frac{3}{4} * 1,60 = 1,20 \text{ m} = 120 \text{ cm} ; b = 0,30 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{14,1}{f_y} bd = \frac{14,1}{2810} * 30 * (120 - 5) = 17,31 \text{ cm}^2 \approx 4 \text{ No. 8 corridas}$$

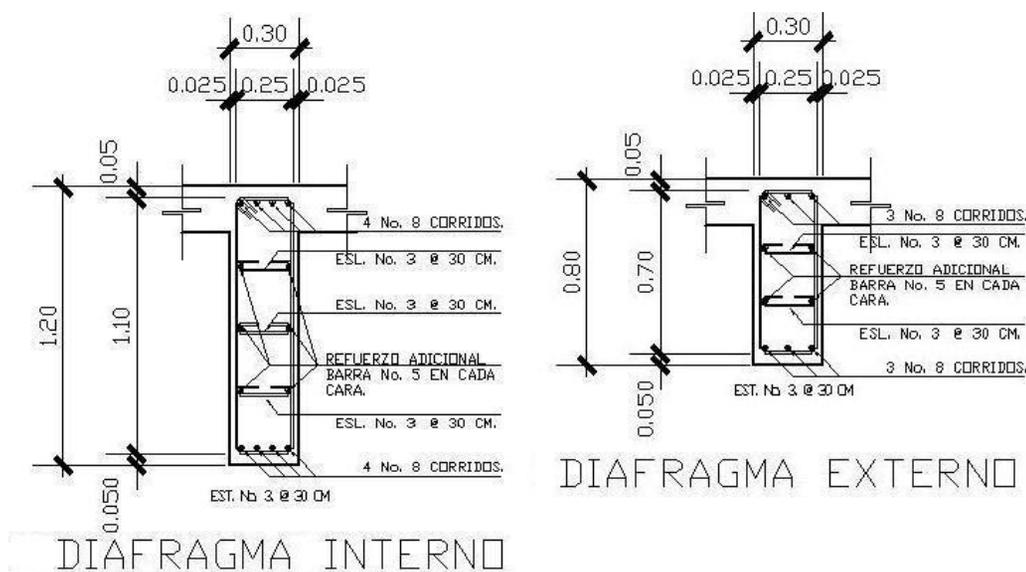
$$h_{\text{diaf ext}} = \frac{1}{2}h_{\text{viga}} = \frac{1}{2} * 1,60 = 0,80 \text{ m} = 80 \text{ cm} \quad b = 0,30 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{14,1}{f_y} bd = \frac{14,1}{2810} * 30 * (80 - 5) = 11,29 \text{ cm}^2 \approx 3 \text{ No. 8 corridas}$$

El artículo 5.10.8 de AASHTO indica que si un elemento estructural tiene un espesor menor a 1 200 milímetros, se le distribuirá una cantidad de acero en ambas caras para contrarrestar la contracción y temperatura, la distancia entre barras no debe ser mayor a 3 veces el espesor del componente o 450 milímetros. El área de acero adicional se estima en 1,60 centímetros cuadrados por cada 30 centímetros de altura del elemento.

Se utilizaran 3 varillas no. 5 adicionales en cada cara del diafragma interno, y 2 varillas no. 5 adicionales en cada cara del diafragma externo. El armado final queda de la siguiente manera.

Figura 35. **Detalle de armado final de diafragmas externos e interno**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

2.2.4.4. Diseño de vigas principales

Las vigas son simplemente apoyadas. Para calcular el momento de diseño y el cortante máximo, se les integrará la carga muerta por el método de áreas tributarias, la carga viva por el método de fuerza cortante y momento flexionante máximo absoluto. Las vigas tendrán la siguiente sección.

$$h = 1,60 \text{ m}; d = 1,55 \text{ m}; b = 0,50$$

- Cálculo de momentos: para determinar el momento mayorado generado por las cargas actuantes en la sección de las vigas principales, se utilizará la ecuación dada por AASHTO 3.4.1.1.

$$M_u = 1,3 * \left(M_{cm} + \frac{5}{3} * (M_{cv} * I * Fq) \right)$$

Donde:

M_u = momento mayorado en la sección (kg*m)

M_{cv} = momento debido a carga viva (kg*m)

M_{cm} = momento debido a carga muerta (kg*m)

I = factor de aumento por impacto (% , $\leq 0,30$)

Fq = factor de carga (%)

El momento por carga muerta se calcula con la siguiente ecuación.

$$M_{cm} = \frac{(W_{cm} * L^2)}{8} + \sum (W_{diafragma} * a)$$

Donde:

W_{cm} = carga muerta distribuida en la sección (kg/m)

L = distancia entre apoyos = 24,46 m

$W_{diafragma}$ = carga muerta puntual producida por cada diafragma (kg)

a = distancia del apoyo a el diafragma (m)

Para calcular el valor de la carga muerta distribuida ($W_{cm\ tot}$) es necesario realizar la integración de cargas correspondiente a la longitud total. Se considera el peso de concreto de la sección ($2\ 400\ kg/m^3$), losa de espesor de 0,20 y un ancho total de 4,50 metros, vigas con base 0,50 y altura de 1,40 metros ($1,60 - 0,20$), postes de $0,20 \times 0,20$ y altura de 1,05 metros, bordillos de $0,25 \times 0,18$ metros, asfalto ($1\ 800\ kg/m^3$), con un espesor de 0,05 y ancho de carpeta de rodadura de 4 metros y el peso de los barandales dado por el fabricante ($75\ kg/m$).

$$W_{cm\ tot} = W_{losa} + W_{vigas} + W_{postes} + W_{bordillos} + W_{asfalto} + W_{barandales}$$

$$W_{cm\ tot} = (0,20 * 4,50 * 2\ 400) + 2 * (0,50 * 1,40 * 2\ 400) + \frac{22 * (0,20 * 0,20 * 1,05 * 2\ 400)}{24,46} + (0,25 * 0,18 * 2\ 400) + (0,05 * 4 * 1\ 800) + 75 = 6\ 078,66\ kg/m$$

Esta carga es la total, es decir, el peso que soportan las dos vigas, para determinar la carga de cada viga se divide en 2.

$$W_{cm} = \frac{W_{cm\ tot}}{2} = \frac{6\ 078,66}{2} = 3\ 039,33\ kg/m$$

Para calcular el valor de la carga muerta puntual producida por los diafragmas ($W_{diafragma}$), es necesario realizar la integración de cargas correspondiente a la sección de cada uno. Se considera el diafragma

intermedio, con una sección de 0,30*1 metros y una longitud de 2 metros, los dos diafragmas externos, con una sección de 0,30*0,60 y una longitud de 2 metros.

$$W_{\text{diaf int}} = 0,30 * 1 * 2 * 2400 = 1\ 440 \text{ kg}$$

$$W_{\text{diaf ext}} = 0,30 * 0,60 * 2 * 2400 = 864 \text{ kg}$$

Para el cálculo del momento debido a carga muerta, se utilizara la mitad del peso del diafragma interno, ya que su peso se distribuye en ambos apoyos.

$$M_{\text{cm}} = \frac{(3\ 039,33 * 24,46^2)}{8} + \left(\frac{1\ 440}{2} * 12,23 + 864 * 4 \right) = 239\ 562,30 \text{ kg} - \text{m}$$

El momento por carga viva se calcula con el método fuerza cortante y momento flexionante máximo absoluto. Este método analiza un punto en una viga estáticamente determinada, ya sea para calcular el momento máximo (al centro de la luz) o el cortante máximo (en uno de los apoyo). Considerando que los momentos máximos ocurren en el punto más cercano al centro de gravedad del tren de carga, cuando este se encuentra tan lejos del soporte como su centro de gravedad del otro.

Previo a calcular el momento de carga viva, se calcula la fracción de carga, esta es la reacción de las cargas por rueda. Se calcula con la ecuación siguiente.

$$F_q = \frac{S}{1,75}$$

Donde:

S = distancia entre vigas a rostros = 2,00 m

$$Fq = \frac{2}{1,75} = 1,03$$

Este factor se multiplica por el peso de cada eje del tren de carga.

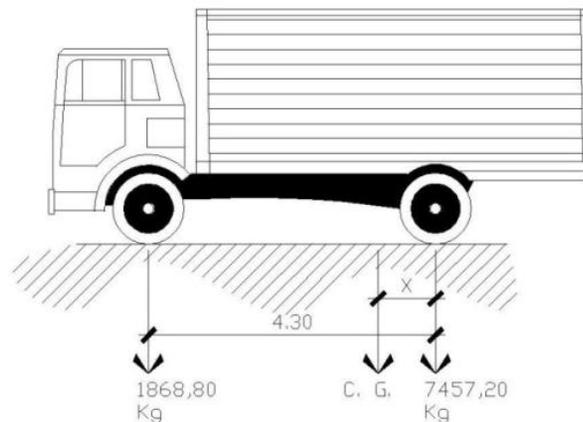
$$C_{eje} = P * Fa$$

$$C_{eje \text{ trasero}} = 7\,297,48 * 1,03 = 7\,475,20 \text{ kg}$$

$$C_{eje \text{ delantero}} = 1\,814,37 * 1,03 = 1\,868,80 \text{ kg}$$

Se calculara en centro de gravedad del vehículo realizando una suma de torques en el centro de gravedad.

Figura 36. **Cálculo de centro de gravedad del tren de carga**



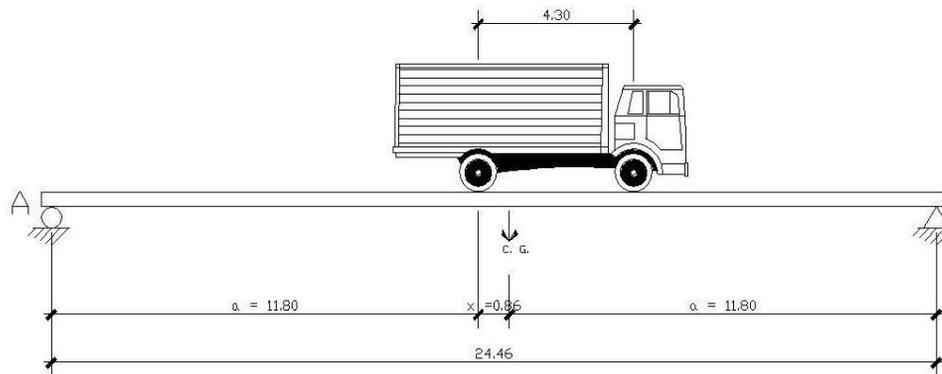
Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

$$\Sigma M_{CG} = 0$$

$$7\,475,20 * X = (4,30 - X) * 1\,868,80$$

$$X = 0,86 \text{ m}$$

Figura 37. Cálculo de momento máximo en vigas



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

$$x + 2a = l$$

$$0,86 + 2a = 24,46$$

$$a = 11,80 \text{ m}$$

Determinado la ubicación donde se produce el momento máximo, se realiza una suma de momentos respecto a un apoyo, para determinar las reacciones en A y B.

$$\Sigma M_b = 0 \quad \text{derecha} +$$

$$24,46 * R_A = (11,80 + 0,86) * 7\,475,20 + 1\,868,80 * (11,80 - (4,30 - 0,86))$$

$$R_A = 4\,507,73 \text{ kg}$$

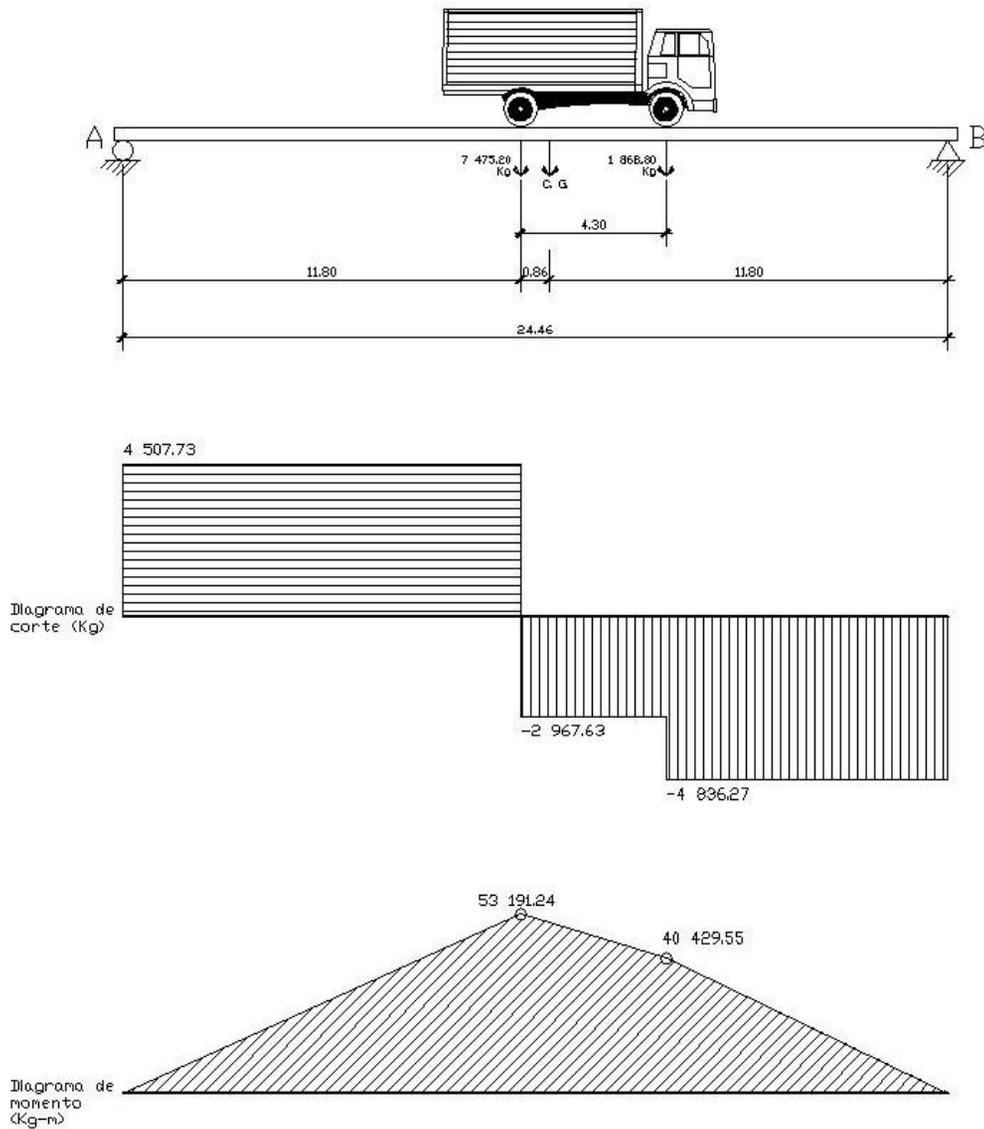
Con la reacción en A y las cargas de los ejes del vehículo, se realiza una sumatoria de fuerzas verticales para obtener la reacción en B.

$$\Sigma F_{\text{vert}} = 0 \quad \uparrow +$$

$$R_A + R_B = 7\,475,20 + 1\,868,80$$

$$R_B = 4\,836,27 \text{ kg}$$

Figura 38. Diagramas de carga, corte y momento por carga viva



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

Utilizando el método de áreas se calculó el momento positivo, el cual es 53 191,24 kilogramo-metro.

Con el momento por carga viva calculado, es necesario determinar el factor de impacto, está dado por la siguiente ecuación.

$$I = \frac{15,24}{S + 38,11} \leq 0,30$$

Donde:

I = factor de carga de impacto (%)

S = distancia entre apoyos = 24,46 m

$$I = \frac{15,24}{24,46 + 38,11} = 0,243$$

Determinados los momentos, se calcula el momento mayorado.

$$M_u = 1,3 * \left(M_{cm} + \frac{5}{3} * (M_{cv} * I * Fq) \right)$$

$$M_u = 1,3 * \left(239\,562,30 + \frac{5}{3} * (53\,191,24 * 1,24 * 1,03) \right)$$

$$M_u = 458\,625,34 \text{ kg} - \text{m}$$

- Cálculo de refuerzo a flexión: el refuerzo a flexion, es el requerido para soportar el momento último generado por las cargas actuantes. Se calculará el refuerzo a flexión, utilizando varillas no. 11.

$$M_u = 458\,625,34 \text{ kg-m}$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$d = 160 - 5 - 3,58/2 = 153,21 \text{ cm}$$

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4210 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de acero mínimo: se aplicará el criterio dado por ACI 10.5, el cual se calcula con la siguiente ecuación.

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14,1}{f_y} bd = \frac{14,1}{4210} * 50 * 153,21 = 25,65 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero máximo: se aplicará el criterio dado por ACI 10.3.2.

$$A_{s \text{ máx}} = 0,5 * b * d * \rho_{\text{bal}} = 0,5 * b * d * \left(\phi * \beta_1 * E_s * \frac{0,003 * f'_c}{f_y * (0,003 * E_s + f_y)} \right)$$

$$A_{s \text{ máx}} = 0,5 * 50 * 153,73 * \left(0,9 * 0,85 * 2,3 * 10^6 * \frac{0,003 * 281}{4210 * (0,003 * 2,3 * 10^6 + 4210)} \right)$$

$$A_{s \text{ máx}} = 121,45 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero requerido:

$$A_s = \left((b * d) - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0,003825 * f'_c}} \right) * \left(\frac{0,85 * f'_c}{f_y} \right)$$

$$A_s = \left((50 * 153,21) - \sqrt{(50 * 153,21)^2 - \frac{458625,34 * 50}{0,003825 * 281}} \right) * \left(\frac{0,85 * 281}{4210} \right)$$

$$A_s = 87,89 \text{ cm}^2$$

Según el código ACI, el área de acero debe de ser mayor al área de acero mínima, pero no mayor al área de acero máxima calculada, se realiza la comparación.

$$A_s \text{ mín} \leq A_s \leq A_s \text{ máx}$$

$$25,65 \text{ cm}^2 \leq 87,89 \text{ cm}^2 \leq 121,45 \text{ cm}^2$$

Cumple la comparación de áreas de acero.

Para distribuir el armado se utilizará el criterio dado por el ACI 21.3.2.2 y 10.5 para el armado de vigas. Aplicando las especificaciones de espaciamiento entre varillas, AASHTO 5.10.3.1 para hormigón *in situ* la distancia a rostros mínima entre barras paralelas en una cama no debe ser menor que: 1,5 veces el diámetro nominal de la barra, 1,5 veces el tamaño máximo del agregado o 38 milímetros; ACI 7.6.1 especifica que la distancia libre entre barras paralelas de una cama debe ser el diámetro de la barra, pero no menor a 25 milímetros; se aplicará el criterio dado por AASHTO, ya que exige mayor distancia entre barras.

Armado de cama superior: las barras de la cama superior irán corridas, se determina el área de acero necesaria de la siguiente comparación, tomando el mayor de los dos.

$$A_s = \begin{cases} 33\% A_s + = 33\% * 87,89 = 29 \text{ cm}^2 \\ A_s \text{ mín} = 25,65 \text{ cm}^2, \end{cases}$$

Se utiliza 29 centímetros cuadrados para el armado de la cama superior, se propone para el armado varillas no. 8.

$$\text{No. barras} = \frac{A_s}{A_v} = \frac{29}{5,07} = 5,75 \approx 6 \text{ varillas.}$$

Se calcula el espaciamiento de la siguiente manera.

$$s = \frac{b - \text{No. barras} * \emptyset \text{barras} - 2r}{\text{No. barras} - 1} = \frac{50 - (6 * 2,54) - (2 * 5)}{6 - 1} = 4,95 \text{ cm}$$

Cumple con el espaciamiento entre varillas.

Armado de cama inferior apoyos: las barras de la cama inferior en los apoyos irán corridas, se determina el área de acero necesaria de la siguiente comparación, tomando el mayor de los dos.

$$A_s = \begin{cases} 50\% A_s + = 50\% * 87,89 = 43,95 \text{ cm}^2 \\ A_{s \text{ min}} = 25,65 \text{ cm}^2, \end{cases}$$

Se utiliza 43,95 centímetros cuadrados para el armado de la cama, se propone para el armado, varillas No. 11.

$$\text{No. barras} = \frac{A_s}{A_v} = \frac{43,95}{10,07} = 4,36 \approx 5 \text{ varillas}$$

Armado de acero en tensión: se colocará en bastones la diferencia entre el acero calculado para el momento positivo y el acero corrido en la cama inferior.

$$A_s = 87,89 - 5 * 10,07 = 37,54 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. barras} = \frac{A_s}{A_v} = \frac{37,54}{10,07} = 3,72 \approx 4 \text{ varillas}$$

- Cálculo de cortante: para determinar la fuerza cortante mayorada de las vigas principales generada por las cargas actuantes, se utilizará la ecuación dada por AASTO 3.4.1.1.

$$V_u = 1,3 * \left(V_{cm} + \frac{5}{3} * (V_{cv} * I) \right)$$

Donde:

V_u = fuerza cortante mayorada en la sección (kg*m)

V_{cv} = fuerza cortante debido a carga viva (kg*m)

V_{cm} = fuerza cortante debido a carga muerta (kg*m)

I = factor de aumento por impacto (% , $\leq 0,30$) = 0,243

El cortante debido a carga muerta se calcula por medio de la siguiente ecuación.

$$V_{cm} = \frac{(W_{cm} * L)}{2} + \frac{\Sigma P'}{n}$$

Donde:

W_{cm} = carga muerta distribuida en la sección = 3 039,33 kg/m

L = distancia entre apoyos = 24,46 m

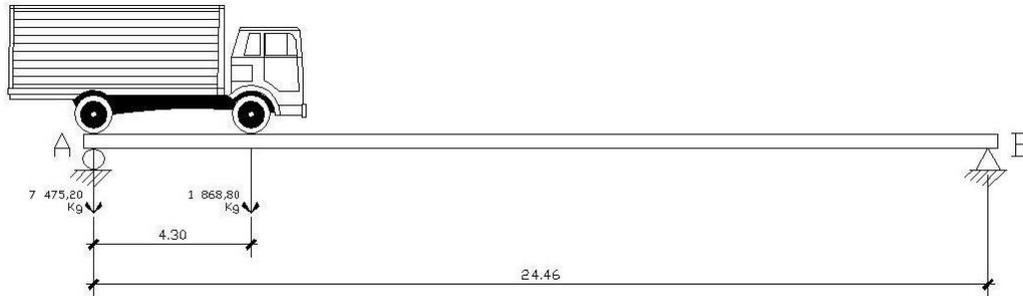
$\Sigma P'$ = sumatoria de carga muerta por diafragmas (kg)

n = número de apoyos

$$V_{cm} = \frac{(W_{cm} * L)}{2} + \frac{\Sigma P'}{n} = \frac{(3\ 039,33 * 24,46)}{2} + \frac{2 * 864 + 1\ 440}{2} = 38\ 755,01\ \text{kg}$$

El cortante debido a carga viva se calcula por medio de la reacción que la estructura presenta, cuando la carga del eje más pesado está justo sobre el apoyo y la carga del eje menos pesado se encuentra dentro de la estructura.

Figura 39. Cálculo de cortante máximo en vigas



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

$$\begin{aligned} \Sigma M_b &= 0 \quad \text{derecha} + \\ 24,46 * R_A &= 24,46 * 7\,475,20 + 1\,868,80 * (24,46 - 4,30) \\ R_A &= 9\,015,47 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma F_{\text{vert}} &= 0 \quad \uparrow + \\ R_A + R_B &= 7\,475,20 + 1\,868,80 \\ R_B &= 328,53 \text{ kg} \end{aligned}$$

Se determinó el cortante máximo por carga viva, el cual es 9 016 kilogramos. Determinadas todas la fuerzas cortantes, se calcula la fuerza cortante mayorada.

$$V_u = 1,3 * \left(38\,755,01 + \frac{5}{3} * (9\,015,47 * 1,243) \right) = 74\,663,10 \text{ kg}$$

- Cálculo de refuerzo a corte: con base a las reacciones y utilizando la ecuación dada por ACI 11.3, para determinar el cortante que resiste una sección de concreto a corte, se determina el refuerzo a corte.

$$V_{cr} = \phi * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

Donde:

V_{cr} = resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto (kg/cm^2)

ϕ = factor de reducción de resistencia = 0,85 (para corte ACI 9.3)

f'_c = resistencia especificada a la compresión del concreto a los 28 días = 281 kg/cm^2

b = base de la sección del elemento = 50 cm

d = peralte de la sección = 153,21 cm

$$V_{cr} = \phi * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0,85 * 0,53 * \sqrt{281} * 50 * 153,21 = 57\,850,23 \text{ kg}$$

$V_u > V_{cr}$ reforzar a corte

El refuerzo a corte se calcula con la siguiente ecuación dada por ACI 11.5.7.2.

$$s = \frac{2 * A_v * f_y * d}{V_u}$$

Donde:

A_v = área de la varilla = 0,71 cm^2 (varilla no. 3)

f_y = resistencia especificada a la fluencia del acero = 2 810 kg/cm^2

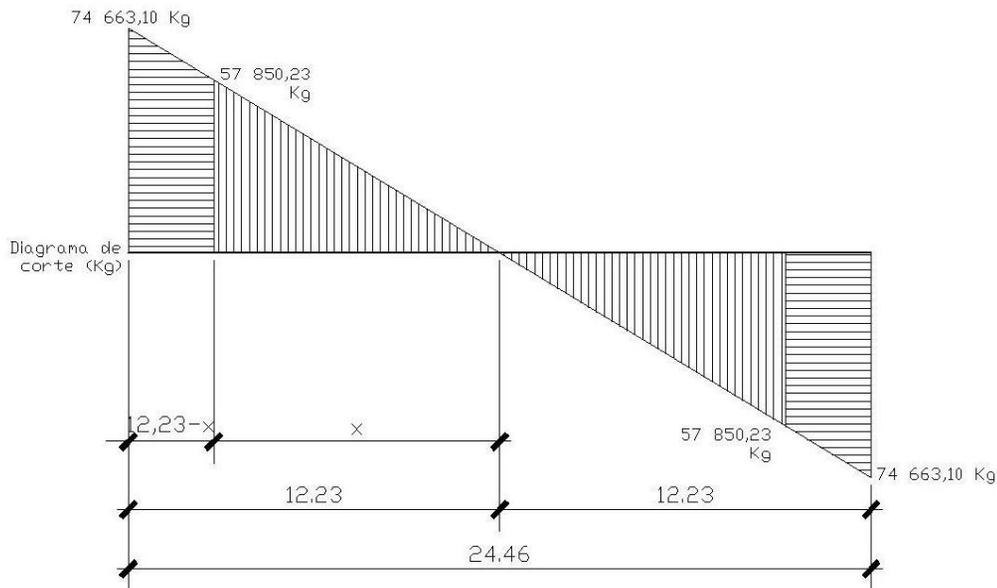
d = peralte de la sección = 153,21 cm

V_u = fuerza cortante mayorada en la sección = 74 663,10 kg

$$s = \frac{2 * A_v * f_y * d}{V_u} = \frac{2 * 0,71 * 2\,810 * 153,21}{74\,663,10} = 8,06 \approx 8 \text{ cm}$$

Para determinar la longitud a reforzar es necesario determinar primero la longitud que no necesita refuerzo, la cual se determina con triángulos semejantes, como se puede observar en la siguiente ilustración. ACI 21.3.3.2 especifica que la sección que no necesita refuerzo a corte, se le dará un refuerzo espaciado a cada d/s , pero no mayor a 30 centímetros.

Figura 40. Diagrama de corte en vigas



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

Siendo x la longitud donde se dará el refuerzo mínimo, se puede deducir la relación por geometría analítica.

$$\frac{12,23}{74 663,10} = \frac{x}{57 850,23}$$

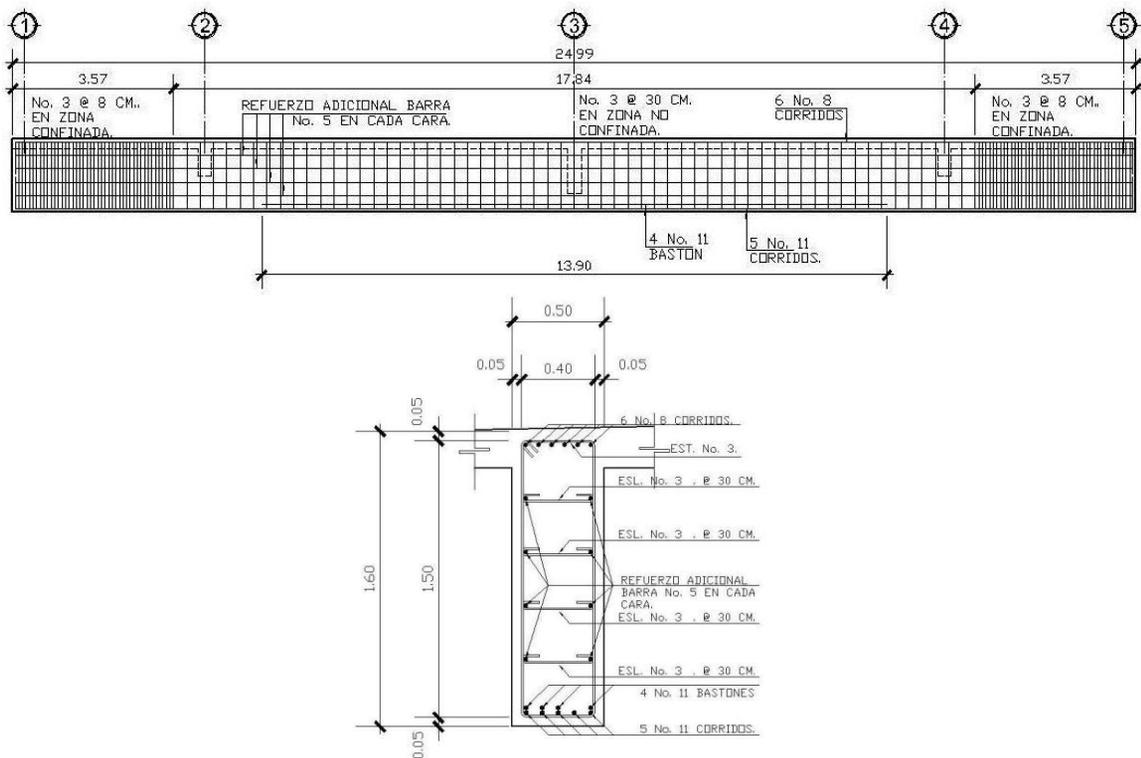
$$x = 9,47\text{m} \approx 9\text{m} \text{ Zona que no requiere refuerzo a corte}$$

Para determinar la zona que se reforzara a corte se resta a la longitud de la viga analizada la parte que no requiere refuerzo a corte.

$$\text{Zona de confinamiento} = 12,23 - 9 = 3,23 \text{ m}$$

Según AASHTO 5.10.8 se utilizaran 4 varillas No. 5 adicionales en cada cara de la viga. El armado final queda de la siguiente manera.

Figura 41. **Detalle de armado final en vigas**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

2.2.5. Diseño de subestructura

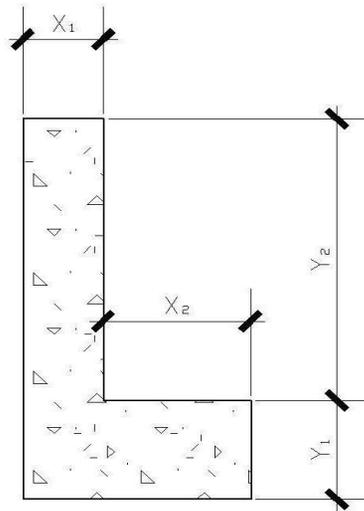
La subestructura de un puente, está conformada por una dos cortinas de concreto armado, dos vigas de apoyo, cuatro apoyos elastoméricos, 2 estribos y obras de protección.

2.2.5.1. Cortina

La cortina funciona como un muro de contención para el relleno del terraplén del puente, en el sentido longitudinal. Según AASHTO 1.2.2.2 la cortina se encuentra empotrada en la viga de apoyo, la altura de esta depende de la viga principal del puente. Para realizar su diseño es necesario considerar las reacciones de los extremos de cada viga y las presiones laterales producidas por sismo (S), fuerza longitudinal (Lf) y presión del suelo más presión debido a la sobrecarga (Es + Esob).

