



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

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LAS LAGUNAS  
Y DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO PARA LA COLONIA LOS  
PINOS, MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO, DEPARTAMENTO  
DE HUEHUETENANGO**

**Aura Denise del Valle Castillo**

Asesorada por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Guatemala, septiembre de 2010

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LAS LAGUNAS Y DISEÑO  
DE DRENAJE SANITARIO PARA LA COLONIA LOS PINOS, MUNICIPIO DE  
HUEHUETENANGO, DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
POR

**AURA DENISE DEL VALLE CASTILLO**

ASESORADA POR: ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE  
**INGENIERA CIVIL**

GUATEMALA, SEPTIEMBRE DE 2010

## UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



### **NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Luis Pedro Ortiz de León
VOCAL V	Agr. José Alfredo Ortiz Henricx
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

### **TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
EXAMINADOR	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
SECRETARIO	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

**HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

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

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LAS LAGUNAS Y DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO PARA LA COLONIA LOS PINOS, MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO, DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, el 19 de agosto de 2009.

**AURA DENISE DEL VALLE CASTILLO**



Universidad de San Carlos de Guatemala

Facultad de Ingeniería



UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala 18 de mayo de 2010.

Ref.EPS.DOC.651.05.10.

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

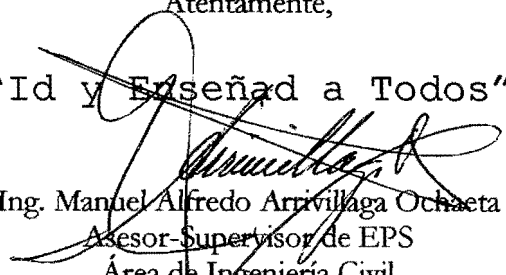
Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), de la estudiante universitaria **Aura Denise del Valle Castillo** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200211868**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LAS LAGUNAS Y DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO PARA LA COLONIA LOS PINOS, MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO, DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO”**.

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

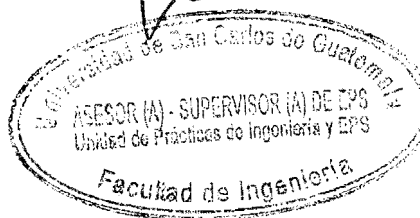
Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

~~“Id y Enseñad a Todos”~~

  
Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta  
Asesor-Supervisor de EPS  
Área de Ingeniería Civil

c.c. Archivo  
MAAO/ra



Universidad de San Carlos de Guatemala

Facultad de Ingeniería



UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala, 18 de mayo de 2010.

Ref.EPS.D.374.05.10

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

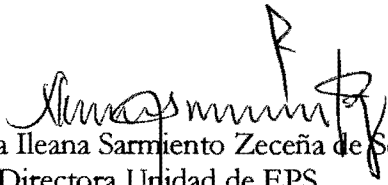
Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LAS LAGUNAS Y DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO PARA LA COLONIA LOS PINOS, MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO, DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO"** que fue desarrollado por la estudiante universitaria **Aura Denise del Valle Castillo**, quien fue debidamente asesorada y supervisada por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta .

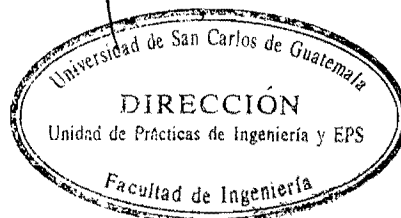
Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por parte del Asesor -Supervisor de EPS, en mi calidad de Directora apruebo su contenido solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,  
"Id y Enseñad a Todos"

  
Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano  
Directora Unidad de EPS

NISZ/ra





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



Guatemala,  
20 de julio de 2010

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

Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LAS LAGUNAS Y DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO PARA LA COLONIA LOS PINOS, MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO, DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO**, desarrollado por la estudiante de Ingeniería Civil Aura Denise del Valle Castillo, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

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



FACULTAD DE INGENIERIA  
DEPARTAMENTO  
DE  
HIDRAULICA  
USAC

/bbdeb.



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



Guatemala,  
2 de agosto 2010

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

Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LAS LAGUNAS Y DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO PARA LA COLONIA LOS PINOS, MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO, DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO**, desarrollado por la estudiante de Ingeniería Civil Aura Denise del Valle Castillo, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

  
Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera  
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA  
DEPARTAMENTO  
DE  
ESTRUCTURAS  
USAC

/bbdeb.



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



El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del asesor Ingeniero Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Ingeniera Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano, al trabajo de graduación de la estudiante Aura Denise del Valle Castillo, titulado **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LAS LAGUNAS Y DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO PARA LA COLONIA LOS PINOS, MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO, DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO** da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

  
Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco

Hugo L. Montenegro Franco  
INGENIERO CIVIL  
COLEGIADO NO 3177

Guatemala, septiembre de 2010.

/bbdeb

PROGRAMA DE  
INGENIERIA CIVIL  
ACREDITADO POR



Universidad de San Carlos  
de Guatemala



Facultad de Ingeniería  
Decanato

DTG. SEP/2010.

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LAS LAGUNAS Y DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO PARA LA COLONIA LOS PINOS, MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO, DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO,** presentado por la estudiante universitaria **Aura Denise del Valle Castillo,** autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:

Ing. Murphy Olimpo Paiz Rosales  
Decano



Guatemala, 17 de septiembre de 2010

/gdech/Coling

## **AGRADECIMIENTOS**

### **A la Universidad de San Carlos de Guatemala y Facultad de Ingeniería**

Por ser parte elemental en mi formación académica y profesional.

### **A la Oficina Municipal de Planificación de Huehuetenango**

Por la amistad, comprensión y apoyo brindados durante la realización de mi Ejercicio Profesional Supervisado.

### **A mi asesor**

Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga, por el tiempo y apoyo brindados para la elaboración del presente trabajo de graduación.