- Dimensionamiento: AASHTO, al considerar las reacciones de los extremos de cada viga y las presiones laterales debido a sismo, fuerza longitudinal y presión del suelo, recomienda los siguientes parámetros para dimensionar las vigas de apoyo y cortinas.

Figura 42. **Predimensionamiento de cortina y viga de apoyo**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

Donde:

X_1 = espesor de la cortina ($\geq 0,30\text{cm}$) = 30 cm

X_2 = 2% de la distancia entre apoyos = $2\% * 2\,446\text{ cm} = 48,92\text{ cm}$ por seguridad se aumentará a 55 cm

Y_1 = altura de la viga de apoyo ($\geq 0,40\text{cm}$) = 40 cm

Y_2 = altura de cortina = altura de la viga principal = 160 cm

- Cálculo de momentos: para determinar el momento mayorado en la sección, AASHTO 3.22.1 proporciona varios grupos de combinaciones de cargas, debiéndose aplicar la más crítica de ellas. Para el diseño de la cortina se utilizaran las combinaciones siguientes.

$$\text{G III} \quad M_u = 1,3 * \left(E_{sob} * \frac{H}{2} + E_s * \frac{H}{3} + Lf * (6' + H) \right)$$

$$\text{IV} \quad M_u = 1,3 * \left(E_{sob} * \frac{H}{2} + E_s * \frac{H}{3} + S * \frac{H}{2} \right)$$

Donde:

M_u = momento mayorado en la sección (kg-m)

E_{sob} = sobrecarga de 2' aplicada en el centro de la cortina (kg)

E_s = carga del suelo aplicada a un tercio de la parte inferior de la cortina (kg)

Lf = carga longitudinal aplicada en la cortina (kg)

S = carga de sismo aplicada en la cortina (kg)

H = altura de la cortina = 1,60 m

Cálculo de sobrecarga de 2' (E_{sob}): según AASHTO 3.11.5.5 se deberá considerar una sobrecarga del suelo del equivalente líquido (h_{eq}) de 2' (0,609 m) de alto, con una presión de 480 kilogramos por metro cúbico.

$$E_{sob} = 480 * h_{eq} * H = 480 * 0,609 * 1,60 = 468,48 \text{ kg}$$

Cálculo de carga del suelo (E_s): esta fuerza es producida por el empuje del suelo hacia la cortina, aplicando la constante de presión de 480 kilogramos por metro cubico kg/m^3 , la altura del triángulo de presión se aumenta en 2 pies (0,609 metros). Se calcula con la siguiente ecuación.

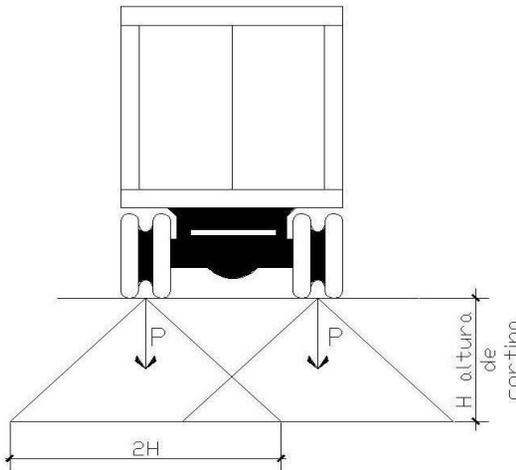
$$E_s = \frac{480 * (h_{eq} + H)}{2} = \frac{480 * (0,609 + 1,60)}{2} = 530,16 \text{ kg}$$

Cálculo de fuerza longitudinal (Lf): esta fuerza es producida por las llantas del eje más pesado del tren de carga sin mayorar (7 257,48 kilogramos), en el terraplén del puente, la cual es transmitida por el mismo a la cortina. Para

calcular esta fuerza se aplica el criterio dado por AGIES, dado en la norma R-5 capítulo 2, esta fuerza se considerara aplicada a 1,80 metros por encima de la superficie de rodadura. Esta fuerza se calcula con la siguiente ecuación.

$$L_f = \frac{0,05P}{2 * H} = \frac{0,05 * 7\ 257,48}{2 * 1,60} = 113,39 \text{ kg}$$

Figura 43. **Diagrama de presiones en cortina producidas por carga viva**

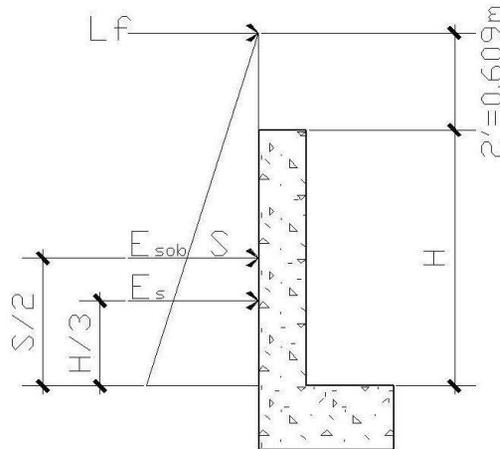


Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

Cálculo de fuerza por sismo (S): según el criterio de la sección de puentes de la Dirección General de Caminos, se debe utilizar entre el 8 y 12 por ciento de peso propio de la cortina. El brazo de esta fuerza está situado en el centro de gravedad de la sección (H/2). Para calcular la fuerza de sismo se utiliza tanto el peso de la cortina como el de la viga de apoyo.

$$S = W_{tot} * 0,12 = (0,30 * 1,60 + 0,4 * 0,85) * 2\ 400 * 0,12 = 236,16 \text{ kg}$$

Figura 44. Diagrama de cargas actuantes en la cortina



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

Determinadas todas las cargas, se calcula el momento mayorado para la cortina.

$$G \text{ III} \quad M_u = 1,3 * \left(E_{sob} * \frac{H}{2} + E_s * \frac{H}{3} + Lf * (6' + H) \right)$$

$$M_u = 1,3 * \left(468,48 * \frac{1,60}{2} + 530,16 * \frac{1,60}{2} + 113,39 * (1,828 + 1,60) \right)$$

$$M_u = 1\ 432,51 \text{ kg} - \text{m}$$

$$G \text{ IV} \quad M_u = 1,3 * \left(E_{sob} * \frac{H}{2} + E_s * \frac{H}{3} + S * \frac{H}{2} \right)$$

$$M_u = 1,3 * \left(468,48 * \frac{1,60}{2} + 530,16 * \frac{1,60}{2} + 236,16 * \frac{1,60}{2} \right)$$

$$M_u = 1\ 100,57 \text{ kg} - \text{m}$$

Para el momento mayorado se tomara el máximo de los dos, en este caso el resultado de la combinación III, 1 432,51 kilogramos-metro.

- Cálculo de refuerzo a flexión: se calcula el acero mínimo y máximo para la sección, posteriormente se calcula el refuerzo a flexión de la cortina, utilizando varillas no. 5, una base unitaria y se verifica que cumpla la comparación de áreas de acero.

$$M_u = 1\,432,51 \text{ kg-m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 30 - 5 - 1,59/2 = 24,205 \text{ cm}$$

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{14.1}{f_y} bd = \frac{14.1}{2\,810} * 100 * 24,205 = 12,145 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0,5\rho_{bal}bd = 0,5 * 0,0543 * 100 * 24,205 = 65,79 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \left((b * d) - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{M_u * b}{0,003825 * f'_c}} \right) * \left(\frac{0,85 * f'_c}{f_y} \right)$$

$$A_s = \left((100 * 24,205) - \sqrt{(100 * 24,205)^2 - \frac{1\,432,51 * 100}{0,003825 * 281}} \right) * \left(\frac{0,85 * 281}{2\,810} \right)$$

$$A_s = 2,35 \text{ cm}^2$$

Según el código ACI, el área de acero debe de ser mayor al área de acero mínima, pero no mayor al área de acero máxima calculada, se realiza la comparación.

$$A_{s \min} \leq A_s \leq A_{s \max}$$

$$12,145 \leq 2,35 \leq 65,79$$

Al comparar las áreas de acero se observa que el área de acero requerida es menor que el área de acero mínima, por lo que se utiliza el área de acero mínima. Determinada el área de acero, se calcula el espaciamiento de la siguiente manera.

$$s = \frac{b * A_{s \text{ varilla}}}{A_s} = \frac{100 * 1,98}{12,145} = 16,3 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

Se coloca en sentido vertical barras no. 5 a cada 15 centímetros en ambas caras de la cortina.

- Cálculo de cortante: para determinar el cortante mayorado que actúa en la cortina, se aplican las combinaciones de carga dadas por AASHTO 3.22.1, debiéndose tomar la más crítica de las combinaciones.

$$\text{G III} \quad V_u = 1,3 * (E_{sob} + E_s + Lf)$$

$$M_u = 1,3 * (468,48 + 530,16 + 113,39)$$

$$M_u = 1\ 465,88 \text{ kg}$$

$$\text{G IV} \quad M_u = 1,3 * (E_{sob} + E_s + S)$$

$$M_u = 1,3 * (468,48 + 530,16 + 236,16)$$

$$M_u = 1\ 604,41 \text{ kg}$$

Para el cortante mayorado se toma el máximo de los dos, en este caso el resultado de la combinación IV, 1 604,41 kilogramos por metro.

- Cálculo de refuerzo a corte: para determinar si la sección de la cortina requiere refuerzo a corte se compara el cortante mayorado con el cortante que resiste la sección, si el cortante mayorado es mayor que el que resiste la sección se requerirá refuerzo adicional, los datos son los siguientes.

V_{cr} = resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto (kg/cm^2)

ϕ = factor de reducción de resistencia = 0,85 (para corte ACI 9.3)

f'_c = resistencia especificada a la compresión del concreto a los 28 días = 281 kg/cm^2

b = base de la sección del elemento = 100 cm

d = peralte de la sección = 24,205 cm

$$V_{cr} = \phi * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0,85 * 0,53 * \sqrt{281} * 100 * 24,205 = 18\,279 \text{ kg}$$

$V_u < V_{cr}$ la sección resiste, no reforzar a corte.

Se colocará el refuerzo por temperatura, barras no. 4 a cada 30 cm transversalmente.

2.2.5.2. Viga de apoyo

La viga de apoyo es un elemento estructural, ubicada sobre el estribo, su función es servir de apoyo empotrado para la cortina y transmitir la carga de la estructura al estribo.

- Cálculo de refuerzo longitudinal: debido a que la viga de apoyo está apoyada sobre el estribo en toda su longitud, no se flexiona, por lo que se le dará el refuerzo mínimo utilizando barras no. 6.

$$b = 85 \text{ cm}$$

$$d = 40 - 5 - 1,905/2 = 34,04 \text{ cm}$$

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2\,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{14,1}{f_y} bd = \frac{14,1}{2\,810} * 85 * 34,36 = 14,52 \text{ cm}^2$$

Se utilizaran 5 barras no. 6 en ambas camas.

- Cálculo de refuerzo a corte: la viga de apoyo se chequea por aplastamiento, es decir, para verificar que el peso de la estructura no fracture el material de la viga. Para determinar el cortante que resiste la viga de apoyo se utiliza la ecuación dada por ACI 11.3 con los siguientes datos.

V_{cr} = resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto (kg/cm^2)

ϕ = factor de reducción de resistencia = 0,85 (para corte ACI 9.3)

f'_c = resistencia especificada a la compresión del concreto a los 28 días = 281 kg/cm^2

b = base de la sección del elemento = 85 cm

d = peralte de la sección = 34,36 cm

$$V_{cr} = \phi * 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0,85 * 0,53 * \sqrt{281} * 85 * 34,36 = 22\,055,66 \text{ kg}$$

Para determinar el cortante actuante se utilizara el peso de la estructura y del tren de carga sin mayorar.

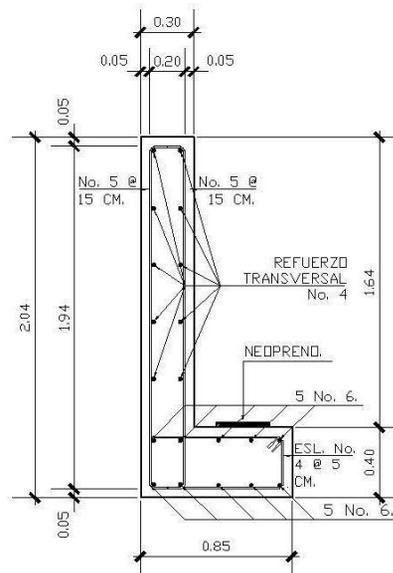
$$V_{act} = 38\,755,01 + 9\,015,47 = 47\,770,48$$

Como el cortante actuante es mayor que el cortante que resiste el concreto, se refuerza a corte utilizando varillas no. 4, el espaciamiento se calcula con la ecuación dada por ACI 11.5.7.2 con los siguientes datos.

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_{act}} = \frac{4 * 1,27 * 2810 * 34,36}{47\,770,48} = 5,13 \text{ cm} \approx 5 \text{ cm}$$

Se coloca estribos no. 4 a cada 5 centímetros. El armado final se muestra a continuación.

Figura 45. **Detalle de armado de cortina y viga de apoyo**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

2.2.5.3. Diseño de apoyos elastoméricos

Los apoyos elastoméricos son dispositivos de apoyo inoxidable, están conformados por placas de metal y placas de neopreno. Su función es la de amortiguar el efecto de la carga de impacto; transmitir la carga de la superestructura a la subestructura sin movimientos entre los elementos del mismo y permitir, sin oponer resistencia apreciable a los movimientos relativos entre los elementos estructurales.

Según la sección 14 división I y la sección 25 división II de las normas AASHTO, especifica:

Propiedades del acero a utilizar:

- Tener propiedades de alargamiento a la rotura mayor del 23 por ciento.
- El esfuerzo de fluencia será mayor de 2 400 kilogramos por centímetro cuadrado.
- El esfuerzo de rotura será mayor de 4 200 kilogramos por centímetro cuadrado.

Propiedades del elastómero: el neopreno tendrá características de un módulo de elasticidad a corte G preferiblemente de 10 kilogramos por centímetro cuadrado (dureza Shore A-60).

Para el diseño se aplica el método descrito en el libro Diseño de puentes de concreto de José Eusebio Trujillo:

Esfuerzo máximo permisible a compresión del apoyo (σ_p): se calcula con la siguiente ecuación, la cual es para apoyos fijos y móviles.

$$\sigma_p = \frac{8ab}{t * (a + b)}$$

Donde:

a, b = dimensiones asumidas del apoyo = 35 * 30 cm = 12" * 14"

t = espesor asumido de una lámina de neopreno = 1,30 cm

$$\sigma_p = \frac{8 * 35 * 30}{1,30 * (35 + 30)} = 99,41 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante actuante (σ_{act}): es generado por el esfuerzo a corte que se transmite de la superestructura, se calcula con la siguiente ecuación.

$$\sigma_{act} = \frac{V_u}{a * b}$$

Donde:

a, b = dimensiones del apoyo = 35 * 30 cm

V_u = fuerza cortante mayorada del diseño a corte de viga = 74 663,10 kg

$$\sigma_{act} = \frac{74\ 663,10}{35 * 30} = 71,11 \text{ kg/cm}^2$$

Se compara el esfuerzo máximo permisible con el esfuerzo cortante actuante, el primero debe ser mayor que el segundo, de lo contrario, se aumentan las dimensiones del apoyo.

$$\sigma_p > \sigma_{act}$$

$$99,41 > 71,11$$

Cumple la comparación de esfuerzos permisibles.

AASHTO 14.7.5.3.2-1 recomienda un máximo esfuerzo actuante de 100 kilogramos por centímetro cuadrado.

$$\sigma_{act} < 100$$

$$71,11 < 100$$

Cumple la comparación de esfuerzos máximos.

Para obtener el espesor en apoyos móviles y para tramos libremente apoyados, debe cumplirse la relación:

$$\frac{\Delta L}{T} \leq 0,5$$

Donde:

ΔL = máximo desplazamiento horizontal (cm)

T = espesor total del elastómero asumido = 4 cm

El máximo desplazamiento horizontal es el mayor de las deformaciones por contracción y dilatación, las cuales se calculan con las siguientes ecuaciones.

$$\Delta L = \text{el mayor de } \begin{cases} \Delta L_{cont} = \Delta e_{cm} - (\Delta_c - \Delta_t) \\ \Delta L_{dil} = (\Delta e_t + \Delta_t) - \Delta_c \end{cases}$$

Donde:

ΔL_{cont} = deformación por contracción (cm)

ΔL_{dil} = deformación por dilatación (cm)

Δe_{cm} = deformación por carga muerta (cm)

Δ_c = deformación por contracción de fraguado y contracción diferida (cm)

Δ_t = deformación por temperatura (cm)

Δe_t = deformación total por esfuerzo (cm)

Cálculo de deformación total por esfuerzo (Δe_t): se calcula utilizando la ley de Hooke, aplicando la siguiente ecuación.

$$\Delta e_t = \frac{f_i * L}{E}$$

Donde:

f_i = constante de ley de Hooke = 1 700 kg/cm²

L = distancia entre apoyos = 2 446 cm

E = módulo de elasticidad del acero = 2,3*10⁶ kg/cm²

$$\Delta e_t = \frac{1\,700 * 2\,446}{2,3 * 10^6} = 1,807 \text{ cm}$$

Deformación por carga muerta (Δe_{cm}): es la deformación producida por los momentos de servicio del puente, se calculan con la siguiente ecuación.

$$\Delta e_{cm} = \Delta e_t * \left(\frac{M_{cm}}{M_{cm} + M_{cv+i}} \right)$$

Donde:

M_{cv+i} = momento debido a carga viva mayorada por impacto = 65 957,14 kg*m

M_{cm} = momento debido a carga muerta = 239 562,30 kg*m

$$\Delta e_{cm} = 1,807 * \left(\frac{239\,562,30}{239\,562,30 + 65\,957,14} \right) = 1,418 \text{ cm}$$

Deformación por contracción de fraguado y contracción diferida (Δ_c): es la deformación producida por los cambios volumétricos relacionados con la longitud de la superestructura durante el proceso constructivo, se calcula con la siguiente ecuación.

$$\Delta_c = 0,000165 * L = 0,000165 * 2\ 446 = 0,4036 \text{ cm}$$

Deformación por temperatura (Δ_t): es la deformación producida por los cambios volumétricos en función de la temperatura de la ubicación de la estructura, se calcula con la siguiente ecuación.

$$\Delta_t = 0,000011 * D^\circ * L = 0,000011 * 10 * 2\ 446 = 0,269 \text{ cm}$$

Determinados todos los datos procede el cálculo de máximo desplazamiento horizontal.

$$\Delta L = \begin{cases} \Delta L_{\text{cont}} = 1,418 - (0,4036 - 0,269) = 0,75 \text{ cm} \\ \Delta L_{\text{dil}} = (1,807 + 0,269) - 0,4036 = 1,67 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Delta L = 1,67 \text{ cm}$$

Con el máximo desplazamiento calculado se verifica la comparación.

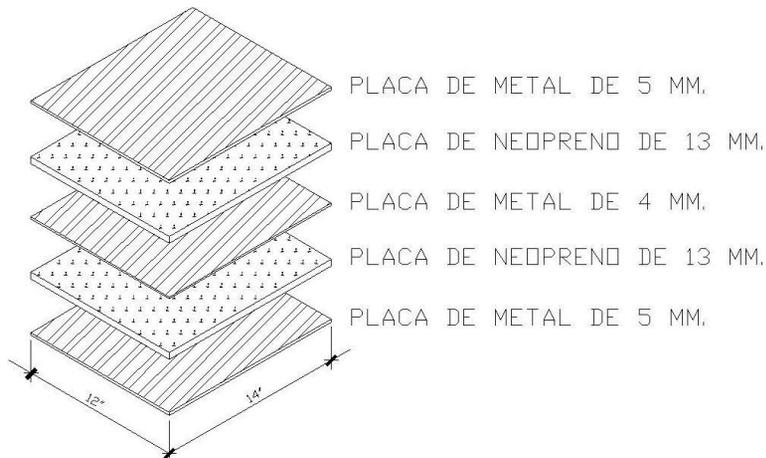
$$\frac{\Delta L}{T} \leq 0,5$$

$$\frac{1,67}{4} = 0,42 \leq 0,5$$

Cumple la comparación de desplazamiento.

El detalle del apoyo queda de la siguiente manera.

Figura 46. **Detalle de apoyo elastomérico**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

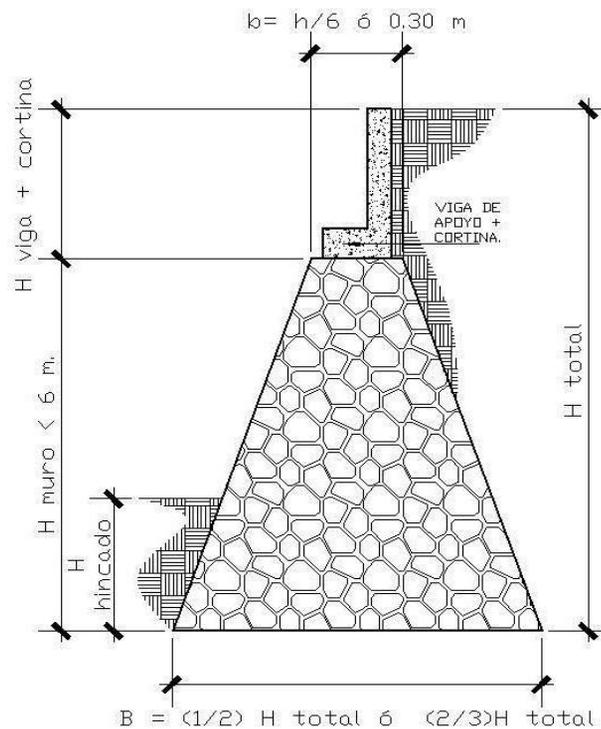
2.2.5.4. Diseño de estribo

Son estructuras que sirven de apoyo extremo al puente, que además de soportar la carga de la superestructura, sirven de contención de los terraplenes de acceso y por consiguiente están sometidos al empuje de tierra. Los estribos, como son muros de contención, pueden ser de concreto ciclópeo (muros de gravedad), concreto armado (muros en voladizo o con pantalla y contrafuertes).

El diseño del estribo se realizó como muro de gravedad de concreto ciclópeo, para utilizar los materiales locales (piedra bola de 4"). Son macizos que utilizan su propio peso para resistir las fuerzas laterales debido al empuje del terreno y otras cargas. No necesitan refuerzo y son adecuados cuando el terreno es de buena capacidad portante y la altura del muro no es superior a 6 metros. No son admitidas tracciones en cualquier sección del estribo.

- Profundidad de cimentación: la cota de la base del estribo estará a 2,86 metros debajo del nivel de crecida máxima. Se tomó esta decisión ya que al realizar la perforación para obtener la muestra de suelo se verificó que después de 1 metro de profundidad, los estratos son uniformes, por lo que la profundidad propuesta brindará a al estribo una base estable.
- Dimensionamiento: los muros de gravedad se deben dimensionar de manera que se asegure la estabilidad contra las fallas por vuelco, deslizamiento y presiones en la base. Considerando el comportamiento estructural mencionado, las dimensiones del estribo se calculan con los siguientes criterios.

Figura 47. **Predimensionamiento de estribo**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

H muro = 5m

H viga+cortina = 2,04 m

H hincado = 2,50 m (físicamente se tienen 2,86 pero existe una capa de arena que no se considerara en el análisis)

H total = 7,04 m

b = 7,04/6 = 1,17 m ≈ 1,15 m

B = (2/3)*7,04 = 4,69 m ≈ 5 m

- Cálculo del momento de volteo: el momento de volteo se determina a través de las fuerzas laterales ejercidas por el suelo sobre el elemento. Para poder calcular el momento de volteo es necesario determinar las fuerzas que actúan sobre el muro.

Cálculo de carga del suelo (E_s): esta fuerza es producida por el empuje del suelo hacia la parte superior de la cortina, aplicando la constante de presión de 480 kilogramos por metro cúbico, y dando un aumento de altura equivalente de 2 pies (0,609 metros). Se calcula con la siguiente ecuación.

$$E_s = 480 * H_{eq} = 480 * 0,609 = 292,32 \text{ kg/m}^2$$

Carga de suelo (E_o): es la fuerza producida por el del suelo en la totalidad de la altura del muro. Para determinar la carga de suelo se utiliza los datos obtenidos del estudio de suelo. Se inicia calculando el coeficiente de presión activa, aplicando la siguiente ecuación.

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } \theta}{1 + \text{sen } \theta} \quad ; \quad K_p = \frac{1 + \text{sen } \theta}{1 - \text{sen } \theta}$$

Donde:

K_a = coeficiente de presión activa

K_p = coeficiente de presión pasiva

θ = ángulo de fricción interna = $18,57^\circ$

$$K_a = \frac{1 - \operatorname{sen} 18,57}{1 + \operatorname{sen} 18,57} = 0,51 \quad ; \quad K_p = \frac{1 + \operatorname{sen} 18,57}{1 - \operatorname{sen} 18,57} = 1,93$$

Cálculo de presión vertical activa final.

$$\sigma_{vaf} = H * \rho_{\text{suelo}}$$

Donde:

σ_{vaf} = presión vertical activa final (kg/m^2)

H = altura total de la subestructura = 7,04 m

ρ_{suelo} = densidad del suelo = 2 100 kg/m^3

$$\sigma_{vaf} = 7,04 * 2\,100 = 14\,784 \text{ kg}/\text{m}^2$$

Cálculo de presión horizontal activa final.

$$\sigma_{haf} = \sigma_{vaf} * K_a$$

Donde:

σ_{haf} = presión activa horizontal final (kg/m^2)

σ_{vaf} = presión vertical activa final = 14 784 kg/m^2

K_a = coeficiente de presión activa = 0,51

$$\sigma_{haf} = 14\,784 * 0,51 = 7\,539,84 \text{ kg}/\text{m}^2$$

Cálculo de presión vertical pasiva final.

$$\sigma_{vpf} = H_i * \rho_{suelo}$$

Donde:

σ_{vpf} = presión vertical pasiva final (kg/m²)

H_i = altura de hincado de la subestructura = 2,50 m

ρ_{suelo} = densidad del suelo = 2 100 kg/m³

$$\sigma_{vpf} = 2,50 * 2\ 100 = 5\ 250 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de presión horizontal pasiva final.

$$\sigma_{hpf} = \sigma_{vpf} * K_p$$

Donde:

σ_{hpf} = presión pasiva horizontal final (kg/m²)

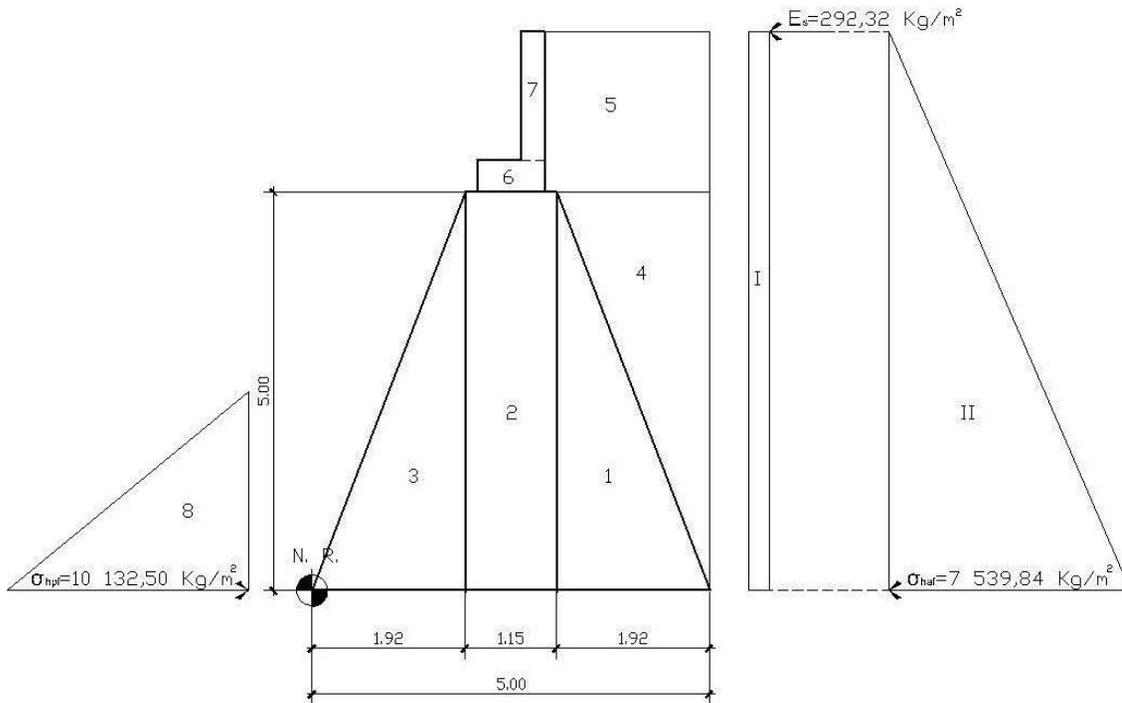
σ_{vpf} = presión vertical pasiva final = 5 250 kg/m²

K_p = coeficiente de presión pasiva = 1,93

$$\sigma_{hpf} = 5\ 250 * 1,93 = 10\ 132,50 \text{ kg/m}^2$$

Determinadas las fuerzas procede el cálculo del momento de volteo, el cual, es el resultado de la suma de los momentos, el brazo esta medido respecto al nivel de referencia como se muestra a continuación.

Figura 48. Cargas y secciones en estribo



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

Tabla XVII. Cálculo de momento de volteo de estribo

Sección	Presión (kg/m ²).	Brazo (m).	Empuje (Kg/m).	Distancia de NR a centroide Y	Momento Kg-m/m
I	292,32	7,04	2 057,93	3,52	7 243,92
II	7 539,84	3,52	26 540,24	2,35	62 281,09
			Σ 28 598,17		Σ 69 525,01

Fuente: elaboración propia.

- Cálculo de momento estabilizante: el momento estabilizante se determina a través del peso y la geometría del muro. Para calcularlo se debe de

tomar en cuenta el peso específico de los materiales, la distancia del nivel de referencia al centroide de las secciones, las áreas de las secciones; los cuales se especifican a continuación.

Peso específico del concreto ciclópeo: $2\,500\text{ kg/m}^3$

Peso específico del concreto reforzado: $2\,400\text{ kg/m}^3$

Peso específico del suelo: $2\,100\text{ kg/m}^3$

Sección 1: $\text{área} = 1,925 \cdot 5/2 = 4,813\text{ m}^2$

Distancia NR = $1,925 + 1,15 + 1,925/3 = 3,717\text{ m}$

Sección 2: $\text{área} = 1,15 \cdot 5 = 5,75\text{ m}^2$

Distancia NR = $1,75 + 1,15/2 = 2,325\text{ m}$

Sección 3: $\text{área} = 1,925 \cdot 5/2 = 4,813\text{ m}^2$

Distancia NR = $1,925 \cdot (2/3) = 1,283\text{ m}$

Sección 4: $\text{área} = 1,925 \cdot 5/2 = 4,813\text{ m}^2$

Distancia NR = $1,925 + 1,15 + 1,925 \cdot (2/3) = 4,358\text{ m}$

Sección 5: $\text{área} = 2,04 \cdot 1,925 = 3,927\text{ m}^2$

Distancia NR = $1,925 + 1,15 + 1,925/2 = 4,038\text{ m}$

Sección 6: $\text{área} = 0,40 \cdot 0,85 = 0,34\text{ m}^2$

Distancia NR = $1, + 1,15/2 = 2,325\text{ m}$

Sección 7: $\text{área} = 0,30 \cdot 1,64 = 0,492\text{ m}^2$

Distancia NR = $1,925 + 1,15/2 + 0,85/2 - 0,30/2 = 2,775\text{ m}$

Determinadas las aéreas, centroides y pesos, procede el cálculo del momento estabilizante, el cual, es el resultado de la suma de los momentos.

Tabla XVIII. **Cálculo de momento estabilizante de estribo**

Sección	Área m ²	Peso específico Kg/m ³	Peso Kg/m	Distancia NR a centriode en X	Momento Kg-m
1	4,813	2 500	12 031,25	3,717	44 716,15
2	5,75	2 500	14 375,00	2,50	35 937,50
3	4,813	2 500	12 031,25	1,283	15 440,10
4	4,813	2 100	10 106,25	4,358	44 046,41
5	3,927	2 100	8 246,70	4,038	33 296,05
6	0,34	2 400	816,00	2,50	2 040,00
7	0,492	2 400	1 180,80	2,775	3 276,72
			Σ 58 787,25		Σ 178 752,93

Fuente: elaboración propia.

- Análisis de estabilidad: se inicia con la revisión del muro sin superestructura, para realizar esta verificación, se utiliza las ecuaciones para chequeo de volteo, deslizamiento y presiones para muros de gravedad, los cuales se describen a continuación.

Chequeo por volteo:

$$V = \frac{M_e}{M_v} > 1,5$$

Donde:

Me = momento estabilizante = 178 752,93 kg-m/m

Mv = momento de volteo = 69 525,01 kg-m/m

$$V = \frac{178\,752,93}{69\,525,01} = 2,57 > 1,5$$

Cumple con volteo.

Chequeo por deslizamiento:

$$D = \frac{\mu * (W + F_p)}{E} > 1,5$$

Donde:

μ = coeficiente de fricción entre muro y suelo (0,6 a 0,9) = 0,7

W = peso propio de la estructura = 58 787,25 kg/m

F_p = fuerza pasiva (Kg/m)

E = empuje total producido por las cargas = 13 952,72 kg/m

$$F_p = \frac{\sigma_{hpf} * H_i}{2} = \frac{10\,132,50 * 2,5}{2} = 12\,665,63 \text{ kg/m}$$

$$D = \frac{0,7 * (58\,787,25 + 12\,665,63)}{13\,952,72} = 1,75 > 1,5$$

Cumple con deslizamiento.

Chequeo por presiones:

$$P = \frac{W}{B} * \left(1 \pm \left(6 * \frac{e}{B} \right) \right) > 0, < V_s$$

$$e = \frac{B}{2} - a \quad a = \frac{(Me - Mv)}{W}$$

Donde:

P = presiones en los extremos de la base del muro (kg/m²)

W = peso propio de la estructura = 58 787,25 kg/m

B = base del muro = 5 m

e = excentricidad (m)

Me = momento estabilizante = 178 752,93 kg-m/m

Mv = momento de volteo = 69 525,01 kg-m/m

Vs = capacidad soporte del suelo = 22 000 kg/m²

$$a = \frac{(Me - Mv)}{W} = \frac{178\,752,93 - 69\,525,01}{58\,787,25} = 1,85 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - a = \frac{5}{2} - 1,85 = 0,64 \text{ m}$$

$$P = \frac{W}{B} * \left(1 + \left(6 * \frac{e}{B}\right)\right) = \frac{58\,787,25}{5} * \left(1 + \left(6 * \frac{0,64}{5}\right)\right) = 20\,815,10 < Vs$$

$$P = \frac{W}{B} * \left(1 - \left(6 * \frac{e}{B}\right)\right) = \frac{58\,787,25}{5} * \left(1 - \left(6 * \frac{0,64}{5}\right)\right) = 2\,699,80 > 0$$

Cumple la comparación de presiones.

Revisión del muro con superestructura: para realizar esta verificación, se utilizan las mismas ecuaciones para chequeo, pero se agrega el corte y momento generado por la superestructura. Para determinar el momento producido por la estructura y del tren de carga, se utiliza el mismo valor utilizado para el diseño de la viga de apoyo (47 770,48 kilogramos), y el brazo para el momento es la distancia del centro del neopreno al nivel de referencia (2,35 metros). Se inicia calculando la carga distribuida sobre el estribo generada por

la superestructura, multiplicándola por 2 (generada por las 2 vigas principales) y dividiéndola por el ancho del estribo (5,60 metros).

$$C_u = \frac{47\,770,48 * 2}{5,60} = 17\,060,88 \text{ kg/m}$$

$$ME = C_u * d = 17\,060,88 * 2,35 = 40\,093,08 \text{ kg - m/m}$$

$$a = \frac{(M_e + ME - M_v)}{W} = \frac{178\,752,93 + 40\,093,08 - 69\,525,01}{58\,787,25} = 2,54 \text{ m}$$

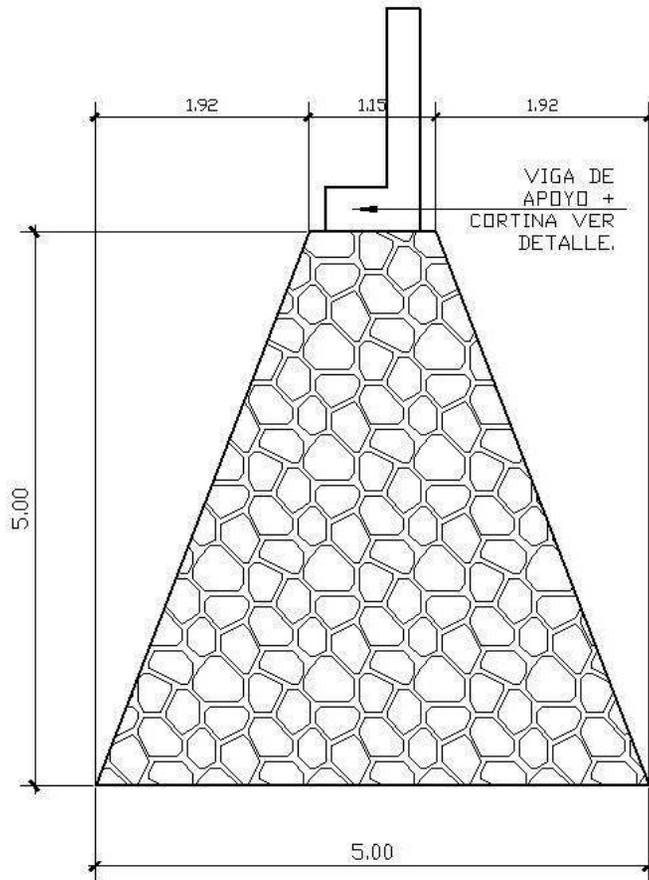
$$e = \frac{B}{2} - a = \frac{5}{2} - 2,54 = -0,04 \text{ m}$$

$$P = \frac{W}{B} * \left(1 + \left(6 * \frac{e}{B}\right)\right) = \frac{58\,787,25 + 20\,327,86}{5} * \left(1 + \left(6 * \frac{-0,04}{5}\right)\right) = 14\,441,05 < V_s$$

$$P = \frac{W}{B} * \left(1 + \left(6 * \frac{e}{B}\right)\right) = \frac{58\,787,25 + 20\,327,86}{5} * \left(1 - \left(6 * \frac{-0,04}{5}\right)\right) = 15\,898,20 < V_s$$

Cumple la comparación de presiones.

Figura 49. **Geometría de estribo**



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

2.2.5.5. **Obras de protección**

Las obras de protección son estructuras cuya función es la de proteger al estribo, evitando la socavación y a la vez funcionan como muros de contención que evitan que el material de relleno del terraplén no se derrame hacia el cauce del río.

- Diseño de aletones: se diseñaran aletones que irán ubicados a los lados del estribo, contruidos monolíticamente. Se construirán, al igual que el estribo, con concreto ciclópeo. Para elabora el diseño de los aletones se considera únicamente la carga del suelo.

Carga de suelo (E_o): es la fuerza producida por el suelo en la totalidad de la altura del muro. Para obtener la carga de suelo se aplican los mismos criterios usados en el diseño del estribo. Se inicia con el cálculo de presión vertical activa.

$$\sigma_{vaf} = H * \rho_{suelo}$$

Donde:

σ_{vaf} = presión vertical activa final (kg/m²)

H = altura total de la subestructura = 5 m

ρ_{suelo} = densidad del suelo = 2 100 kg/m³

$$\sigma_{vaf} = 5 * 2\ 100 = 10\ 500 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de presión horizontal activa final.

$$\sigma_{haf} = \sigma_{vaf} * K_a$$

Donde:

σ_{haf} = presión activa horizontal final (kg/m²).

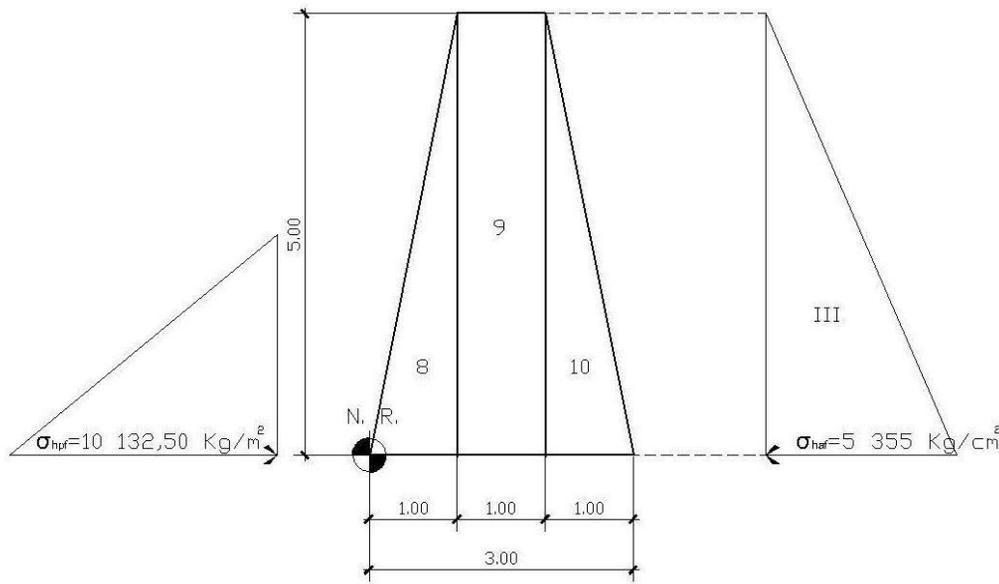
σ_{vaf} = presión vertical activa final = 10 500 kg/m².

K_a = coeficiente de presión activa = 0,51.

$$\sigma_{haf} = 10\ 500 * 0,51 = 5\ 355 \text{ kg/m}^2$$

Se propone, aplicando los criterios de predimensionamiento usados para el estribo.

Figura 50. Cargas y secciones en aletón



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

Determinadas la fuerza procede el cálculo del momento de volteo.

Tabla XIX. Cálculo de momento de volteo de aletón

Sección	Presión (kg/m ²)	Brazo (m)	Empuje (kg/m)	Distancia de NR a centroide Y	Momento (kg-m/m)
III	5 355	2,50	13 387,50	1,67	22 312,50

Fuente: elaboración propia.

Peso específico del concreto ciclópeo: 2 500 kg/m³

Peso específico del concreto reforzado: 2 500 kg/m³

Peso específico del suelo: 2 300 kg/m³

Sección 8: área = $1 \cdot 5/2 = 2,50 \text{ m}^2$

Distancia NR = $1 \cdot (2/3) = 0,67 \text{ m}$

Sección 9: área = $1 \cdot 5 = 5 \text{ m}^2$

Distancia NR = $1 + 1/2 = 1,50 \text{ m}$

Sección 10: área = $1 \cdot 5/2 = 2,50 \text{ m}^2$

Distancia NR = $1 + 1 + 1/3 = 2,33 \text{ m}$.

Tabla XX. **Cálculo de momento estabilizante de aletón**

Sección	Área (m ²)	Peso específico (kg/m ³)	Peso (kg/m)	Distancia de NR a centroide X	Momento (kg-m/m)
8	2,50	2 500	6 250	0,67	4 166,67
9	1,50	2 500	12 500	1,50	31 250
10	2,50	2 500	6 250	2,33	14 583,33
			Σ 25 000		Σ 50 000

Fuente: elaboración propia.

Chequeo por volteo:

$$V = \frac{M_e}{M_v} > 1,5$$

Donde:

Me = momento estabilizante = 50 000 kg-m/m

Mv = momento de volteo = 22 312,50 kg-m/m

$$V = \frac{Me}{Mv} = \frac{50\,000}{22\,312,50} = 2,24 > 1,5$$

Cumple con volteo.

Chequeo por deslizamiento:

$$D = \frac{\mu * (W + F_p)}{E} = \frac{0,7 * (25\,000 + 12\,665,63)}{13\,387,50} = 1,83 > 1,5$$

Cumple con deslizamiento.

Chequeo por presiones:

$$a = \frac{(Me - Mv)}{W} = \frac{50\,000 - 22\,312,50}{25\,000} = 1,11 \text{ m}$$

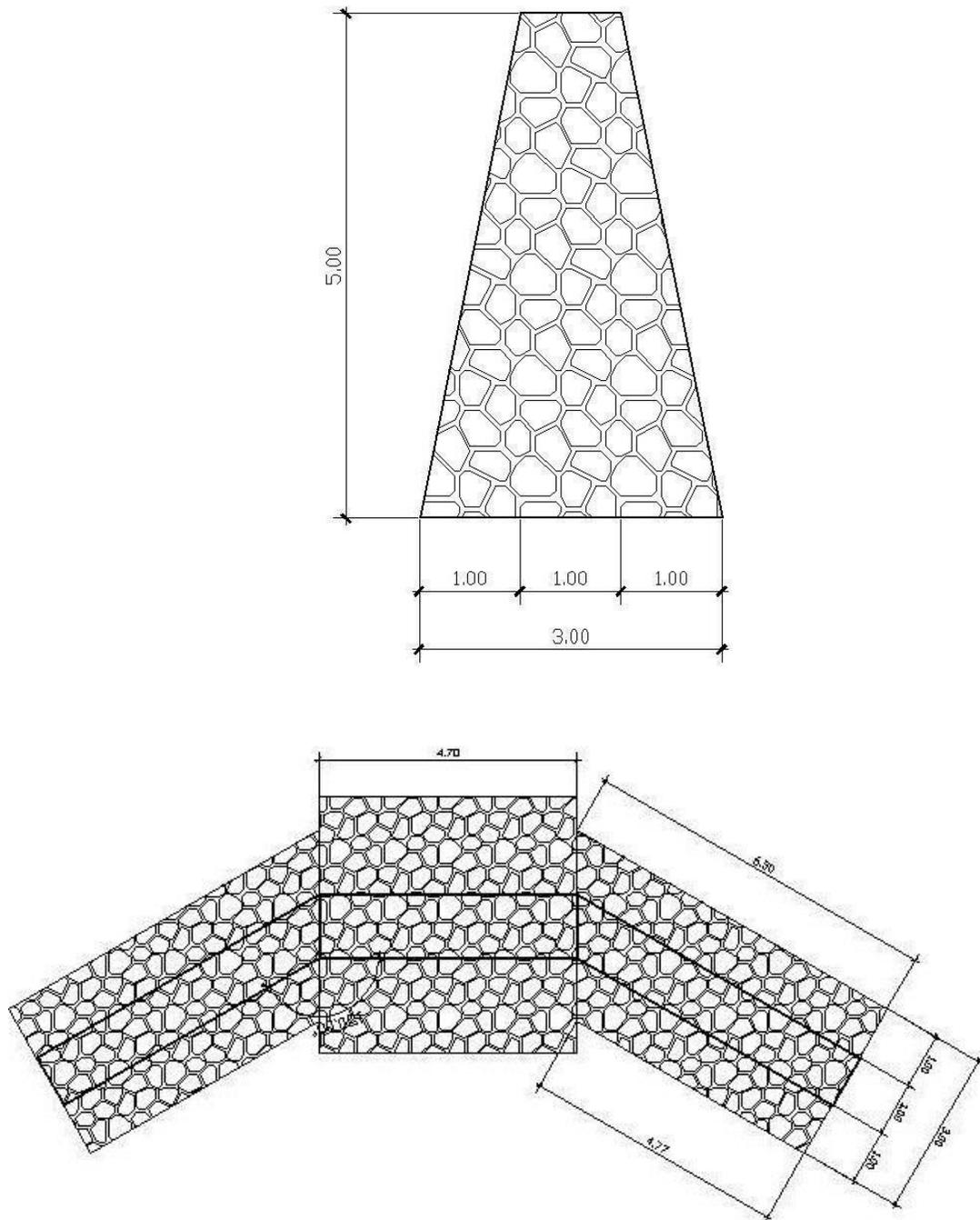
$$e = \frac{B}{2} - a = \frac{3}{2} - 1,11 = 0,39 \text{ m}$$

$$P = \frac{W}{B} * \left(1 + \left(6 * \frac{e}{B}\right)\right) = \frac{25\,000}{3} * \left(1 + \left(6 * \frac{0,39}{3}\right)\right) = 14\,875 < V_s$$

$$P = \frac{W}{B} * \left(1 - \left(6 * \frac{e}{B}\right)\right) = \frac{25\,000}{3} * \left(1 - \left(6 * \frac{0,39}{3}\right)\right) = 1\,791,67 > 0$$

Cumple la comparación de presiones.

Figura 51. Geometría de aletón y planta de subestructura



Fuente: elaboración propia, con programa de Autocad®.

2.2.6. Elaboración de presupuesto

En la integración del presupuesto del puente vehicular para la aldea La Vegona, se especifican los renglones que se deben ejecutar, se consideraron los siguientes aspectos:

- Método: para la cuantificación de materiales se aplicó el método de los precios unitarios; y para la mano de obra, calificada y no calificada, se calculó aplicando los salarios indicados en el código de trabajo.
- Materiales: para el efecto se tomaron como base los precios que se manejan en la región.
- Mano de obra: se consideró la mano de obra calificada y no calificada aplicando un promedio de los salarios que se pagan en la región.
- Costo indirecto: es la suma de todos los gastos técnico-administrativos necesarios para la correcta realización de cualquier proceso constructivo, los cuales se estimaron en 25 por ciento.
- Imprevistos: en este renglón se tomaron en cuenta las posibles variaciones de precios de los materiales.

Tabla XXI. Presupuesto de puente vehicular

Presupuesto construcción de puente vehicular aldea La Vegona, La Unión, Zacapa.					
Integración de cantidades estimadas por renglón.					
No.	Descripción	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Subtotal
1	Trabajos preliminares (incluye replanteo de topografía)	1	Global	Q 9,628.66	Q 9,628.66
1.1	Estudio de suelos	2	Unidad	Q 15,000.00	Q 30,000.00
1.2	Excavación estructural	600.29	m3	Q 50.00	Q 30,014.25
2	Estribos + aletones de concreto ciclópeo	388.96	m3	Q 1,151.94	Q 448,058.63
3	Vigas de apoyo + cortinas de concreto reforzado	7.82	m3	Q 5,187.97	Q 40,569.90
4	Diafragmas de concreto reforzado	1.56	m3	Q 8,465.12	Q 13,205.59
5	Vigas principales de concreto reforzado	34.25	m3	Q 8,894.11	Q 304,623.10
6	Apoyos elastoméricos	4	Unidad	Q 5,575.36	Q 22,301.44
7	Losa de concreto reforzado	112.5	m2	Q 1,161.95	Q 130,719.75
8	Barandal + postes + drenaje	48.92	Global	Q 366.76	Q 17,941.88
9	Terraplén	793	m3	Q 389.68	Q 309,017.10
10	Gastos generales	1	Global	Q114,600.00	Q 114,600.00
	Suma parcial				Q 1,470,680.29
11	Costo indirecto 20%	1	Global	Q294,136.06	Q 294,136.06
			Total		Q 1,764,816.35

Fuente: elaboración propia.

2.2.7. Evaluación de Impacto Ambiental (EIA)

Para evaluar el impacto ambiental producido por la construcción del puente vehicular, se aplica la matriz modificada de Leopold. Al aplicar esta matriz, se considera cada acción (proceso constructivo) y su reacción.

A continuación se muestra la tabla con los datos correspondientes.

Tabla XXII. **Matriz modificada de Leopold para el proyecto de puente vehicular para la aldea La Vegona**

Elementos ambientales.	Etapa de construcción.			Etapa de funcionamiento.		
	A	B	N	A	B	N
I. Medio ambiente						
1. Tierras						
a. Topografía			*			*
b. Suelo	-					*
c. Erosión y sedimentación			*			*
2. Microclima			*			*
3. Aguas						
a. Ríos	-					*
b. Aguas subterráneas			*			*
c. Calidad de aguas			*			*
4. Ecosistema						
a. Flora						
a.1 Vegetación natural	-					*
a.2 Cultivos			*			*
b. Fauna						
b.1 Mamíferos y aves			*			*
b.2 Peces organismos acuáticos	-					*
c. Biodiversidad						
c.1 Peligro de extinción			*			*
c.2 Especies migratorias			*			*
5. Desastres naturales.			*			*
II. Medio ambiente socio-económico						
1. Población						
a. Población en peligro			*		++	
b. Re asentamiento			*			*
c. Población migratoria			*			*
2. Uso de la tierra			*			*
3. Uso del agua	-					*
4. Actividades productivas						
a. Agricultura			*		++	
b. Pecuaria			*			*
c. Pesca			*			*
d. Agroindustria			*		+	
e. Mercado y comercio			*		++	
5. Empleo	++					*
6. Aspectos culturales			*			*
7. Historia y arqueología			*			*
8. Turismo			*		+	
III. PROBLEMAS AMBIENTALES						
1. Contaminación del aire			*			*
2. Contaminación del agua	-					*
3. Contaminación del suelo			*			*
4. Ruido y vibración			*			*
5. Hundimiento del suelo			*			*
6. Mal olor			*			*

Fuente: elaboración propia.

CONCLUSIONES

1. El diseño del puente vehicular para la aldea La Vegona, representa una solución adecuada a una de las necesidades más urgentes de dicha aldea, para sus vías terrestres de comunicación, contribuyendo de esta forma con el crecimiento socioeconómico, tanto de la aldea La Vegona como de las comunidades adyacentes; lo que a la vez produce beneficio y crecimiento en el municipio de La Unión, Zacapa, ya que al lograr ejecutar dicho proyecto, la comunidad tendrá la posibilidad de mantener un flujo continuo de tránsito, que no se detendrá en caso de una crecida del río, en especial en épocas lluviosas, cuando se da la crecida máxima.
2. Con el desarrollo del proyecto de alcantarillado sanitario, los habitantes de la aldea Lampocoy se verán beneficiados, ya que se contribuirá a no tener focos de contaminación y con ello mejorar la salud de la población en general, pues las aguas negras serán llevadas por medio de un sistema adecuado, así como recibirá un tratamiento primario a base de fosas sépticas y pozos de absorción.
3. Con el aporte técnico del programa del Ejercicio Profesional Supervisado, EPS de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, a la municipalidad, se contribuye con la planificación de proyectos de infraestructura y servicios básicos, que benefician, en gran manera, a las comunidades más necesitadas, brindando de esta forma un apoyo al desarrollo comunitario, por lo tanto autoridades municipales como COCODES, deberán proveer el apoyo

necesario a los estudiantes que se incorporan a las instituciones para obtener los mejores resultados.

RECOMENDACIONES

A la Municipalidad de La Unión.

1. Dar mantenimiento y velar por el buen uso de las obras una vez construidas, tanto en la ejecución como en el tiempo que estén en servicio. Así en el caso del puente vehicular, efectuar por lo menos dos visitas anuales y después de estar sometidos a crecidas o desastres naturales, limpiar o remover objetos que representen algún tipo de obstáculo al cauce del río; y en el caso del alcantarillado sanitario, se propone un plan de mantenimiento con el fin de facilitar el trabajo de los encargados.
2. La ejecución de los proyectos propuestos deberá realizarse con las especificaciones indicadas en planos, por lo que será necesario contratar un profesional de ingeniería civil para la adecuada supervisión.
3. Dar seguimiento al programa de apoyo técnico, proporcionado por las unidades de EPS, de las distintas facultades de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Association of State Highway and Transportation Officials. *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. Estados Unidos: AASHTO. 2004. 1436 p.
2. American Concrete Institute. *Reglamento de las construcciones de concreto reforzado (ACI 318-2005) y comentarios*. Estados Unidos: ACI. 2005. 492 p.
3. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Requisitos para diseño de obras de infraestructura y obras especiales*. Guatemala. AGIES, 2010. 17 p.
4. CABRERA RIEPELE, Ricardo Antonio. *Apuntes de Ingeniería Sanitaria* 2. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1989. 173 p.
5. Centro Regional Ayuda Técnica, Agencia Para el Desarrollo Internacional. *Manual de Fosas Sépticas*. Buenos Aires. AID, 1975. 85 p.
6. FRATELLI, María Graciela. *Suelos, fundaciones y muros*. Venezuela: Bolívar, 1993. 574 p.

7. Dirección General de Caminos, Ministerio de Comunicaciones y Obras Públicas. *Especificaciones generales para construcción de puentes y carreteras*. 2a ed. Guatemala: Editoriales Industriales, 2001. 801 p.
8. HERRERA MANTILLA, Jerónimo H. *Puentes*. 2a ed. Colombia: Universidad Católica de Colombia, 1990. 147 p.
9. HIBBELER, Russell C. *Análisis Estructural*. 3a ed. México: Prentice Hall Hispanoamérica, 1997. 725 p.
10. Instituto de Fomento Municipal. *Normas generales para el diseño de alcantarillados*. Guatemala. 2001.
11. RABBITT, Harold E. *Alcantarillado y Tratamiento de Aguas Negras*. México, D. F: Editorial Continental, 1961. 355 p.
12. TRUJILLO OROZCO, José Eusebio. *Diseño de puentes de concreto*. 2ª ed. Colombia: Ediciones UIS, 1993. 383 p.

ANEXOS

Factores de seguridad para cálculo de momentos y corte de diseño

Col. No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
Grupo	γ	Factores β												
		d	L+I	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	%	
Método Esf. Trabajo.	1	1,0	1	1	1	β	1	1	0	0	0	0	100	
	2	1,0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	125	
	3	1,0	1	1	1	β	1	1	0,3	1	1	0	125	
	4	1,0	1	1	1	β	1	1	0	0	0	1	125	
	5	1,0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	1	140	
	6	1,0	1	1	1	β	1	1	0,3	1	1	1	140	
	7	1,0	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	133	
	10	1,0	1	1	0	β	0	0	0	0	0	0	100	
	Método del factor	1	1,3	β	1,67	1	β	1	1	0	0	0	0	
		1A	1,3	β	2,20	1	1	0	0	0	0	0	0	
2		1,3	β	0	0	β	1	1	1	0	0	0		
3		1,3	β	1	1	β	1	1	0,3	1	1	0		
4		1,3	β	1	1	β	1	1	0	0	0	1		
5		1,25	β	0	0	β	1	1	1	0	0	1		
6		1,25	β	1	1	β	1	1	0,3	1	1	1		
7		1,3	β	0	0	β	1	1	0	0	0	0	1	
10		1,3	β	1,67	0	β	0	0	0	0	0	0	0	

Fuente: AASTHO 3.4.1.1.

Cuadro de resumen de alcantarillado sanitario para la aldea Lampocoy

día	mes	año	t
15	9	2009	2009.78904
5	1	2011	2011.0137
1	1	2037.00	2036

población	
Censo=	1058
Estudio=	1103
Futura=	2581

Casas	Ha/casa
155	7

Dot. Viv.	L/ha/día
F. R. =	0.8

Dotaciones Para		Cantidad
Iglesia	50 L/Asist/día	50
Esc. Primaria	50 L/Est./día	680
Centro de Salud	25 L/cama/día	10
Salón Usos Múltiples	50 L/Asist/día	500