### **A Juan Rolando Hernández (†)**

Por su sincera amistad e incondicional apoyo en la realización de mi Ejercicio Profesional Supervisado.

## **ACTO QUE DEDICO**

### **A mis padres**

Jorge Luis y Aura Alicia; por su amor, esfuerzo y apoyo incondicional a lo largo de mi vida; y porque este triunfo es de ustedes.

### **A mis hermanos**

Luis Jorge y Jorge Luis; por su paciencia, apoyo, cariño y por estar siempre a mi lado.

### **A mi familia**

Abuelitos, tíos, tías, primos y primas; por ser parte fundamental de mi vida.

### **A mis amigos y amigas**

En especial a Arcadia, Cynthia, Dalia, Diana, Elida, Ettie, Imelda, Mainor y Juan; por su amistad y apoyo a lo largo de estos años.



# ÍNDICE GENERAL

<b>ÍNDICE DE ILUSTRACIONES</b>	<b>V</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b>	<b>VI</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS</b>	<b>VII</b>
<b>GLOSARIO</b>	<b>XI</b>
<b>RESUMEN</b>	<b>XVII</b>
<b>OBJETIVOS</b>	<b>XIX</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>XXI</b>

## **1. FASE DE INVESTIGACIÓN**

1.1	Monografía del lugar	1
1.1.1	Reseña histórica	1
1.1.2	Localización y ubicación geográfica	2
1.1.3	Extensión territorial	3
1.1.4	Límites y colindancias	3
1.1.5	Vías de acceso	3
1.1.6	Suelo y topografía	4
1.1.7	Clima	4
1.1.8	Población e idioma	5
1.1.9	Servicios públicos	6
1.2	Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos y de infraestructura	6

## **2. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LAS LAGUNAS**

2.1	Descripción del proyecto	9
2.2	Levantamiento topográfico	9
2.3	Estudio hidrológico e hidráulico	10
2.3.1	Método racional	10
2.3.2	Método sección – pendiente	14
2.4	Estudio de suelos	15
2.5	Especificaciones de diseño	17
2.6	Predimensionamiento de los elementos estructurales	18
2.6.1	Losa	18
2.6.2	Vigas	19
2.6.3	Diafragmas	19
2.6.4	Cortina	20
2.6.5	Viga de apoyo	20
2.7	Diseño de la superestructura	20
2.7.1	Diseño de losa	20
2.7.1.1	Cálculo de momentos	21
2.7.1.2	Cálculo del refuerzo	24
2.7.2	Diseño de vigas	26
2.7.2.1	Diseño de viga intermedia	26
2.7.2.2	Diseño de viga exterior	37
2.7.3	Diseño de diafragmas	43
2.7.3.1	Diseño de diafragma externo	43
2.7.3.2	Diseño de diafragma interno	44
2.8	Diseño de la subestructura	45
2.8.1	Diseño de cortina	45
2.8.2	Diseño de la viga de apoyo	50
2.8.3	Diseño de apoyo elastomérico	51
2.8.4	Diseño de estribos	53

2.9	Presupuesto	61
2.10	Estudio de impacto ambiental inicial	62
2.10.1	Evaluación rápida	62

### **3. DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO PARA LA COLONIA LOS PINOS**

3.1	Descripción del proyecto	65
3.2	Levantamiento topográfico	65
3.2.1	Altimetría	66
3.2.2	Planimetría	66
3.3	Diseño del sistema	66
3.3.1	Descripción del sistema a utilizar	67
3.3.2	Velocidad de diseño	67
3.3.3	Período de diseño	67
3.3.4	Población de diseño	68
3.3.5	Dotación	68
3.3.6	Factor de Harmond	69
3.3.7	Caudal sanitario	69
3.3.7.1	Caudal domiciliar	70
3.3.7.2	Caudal de infiltración	70
3.3.7.3	Caudal por conexiones ilícitas	71
3.3.7.4	Caudal comercial	71
3.3.7.5	Caudal industrial	72
3.3.7.6	Factor de caudal medio	72
3.3.7.7	Caudal de diseño	72
3.3.8	Fórmula para el cálculo hidráulico	73
3.3.9	Diámetro de la tubería	75
3.3.10	Pozos de visita	75
3.3.11	Cotas Invert	76

3.3.12	Conexiones domiciliarias	78
3.3.13	Profundidad de tubería	79
3.4	Propuesta de tratamiento	79
3.4.1	Fosa séptica	80
3.4.1.1	Diseño de fosa séptica	81
3.4.2	Pozos de absorción	83
3.5	Ejemplo del diseño de un tramo	84
3.6	Diseño del sistema de drenaje sanitario	89
3.7	Presupuesto	90
3.8	Evaluación socio-económica	90
3.8.1	Valor Presente Neto	90
3.8.2	Tasa Interna de Retorno	92
3.9	Estudio de impacto ambiental inicial	93
	<b>CONCLUSIONES</b>	95
	<b>RECOMENDACIONES</b>	97
	<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	99
	<b>ANEXOS</b>	101
	<b>APÉNDICE</b>	111

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

### FIGURAS

1	Localización geográfica del municipio de Huehuetenango	2
2	Área tributaria de la cuenca	12
3	Sección transversal del río para la crecida máxima extraordinaria	14
4	Sección transversal de losa	20
5	Diagrama de momentos de carga muerta en losa	21
6	Modelo de camión AASHTO HS-20-44	22
7	Diagrama de área tributaria para viga intermedia	26
8	Diagrama de carga muerta para viga intermedia	27
9	Diagrama del centro de gravedad de la carga viva	28
10	Diagrama de cuerpo libre de reacciones en la viga	28
11	Diagrama de cuerpo libre para momento máximo en la viga	27
12	Diagrama de cuerpo libre para factor de distribución	30
13	Armado de viga intermedia	34
14	Diagrama de esfuerzo cortante debido a la carga viva	34
15	Diagrama del corte que resiste el concreto de viga intermedia	36
16	Confinamiento de estribos de viga intermedia	36
17	Diagrama de área tributaria para vigas exteriores	37
18	Diagrama de carga muerta para viga externa	38
19	Armado de viga externa	40
20	Diagrama que resiste el concreto de la viga externa	42
21	Confinamiento de estribos de viga externa	42
22	Armado de diafragma externo	44
23	Armado de diafragma interno	45

24	Sección de cortina y viga de apoyo	45
25	Fuerzas del suelo que afectan a la cortina	46
26	Diagrama de distribución de fuerza longitudinal	47
27	Fuerzas que actúan sobre la cortina	48
28	Presiones del suelo que afecta el estribo	53
29	Geometría del estribo	54
30	Canales abierto y cerrado	73
31	Ubicación de pozos de visita del sistema	85

## TABLAS

I	Datos meteorológicos de la Estación Huehuetenango	5
II	Promedio de temperatura media	5
III	Valores indicativos del coeficiente de escorrentía C	11
IV	Parámetros de ajuste para intensidad de lluvia	13
V	Parámetros de diseño de puente vehicular	18
VI	Empuje y momento de volteo del estribo	54
VII	Momento estabilizante del estribo	55
VIII	Momento de volteo en el sentido horizontal del estribo	59
IX	Presupuesto de puente vehicular para la aldea Las Lagunas	61
X	Sistema de drenaje sanitario para la colonia Los Pinos	89
XI	Presupuesto del sistema de drenaje sanitario para la colonia Los Pinos	90

## LISTA DE SÍMBOLOS

@	A cada
Ø	Diámetro
ρ	Cuantía de acero
γ	Peso específico del suelo
∴	Por lo tanto
<b>ACI</b>	<i>American Concrete Institute</i>
<b>AASHTO</b>	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
<b>A<sub>s</sub></b>	Área o cuantía de acero
<b>A<sub>smáx</sub></b>	Área de acero máxima
<b>A<sub>smín</sub></b>	Área de acero mínima
<b>A<sub>Stemp</sub></b>	Área de acero de refuerzo por temperatura
<b>B</b>	Base de un elemento
<b>C</b>	Coeficiente de escorrentía superficial
<b>cm</b>	Centímetros
<b>d</b>	Peralte efectivo de un elemento
<b>e</b>	Excentricidad
<b>E</b>	Empuje
<b>EQ</b>	Carga sísmica
<b>F</b>	Fuerza
<b>f<sub>c</sub></b>	Esfuerzo de fluencia del concreto
<b>f<sub>y</sub></b>	Esfuerzo de fluencia del acero
<b>H</b>	Altura
<b>Ha</b>	Hectáreas

<b>I</b>	Intensidad de lluvia
<b>IGN</b>	Instituto Geográfico Nacional
<b>INSIVUMEH</b>	Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología
<b>kg</b>	Kilogramos
<b>kg/m<sup>2</sup></b>	Kilogramos sobre metro cuadrado
<b>L, S</b>	Claro o luz considerada a rostro de los elementos
<b>Lt</b>	Litros
<b>lb/pie<sup>2</sup></b>	Libras sobre pie cuadrado
<b>m</b>	Metros
<b>M</b>	Momento
<b>M<sub>CM</sub></b>	Momento de carga muerta
<b>M<sub>CV</sub></b>	Momento de carga viva.
<b>M<sub>U</sub></b>	Momento de carga última
<b>m<sup>3</sup>/s</b>	Metros cúbicos por segundo
<b>Max</b>	Máximo
<b>Min</b>	Mínimo
<b>mm/h</b>	Milímetros por hora
<b>msnm</b>	Metros sobre el nivel del mar
<b>psi</b>	Libras sobre pulgada cuadrada
<b>Pu</b>	Carga última
<b>PU</b>	Precio unitario
<b>plg</b>	Pulgadas
<b>q</b>	Carga admisible del suelo
<b>Q</b>	Caudal
<b>R</b>	Reacción
<b>S</b>	Espaciamiento
<b>t</b>	Espesor



<b>Ton</b>	Toneladas
<b>T/m<sup>2</sup></b>	Toneladas sobre metro cuadrado
<b>V</b>	Corte
<b>Vcr</b>	Corte que resiste el concreto
<b>W</b>	Carga



## GLOSARIO

<b>Acera</b>	Espacio más elevado que la capa de rodadura donde circulan los peatones.
<b>Alcantarillado sanitario</b>	Sistema que se utiliza para conducir únicamente aguas negras o servidas.
<b>Aletón</b>	Es el muro lateral a los estribos, diseñado y construido como muro de protección de los rellenos y para el encauzamiento del agua.
<b>Área tributaria</b>	Es el área que contribuye a la escorrentía superficial de una cuenca y que se ve determinada por los puntos más altos que se encuentran rodeando a la misma.
<b>Carga muerta</b>	Es el peso de la estructura y otros elementos que no cambia de posición.
<b>Carga viva</b>	Es el peso de las cargas no permanentes, que cambian de posición.
<b>Caudal</b>	Volumen de agua que pasa por una unidad de tiempo.

<b>Coeficiente de escorrentía</b>	Relación que existe entre la escorrentía y la cantidad de lluvia que cae en una determinada área. Depende del tipo de superficie.
<b>Concreto ciclópeo</b>	Material de construcción obtenido de una mezcla proporcionada de cemento, arena, cal, piedra y agua.
<b>Concreto reforzado</b>	Material de construcción obtenido de una mezcla de cemento, arena, grava y agua; y como refuerzo se colocan varillas de acero corrugado.
<b>Cortina</b>	Elemento que constituye la viga de apoyo y resiste las presiones horizontales del relleno estructural o de los aproches.
<b>Cuenca</b>	Región de la superficie terrestre cuyas aguas superficiales fluyen hacia una corriente principal y por ésta hacia un punto común de salida.
<b>Diafragma</b>	Unidad estructural usada para evitar la deformación de las vigas de la superestructura de un puente.
<b>Dotación</b>	Cantidad de agua asignada a la unidad consumidora en determinado tiempo.
<b>Empuje</b>	Fuerza ejercida por el suelo a una estructura.