Coef. Manning	0.01
---------------	------

n=	25
R=	3.460%

Concreto	0.014
PVC	0.01

De PVC.	A PVC.	Cotas de Terreno.		Distancia Horizontal.	Pendiente del Terreno.	Numero de Casas.		Numero de Comercios.	Numero de Habitantes.		Población Futura.	Caudal Domiciliar.		Caudal Indust. Com.	Caudal Medio Q.		Factor de flujo.		Caudal Máximo.		Pendiente de Tubería.	v (0.6 - 3)			q/Q		v/V		d/D (0.10-0.75)		a/A		Cantidad de tubos.		
		Inicio.	Final.			Actual.	Acumulado		Actual.	Acumulado		Actual.	Futuro.		Actual.	Futuro.	Actual.	Futuro.	Actual.	Futuro.		Actual.	Futuro.	Actual.	Futuro.	Actual.	Futuro.	Actual.	Futuro.	Actual.	Futuro.	Actual.		Futuro.	
1	2	1260.3	1254.22	26.288	23.1300%	3	3	0	21	21	49	0.0253	0.059	0	0.0253	0.059	4.37763	4.31647	0.18386	0.42301	23.000%	6	5.430176	99.05439	1.04196931	1.33989049	0.00186	0.00427	0.191885	0.246749	0.032	0.047	0.009624	0.017052	5
2	4	1254.22	1242.75	35.204	32.5800%	2	5	0	14	35	82	0.0421	0.0987	0	0.0421	0.0987	4.34362	4.26618	0.30405	0.69965	30.000%	6	6.201698	113.12808	1.33191386	1.71487492	0.00269	0.00618	0.214766	0.276517	0.038	0.056	0.012431	0.022116	6
3	4	1254.07	1242.75	37.714	30.0200%	8	8	0	56	56	131	0.0674	0.1577	0	0.0674	0.1577	4.3045	4.20958	0.4821	1.10291	30.000%	6	6.201698	113.12808	1.53026277	1.98089675	0.00426	0.00975	0.246749	0.319412	0.047	0.07	0.017052	0.030772	7
4	8	1242.75	1239.44	63.006	5.2500%	9	22	0	63	154	360	0.1854	0.4333	0	0.1854	0.4333	4.1873	4.04348	1.28969	2.91131	5.250%	6	2.594356	47.32487	1.13042594	1.43688688	0.02725	0.06152	0.435725	0.553851	0.114	0.168	0.063062	0.110818	11
4	5	1242.75	1238.45	38.575	11.1500%	2	2	0	14	14	33	0.0169	0.0397	0	0.0169	0.0397	4.39944	4.34795	0.12318	0.28696	11.300%	6	3.806179	69.43030	0.71527999	0.92610044	0.00177	0.00413	0.187926	0.243315	0.031	0.046	0.009179	0.016516	7
6	5	1239.45	1238.45	42.669	2.3400%	5	5	0	35	35	82	0.0421	0.0987	0.0231	0.0652	0.1218	4.34362	4.26618	0.30405	0.69965	2.500%	6	1.790276	32.65726	0.56125869	0.7227201	0.00931	0.02142	0.313504	0.403692	0.068	0.101	0.029481	0.05281	8
5	7	1238.45	1231.88	61.43	10.7000%	6	13	1	42	91	213	0.1095	0.2564	0.2546	0.3641	0.511	4.25456	4.13794	0.77433	1.76276	10.700%	6	3.703752	67.56187	1.23668272	1.59595034	0.01146	0.02609	0.3339	0.430901	0.075	0.112	0.034074	0.061449	11
8	7	1239.44	1231.88	44.7439	16.9000%	4	26	0	28	182	426	0.2191	0.5128	0	0.2191	0.5128	4.16269	4.00901	1.51522	3.41568	17.000%	6	4.668469	85.15973	1.77625427	2.28134523	0.01779	0.04011	0.380479	0.488671	0.092	0.137	0.046043	0.082456	8
7	10	1231.88	1225.83	37.801	16.0000%	3	42	0	21	294	688	0.3539	0.8281	0.2546	0.6085	1.0827	4.08219	3.89888	2.40033	5.36486	16.000%	6	4.529080	82.61707	2.00585246	2.54450498	0.02905	0.06494	0.442883	0.561815	0.117	0.172	0.065503	0.114645	7
9	10	1228.66	1225.83	66.702	4.2400%	6	6	0	42	42	98	0.0506	0.118	0	0.0506	0.118	4.32942	4.24596	0.36367	0.83221	4.250%	6	2.334234	42.57986	0.71784008	0.91849086	0.00854	0.01954	0.307527	0.393487	0.066	0.097	0.028208	0.049768	12
7	14	1231.88	1223.87	74.76	10.7100%	9	9	1	63	63	147	0.0758	0.1769	0.0023	0.0781	0.1792	4.29334	4.19386	0.54096	1.23299	11.000%	6	3.755315	68.50246	1.12068727	1.44848868	0.00790	0.01800	0.298427	0.385717	0.063	0.094	0.026332	0.047522	13
14	15	1223.87	1220.49	78.308	4.3200%	8	17	0	56	119	279	0.1432	0.3358	0.0023	0.1455	0.3381	4.22212	4.09173	1.00486	2.28319	4.000%	6	2.264540	41.30854	0.94812436	1.21749139	0.02433	0.05527	0.418683	0.537633	0.107	0.16	0.057473	0.103275	14
10	15	1225.83	1220.49	80.803	6.6100%	3	51	0	21	357	836	0.4297	1.0063	0.2546	0.6843	1.2609	4.04514	3.84881	2.88823	6.43521	6.600%	6	2.908854	53.06177	1.55192316	1.96679849	0.05443	0.12128	0.533517	0.676142	0.158	0.235	0.101413	0.179131	14
15	20	1220.49	1208.99	63.789	18.0300%	6	74	0	42	518	1212	0.6235	1.4589	0.2569	0.8804	1.7158	3.96628	3.74461	4.10907	9.07693	16.000%	6	4.529080	82.61707	2.35970041	2.97030642	0.04974	0.10987	0.521011	0.655883	0.152	0.223	0.095884	0.166292	11
20	22	1208.99	1201.28	54.7693	14.0800%	0	74	0	0	518	1212	0.6235	1.4589	0.2569	0.8804	1.7158	3.96628	3.74461	4.10907	9.07693	14.000%	8	5.132235	166.43466	2.16142004	2.74871189	0.02469	0.05454	0.421146	0.535578	0.108	0.159	0.058262	0.102343	10
21	22	1218.91	1201.28	64.708	27.2500%	5	5	0	35	35	82	0.0421	0.0987	0	0.0421	0.0987	4.34362	4.26618	0.30405	0.69965	27.000%	6	5.883447	107.32272	1.28522729	1.66430368	0.00283	0.00652	0.218448	0.282879	0.039	0.058	0.012921	0.023296	11
22	22.1	1201.28	1194.11	58.235	12.3100%	0	79	0	0	553	1294	0.6656	1.5576	0.2569	0.9225	1.8145	3.95132	3.72504	4.37016	9.6404	12.000%	8	4.751526	154.08856	2.0930709	2.65061495	0.02836	0.06256	0.440505	0.557845	0.116	0.17	0.064686	0.112727	10
8	12	1239.44	1220.11	92.28	20.9500%	6	6	0	42	42	98	0.0506	0.118	0	0.0506	0.118	4.32942	4.24596	0.36367	0.83221	21.500%	6	5.250120	95.76990	1.20380522	1.61455359	0.00380	0.00869	0.229291	0.307527	0.042	0.066	0.014427	0.028208	16
11	12	1220.22	1220.11	40.5173	0.2700%	5	5	0	35	35	82	0.0421	0.0987	0	0.0421	0.0987	4.34362	4.26618	0.30405	0.69965	1.800%	6	1.519100	27.71061	0.49849556	0.64348905	0.01097	0.02525	0.328152	0.423599	0.073	0.109	0.032741	0.059054	7
12	13	1220.11	1222.41	94.497	-2.4300%	6	17	0	42	119	279	0.1432	0.3358	0	0.1432	0.3358	4.22212	4.09173	1.00486	2.28319	1.000%	6	1.132270	20.65427	0.58514579	0.74451958	0.04865	0.11054	0.51679	0.657546	0.15	0.224	0.094063	0.224	16
14	13	1223.87	1222.41	97.806	1.4900%	11	11	0	77	77	180	0.0927	0.2167	0	0.0927	0.2167	4.27295	4.16437	0.65803	1.49917	2.000%	6	1.601272	29.20955	0.6584973	0.84099741	0.02253	0.05132	0.411234	0.525206	0.104	0.154	0.055127	0.097717	17
13	16	1222.41	1224.15	36.08	-4.8200%	5	33	0	35	231	541	0.2781	0.6512	0	0.2781	0.6512	4.12456	3.95638	1.90555	4.2808	0.800%	6	1.012733	18.47374	0.65365132	0.82358286	0.10315	0.23172	0.645433	0.813228	0.217	0.327	0.159963	0.284207	7
17	16	1225.17	1224.15	59.523	1.7100%	3	36	0	21	252	590	0.3033	0.7102	0	0.3033	0.7102	4.10973	3.93617	2.0713	4.64468	1.750%	6	1.497852	27.32303	0.88218411	1.11450251	0.07581	0.16999	0.588966	0.744067	0.186	0.278	0.12831	0.226924	10
16	23	1224.15	1221.07	41.225	7.4700%	2	71	0	14	497	1163	0.5982	1.3999	0	0.5982	1.3999	3.97557	3.75676	3.95172	8.73822	0.800%	6	1.012733	18.47374	0.80580129	0.99865098	0.21391	0.47301	0.79567	0.986095	0.314	0.484	0.268759	0.479632	7
23	24	1221.07	1218.01	34.0697	8.9800%	2	73	0	14	511	1196	0.6151	1.4396	0	0.6151	1.4396	3.96935	3.74854	4.05668	8.96651	0.500%	6	0.800636	14.60477	0.68486463	0.84113352	0.27776	0.61394	0.855401	1.050582	0.36	0.566	0.324104	0.583789	6
14	19	1223.87	1219.19	41.435	11.2900%	5	5	1	35	35	82	0.0421	0.0987	0.3148	0.3569	0.4135	4.34362	4.26618	0.30405	0.69965	11.250%	6	3.797749	69.27652	0.95003347	1.22417397	0.00439	0.01010	0.250157	0.322342	0.048	0.071	0.017594	0.031424	7
19	18	1219.19	1219.28	24.027	-0.3700%	5	10	0	35	70	164	0.0843	0.1974	0.3148	0.3991	0.5122	4.28286	4.17823	0.5996	1.37046	1.700%	6	1.476299	26.92987	0.60340786	0.77226993	0.02227	0.05089	0.40873	0.523112	0.103	0.153	0.054351	0.096799	5
17	18	1225.17	1219.28	38.191	15.4200%	5	5	0	35	35	82	0.0421	0.0987	0.3148	0.3569	0.4135	4.34362	4.26618	0.30405	0.69965	16.000%	6	4.529080	82.61707	1.07050237	1.37915916	0.00368	0.00847	0.236362	0.304512	0.044	0.065	0.01546	0.02757	7
18	25	1219.28	1216.25	33.023	9.1800%	3	18	0	2																										

Cuadro de resumen de alcantarillado sanitario para la aldea Lampocoy.

día	mes	año	t
15	9	2009	2009.78904
5	1	2011	2011.0137
1	1	2037.00	2036

población	
Censo=	1058
Estudio=	1103
Futura=	2581

Casas	Ha/casa
155	7

Dotaciones Para		Cantidad
Iglesia	50 L/Asist/día	50
Esc. Primaria	50 L/Est./día	680
Centro de Salud	25 L/cama/día	10
Salón Usos Múltiples	50 L/Asist/día	500

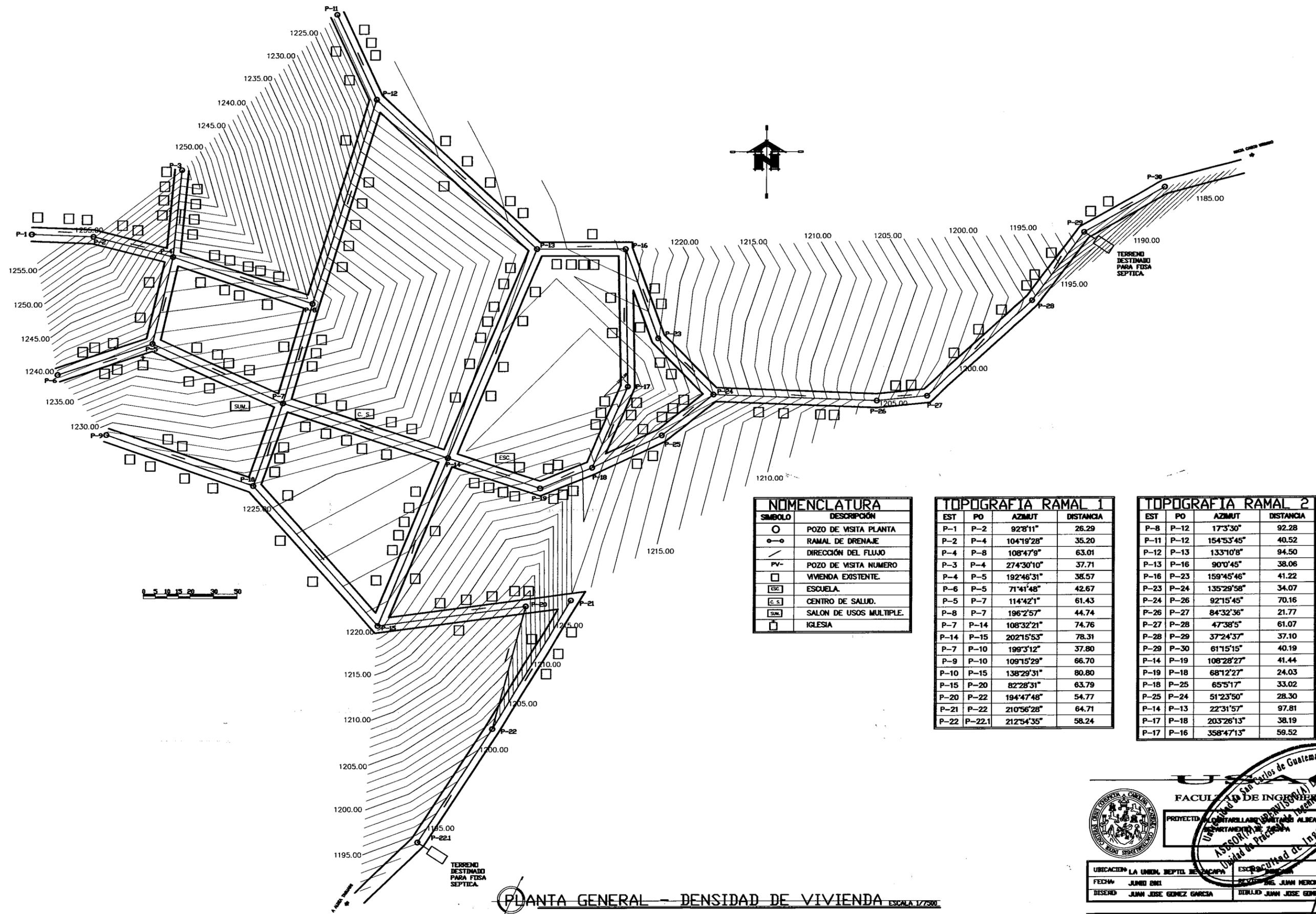
Dot. Vvr.	L/ha/día
130	
F. R. =	0.8

Coef. Manning	0.01
---------------	------

n=	25
R=	3.460%

Concreto	0.014
PVC	0.01

De PVC.	A PVC.	Cotas de Terreno.		Distancia Horizontal	Pendiente del Terreno.	Numero de Casas.		Numero de Comercios.	Numero de Habitantes.		Población Futura.	Caudal Domiciliar.		Caudal Indust. Com.	Caudal Medio Q.		Factor de Flujo.		Caudal Máximo.		Pendiente de Tubería.	Diámetro	V sec. Llana	Q sec. Llana	v (0.6-3)		q/Q		v/V		d/D (0.10-0.75)		a/A		Cantidad de tubos.
		Inicio.	Final.			Actual.	Acumulado		Actual.	Futuro.		Actual.	Futuro.		Actual.	Futuro.	Actual.	Futuro.	Actual.	Futuro.					Actual.	Futuro.	Actual.	Futuro.	Actual.	Futuro.	Actual.	Futuro.			
1	2	1260.3	1254.22	26.288	23.1300%	3	3	0	21	21	49	0.0253	0.059	0	0.0253	0.059	4.37763	4.31647	0.18386	0.42301	23.000%	6	5.430176	99.05439	1.04196931	1.33989049	0.00186	0.00427	0.191885	0.246749	0.032	0.047	0.009624	0.017052	5
2	4	1254.22	1242.75	35.204	32.5800%	2	5	0	14	35	82	0.0421	0.0987	0	0.0421	0.0987	4.34362	4.26618	0.30405	0.69965	30.000%	6	6.201698	113.12808	1.33191386	1.71487492	0.00269	0.00618	0.214766	0.276517	0.038	0.056	0.012431	0.022116	6
3	4	1254.07	1242.75	37.714	30.0200%	8	8	0	56	56	131	0.0674	0.1577	0	0.0674	0.1577	4.3045	4.20958	0.4821	1.10291	30.000%	6	6.201698	113.12808	1.53026277	1.98089675	0.00426	0.00975	0.246749	0.319412	0.047	0.07	0.017052	0.030772	7
4	8	1242.75	1239.44	63.006	5.2500%	9	22	0	69	154	360	0.1854	0.4333	0	0.1854	0.4333	4.1873	4.04348	1.28969	2.91131	5.250%	6	2.594356	47.32487	1.13042594	1.43688688	0.02725	0.06152	0.435725	0.553851	0.114	0.168	0.063062	0.110818	11
4	5	1242.75	1238.45	38.575	11.1500%	2	2	0	14	14	33	0.0169	0.0397	0	0.0169	0.0397	4.39944	4.34795	0.12318	0.28696	11.300%	6	3.806179	69.43030	0.71527999	0.92610044	0.00177	0.00413	0.187926	0.243315	0.031	0.046	0.009179	0.016516	7
6	5	1239.45	1238.45	42.669	2.3400%	5	5	0	35	35	82	0.0421	0.0987	0.0231	0.0652	0.1218	4.34362	4.26618	0.30405	0.69965	2.500%	6	1.790276	32.65726	0.56125869	0.7227201	0.00931	0.02142	0.313504	0.403692	0.068	0.101	0.029481	0.05281	8
5	7	1238.45	1231.88	61.43	10.7000%	6	13	1	42	91	213	0.1095	0.2564	0.2546	0.3641	0.511	4.25456	4.13794	0.77433	1.76276	10.700%	6	3.703752	67.56187	1.23668272	1.59595034	0.01146	0.02609	0.3339	0.430901	0.075	0.112	0.034074	0.061449	11
8	7	1239.44	1231.88	44.7439	16.9000%	4	26	0	28	182	426	0.2191	0.5128	0	0.2191	0.5128	4.16269	4.00901	1.51522	3.41568	17.000%	6	4.668469	85.15973	1.77625427	2.28134523	0.01779	0.04011	0.380479	0.488671	0.092	0.137	0.046043	0.082456	8
7	10	1231.88	1225.83	37.801	16.0000%	3	42	0	21	294	688	0.3539	0.8281	0.2546	0.6085	1.0827	4.08219	3.89888	2.40033	5.36486	16.000%	6	4.529080	82.61707	2.00585246	2.54450498	0.02905	0.06494	0.442883	0.561815	0.117	0.172	0.065503	0.114645	7
9	10	1228.66	1225.83	66.702	4.2400%	6	6	0	42	42	98	0.0506	0.118	0	0.0506	0.118	4.32942	4.24596	0.36367	0.83221	4.250%	6	2.334234	42.57986	0.71784008	0.91849086	0.00854	0.01954	0.307527	0.393487	0.066	0.097	0.028208	0.049768	12
7	14	1231.88	1223.87	74.76	10.7100%	9	9	1	63	63	147	0.0758	0.1769	0.0023	0.0781	0.1792	4.29334	4.19386	0.54096	1.23299	11.000%	6	3.755315	68.50246	1.12068727	1.44848868	0.00790	0.01800	0.298427	0.385717	0.063	0.094	0.026332	0.047522	13
14	15	1223.87	1220.49	78.308	4.3200%	8	17	0	56	119	279	0.1432	0.3358	0.0023	0.1455	0.3381	4.22212	4.09173	1.00486	2.28319	4.000%	6	2.264540	41.30854	0.94812436	1.21749139	0.02433	0.05527	0.418683	0.537633	0.107	0.16	0.057473	0.103275	14
10	15	1225.83	1220.49	80.803	6.6100%	3	51	0	21	357	836	0.4297	1.0063	0.2546	0.6843	1.2609	4.04514	3.84881	2.88823	6.43521	16.000%	6	2.908854	53.06177	1.55192316	1.96679849	0.05443	0.12128	0.533517	0.676142	0.158	0.235	0.101413	0.179131	14
15	20	1220.49	1208.99	63.789	18.0300%	6	74	0	42	518	1212	0.6235	1.4589	0.2569	0.8804	1.7158	3.96628	3.74461	4.10907	9.07693	16.000%	6	4.529080	82.61707	2.35970041	2.97030642	0.04974	0.10987	0.521011	0.65583	0.152	0.223	0.095884	0.166292	11
20	22	1208.99	1201.28	54.7693	14.0800%	0	74	0	0	518	1212	0.6235	1.4589	0.2569	0.8804	1.7158	3.96628	3.74461	4.10907	9.07693	14.000%	8	5.132235	166.43466	2.16142004	2.74871189	0.02469	0.05454	0.421146	0.535578	0.108	0.159	0.058262	0.102343	10
21	22	1218.91	1201.28	64.708	27.2500%	5	5	0	35	35	82	0.0421	0.0987	0	0.0421	0.0987	4.34362	4.26618	0.30405	0.69965	27.000%	6	5.883447	107.32272	1.28522729	1.66430368	0.00283	0.00652	0.218448	0.282879	0.039	0.058	0.012921	0.023296	11
22	22.1	1201.28	1194.11	58.235	12.3100%	0	79	0	0	553	1294	0.6656	1.5576	0.2569	0.9225	1.8145	3.95132	3.72504	4.37016	9.6404	12.000%	8	4.751526	154.08856	2.0930709	2.65061495	0.02836	0.06256	0.440505	0.557845	0.116	0.17	0.064686	0.112727	10
8	12	1239.44	1220.11	92.28	20.9500%	6	6	0	42	42	98	0.0506	0.118	0	0.0506	0.118	4.32942	4.24596	0.36367	0.83221	21.500%	6	5.250120	95.76990	1.20380522	1.61455359	0.00380	0.00869	0.229291	0.307527	0.042	0.066	0.014427	0.028208	16
11	12	1220.22	1220.11	40.5173	0.2700%	5	5	0	35	35	82	0.0421	0.0987	0	0.0421	0.0987	4.34362	4.26618	0.30405	0.69965	1.800%	6	1.519100	27.71061	0.49849556	0.64348905	0.01097	0.02525	0.328152	0.423599	0.073	0.109	0.032741	0.059054	7
12	13	1220.11	1222.41	94.497	-2.4300%	6	17	0	42	119	279	0.1432	0.3358	0	0.1432	0.3358	4.22212	4.09173	1.00486	2.28319	1.000%	6	1.132270	20.65427	0.58514579	0.74451958	0.04865	0.11054	0.51679	0.657546	0.15	0.224	0.094063	0.224	16
14	13	1223.87	1222.41	97.806	1.4900%	11	11	0	77	77	180	0.0927	0.2167	0	0.0927	0.2167	4.27295	4.16437	0.65803	1.49917	2.000%	6	1.601272	29.20955	0.6584973	0.84099741	0.02253	0.05132	0.411234	0.525206	0.104	0.154	0.055127	0.097717	17
13	16	1222.41	1224.15	36.08	-4.8200%	5	33	0	35	231	541	0.2781	0.6512	0	0.2781	0.6512	4.12496	3.95638	1.90555	4.2808	0.800%	6	1.012733	18.47374	0.65365132	0.82358286	0.10315	0.23172	0.645433	0.813228	0.217	0.327	0.159963	0.284207	7
17	16	1225.17	1224.15	59.523	1.7100%	3	36	0	21	252	590	0.3033	0.7102	0	0.3033	0.7102	4.10973	3.93617	2.0713	4.64468	1.750%	6	1.497852	27.32303	0.88218411	1.11450251	0.07581	0.16999	0.588966	0.744067	0.186	0.278	0.112831	0.226924	10
16	23	1224.15	1221.07	41.225	7.4700%	2	71	0	14	497	1163	0.5982	1.3999	0	0.5982	1.3999	3.97557	3.75676	3.95172	8.73822	0.800%	6	1.012733	18.47374	0.80580129	0.99865098	0.21391	0.47301	0.79567	0.986095	0.314	0.484	0.268759	0.479632	7
23	24	1221.07	1218.01	34.0697	8.9800%	2	73	0	14	511	1196	0.6151	1.4396	0	0.6151	1.4396	3.96935	3.74854	4.05668	8.96651	0.500%	6	0.800636	14.60477	0.68486463	0.84113352	0.27776	0.61394	0.855401	1.050582	0.36	0.566	0.324104	0.583789	6
14	19	1223.87	1219.19	41.435	11.2900%	5	5	1	35	35	82	0.0421	0.0987	0.3148	0.3569	0.4135	4.34362	4.26618	0.30405	0.69965	11.250%	6	3.797749	69.27652	0.95003347	1.22417397	0.00499	0.01010	0.250157	0.322342	0.048	0.071	0.017594	0.031424	7
19	18	1219.19	1219.28	24.027	-0.3700%	5	10	0	35	70	164	0.0843	0.1974	0.3148	0.3991	0.5122	4.28286	4.17823	0.5996	1.37046	1.700%	6	1.476299	26.92987	0.60340786	0.7726993	0.02227	0.05089	0.40873	0.523112	0.103	0.153	0.054351	0.096799	5
17	18	1225.17	1219.28	38.191	15.4200%	5	5	0	35	35	82	0.0421	0.0987	0.3148	0.3569	0.4135	4.34362	4.26618	0.30405	0.69965	16.000%	6	4.529080	82.61707	1.07050237	1.37915916	0.03668	0.08847	0.236362	0.304512	0.044	0.065	0.01546	0.02757	7
18	25	1219.28	1216.25	33.023	9.18																														



NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
○	POZO DE VISITA PLANTA
—○—	RAMAL DE DRENAJE
—/—	DIRECCIÓN DEL FLUJO
PV	POZO DE VISITA NUMERO
□	VIVIENDA EXISTENTE
ESC	ESCUELA
C.S.	CENTRO DE SALUD
SUM	SALON DE USOS MULTIPLE
IGLESIA	IGLESIA

TOPOGRAFIA RAMAL 1			
EST	PO	AZMUT	DISTANCIA
P-1	P-2	92°8'11"	26.29
P-2	P-4	104°19'28"	35.20
P-4	P-8	108°47'9"	63.01
P-3	P-4	274°30'10"	37.71
P-4	P-5	192°46'31"	38.57
P-6	P-5	71°41'48"	42.67
P-5	P-7	114°42'1"	61.43
P-8	P-7	196°2'57"	44.74
P-7	P-14	108°32'21"	74.76
P-14	P-15	202°15'53"	78.31
P-7	P-10	199°3'12"	37.80
P-9	P-10	109°15'29"	66.70
P-10	P-15	138°29'31"	80.80
P-15	P-20	82°28'31"	63.79
P-20	P-22	194°47'48"	54.77
P-21	P-22	210°56'28"	64.71
P-22	P-22.1	212°54'35"	58.24

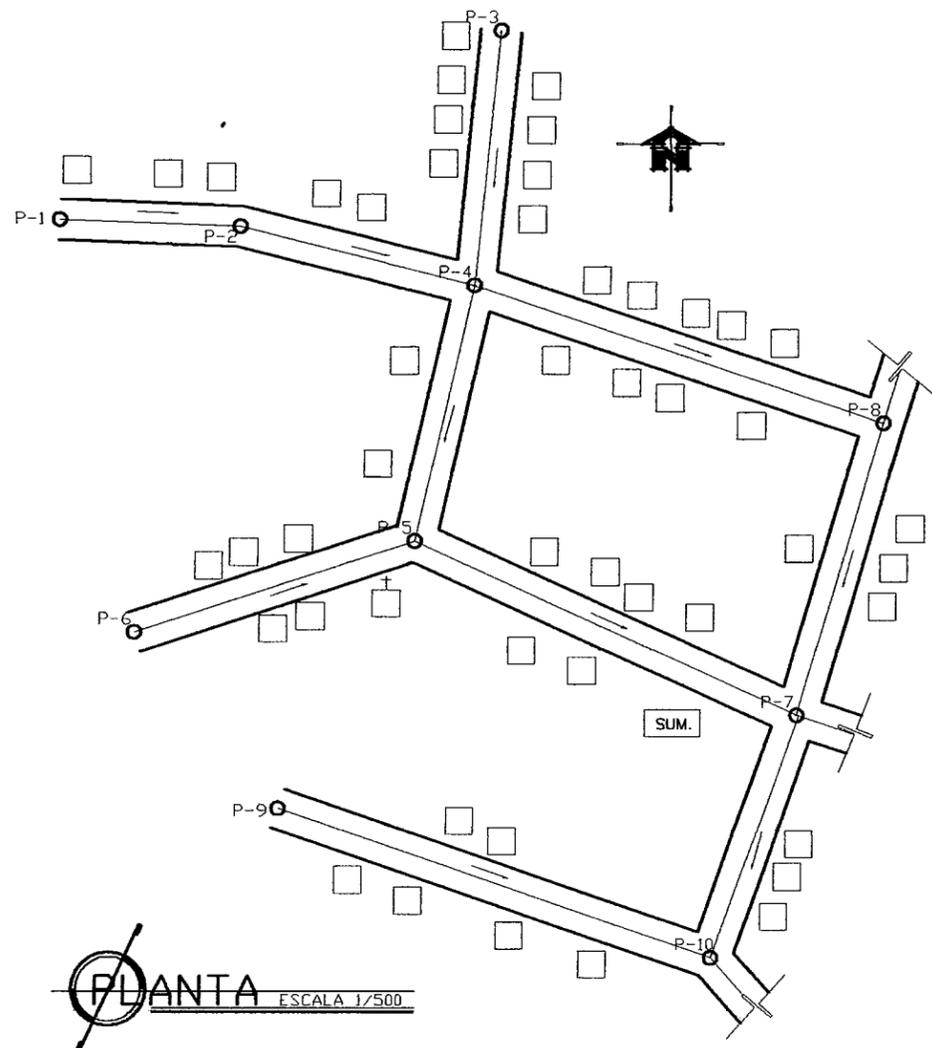
TOPOGRAFIA RAMAL 2			
EST	PO	AZMUT	DISTANCIA
P-8	P-12	17°3'30"	92.28
P-11	P-12	154°53'45"	40.52
P-12	P-13	133°10'8"	94.50
P-13	P-16	90°0'45"	38.06
P-16	P-23	159°45'46"	41.22
P-23	P-24	135°29'58"	34.07
P-24	P-26	92°15'45"	70.16
P-26	P-27	84°32'36"	21.77
P-27	P-28	47°38'5"	61.07
P-28	P-29	37°24'37"	37.10
P-29	P-30	61°15'15"	40.19
P-14	P-19	108°28'27"	41.44
P-19	P-18	68°12'27"	24.03
P-18	P-25	65°5'17"	33.02
P-25	P-24	51°23'50"	28.30
P-14	P-13	22°31'57"	97.81
P-17	P-18	203°26'13"	38.19
P-17	P-16	358°47'13"	59.52

PLANTA GENERAL - DENSIDAD DE VIVIENDA ESCALA 1/2500

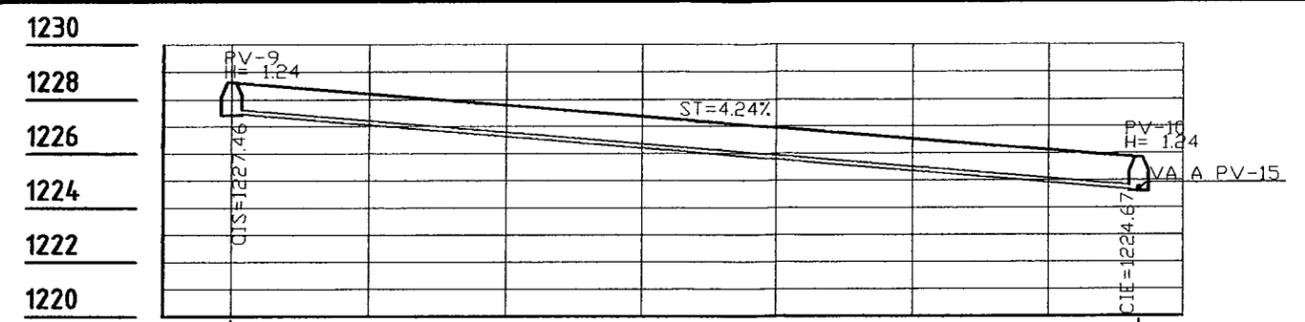
FACULTAD DE INGENIERIA
 Universidad de San Carlos de Guatemala
 PROYECTO: DISEÑO DE UN PLAN DE DRENAJE PARA LA UBICACION DE UN COMPLEJO RESIDENCIAL EN LA ZONA DE LA UNION, DEPARTAMENTO DE SACAPAPA.
 ASISTENTE: ALBA LINDA...
 Unidad de Prácticas de Ingeniería

UBICACION: LA UNION, DEPTO. DE SACAPAPA	ESCUELA: INGENIERIA EN CIVIL
FECHA: JUNIO 2001	PROFESOR: DR. JUAN MERCEDES
DISEÑO: JUAN JOSE GOMEZ GARCIA	DIBUJO: JUAN JOSE GOMEZ GARCIA

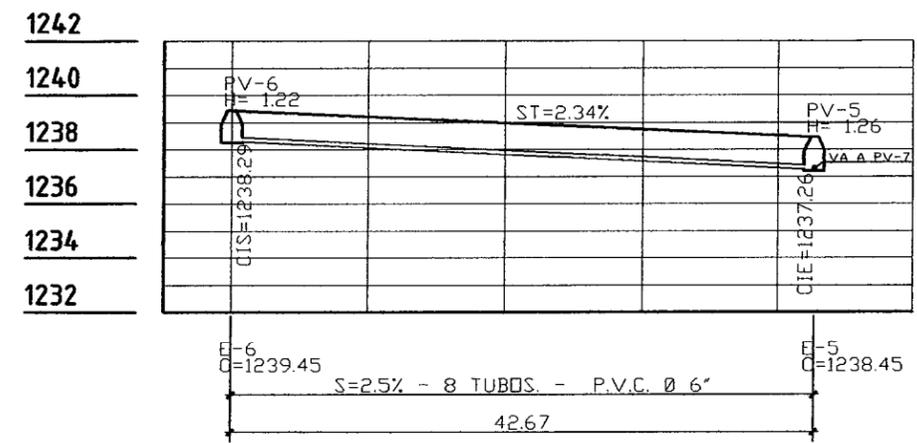
CONTENIDO: PLANTA DE DENSIDAD DE VIVIENDA + CURVAS DE NEVL + UBICACION DE POZOS. Hoja no. 1 10



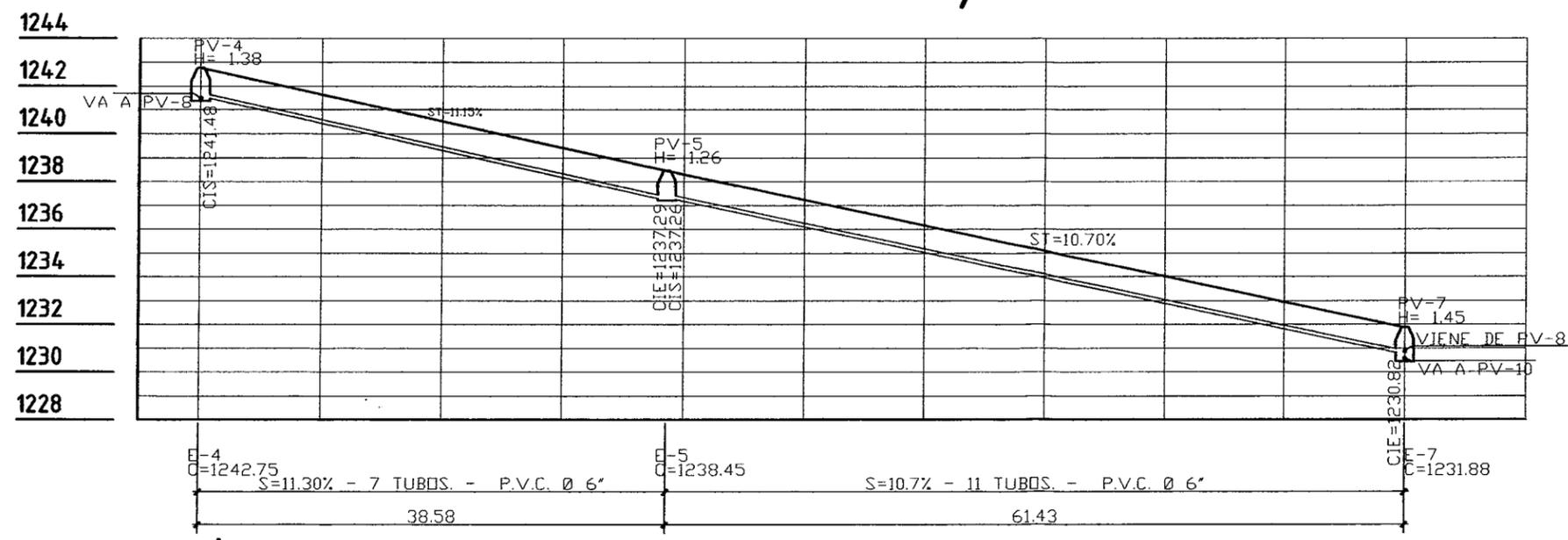
PLANTA ESCALA 1/500



PERFIL DE POZO P-9 A POZO P-10 ESCALA HORIZONTAL 1/250
ESCALA VERTICAL 1/125



PERFIL DE POZO P-6 A POZO P-5 ESCALA HORIZONTAL 1/250
ESCALA VERTICAL 1/125



PERFIL DE POZO P-4 A POZO P-7 ESCALA HORIZONTAL 1/250
ESCALA VERTICAL 1/125

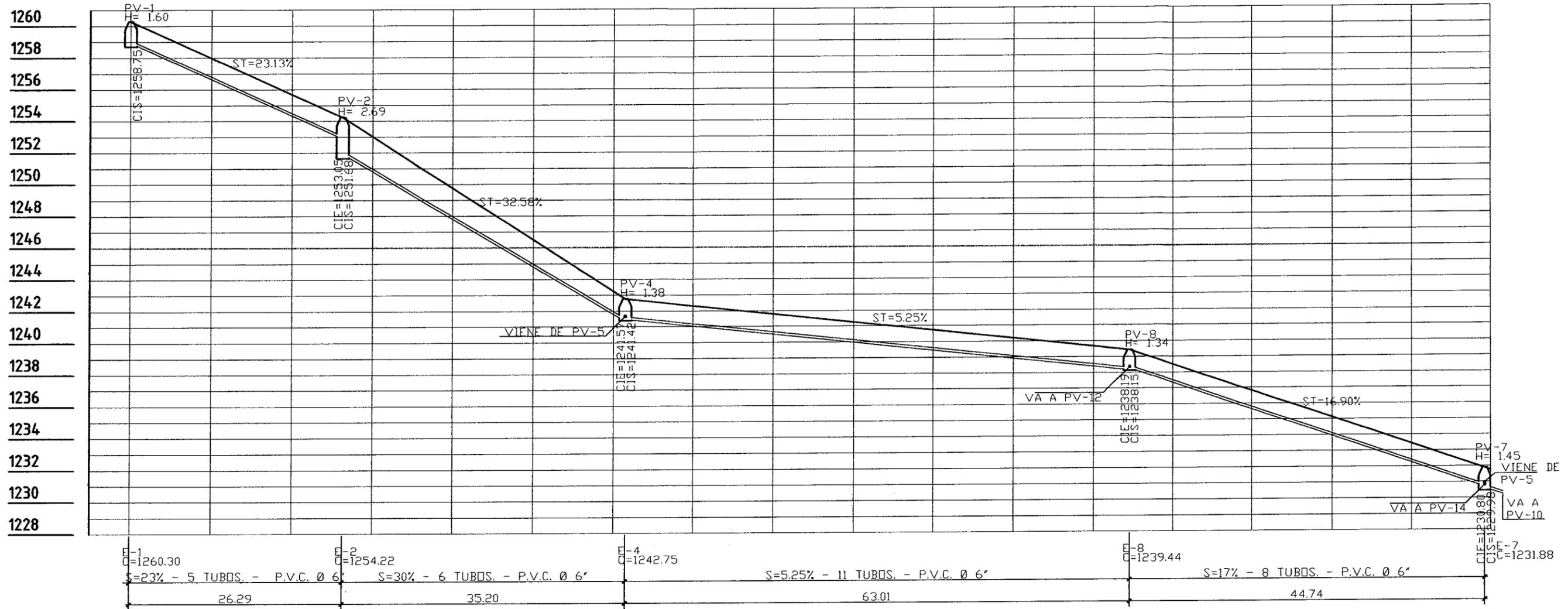
NOMENCLATURA	
SIMBOLO	DESCRIPCION
○	POZO DE VISITA PLANTA
○—○	RAMAL DE DRENAJE
—	DIRECCION DEL FLUJO
—	PERFIL NATURAL DEL TERRENO
—	POZO DE VISITA (P.V.) ELEVACION
—	TUBERIA PVC - NORMA ASTM D-3034
PV	POZO DE VISITA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
 PROYECTO: **CONSTRUCCION SANITARIO ALBA LAMPON**
ASISOR(A) SUPERVISOR(A)
ASISOR(A) DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

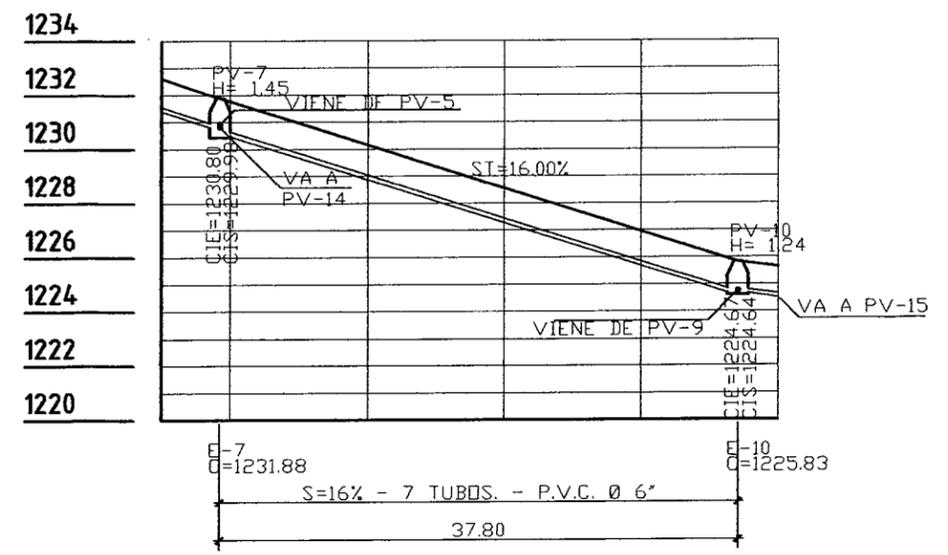
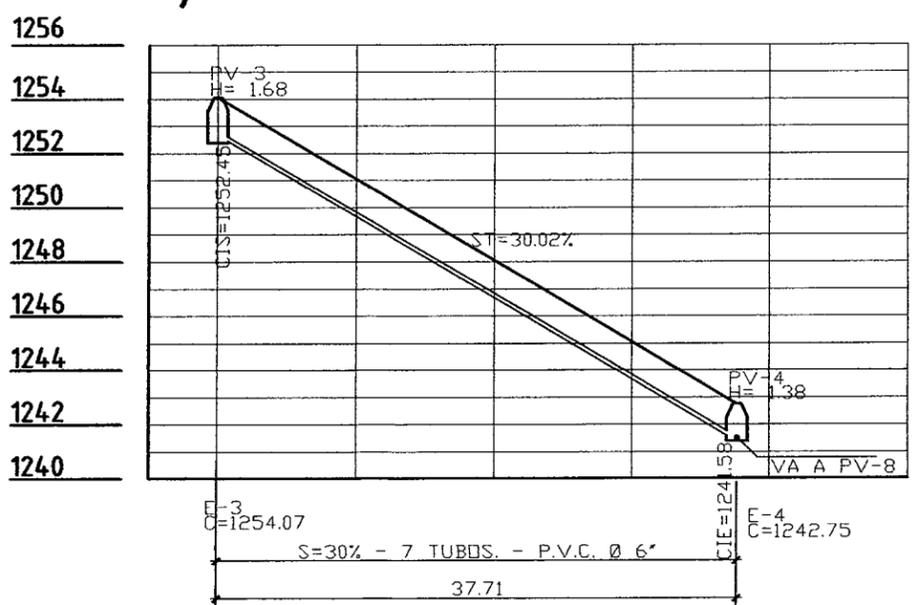
UBICACION: ...	ESCALA: ...
FECHA: JUNIO 2011	REVISOR: ING. JUAN PEREZ COIS
DISEÑO: JUAN JOSE GONZALEZ GARCIA	DIBUJO: JUAN JOSE GONZALEZ GARCIA

CONTENIDO: **PLANTA + PERFIL ALCANTARILLADO SANITARIO RAMAL 1**

Hoja no. **2.1** / **10**



~~PERFIL DE POZO 1 A POZO 7~~ ESCALA HORIZONTAL 1/250
 ESCALA VERTICAL 1/125



~~PERFIL DE POZO 7 A POZO 10~~ ESCALA HORIZONTAL 1/250
 ESCALA VERTICAL 1/125

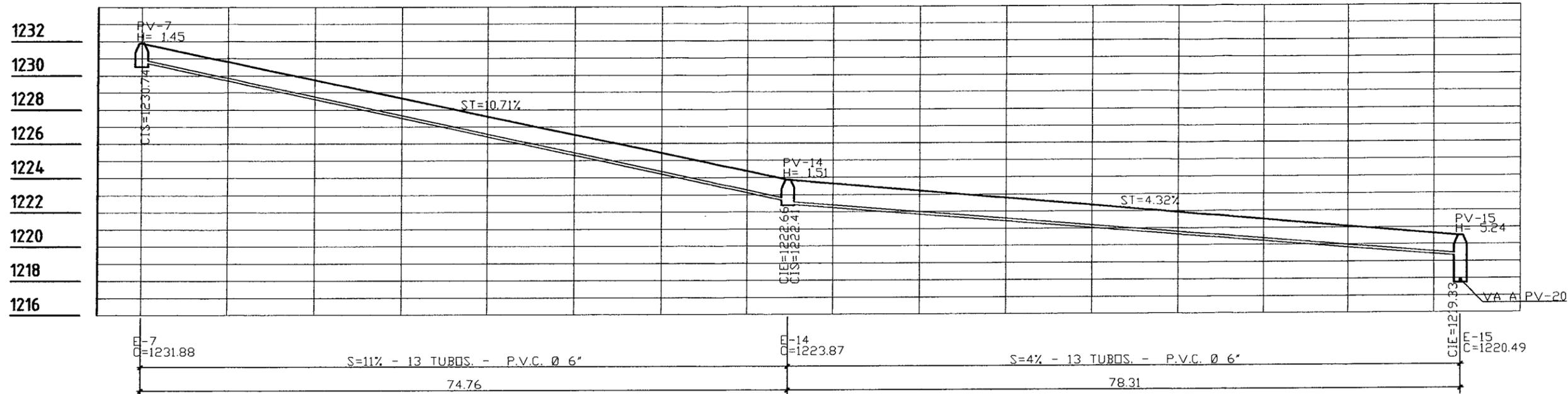
NOMENCLATURA	
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN
○	POZO DE VISITA PLANTA
—	RANAL DE DRENAJE
→	DIRECCIÓN DEL FLUJO
—	PERFIL NATURAL DEL TERRENO
—	POZO DE VISITA (P.V.) ELEVACION
—	TUBERÍA P.V.C. - NORMA ASTM D-3034
PV	POZO DE VISITA

REPUBLICA DE GUATEMALA
 MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS Y VIVIENDA
 ASOCIACIÓN SUPLENTORES DE INGENIERIA EPS
 Unidad de Ingeniería de Instalación
 Facultad de Ingeniería

DIRECTOR: ING. JORGE LAMPODY
 REVISOR: ING. JORGE LAMPODY
 DISEÑO: JUAN JOSÉ GÓMEZ GARCÍA
 DIBUJO: JUAN JOSÉ GÓMEZ GARCÍA

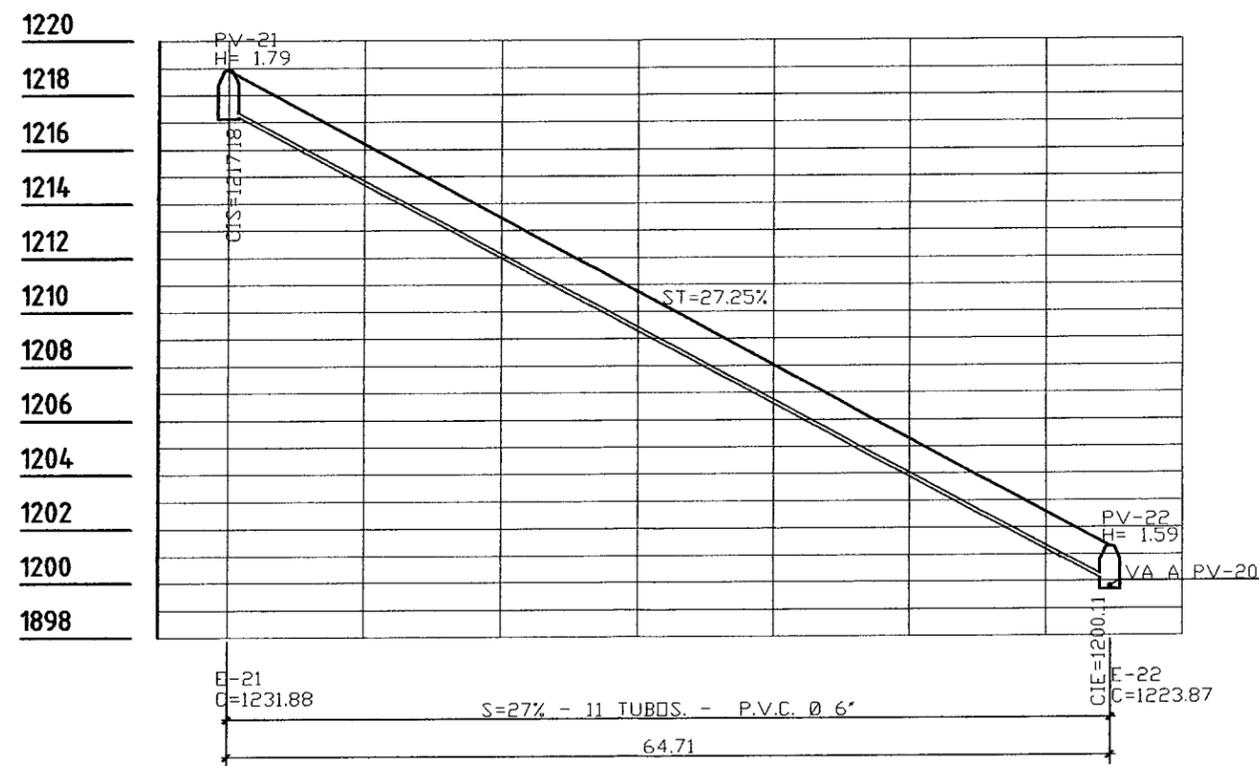
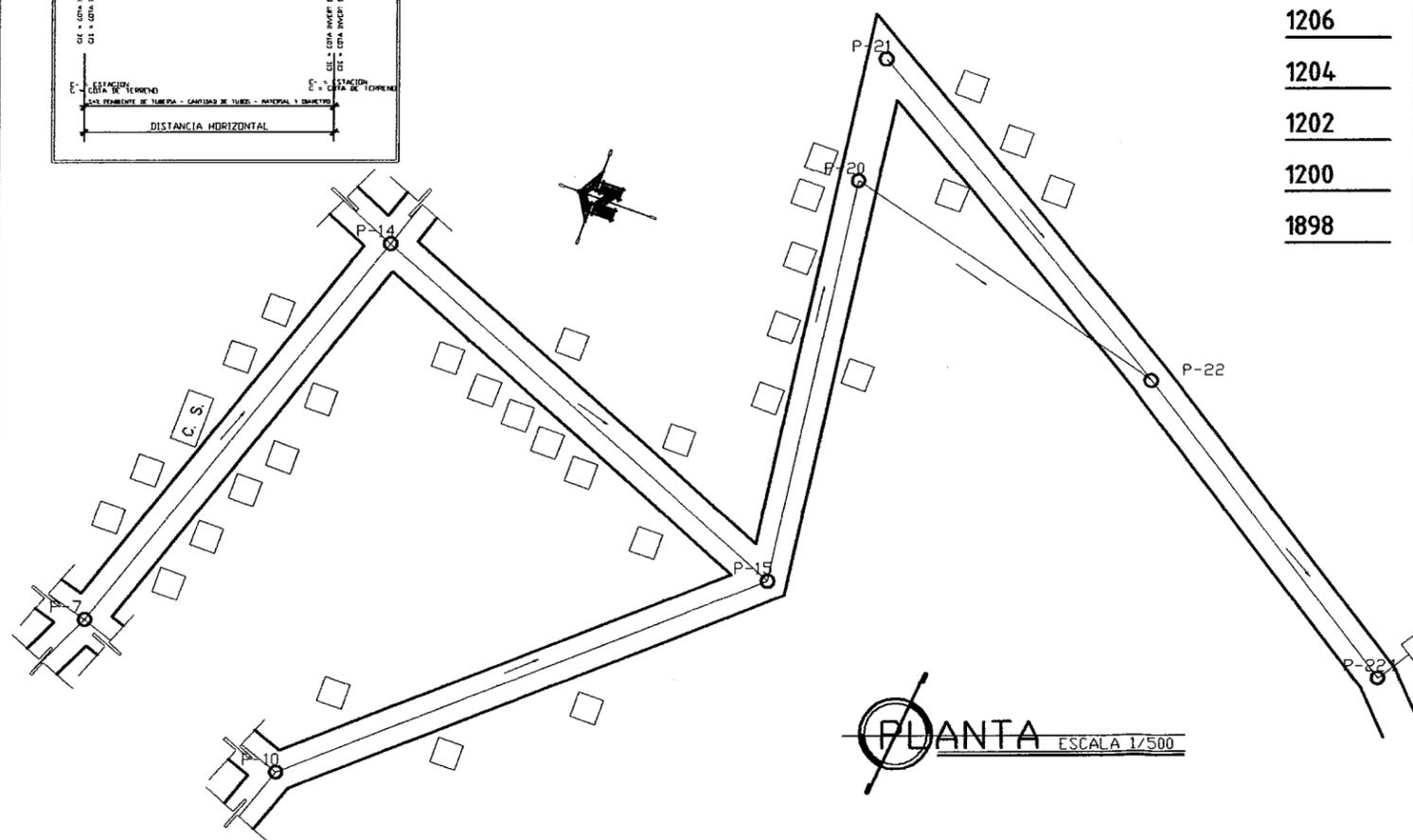
UBICACIÓN: LA UNIÓN, DEPARTAMENTO DE ZACAPA
 ESCALA: INDICADA
 FECHA: JUNIO 2011
 CONTENIDO: PLANTA + PERFIL ALcantarillado sanitario RANAL 1

Hoja no. 2.2 / 10



PERFIL DE POZO 7 A POZO 15 ESCALA HORIZONTAL 1/250
 ESCALA VERTICAL 1/125

NOMENCLATURA	
	POZO DE VISITA PLANTA
	RAMAL DE DRENAJE
	DIRECCION DEL FLUIDO
	PERFIL NATURAL DEL TERRENO
	POZO DE VISITA (P.V.) ELEVACION
	TUBERIA PVC - NORMA ASTM D-3034
	POZO DE VISITA

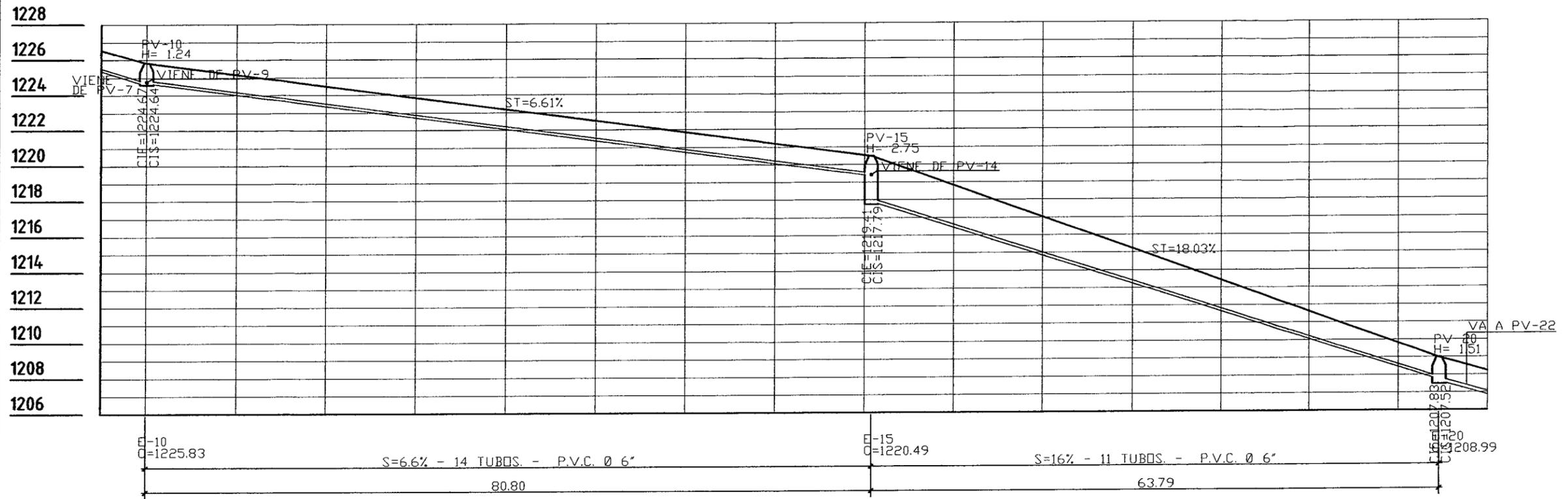


PERFIL DE POZO P-21 A POZO P-22 ESCALA HORIZONTAL 1/250
 ESCALA VERTICAL 1/125

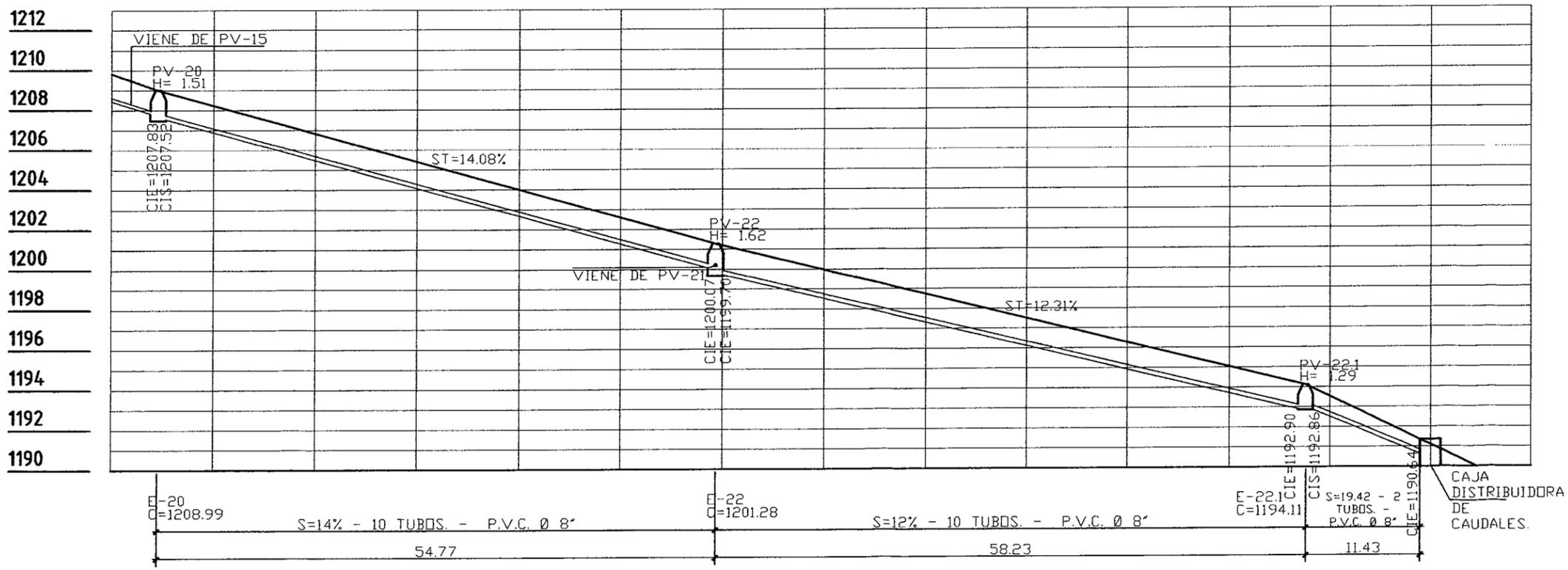
U.C. de Guatemala
 FACULTAD DE INGENIERIA
 ALCAHARRILLADO SANITARIO ALCA LUPUCOY
 DEPARTAMENTO DE ZACAPA
 ASOCIACION DE INGENIEROS Y ARQUITECTOS
 Unidad de Práctica de Ingeniería

UBICACION: LA UNION, MUNICIPIO DE ZACAPA, DEPARTAMENTO DE ZACAPA	PROYECTO: ALCAHARRILLADO SANITARIO ALCA LUPUCOY
FECHA: JUNIO 2011	PROYECTADO: ING. JUAN PEREZ CDS.
DISEÑO: JUAN JOSE GOMEZ GARCIA	DIBUJO: JUAN JOSE GOMEZ GARCIA

CONTENIDO: PLANTA + PERFIL ALCAHARRILLADO SANITARIO RAMAL 1. No. de hoja: 3.1/10



PERFIL DE POZO 10 A POZO 20 ESCALA HORIZONTAL 1/250
 ESCALA VERTICAL 1/125

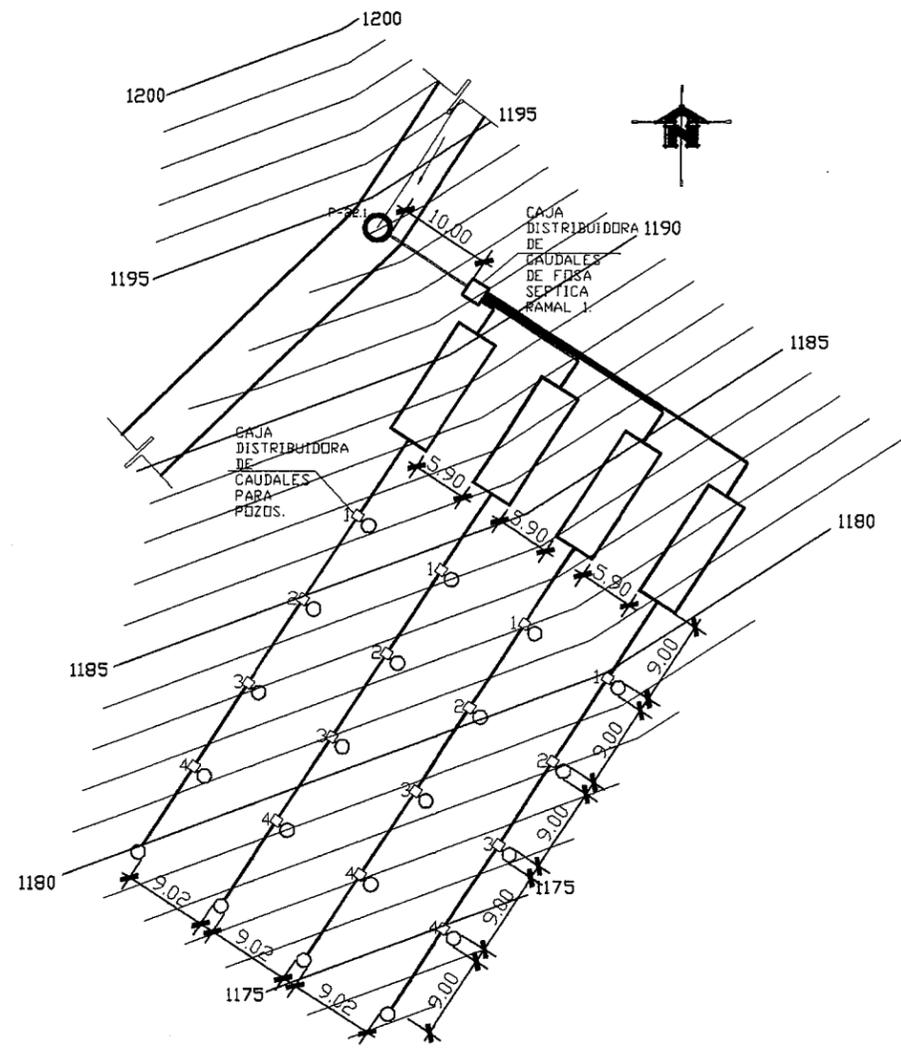


PERFIL DE POZO 20 A POZO 22.1 Y CAJA DISTRIBUIDORA ESCALA HORIZONTAL 1/250
 ESCALA VERTICAL 1/125

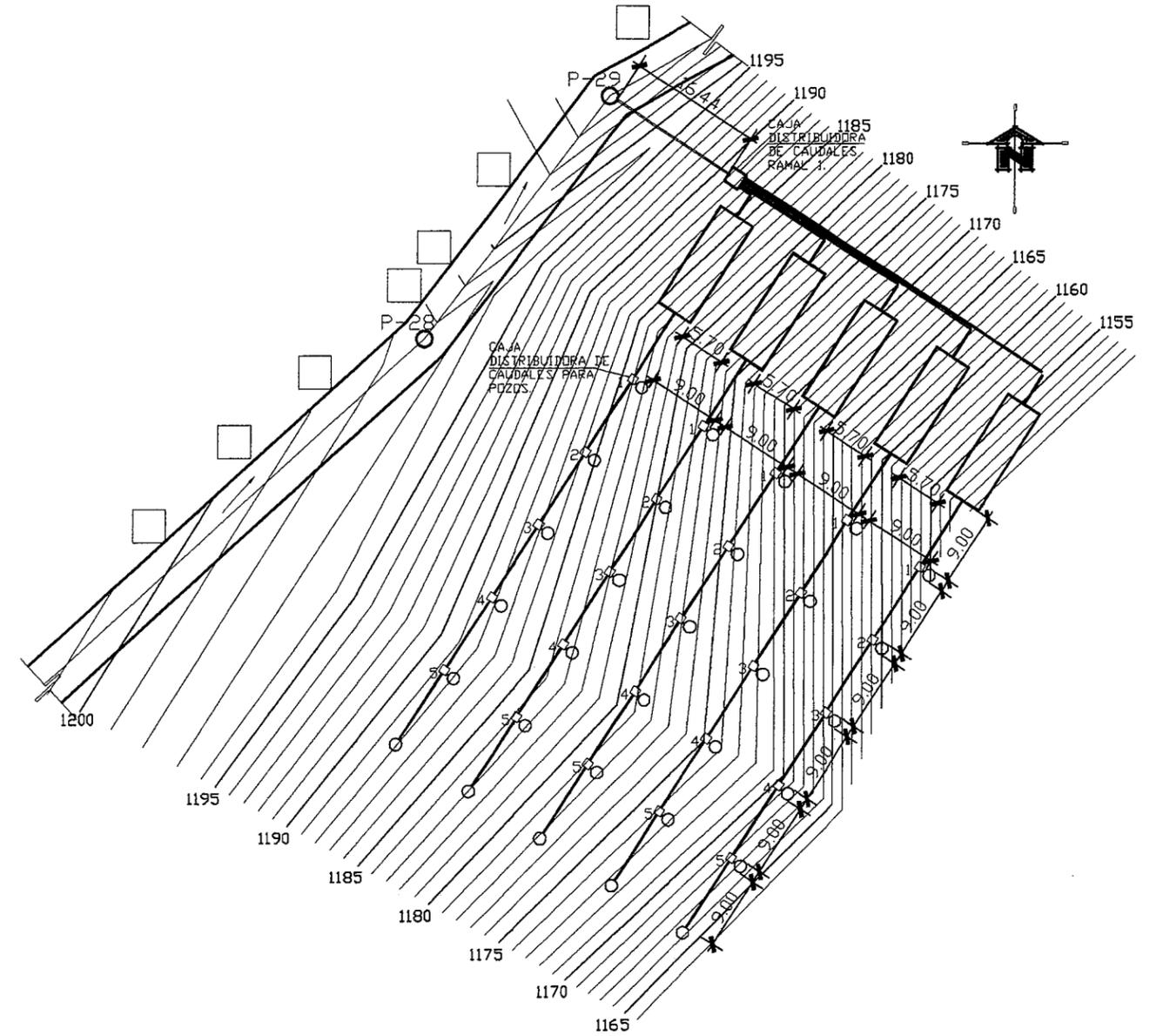
NOMENCLATURA	
○	POZO DE VISITA PLANTA
—	RAMAL DE DRENAJE
—	DIRECCION DEL FLUJO
—	PERFIL NATURAL DEL TERRENO
—	POZO DE VISITA (P.V.) ELEVACION
—	TUBERIA PVC, NORMA ASTM D-3034
PV	POZO DE VISITA