<b>Estribo</b>	Elemento estructural, en los extremos del puente que sirve de apoyo a la superestructura y transmite las cargas al suelo.
<b>Factor de Harmond</b>	Es un valor estadístico que presenta la probabilidad de que distintos artefactos sanitarios en las viviendas sean utilizados simultáneamente en un área determinada.
<b>Impacto</b>	Carga provocada por el impacto del camión estandarizado sobre la superestructura.
<b>Impacto ambiental</b>	Conjunto de posibles efectos negativos sobre el medio ambiente debido a una modificación del entorno, consecuencia de una obra de construcción u otra actividad.
<b>Losa</b>	Elemento estructural plano, que soporta directamente las cargas producidas por el tráfico y las transmite a los apoyos.
<b>Luz</b>	Longitud libre entre apoyos.
<b>Momento</b>	Magnitud resultante del producto del valor de una fuerza por su distancia a un punto de referencia.

<b>Neopreno</b>	Material natural o artificial con propiedades similares a las del caucho, utilizado en apoyos de puentes.
<b>Período de diseño</b>	Tiempo durante el cual una obra prestará un servicio satisfactorio.
<b>Permeabilidad</b>	Propiedad que tienen los suelos de dejar pasar el agua a través de sus poros.
<b>Presión</b>	Fuerza o carga por unidad de área.
<b>Sobrecarga</b>	Carga adicional a la aplicada, que se toma como factor de seguridad.
<b>Subestructura</b>	Conjunto de elementos diseñados para soportar las cargas de la superestructura y transmitir las directamente al suelo.
<b>Superestructura</b>	Conjunto de elementos, diseñados para soportar las cargas de diseño y transmitir las a la subestructura.
<b>Superficie de rodadura</b>	Área destinada a la circulación de vehículos, o capa sobre la cual se aplican directamente las cargas de tránsito.
<b>Valor soporte</b>	Capacidad de carga de un suelo, que es dado en unidades de fuerza por unidad de área.

**Volteo**

Es el momento de la fuerza horizontal, que tiende a voltear un elemento respecto del borde exterior del mismo.





## RESUMEN

Considerables regiones del interior del país no cuentan con los servicios básicos y de infraestructura necesarios para proveer de una calidad de vida adecuada a sus habitantes. Por medio del Ejercicio Profesional Supervisado se busca dar solución a algunos de estos problemas, contribuyendo así, al desarrollo del país.

El presente trabajo de graduación es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado realizado en dos comunidades del municipio de Huehuetenango, siendo los proyectos realizados los siguientes:

El diseño de un puente vehicular de concreto armado para la aldea Las Lagunas bajo las normas AASHTO LRDF 2004; con una longitud de 18 metros, un ancho de rodadura de 6,10 metros, 2 carriles de 3,05 metros de ancho cada uno, para soportar una carga AASHTO HS-20-44 con un peso total de 32,80 toneladas.

El diseño del sistema de drenaje sanitario para la colonia Los Pinos, zona 3 del municipio de Huehuetenango; con una longitud de 920 metros lineales, utilizando tubería PVC; para lo cual se proyectaron 23 pozos de visita debido a la topografía del lugar y distribución habitacional, y una fosa séptica que satisfaga las necesidades actuales y futuras del sistema. Tomando como base para el diseño las normas dictadas por el Instituto de Fomento Municipal INFOM.



## **OBJETIVOS**

- **GENERAL**

Diseñar proyectos de infraestructura que ayuden al desarrollo integral del municipio de Huehuetenango, departamento de Huehuetenango.

- **ESPECÍFICOS**

1. Realizar el diseño de un puente vehicular para la aldea Las Lagunas, zona 10 del municipio de Huehuetenango.
2. Realizar el diseño del sistema de drenaje sanitario para la colonia Los Pinos, zona 3 del municipio de Huehuetenango.
3. Contribuir con el desarrollo de las comunidades del interior del país que presentan necesidades de infraestructura civil.



## INTRODUCCIÓN

Muchas comunidades del interior del país no cuentan con los servicios básicos y de infraestructura necesarios para proveer de una calidad de vida adecuada a sus habitantes. El presente trabajo de graduación es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado realizado en dos comunidades del municipio de Huehuetenango, teniendo como propósito el contribuir con el desarrollo de los municipios del interior del país.

La primera parte del documento muestra el estudio monográfico del municipio, mediante el cual se establecieron las comunidades con mayores necesidades, y se determinaron los proyectos a realizar en cada una de ellas.

El segundo capítulo presenta el diseño de un puente vehicular para la aldea Las Lagunas, aldea que es atravesada por el río Las Culebras, lo que dificulta la comunicación e intercambio comercial entre los habitantes de los alrededores.

En el tercer capítulo se desarrolla el diseño del sistema de drenaje sanitario para la colonia Los Pinos, ya que la falta de éste representa un grave riesgo para la salud de los habitantes, además de contaminar el ambiente y los cuerpos de agua donde son descargadas las aguas residuales.