No. POZO	ST=K	No. POZO
H= ALTURA DE POZO	BENEFITE DE TERRENO	H= ALTURA DE POZO
CIE = COTA INVERT ENTRADA		CIE = COTA INVERT SALIDA
CIS = COTA INVERT SALIDA		CIS = COTA INVERT SALIDA
E = ESTACION		E = ESTACION
C = COTA DE TERRENO		C = COTA DE TERRENO
S=K PENDIENTE DE TUBERIA - CANTIDAD DE TUBOS - MATERIAL Y DIAMETRO		
DISTANCIA HORIZONTAL		

U.C.G.
 Universidad de Guatemala
 ESCUELA DE INGENIERIA
 DIRECTOR: ALCAHARRADO SANITARIO ALCEA LAMPOCIV
 ASISTENTE: ASISTENTE DE ZACAPAS
 ASESORIA: ASISTENTE DE ZACAPAS
 UBICACION: LA ZONA DE ZACAPAS, DEPARTAMENTO DE ZACAPAS, GUATEMALA
 FECHA: JUNIO 2011
 DISEÑO: JUAN JOSE GOMEZ GARCIA
 INDICABA
 REVISO: ING. JUAN JOSE GOMEZ GARCIA
 DIBUJO: JUAN JOSE GOMEZ GARCIA
 CONTENIDO: PLANTA + PERFIL. ALCANTARILLADO SANITARIO RAMAL 1.
 Hoja no. 3.2/10



PLANTA DISTRIBUCION DE FOSAS SEPTICAS Y POZOS DE ABSORCION DE RAMAL 1 ESCALA: 1:2500



PLANTA DISTRIBUCION DE FOSAS SEPTICAS Y POZOS DE ABSORCION DE RAMAL 2 ESCALA: 1:2500

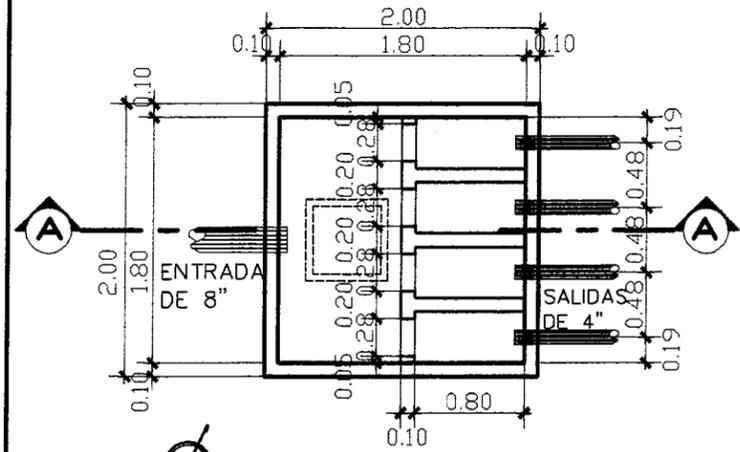
Universidad de San Carlos de Guatemala
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS
FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO: ALCANTARILLADO SANITARIO ALDEA LANPOC
 DEPARTAMENTO DE ZACAPA

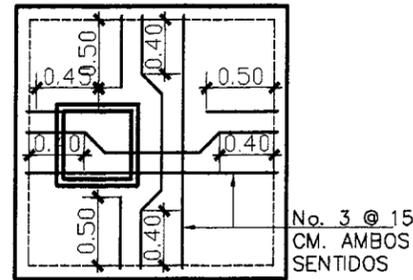
UBICACION: LA UNION, DEPTO. DE ZACAPA	ESCALA: INDICADA
FECHA: JUNIO 2011	REVISO: ING. JUAN HENCK COS.
DISEÑO: JUAN JOSE GOMEZ GARCIA	DIBUJO: JUAN JOSE GOMEZ GARCIA

CONTENIDO: PLANO DE DISTRIBUCION DE FOSAS SEPTICAS + POZOS DE ABSORCION

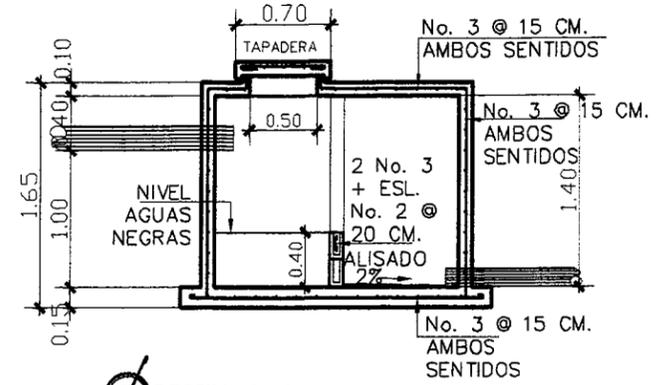
Hoja no. **6.1** / 10



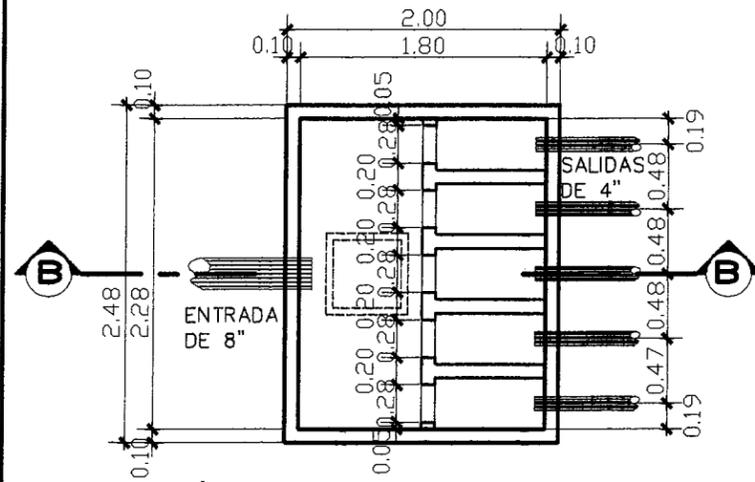
PLANTA TANQUE DERIVADOR DE CAUDALES RAMAL 1 ESCALA 1/25



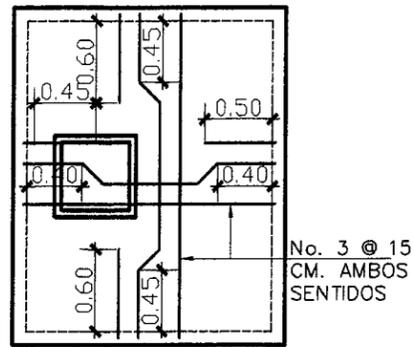
PLANTA ARMADO LISA DE TANQUE DERIVADOR RAMAL 1 ESCALA 1/25



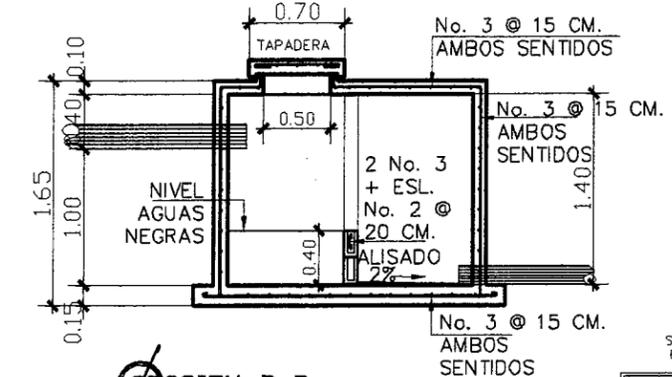
SECCION A-A ESCALA 1/25



PLANTA TANQUE DERIVADOR DE CAUDALES RAMAL 2 ESCALA 1/25



PLANTA ARMADO LISA DE TANQUE DERIVADOR RAMAL 2 ESCALA 1/25



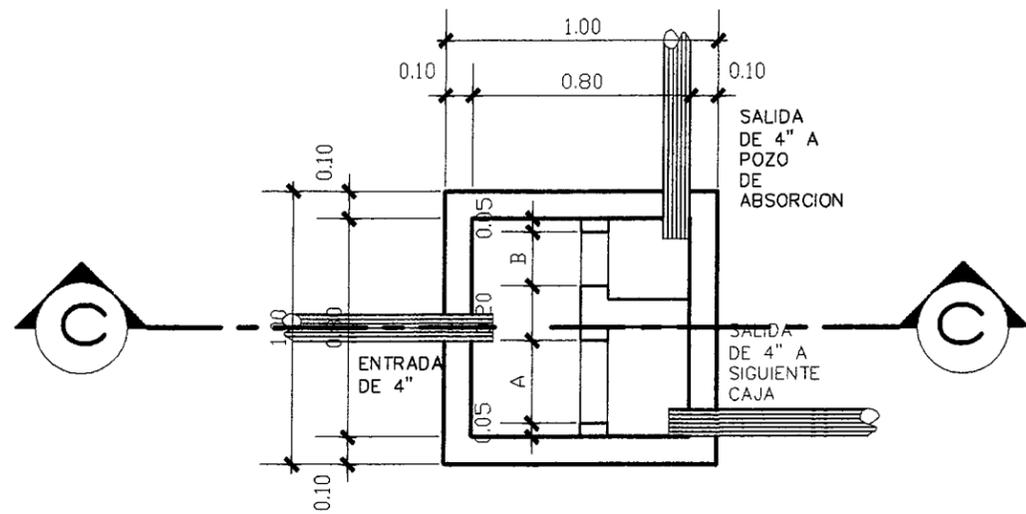
SECCION B-B ESCALA 1/25

SECCION DE VERTEDORES DE CAJAS DERIVADORAS DE CAUDALES PARA POZOS RAMAL 1

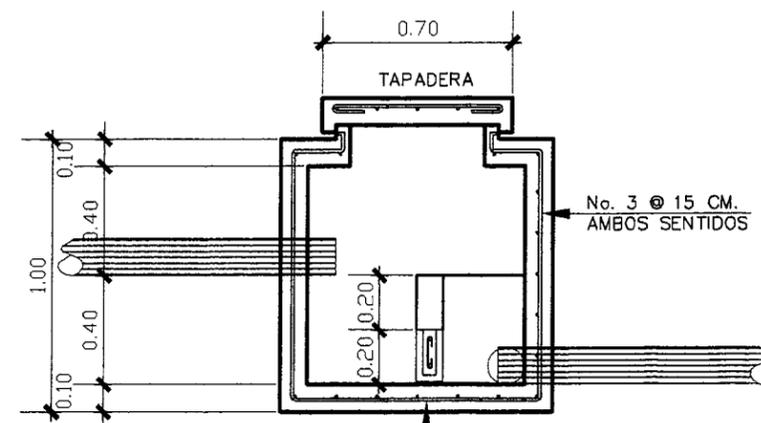
NUMERO DE CAJA	A	B
1	0.56	0.14
2	0.525	0.175
3	0.467	0.233
4	0.35	0.35

SECCION DE VERTEDORES DE CAJAS DERIVADORAS DE CAUDALES PARA POZOS RAMAL 2

NUMERO DE CAJA	A	B
1	0.583	0.117
2	0.56	0.14
3	0.525	0.175
4	0.467	0.233
5	0.35	0.35



PLANTA TANQUE DERIVADOR DE CAUDALES PARA POZOS ESCALA 1/25

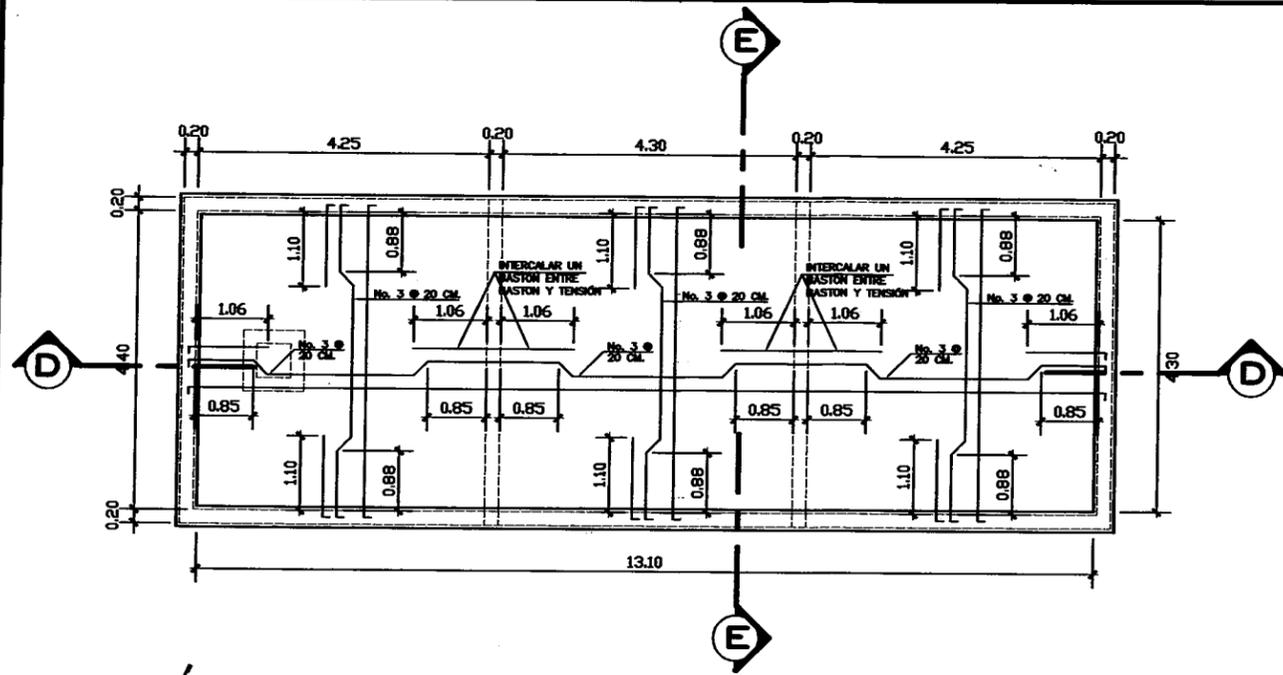


SECCION C-C ESCALA 1/25

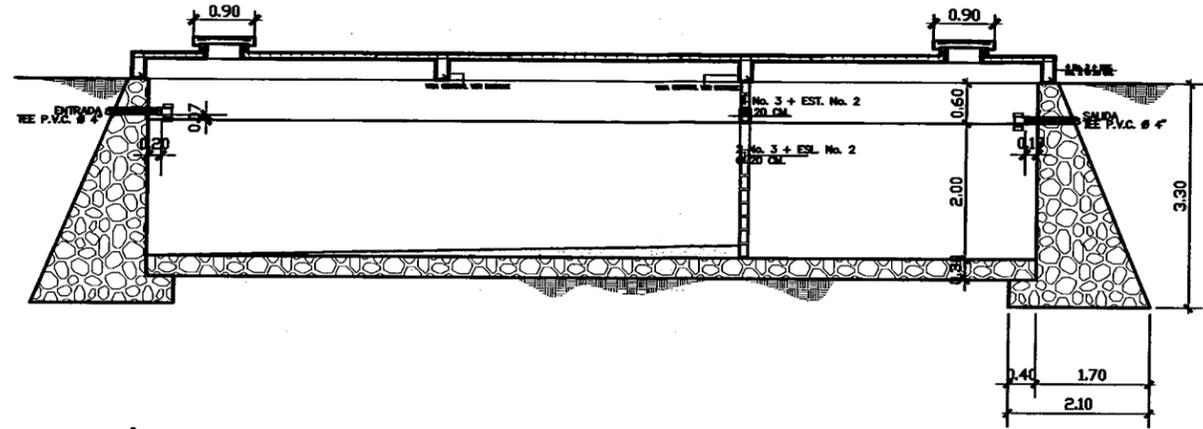
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Ingeniería
 PROYECTO: MONITOREO Y MANTENIMIENTO DE EPS
 ASSESORIA ALP (EPS/ASSEM) DE EPS
 Unidad de Mantenimiento de ZACAPA

UBICACION: LA UNION, DEPTO DE ZACAPA ESCALA: INDICADA
 FECHA: JUNIO 2011 REVISO: ING. JUAN MERCK COS
 DISEÑO: JUAN JOSE GOMEZ GARCIA DIBUJO: JUAN JOSE GOMEZ GARCIA

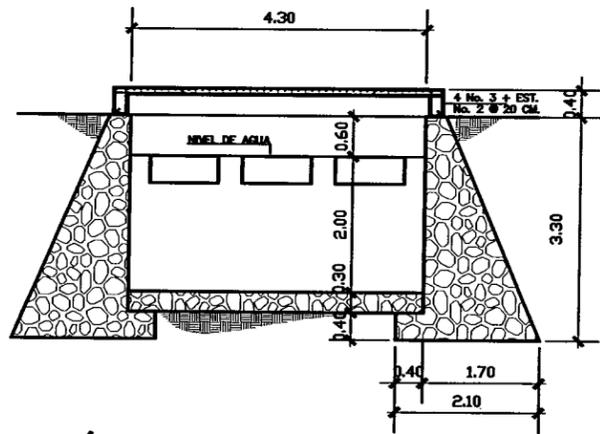
CONTENIDO: Hoja no. **6.2** / 10
 DETALLE DE CAJAS DISTRIBUIDORAS DE CAUDALES DE RAMALES 1 Y 2



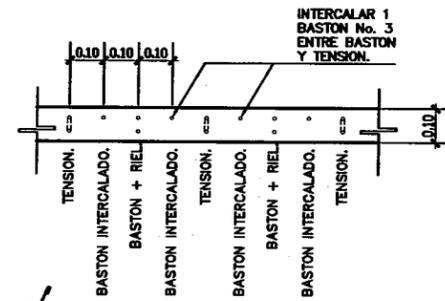
PLANTA LOSA FOSA SEPTICA DE RAMAL 1 ESCALA 1/20



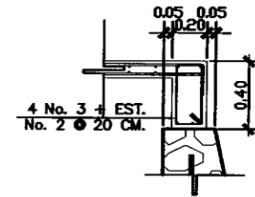
SECCION D-D ESCALA 1/20



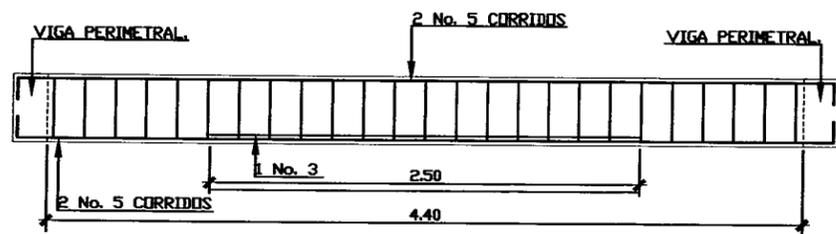
SECCION E-E ESCALA 1/20



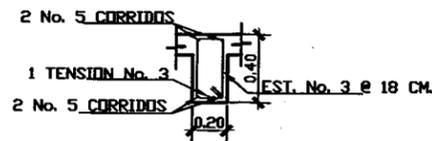
DETALLE DE ARMADO DE LOSA ESCALA 1/20



SECCION VIGA PERIMETRAL ESCALA 1/20



DETALLE VIGA CENTRAL FOSA SEPTICA 1 ESCALA 1/20

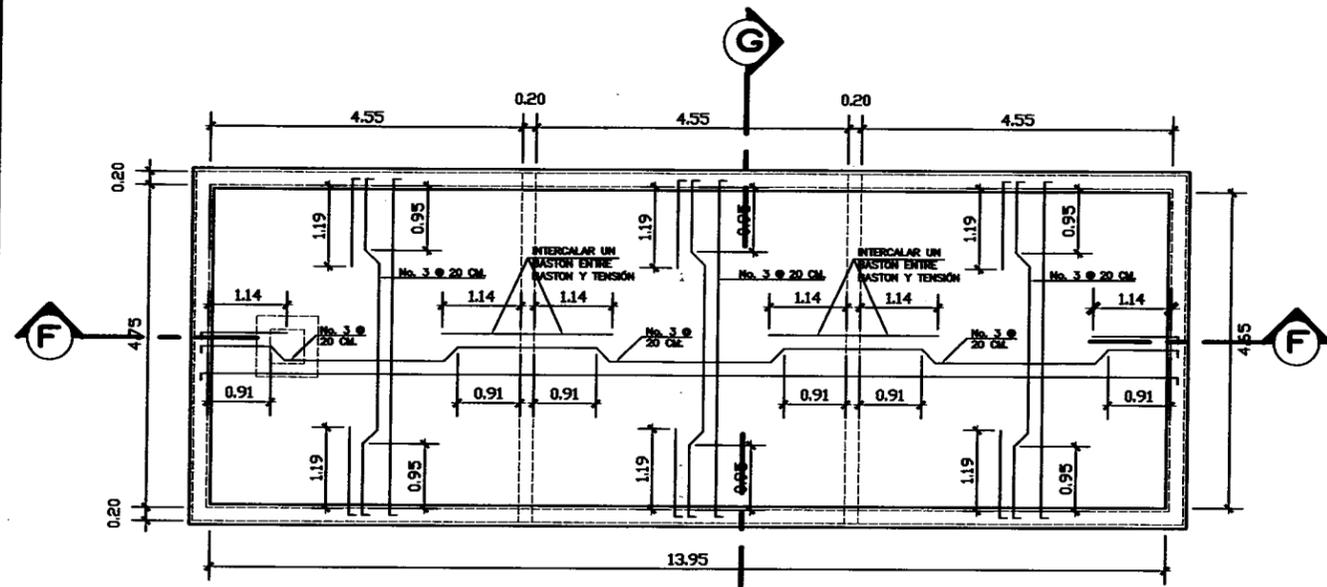


SECCION CENTRAL VIGA DE FOSA SEPTICA RAMAL 1 ESCALA 1/20

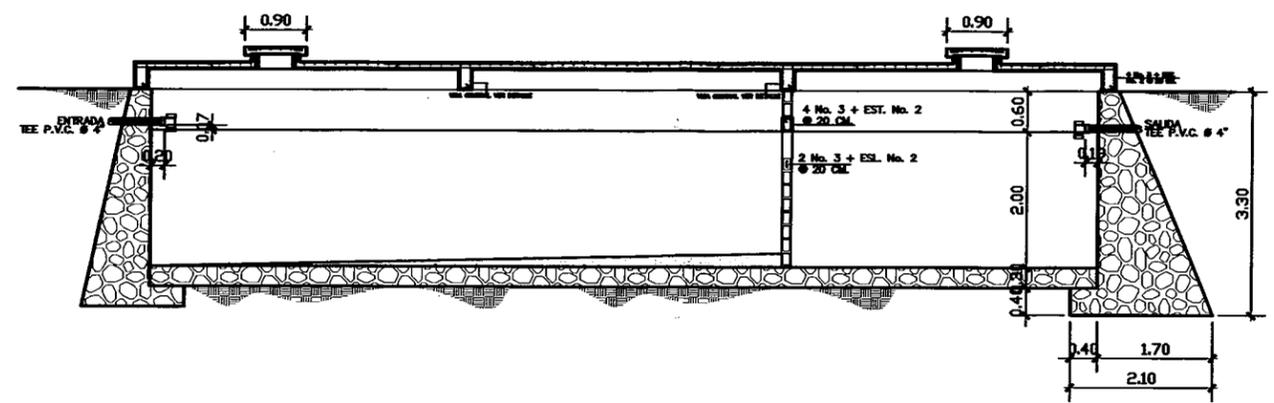
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 PROYECTO: ALCAMARAS SANITARIAS DE LA UNIDAD DE ZACARA
 DEPARTAMENTO DE ZACARA
 Unidad de Ingenieria y EPS
 Facultad de Ingenieria

UBICACION: LA UNION, DEPTO. DE ZACARA	ESCALA: INDICADA
FECHA: JUNIO 2011	REVISOR: ING. JUAN MERCK CIS.
DISENYO: JUAN JOSE GOMEZ GARCIA	DIBUJADO: JUAN JOSE GOMEZ GARCIA

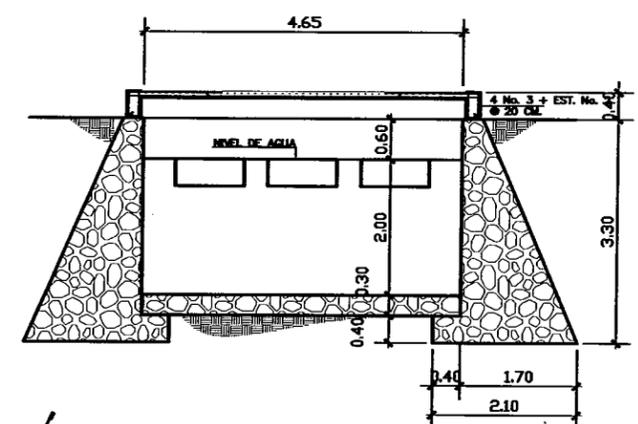
CONTENIDO: DETALLES DE ESTRUCTURA FOSA SEPTICA DE RAMAL 1
 Hoja no. 7/10



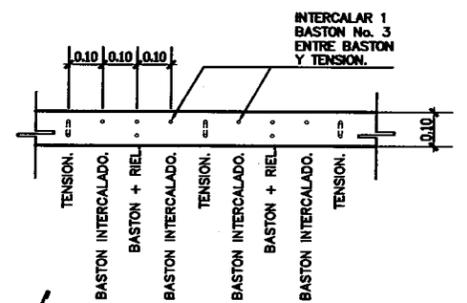
PLANTA LOSA FOSA SEPTICA DE RAMAL 2 ESCALA 1/20



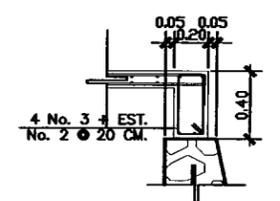
SECCION F-F ESCALA 1/20



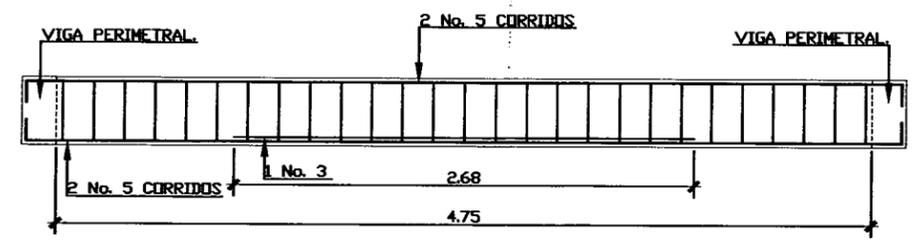
SECCION G-G ESCALA 1/20



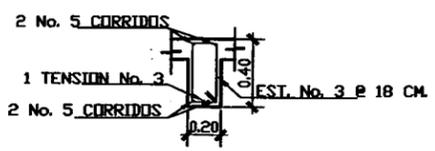
DETALLE DE ARMADO DE LOSA ESCALA 1/20



SECCION VIGA PERIMETRAL ESCALA 1/20



DETALLE VIGA CENTRAL FOSA SEPTICA 2 ESCALA 1/20



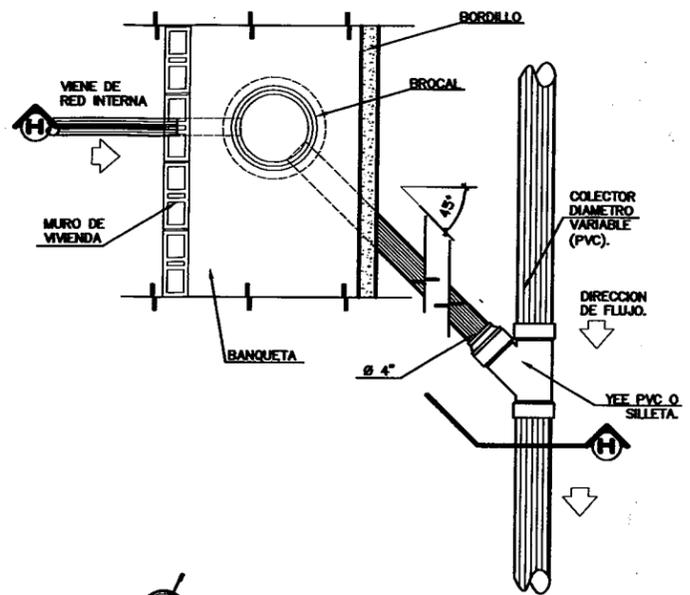
SECCION CENTRAL VIGA DE FOSA SEPTICA RAMAL 2 ESCALA 1/20

ESPECIFICACIONES	
• ACERO DE REFUERZO ASTM A-615	F _y = 40,000 PSI = 2800 Kg/cm ²
• RESISTENCIA ESPECIFICADA A LA COMPRESION DEL CONCRETO	F' _c = 3,000 PSI = 210 Kg/cm ²
• PROPORCION DEL CONCRETO CICLOPEO	2 CONCRETO = 66
	2 PIEDRA BOLA = 34
• TUBERIA	TODA LA TUBERIA Y ACCESORIOS PARA LA INSTALACION DE LAS FOSAS SEPTICAS DEBERAN SER DE P.V.C. DE DIAMETRO 4".

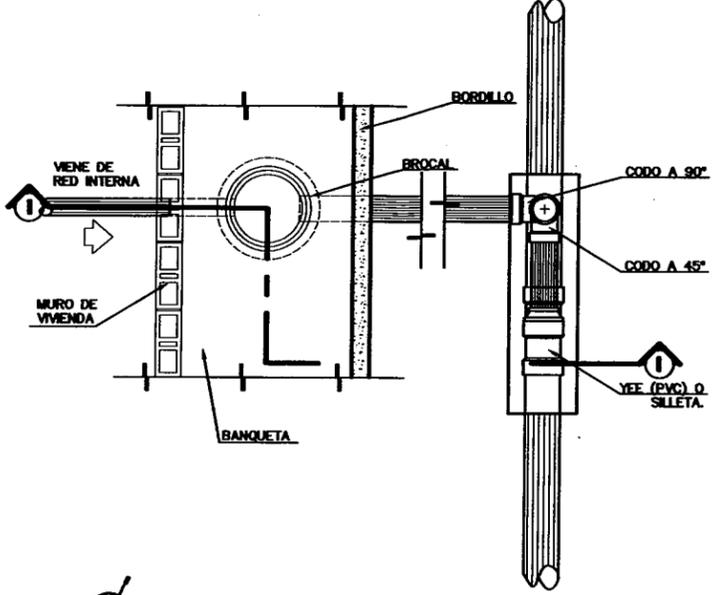

 INSTITUTO NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 MATEO ANABALLAN SANTOS ALBA LANFOY
 UNIDAD DE INGENIERIA

UBICACION: LA UNION, DEPTO. DE ZACAPA	ESCALA: MERICANA
FECHA: JUNIO 2001	REVISOR: JUAN MERCK CDE
DISENADOR: JUAN JOSE GOMEZ GARCIA	DIBUJADOR: JUAN JOSE GOMEZ GARCIA

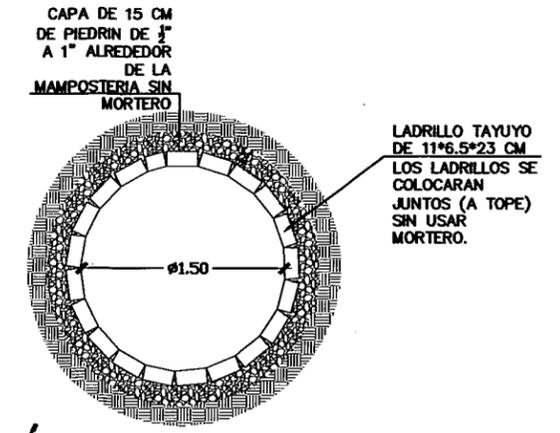
CONTENIDO:	Hoja no.
DETALLES DE ESTRUCTURA FOSA SEPTICA DE RAMAL 2	8 / 10



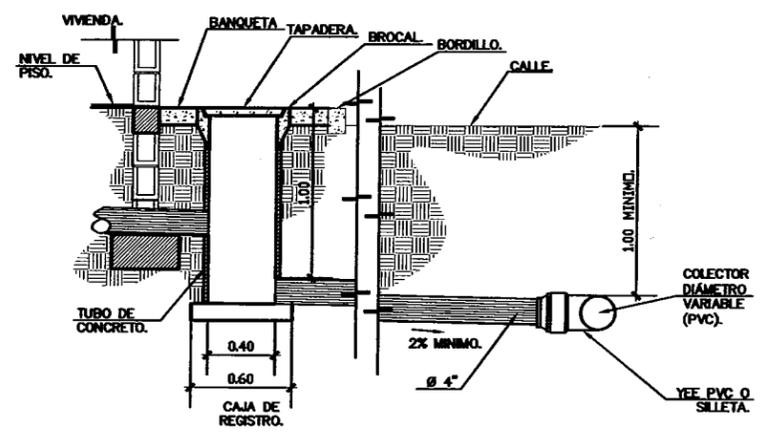
PLANTA CONEXION DOMICILIAR 1 ESCALA 1/20



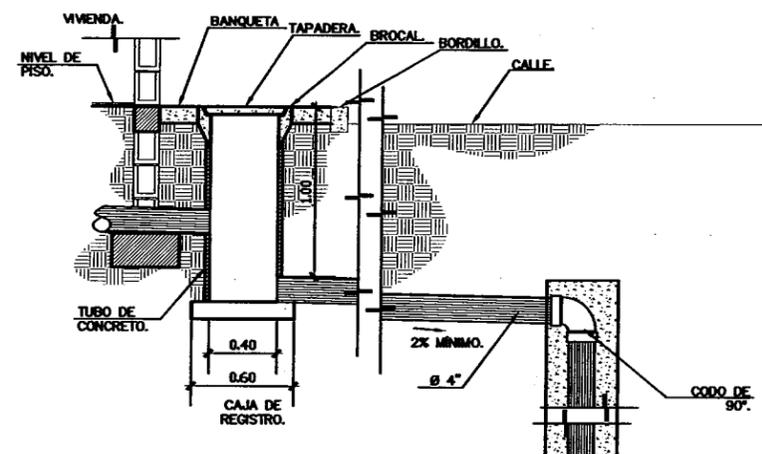
PLANTA CONEXION DOMICILIAR 2 ESCALA 1/20



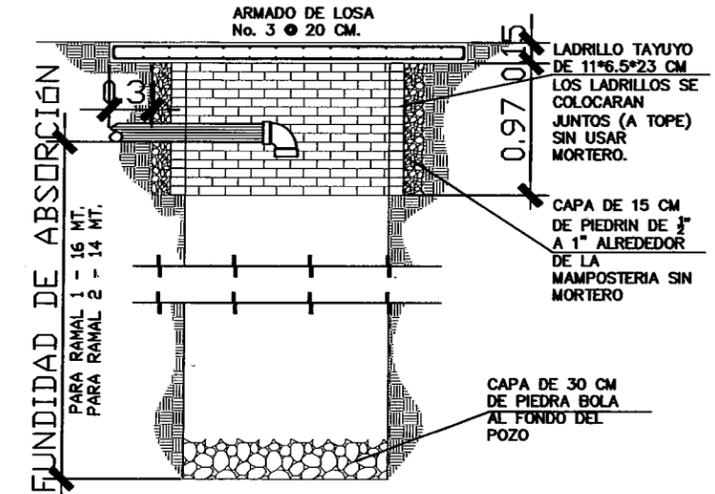
PLANTA POZO DE ABSORCION ESCALA 1/20



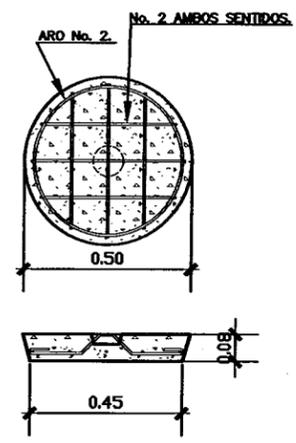
SECCION H-H ESCALA 1/20



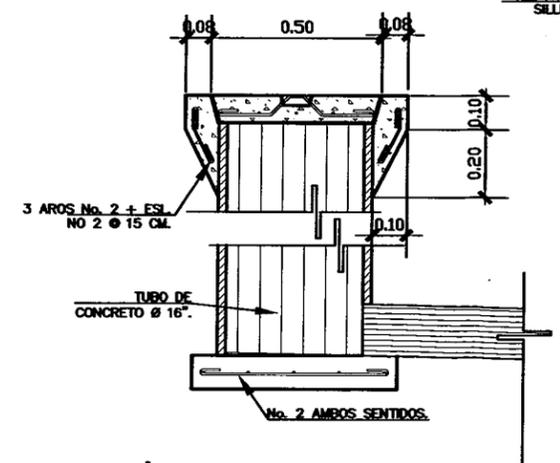
SECCION I-I ESCALA 1/20



PERFIL POZO DE ABSORCION ESCALA 1/20



DETALLE DE TAPADERA ESCALA 1/20



DETALLE DE CANDELA ESCALA 1/20

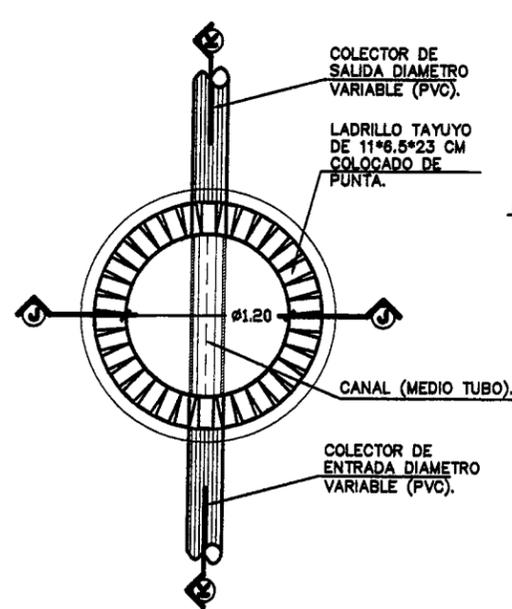
NOTA:
LA CONEXION DOMICILIAR TIPO 1 SE UTILIZARA EN LAS CONEXIONES CON PROFUNDIDAD MENOR A 3 MT. LA CONEXION DOMICILIAR TIPO 2 SE UTILIZARA EN LAS CONEXIONES CON PROFUNDIDAD MAYOR A 3MT.

Escuela de Ingeniería
 Facultad de Ingeniería
 Universidad del Caribe
 Calle Llaneros
 San Carlos de Guayana

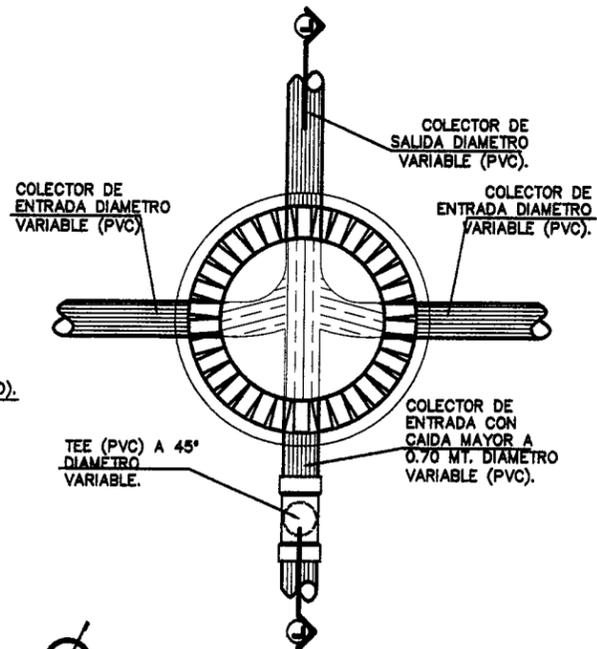
PROFESOR: JUAN JOSE GONZALEZ GARCIA
 ALUMNO: JUAN JOSE GONZALEZ GARCIA

UBICACION: LA UNION, DEPTO. DE ZACAPA	ESCALA: 1/20
FECHA: JUNIO 2001	REVISOR: ING. JUAN MERCK CBS.
DESERD: JUAN JOSE GONZALEZ GARCIA	DIBUJÓ: JUAN JOSE GONZALEZ GARCIA

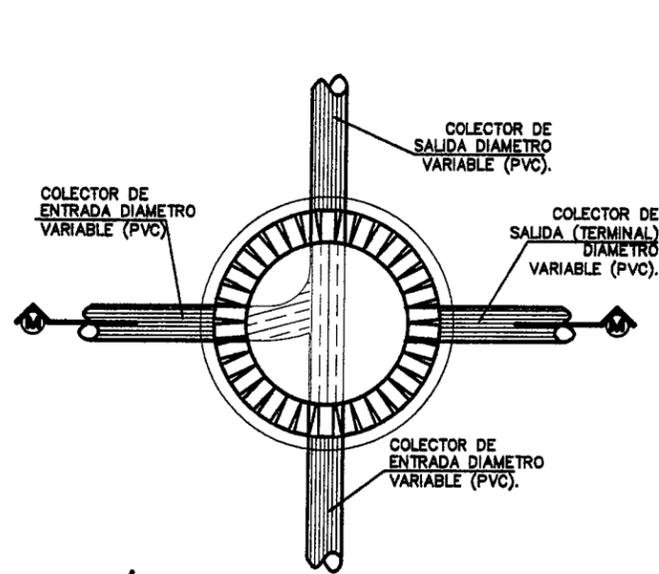
CONTENIDO: DETALLES DE POZOS DE ABSORCION + DETALLES CONSTRUCTIVOS DE FOSAS SEPTICAS + DETALLES CONSTRUCTIVOS DEL ALCANTARILLADO.	Foja no. 9 / 10
--	--------------------



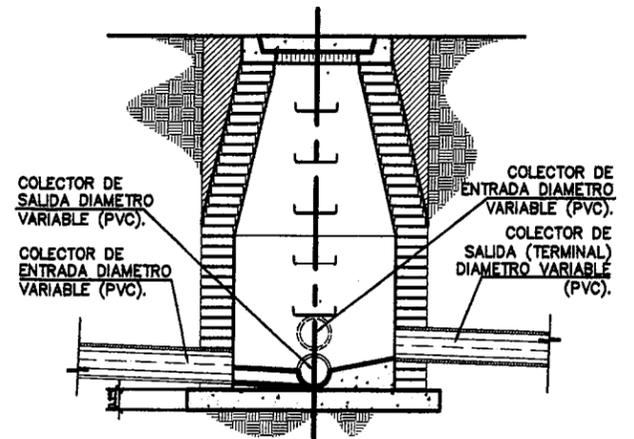
PLANTA POZO DE VISITA TÍPICO



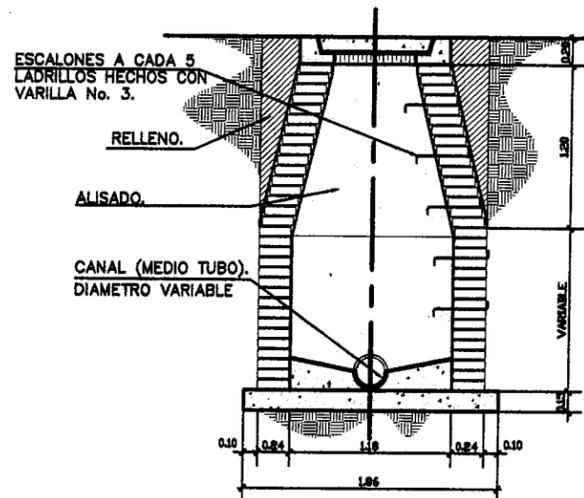
PLANTA POZO DE VISITA A TRAVES Y CON CAIDA



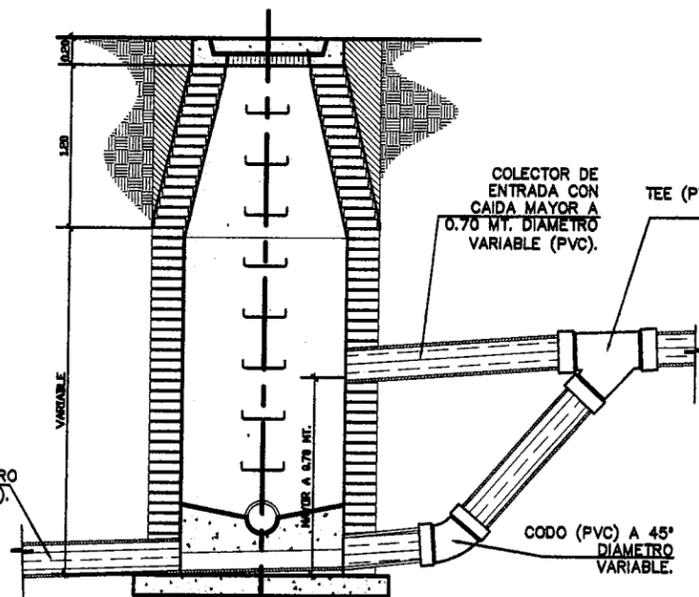
PLANTA POZO DE VISITA COMBINADO A TRAVES Y TERMINAL



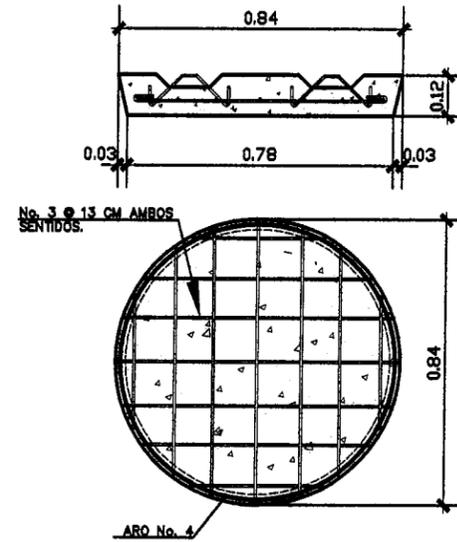
SECCION M-M



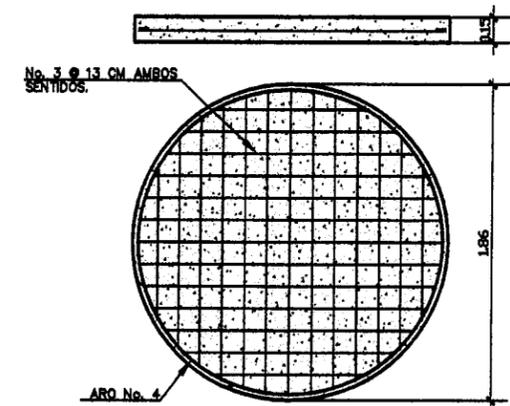
SECCION J-J



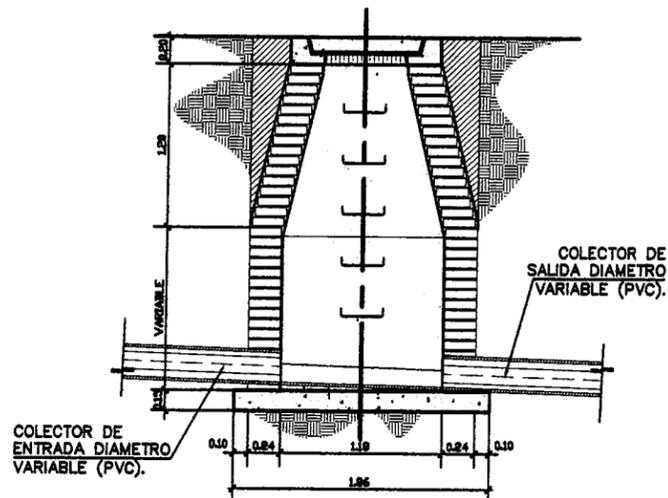
SECCION L-L



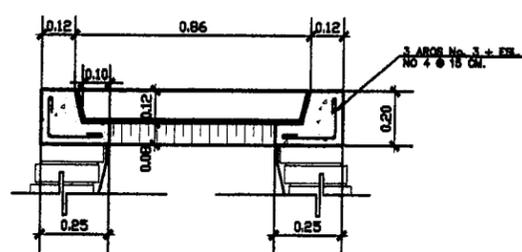
DETALLE TAPADERA DE POZO



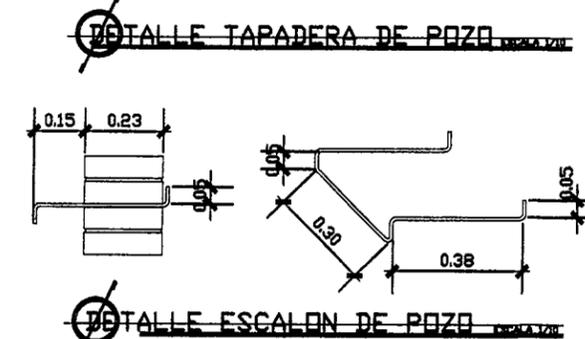
DETALLE DE BASE DE POZO



SECCION K-K



DETALLE BRICAL DE POZO



DETALLE ESCALON DE POZO

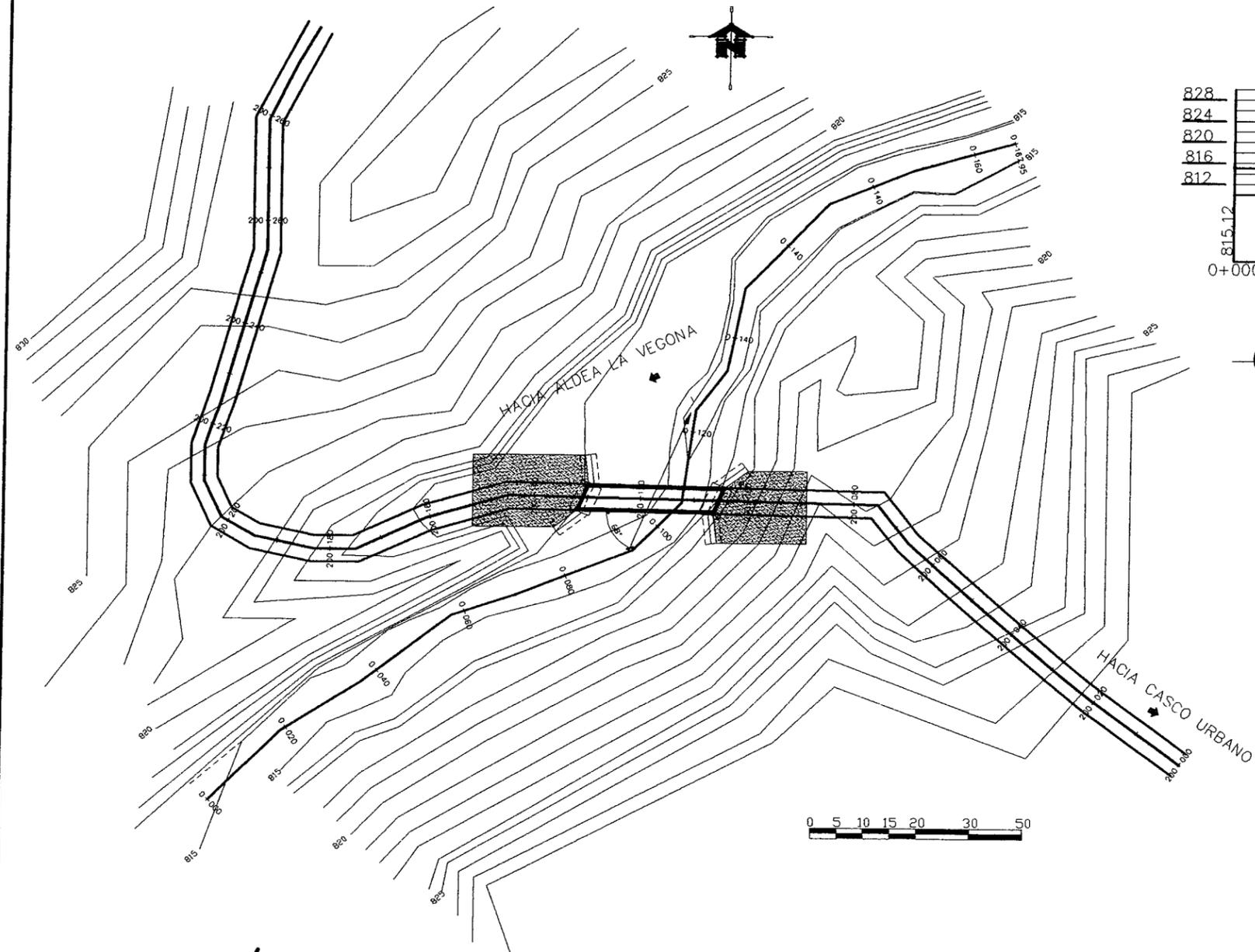
ESPECIFICACIONES

- ACERO DE REFERENCIA ASTM A-615
F_y = 40,000 PSI = 2800 Kg/cm²
- RESISTENCIA ESPECIFICADA A LA COMPRESION DEL CONCRETO
F_c = 3,000 PSI = 210 Kg/cm²
- PROPORCION DEL MORTERO
1:3
- TAPADERAS DE LOS POZOS DE VISITA Y BROCAS
LAS TAPADERAS DE LOS POZOS DE VISITA DEBERAN IDENTIFICARSE CON LA NOMENCLATURA DEL PLANO GENERAL.
LOS BROCAS Y LAS TAPADERAS DE LOS POZOS DEBERAN FRAGUARSE SEGUN ESPECIFICACIONES A.C.I. ANTES DE SU INSTALACION.

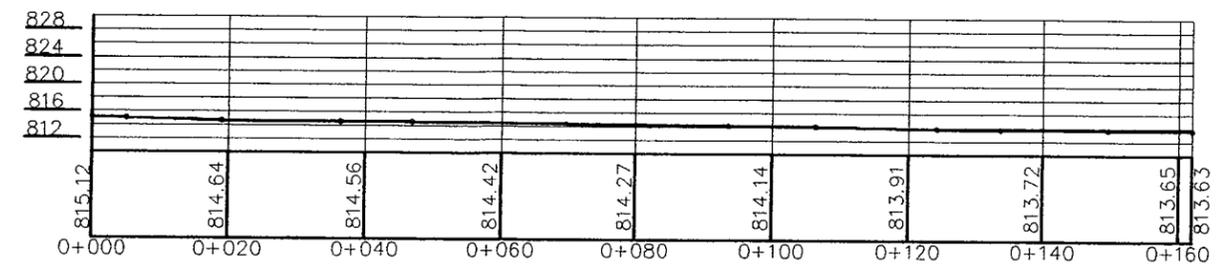
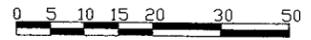
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 PROYECTO ALBERGUE Y SANITARIO ALDEA LANPICOY
 DEPARTAMENTO DE ZACAPA

UBICACION LA UNION, DEPT. DE ZACAPA	ESCALA INDICADA
FECHA JUNIO 1981	REVISOR ING. JUAN JOSE GOMEZ GARCIA
DISEÑO JUAN JOSE GOMEZ GARCIA	DIBUJO JUAN JOSE GOMEZ GARCIA

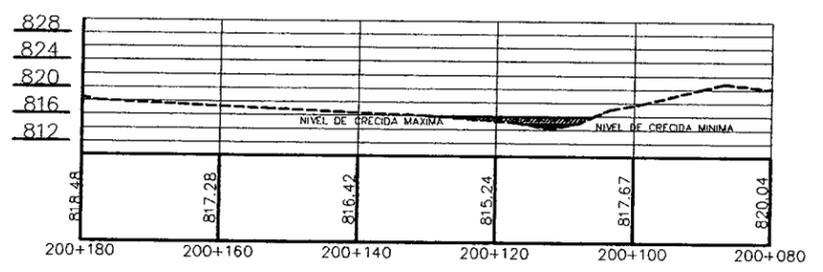
CONTENIDO: DETALLES CONSTRUCTIVOS DE POZOS.	No. no. 10/10
--	------------------



PLANTA TOPOGRAFIA PUENTE LA VEGONA ESCALA 1:25000



PERFIL DEL CAUCE DEL RIO ESCALA 1:25000



PERFIL TOPOGRAFICO DE LINEA CENTRAL ESCALA 1:25000

USAC
FACULTAD DE INGENIERIA

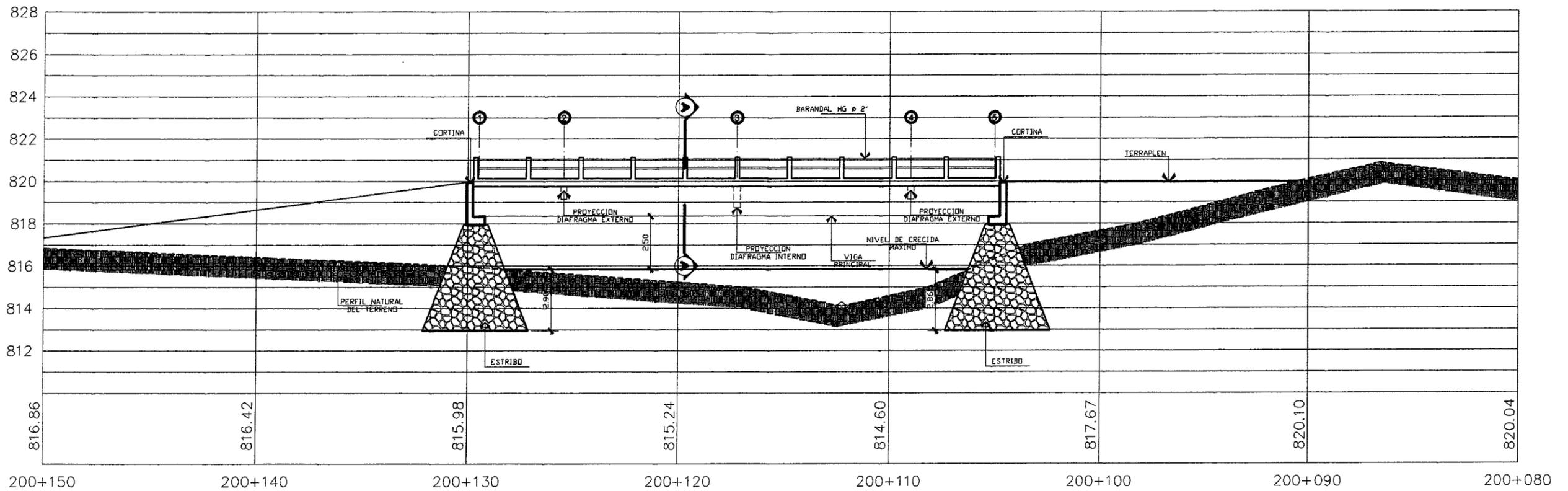
PROYECTO: PUENTE VERTICAL ALDEA LA UNIÓN
UNIVERSIDAD DEPARTAMENTO DE ZACAPA

UBICACION: LA UNIÓN, DEPTO. DE ZACAPA
FECHA: JUNIO 2011
DISEÑO: JUAN JOSÉ GÓMEZ GARCÍA

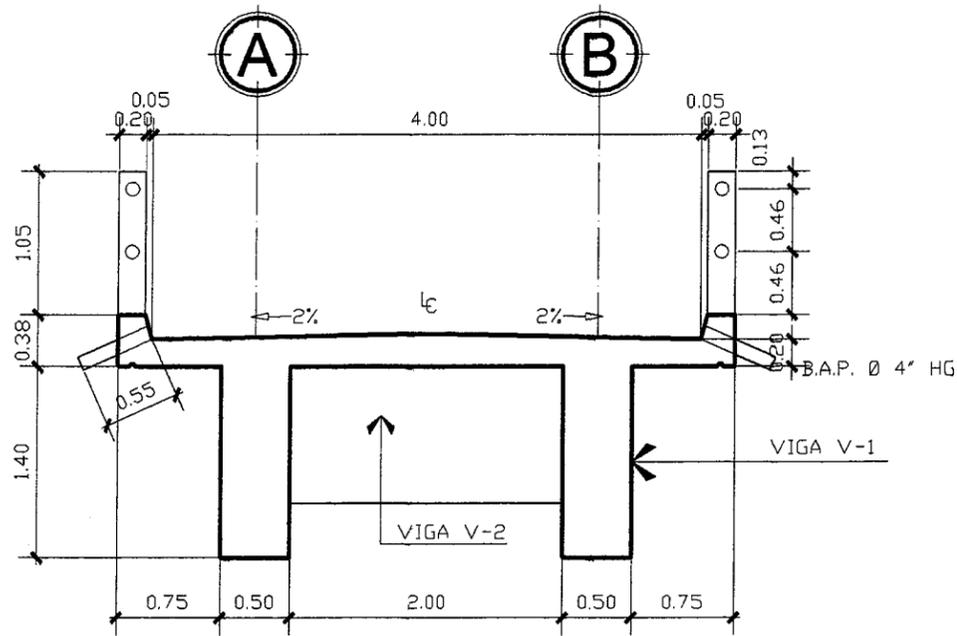
ESCALA: INDICADA
REVISÓ: ING. JUAN MERCEDES COS.
DIBUJÓ: JUAN JOSÉ GÓMEZ GARCÍA

CONTENIDO: TOPOGRAFIA Y UBICACION DE PUENTE

Hoja no. **1** / **6**



ELEVACION PUENTE ESCALA 1/100



SECCION A-A ESCALA 1/25

ESPECIFICACIONES

- ACERO DE REFUERZO ASTM A-615
 $F_y = 60,000 \text{ PSI} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ PARA REFUERZO LONGITUDINAL VIGA V-1
 $F_y = 40,000 \text{ PSI} = 2810 \text{ Kg/cm}^2$ PARA RESTO DE LA ESTRUCTURA.
 - VALOR SOPORTE DEL SUELO
 22 T/m^2 (COMPRESION TRIAXIAL)
 - TREN DE CARGA CAMION
 $H = 20-44$
 - RESISTENCIA ESPECIFICADA A LA COMPRESION DEL CONCRETO
 $F'_c = 4,000 \text{ PSI} = 281 \text{ Kg/cm}^2$
 - PROPORCION DEL CONCRETO CICLOPEO
 $\% \text{ CONCRETO} = 66$
 $\% \text{ PIEDRA BOLA} = 34$
- NOTA: CORROBORAR LA CAPACIDAD DE SOPORTE DEL SUELO A TRAVEZ DE UN ENSAYO DINAMICO PREVIO A LA CONTRUCCION DEL PUENTE
- RECUBRIMIENTOS
 AASHTO 8.22 Medido desde el rostro de la barra hasta la superficie del concreto: 8 centímetros para cimientos y muros, 5 centímetros para losas arriba y 2.5 centímetros abajo, 5 centímetros para columnas y vigas.
 - LONGITUD DE DESARROLLO
 AASHTO 8.24.1.2: Se proporcionara a todos los barras la longitud necesario a partir del punto que se requieren por diseño, siendo esta la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra o a la luz/20, pero no menor a 30 centímetros.
 - TRASLAPES
 AASHTO 8.25 / DCG 509.080. Para toda la estructura será de 20 diámetros de la varilla, se recomienda el uso de uniones mecánicas para los barras No. 10 y 11, de tal modo que desarrollen un 125% del F_y nominal de la barra, siguiendo la especificación AASHTO 8.33.2, evitando localizarlos en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea. Deberán colocarse alternos a cada 60 centímetros.
 - GANCHOS
 AASHTO 8.23.2.2. Los dobleces deberán ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre cuando se trata de 180 grados, o 12 diámetros cuando se trata de 90 grados.
- Se debe seguir las normas establecidas para paquetes de barras respecto a su cantidad, longitud de desarrollo y recubrimientos, siguiendo los lineamientos del artículo 8.21.5 de AASHTO.
- Todos los elementos de acero estructural del puente deberán cubrirse con dos capas de pintura anticorrosiva de diferente color, exceptuando los pernos que deberán dejarse correctamente engrasados.
- Cualquier soldadura que se ejecute deberá ser conforme a las normas establecidas en el manual de la American Welding Society y siguiendo el detalle de los planos.