# **1. FASE DE INVESTIGACIÓN**

## **1.1 Monografía del lugar**

### **1.1.1 Reseña histórica**

La ciudad de Huehuetenango ocupa el sitio de una antigua población indígena que se conoció como Chinab'jul (entre barrancos), capital del señorío de los Mames. Fue fundada por Gonzalo de Alvarado en 1524, al finalizar la conquista de la antigua capital precolombina de los Mames: Zaculeu, que significa Tierra Blanca. Se cree que durante la conquista, los indígenas mexicanos que acompañaban a los españoles le cambiaron el nombre por Ueuetenango, debido a la abundancia de árbol sabino, conocido en México como ahuehuetle; variando el nombre a Ahuehuetlenango, que posteriormente se cambió por Ueuetenango, Vevetenango, Güegüetenango, y finalmente, Huehuetenango; que es el nombre que lleva el municipio (también cabecera departamental) y el departamento.

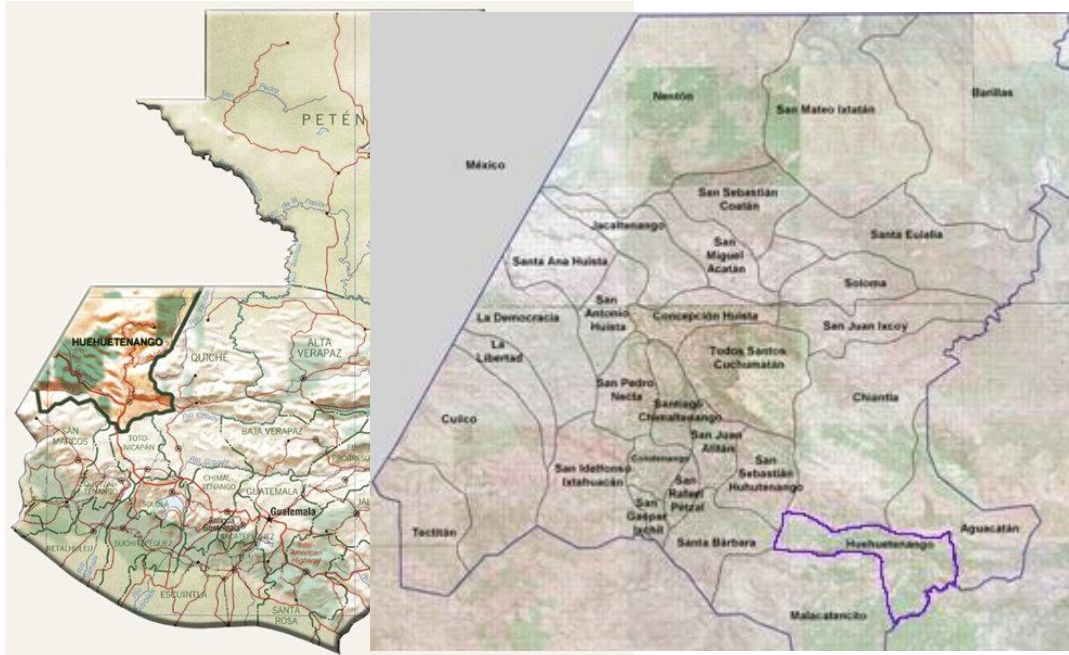
La cabecera del departamento ha sido desde el año de 1866, la ciudad de Huehuetenango, salvo por un período de pocos años (1881-1885), en que fue trasladada a la vecina Villa de Chiantla, durante el período de gobierno de Justo Rufino Barrios.

La fiesta titular se celebra del 12 al 18 de julio en honor a Nuestra Señora del Carmen, llamándose también a esta celebración, Fiestas Julias. Se celebra además la fiesta de la Virgen de Concepción el 8 de diciembre.

## 1.1.2 Localización y ubicación geográfica

El departamento de Huehuetenango se encuentra situado en la región VII o región Noroccidental del país. Huehuetenango es uno de los 32 municipios del departamento de Huehuetenango, siendo también su cabecera departamental, la cual se ubica en la latitud  $15^{\circ}19'14''$  y longitud  $91^{\circ}28'13''$ . La ciudad de Huehuetenango se encuentra a una distancia de aproximadamente 261 km de la ciudad capital a una altura de 1 901,64 msnm.

Figura 1. Localización geográfica del municipio de Huehuetenango



Fuente: SIG-MAGA 2009



### **1.1.3 Extensión territorial**

El municipio cuenta con una extensión territorial de 204 kilómetros cuadrados y está conformado por una región urbana dividida en 11 zonas, y el área rural que actualmente se integra por 20 aldeas y 17 caseríos.

### **1.1.4 Límites y colindancias**

El departamento de Huehuetenango limita al norte y oeste, con los Estados Unidos Mexicanos (México), al sur con los departamentos de San Marcos, Quetzaltenango y Totonicapán; y al este con el departamento de El Quiché. La cabecera departamental limita al norte con los municipios de Chiantla y Aguacatán, al sur con Malacatancito y San Pedro Jocopilas (municipio del departamento de El Quiché), al este con Aguacatán y al oeste con Santa Bárbara y San Sebastián Huehuetenango.

### **1.1.5 Vías de acceso**

Su principal vía de comunicación con la ciudad capital la constituye la carretera Interamericana (CA-1), que al oeste conduce a la Mesilla en la frontera con México y enlaza con la red vial de ese país; mientras que al sur conduce a la cabecera municipal de San Cristóbal Totonicapán, que se une con el sistema carretero de Guatemala.

Para comunicar con el departamento de El Quiché, se cuentan con dos carreteras asfaltadas, una partiendo de Buenos Aires, Chiantla, pasando por la cabecera de Aguacatán llegando hasta el municipio de Sacapulas y de allí hacia la cabecera departamental de El Quiché.

La segunda, es saliendo por la aldea Piedras Negras y Chiquiliabaj, para llegar al municipio de San Pedro Jocopilas, y de allí a la cabecera departamental de El Quiché.

Cuenta, asimismo, con rutas departamentales y municipales, que unen a sus poblados entre sí y con los municipios vecinos.

#### **1.1.6 Suelo y topografía**

El municipio de Huehuetenango ocupa el ángulo sureste del departamento; aunque el terreno es en parte quebrado e irregular, no existen dentro de su área montañas de importancia, por encontrarse en las faldas de la Sierra de Los Cuchumatanes. Los principales llanos son: por el norte, el Carrizal, al este Chinacá, la Estancia y Llano Grande, al sur, Jumaj y Cambote, al oeste Las Lagunas, Zaculeu y Chibacabé. Merecen también citarse los cerros del Maíz, de la Cruz y San José, situados al norte y al sur de la ciudad. Por ser el municipio de Huehuetenango la cabecera departamental, su carácter es meramente comercial; el uso del suelo es escasamente aprovechado para actividades agrícolas y de ganadería, siendo estas actividades realizadas en otros municipios del departamento.

#### **1.1.7 Clima**

El clima es forzosamente variado, en relación con la elevación del terreno, considerándose generalmente de templado a frío. La temperatura anual media varía de 14 a 19 grados centígrados.

La estación meteorológica del INSIVUMEH “Huehuetenango (E-16)”, ubicada aproximadamente a 4 kilómetros del centro de la ciudad, proporciona las estadísticas normales climáticas del municipio de Huehuetenango.

**Tabla I. Datos meteorológicos de la Estación Huehuetenango**

ESTACIÓN HUEHUETENANGO							
Elevación	Temperaturas Máx. – Mín.	T. Absolutas	Precipitación	Brillo solar	Humedad relativa	Velocidad del viento	Evaporación
1 870 msnm	25,4°C–9,9°C	34,0°C–5,5°C	974,9 mm	219 horas/mes	72 %	7,5 Km/hora	146,6 mm

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

**Tabla II. Promedio de temperatura media**

Año	Temperatura media °C	Año	Temperatura media °C
1990	17,0	2000	15,3
1991	17,5	2001	18,3
1992	18,3	2002	18,8
1993	19,7	2003	19,0
1994	18,3	2004	18,6
1995	17,2	2005	18,7
1996	16,9	2006	19,2
1997	18,0	2007	18,8
1998	18,8	2008	18,2
1999	18,0		

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

### 1.1.8 Población e idioma

Además de la presencia de población ladina, en el departamento de Huehuetenango conviven otras 22 comunidades lingüísticas de origen maya.

Sin embargo, en la cabecera departamental predomina la población ladina, imperando el uso del idioma español. Se estima en el municipio, alrededor de 100 000 habitantes de población fija y unos 15 000 de población flotante.

### **1.1.9 Servicios públicos**

La cabecera municipal de Huehuetenango cuenta con servicios de energía eléctrica, agua potable, recolección y disposición de desechos sólidos; administrados por la municipalidad. El área urbana cuenta con sistemas de drenaje sanitario, aunque algunos sectores del área rural carecen de este servicio. Cabe mencionar que el municipio no cuenta con plantas de tratamiento para la disposición de las aguas residuales.

El municipio cuenta con unidades para el transporte público que cubren distintas rutas dentro del municipio, así como unidades de transporte colectivo hacia otros municipios y departamentos del país.

En lo que a salud se refiere, el municipio de Huehuetenango cuenta con la presencia del Hospital Nacional, Centro de Salud e Instituto Guatemalteco de Seguridad Social (IGSS); contando también con clínicas de especialidades privadas.

## **1.2 Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos y de infraestructura**

En el municipio de Huehuetenango, como en muchos lugares del interior del país, se tienen muchas necesidades de infraestructura que necesitan ser atendidas.

Es por esto que se analizaron las necesidades inmediatas de las comunidades y sectores del municipio que requieren de mayor atención; y mediante reuniones con representantes de los Comités Comunitarios de Desarrollo (COCODE) de las comunidades priorizadas, se determinaron los problemas de urgencia a solventar.

Siendo los proyectos a realizar en el municipio de Huehuetenango los siguientes: el diseño de un puente vehicular para la aldea Las Lagunas; y el diseño del sistema de drenaje sanitario para la colonia Los Pinos, zona 3.



## **2. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LAS LAGUNAS**

### **2.1 Descripción del proyecto**

El proyecto consiste en el diseño estructural de un puente vehicular para la aldea Las Lagunas, del municipio de Huehuetenango; situada a unos cuatro kilómetros del centro de la ciudad; ubicado sobre el río Las Culebras. El puente será diseñado bajo las especificaciones recomendadas por la Asociación Americana de Carreteras del Estado y Transportes Oficiales (AASHTO, por sus siglas en inglés); para un camión de tres ejes, con un peso total de 32,80 toneladas.

El puente tendrá una longitud de 18 metros, un ancho de rodadura de 6,10 metros, constará de dos carriles de 3,05 metros de ancho cada uno y contará con acera y barandal para el paso de peatones; se diseñará con concreto reforzado, exceptuando los estribos, que serán de concreto ciclópeo.

### **2.2 Levantamiento topográfico**

El levantamiento topográfico permite conocer las características físicas del lugar en donde se ubicará la estructura. Para este proyecto se realizó un levantamiento topográfico 75 metros aguas arriba y 50 metros aguas abajo de donde se ubicará la estructura; y también se tomaron 50 metros a cada extremo del puente.

Esto para conocer el comportamiento del río, las zonas de inundación, establecer puntos donde sean necesarias obras de protección, y determinar las condiciones de acceso.

El levantamiento topográfico realizado en el presente proyecto fue mediante el método taquimétrico, para obtener las curvas de nivel y secciones transversales necesarias para determinar la ubicación y realizar el diseño geométrico de la estructura.