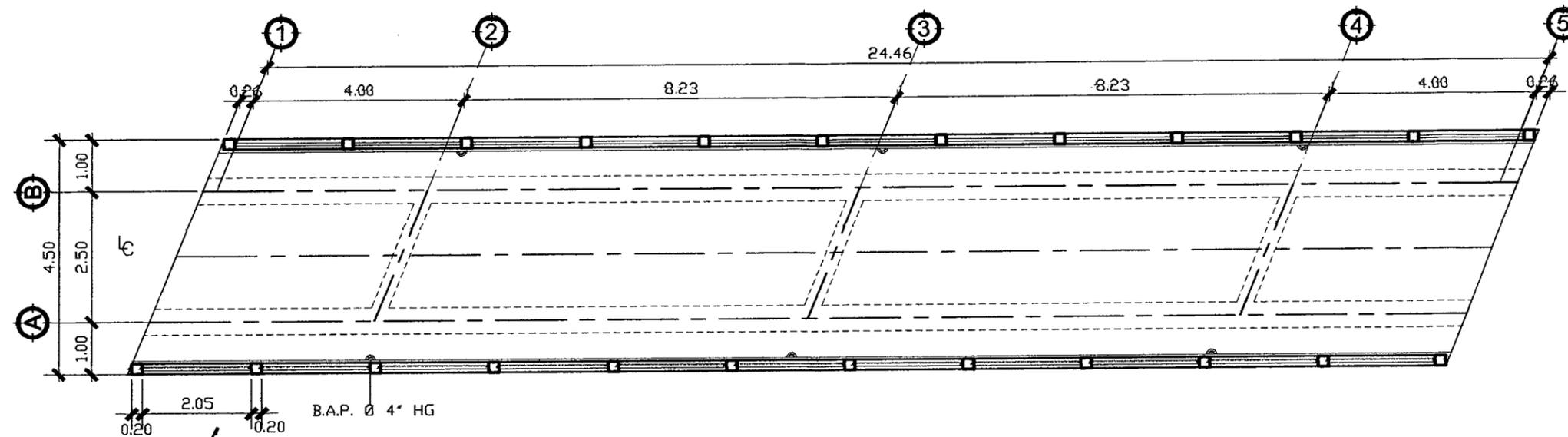
USAC
FACULTAD DE INGENIERIA

PROYECTO: PUENTE VEHICULAR ALDEA LA UNION,
 DEPARTAMENTO DE ZACAPA

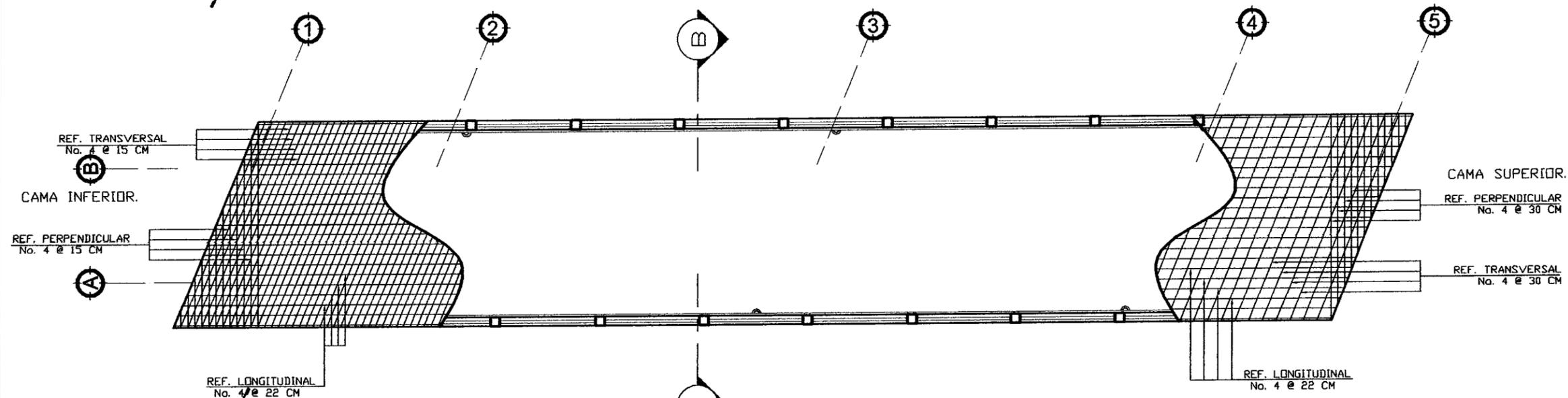
UBICACION: LA UNION, DEPTO. DE ZACAPA	ESCALA: INDICADA
FECHA: JUNIO 2011	REVISOR: ING. JUAN JOSE GOMEZ GARCIA
DISERD: JUAN JOSE GOMEZ GARCIA	DIBUJO: JUAN JOSE GOMEZ GARCIA

CONTENIDO: ELEVACION PUENTE + SECCION GEOMETRICA

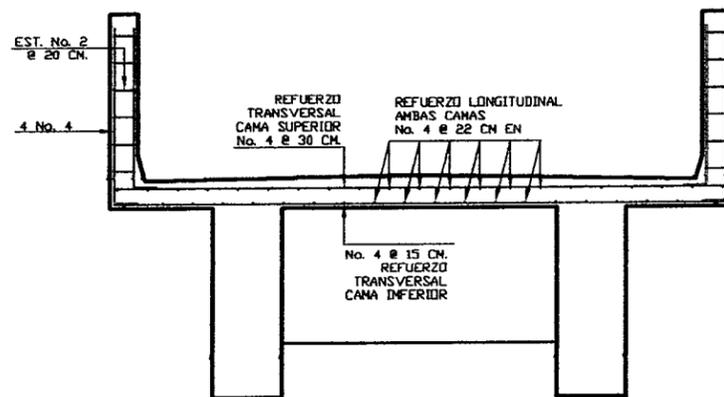
Hoja no. **2** / **6**



PLANTA ACOTADA DE LOSA ESCALA 1/50



ARMADO DE LOSA ESCALA 1/50



SECCION B - B ARMADO DE LOSA ESCALA 1/25

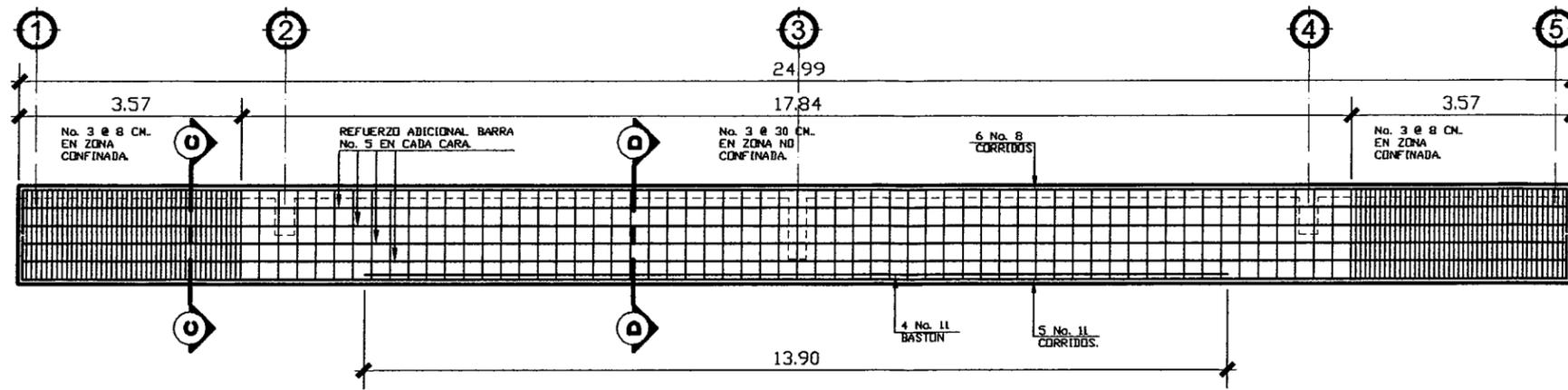
Universidad de San Carlos de Guatemala
 ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS
 Unidad de Prácticas de Ingeniería
 Facultad de Ingeniería



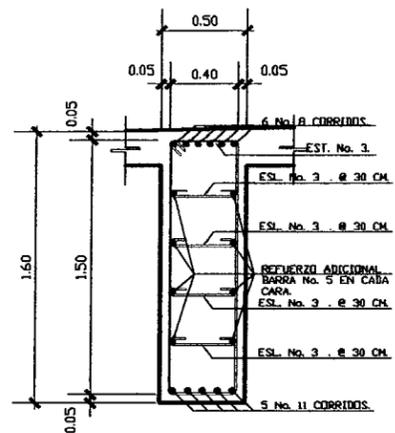
FACULTAD DE INGENIERIA
 PROYECTO: PUENTE VEHICULAR ALDEA LA UNION,
 DEPARTAMENTO DE ZACAPA

UBICACION: LA UNION, DEPTO. DE ZACAPA	ESCALA: INDICADA
FECHA: JUNIO 2011	REVISOR: ING. JUAN MERCK COS.
DISEÑO: JUAN JOSE GOMEZ GARCIA	DIBUJO: JUAN JOSE GOMEZ GARCIA

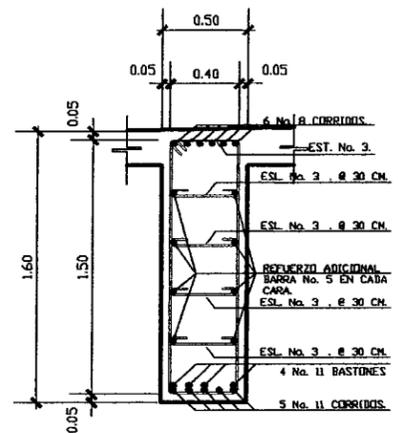
CONTENIDO: PLANTA DE PUENTE + DETALLE DE ARMADO DE LOSA	Hoja no. 3/6
--	-----------------



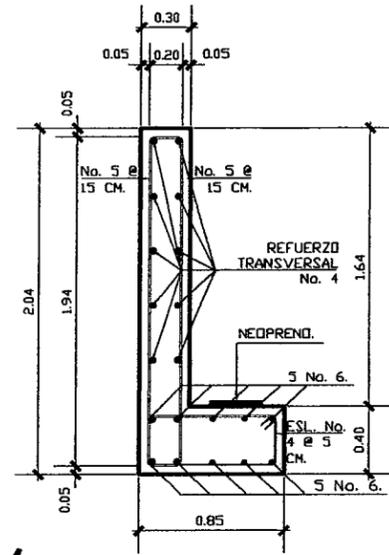
VIGA TIPO V-1 ESCALA 1/50



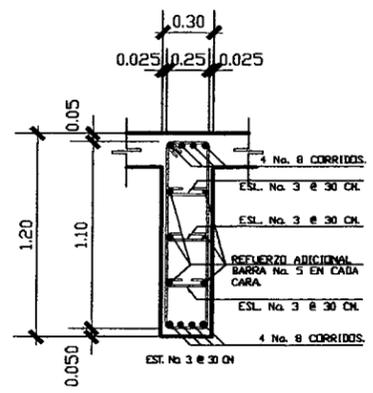
SECCION C - C ESCALA 1/20



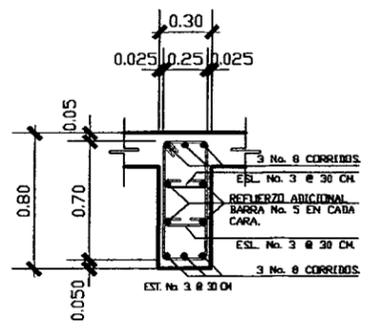
SECCION D - D ESCALA 1/20



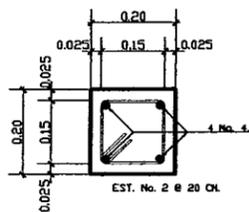
VIGA DE APOYO + CORTINA ESCALA 1/20



DIAFRAGMA INTERNO ESCALA 1/20



DIAFRAGMA EXTERNO ESCALA 1/20

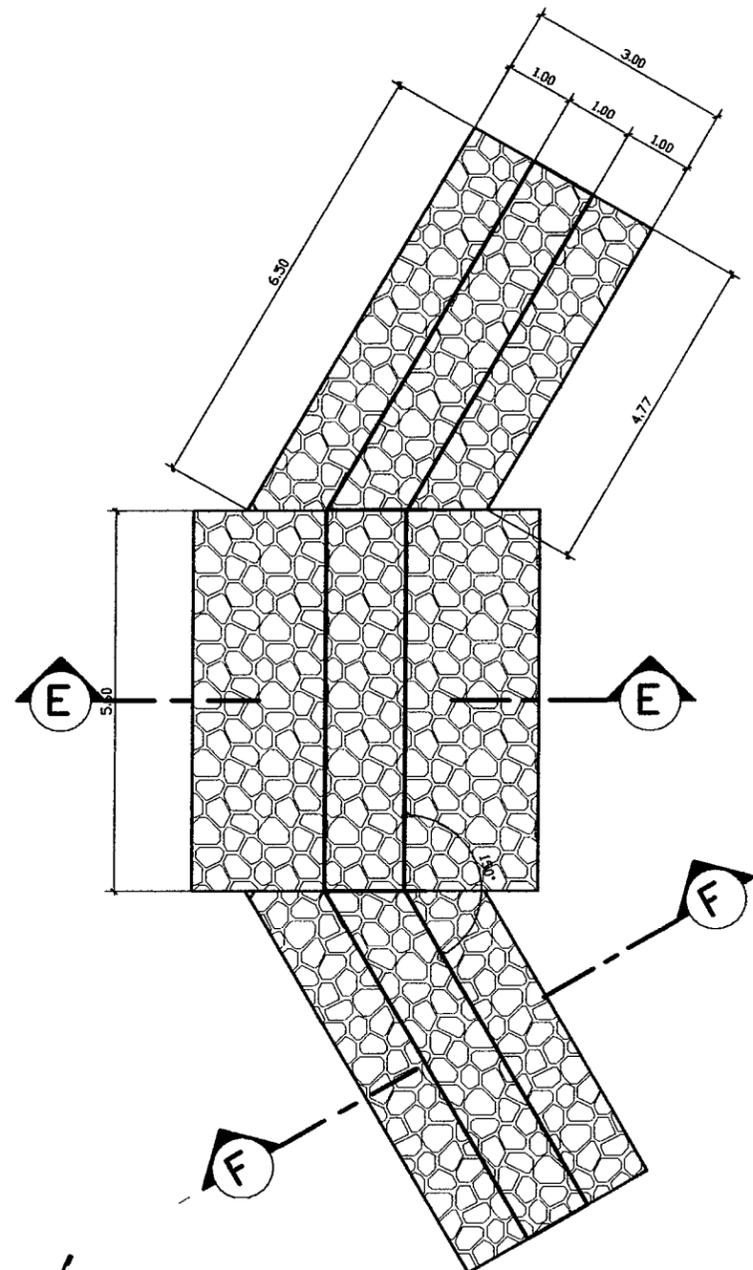


POSTE BARANDAL ESCALA 1/20

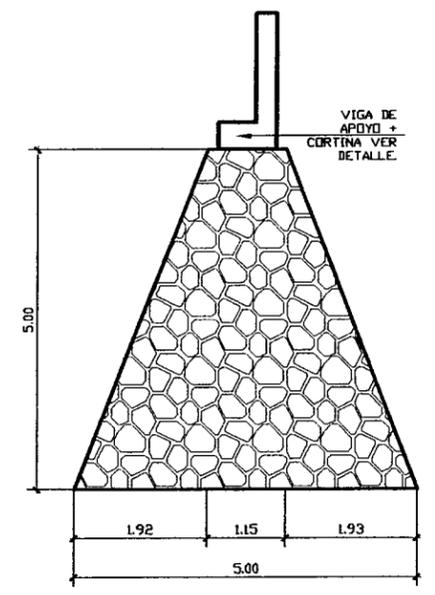
FACULTAD DE INGENIERIA
 PROYECTO: PASADIZO VERTICAL EN LA UNION, DEPARTAMENTO DE ZACAPA
 Unidad de Ingeniería de Estructuras y EPS
 Facultad de Ingeniería

UBICACION: LA UNION, DEPARTAMENTO DE ZACAPA	ESCALA: INDICADA
FECHA: JUNIO 2011	REVISOR: ING. JUAN MERCEDES COS
DISENADOR: JUAN JOSE GOMEZ GARCIA	DIBUJADOR: JUAN JOSE GOMEZ GARCIA

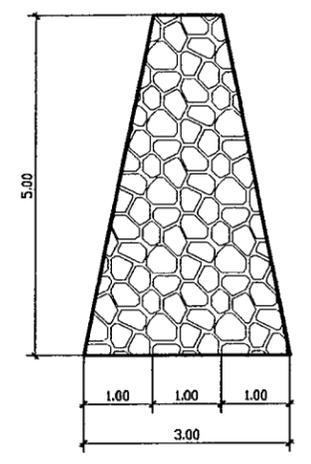
CONTENIDO: DETALLE DE VIGAS + DIAFRAGMAS + VIGA DE APOYO + CORTINA + POSTE. No. de Hoja: 4/6



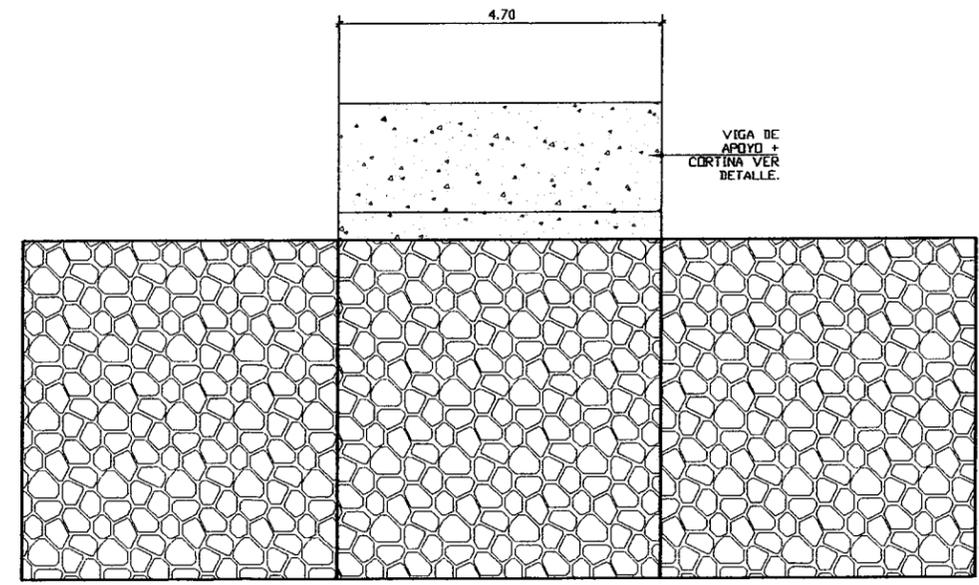
PLANTA DE ESTRIBO + ALETONES ESCALA 1/50



SECCION E - E ESCALA 1/50



SECCION F - F ESCALA 1/50



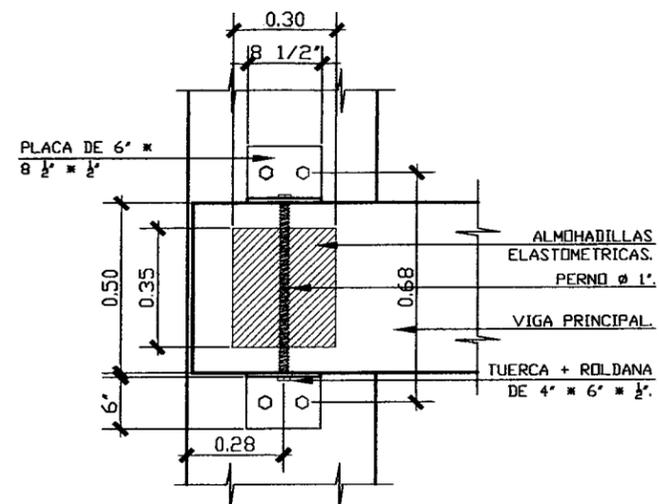
ELEVACION DE ESTRIBO + ALETONES ESCALA 1/50

FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD DE LA PAZ
 PROYECTO: FRENTE VEHICULAR ALBERCA UNIDA
 DEPARTAMENTO DE ZAPALA
 ASISTENTE DE PRACTICAS DE INGENIERIA

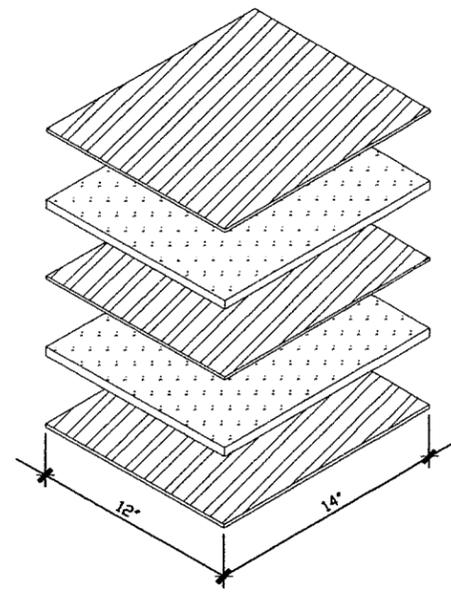
UBICACION: LA UNION, DEPTO. DE ZAPALA	ESCALA: 1/50
FECHA: JUNIO 2011	PROFESOR: JUAN JOSE GONZALEZ
DISEÑO: JUAN JOSE GONZALEZ	DIBUJO: JUAN JOSE GONZALEZ

CONTENIDO: DETALLE DE ESTRIBO + ALETONES

Hoja no. 5 / 6

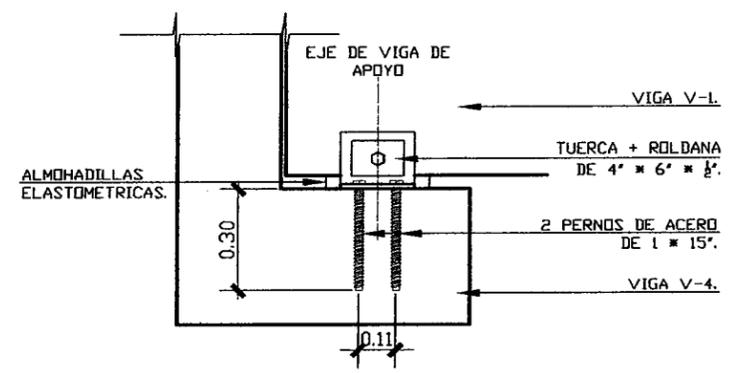


PLANTA DE ANCLAJES Y APOYOS DE NEOPRENO ESCALA 1/10



- PLACA DE METAL DE 1/4"
- PLACA DE NEOPRENO DE 1/2"
- PLACA DE METAL DE 1/4"
- PLACA DE NEOPRENO DE 1/2"
- PLACA DE METAL DE 1/4"

ISOMETRICO PLANCHAS DE APOYOS ELASTOMERICOS ESCALA 1/5

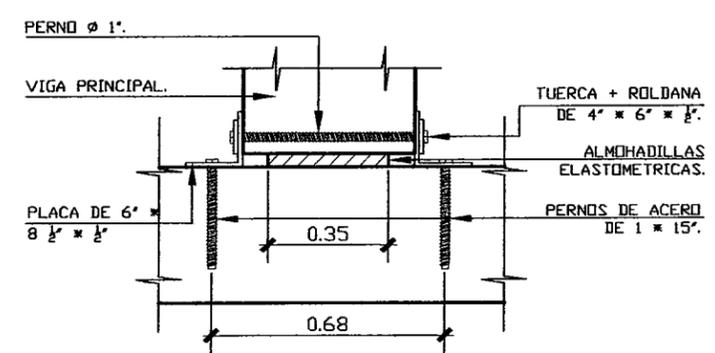


PERFIL DE ANCLAJES Y APOYOS DE NEOPRENO ESCALA 1/10

ESPECIFICACIONES DE APOYOS ELASTOMERICOS

La unión entre las planchas de neopreno y las placas metálicas deberá hacerse con un pegamento que evite su separación.

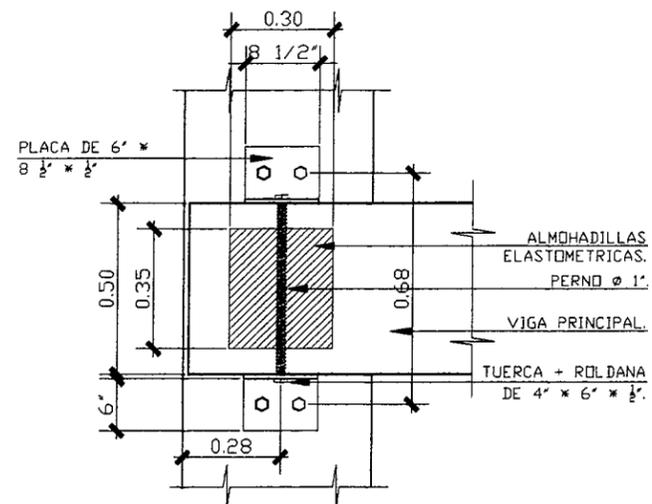
- Las dimensiones del neopreno son de 35 cm x 30 cm x 1.3 cm, con una dureza Shore 60.
- Las placas metálicas deben de cumplir con la resistencia especificada AASHTO M 270 (ASTM A 709M) con una resistencia de 250 Mpa.
- Los apoyos de Neopreno deben colocarse en una sola envoltura conteniendo tanto las placas de Neopreno como las placas metálicas que las separan. El espesor total es de 40 mm, siendo el orden de colocación el siguiente: placa de metal de 5 mm, placa de Neopreno de 13 mm, placa de metal de 4 mm, placa de Neopreno de 13 mm, placa de metal de 5 mm. Para las dimensiones de las placas metálicas se utilizarán los espesores más próximos que se encuentren en el mercado.



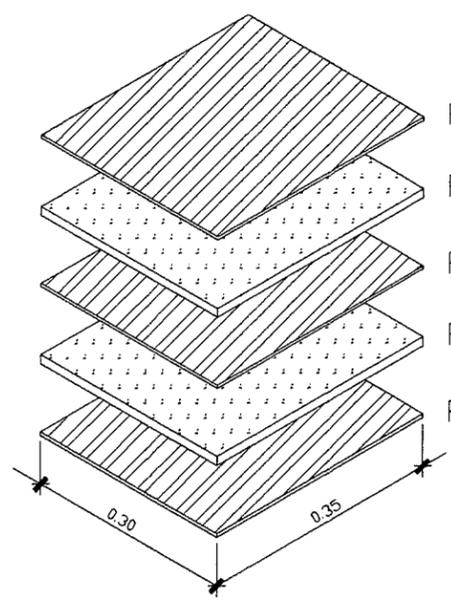
ELEVACION DE ANCLAJES Y APOYOS DE NEOPRENO ESCALA 1/10


ACULTAD DE INGENIERIA
 PROYECTO: ...
 REVISOR: ...
 DISEÑO: ...
 ESCALA: INDICADA
 REVISOR: ING. JUAN PABLO GARCIA
 DISEÑO: JUAN JOSE GARCIA

CONTENIDO: **DETALLE DE ANCLAJE + APOYO ELASTOMERICO** Hoja no. **6**

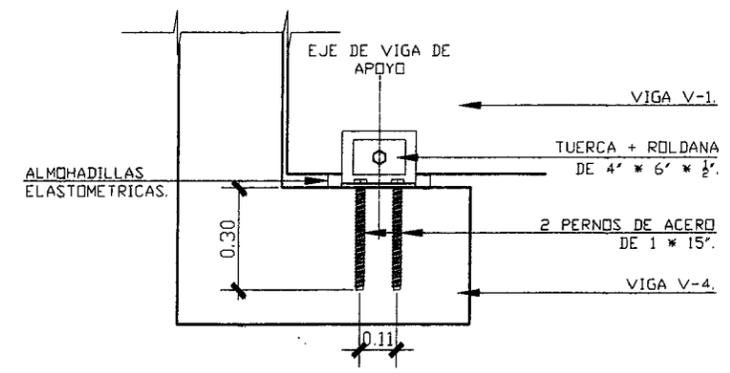


PLANTA DE ANCLAJES Y APOYOS DE NEOPRENO ESCALA 1/10



- PLACA DE METAL DE 5 MM.
- PLACA DE NEOPRENO DE 13 MM.
- PLACA DE METAL DE 4 MM.
- PLACA DE NEOPRENO DE 13 MM.
- PLACA DE METAL DE 5 MM.

ISOMETRICO PLANCHAS DE APOYOS ELASTOMERICOS ESCALA 1/5

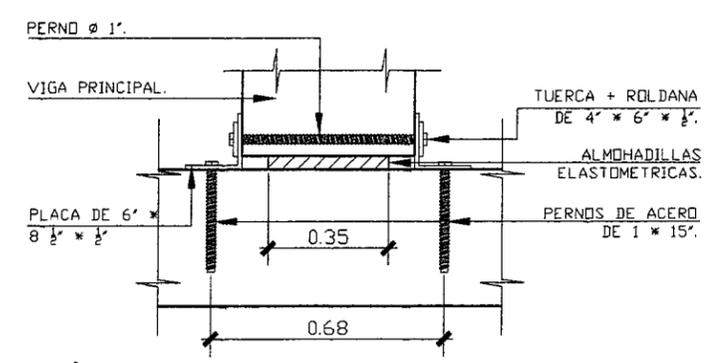


PERFIL DE ANCLAJES Y APOYOS DE NEOPRENO ESCALA 1/10

ESPECIFICACIONES DE APOYOS ELASTOMERICOS

La unión entre las planchas de neopreno y las placas metálicas deberá hacerse con un pegamento que evite su separación.

- Las dimensiones del neopreno son de 35 cm x 30 cm x 1.3 cm, con una dureza Shore 60.
- Las placas metálicas deben de cumplir con la resistencia especificada AASHTO M 270 (ASTM A 709M) con una resistencia de 250 Mpa.
- Los apoyos de Neopreno deben colocarse en una sola envoltura conteniendo tanto las placas de Neopreno como las placas metálicas que las separan. El espesor total es de 40 mm, siendo el orden de colocación el siguiente: placa de metal de 5 mm, placa de Neopreno de 13 mm, placa de metal de 4 mm, placa de Neopreno de 13 mm, placa de metal de 5 mm. Para las dimensiones de las placas metálicas se utilizaron los espesores más próximos que se encuentran en el mercado.



ELEVACION DE ANCLAJES Y APOYOS DE NEOPRENO ESCALA 1/10

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA CIVIL
 DEPARTAMENTO DE ZACAPA

UBICACION: LA UNION, DEPTO. DE ZACAPA	ESCALA: INDICADA
FECHA: JUNIO 2011	REVISOR: ING. JUAN HERBES COS.
DISERD: JUAN JOSE GOMEZ GARCIA	DIBUJOS: JUAN JOSE GOMEZ GARCIA.

CONTENIDO: DETALLE DE ANCLAJE + APOYO ELASTOMERICO
 Hoja no. 6/6