### **2.3 Estudio hidrológico e hidráulico**

Es de suma importancia conocer el comportamiento del cuerpo de agua que atravesará la estructura; para que el diseño sea el más adecuado y la estructura no se vea afectada por la corriente de agua. La altura que se le dará a la superestructura a partir del fondo del río debe ser la adecuada para que las crecidas del río, especialmente en época de invierno, no la afecten; esta altura estará determinada por el caudal de agua que pasa por el punto donde se colocará la estructura. Se utilizarán dos métodos para estimar el caudal de diseño: el método racional y el método sección –pendiente.

#### **2.3.1 Método racional**

En el método racional se asume que el caudal máximo para un punto dado, se alcanza cuando el área tributaria está contribuyendo con escorrentía superficial durante un período de precipitación máxima. Para lograr esto, la tormenta máxima (caudal de diseño) debe prolongarse durante un período igual o mayor que el que necesita una gota de agua que se precipitó en el punto más lejano, para llegar hasta el punto considerado (tiempo de concentración).



El valor del caudal se encuentra mediante la fórmula:

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

Donde:

Q = caudal (m<sup>3</sup>/s)

C = coeficiente de escorrentía

I = intensidad de lluvia (mm/h)

A = área tributaria de la cuenca (Ha)

### Coeficiente de escorrentía

Tabla III. Valores indicativos del coeficiente de escorrentía C

Uso del suelo	Pendiente del terreno	Capacidad de infiltración del suelo		
		Alto (suelos arenosos)	Medio (suelos francos)	Bajo (suelos arcillosos)
Tierra agrícola	< 5%	0,30	0,50	0,60
	5 – 10%	0,40	0,60	0,70
	10 – 30%	0,50	0,70	0,80
Potreros	< 5%	0,10	0,30	0,40
	5 – 10%	0,15	0,35	0,55
	10 – 30%	0,20	0,40	0,60
Bosques	< 5%	0,10	0,30	0,40
	5 – 10%	0,25	0,35	0,50
	10 – 30%	0,30	0,50	0,60

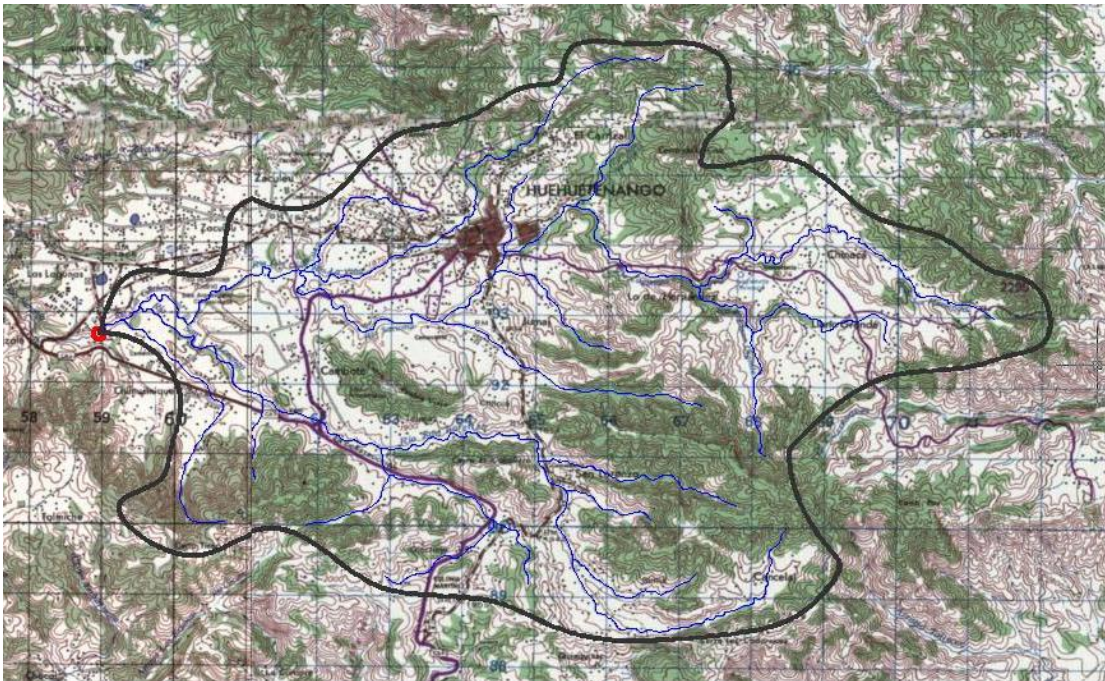
Fuente: National Engineering Handbook, Sec. 4: Hydrology, USDA, 1972.

### Área tributaria de la cuenca

Para determinar el área de la cuenca, se hizo uso de los planos topográficos escala 1:50 000 del Instituto Geográfico Nacional.

Del estudio de los planos se definió el área tributaria de la cuenca, mostrada en la Figura 2; siendo ésta de 66,80 km<sup>2</sup>, con una longitud del cauce del río al punto más lejano de 18,30 km, y una diferencia de altura de 132 metros.

**Figura 2. Área tributaria de la cuenca**



Fuente: Mapas topográficos Huehuetenango, Chiantla. Escala 1:50 000 - IGN

### **Tiempo de concentración**

El tiempo de concentración del área tributaria puede estimarse mediante fórmulas que se basan en parámetros morfométricos de las cuencas o con base en aspectos hidráulicos de las corrientes. Una de las fórmulas utilizadas en nuestro medio es la de Kirpich, que usa el desnivel y longitud del cauce del río.

$$t_c = \frac{3L^{1,15}}{154H^{0,38}}$$

Donde

$t_c$  = tiempo de concentración (s)

L = longitud del cauce desde la cabecera de la cuenca tributaria (m)

H = diferencia de altura (m)

$$t_c = \frac{3 (18\ 300)^{1,15}}{154(132)^{0,38}} = 243 \text{ segundos}$$

### Intensidad de lluvia

Los valores a utilizar para hallar la intensidad de lluvia, que se muestran en la siguiente tabla, serán los proporcionados por el INSIVUMEH correspondientes a la estación meteorológica Huehuetenango; ya que se encuentra ubicada en la aldea Las Lagunas, lugar en donde se ubica el presente proyecto.

**Tabla IV. Parámetros de ajuste para intensidad de lluvia**

Tr	2	5	10	20	25	30	50	100
<b>HUEHUETENANGO</b>								
<b>a</b>	1 215	4 935	15 870	5 464	5 410	5 395	5 320	5 270
<b>b</b>	11	25	35	17	17	17	17	17
<b>n</b>	0,874	1,09	1,292	1,102	1,097	1,095	1,089	1,084
<b>R2</b>	0,997	0,993	0,981	0,989	0,989	0,989	0,989	0,989

$$I = \frac{a}{(b + t_c)^n}$$

Donde

I = intensidad de lluvia (mm)

a, b, n = parámetros de ajuste

Intensidad de lluvia para un período de retorno de 100 años:

$$I = \frac{5\,270}{(17 + 243)^{1,084}} = 12,70 \text{ mm/h}$$

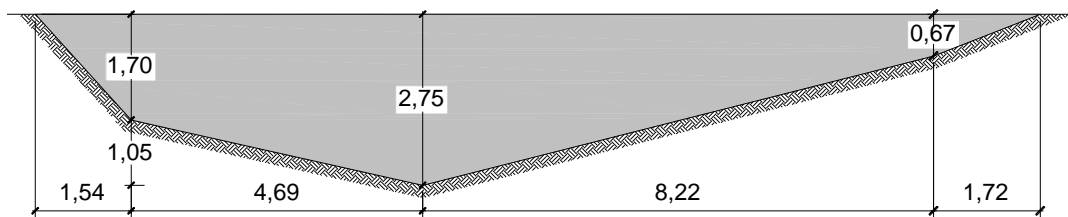
### Cálculo del caudal

$$Q = \frac{CIA}{360} = \frac{0,50 \times 12,70 \times 66,80}{3,60} = 117,83 \text{ m}^3/\text{s}$$

### 2.3.2 Método sección – pendiente

Para su aplicación se necesita conocer la altura máxima alcanzada por una corriente de crecida máxima extraordinaria; en este caso, se obtuvo mediante observaciones del terreno, ya que no se cuenta con información documentada de las crecidas del río Las Culebras. La sección transversal que ocupa el río se calcula para la altura alcanzada por la crecida máxima extraordinaria, y la velocidad se calcula con la fórmula de Manning.

Figura 3. Sección transversal del río para la crecida máxima extraordinaria



De la figura anterior encontramos que el área es de 26,09 m<sup>2</sup> y el perímetro mojado es de 33,57 m.

### **Cálculo del radio hidráulico**

$$R_h = \frac{A}{PM} = \frac{26,09 \text{ m}^2}{33,57 \text{ m}} = 0,78 \text{ m}$$

### **Cálculo de la Velocidad**

$$v = \frac{1}{n} \times R_h^{(2/3)} \times S^{(1/2)} = \frac{1}{0,030} \times 0,78^{(2/3)} \times (3,25/100)^{(1/2)} = 5,09 \text{ m/s}$$

### **Cálculo del caudal**

$$Q = v \times A = 5,09 \text{ m/s} \times 26,09 \text{ m}^2 = 132,80 \text{ m}^3/\text{s}$$

Al comparar los valores de caudal obtenidos por los dos métodos, se observa que es mayor el obtenido por la crecida máxima extraordinaria, entonces, con base en este valor se determinará la altura que se le dará al puente a partir del fondo del río.

Considerando las especificaciones de las normas AASHTO en las que se indica que como medida de seguridad para el diseño se debe dar un mínimo de 1,50 metros sobre la altura de la crecida máxima, la altura desde el lecho del río a la cara inferior de la viga será de 5,40 metros.

## **2.4 Estudio de suelos**

Las cargas provenientes de la estructura se transmitirán al suelo, es por esto que es importante conocer sus propiedades.

En el presente proyecto, para determinar el tipo de suelo y sus características, se tomó una muestra inalterada a una profundidad de 2,50 metros, a la cual se le realizaron los ensayos de compresión triaxial, granulometría, contenido de humedad y límites de Atterberg; los resultados se muestran en los anexos del presente documento.

El valor soporte del suelo será determinado mediante las ecuaciones de la Teoría de Terzaghi, desarrolladas por el doctor Karl Von Terzaghi (1883 – 1963), con los datos obtenidos en el ensayo de compresión triaxial.

### **Cálculo del valor soporte del suelo**

Cohesión ( $C_u$ )	=	5,55 Ton/m <sup>2</sup>
Ángulo de fricción interna ( $\emptyset$ )	=	8,21°
Peso específico del suelo ( $\gamma$ )	=	1,14 Ton/m <sup>3</sup>
Desplante ( $D_f$ )	=	2,50 m
Base (B)	=	1,00 m

### **Ángulo en radianes**

$$\emptyset_{\text{rad}} = \frac{\emptyset \times \pi}{180} = \frac{8,21 \times \pi}{180} = 0,1433 \text{ rad}$$

### **Factores de flujo de carga**

$$N_q = \frac{e^{(3\pi/2 - \emptyset_{\text{rad}}) \tan \emptyset}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right)} = \frac{e^{(3\pi/2 - 0,1433) \tan 8,21}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{8,21}{2}\right)} = 2,26$$

$$N_c = \cot \emptyset (N_q - 1) = \frac{1}{\tan 8,21} \times (2,26 - 1) = 8,73$$

$$N_y = 2 (N_q + 1) \tan \emptyset = 2 (2,26 + 1) (\tan 8,21) = 0,94$$

### Capacidad de carga última

$$q_u = 1,3C_u N_c + D_f \gamma N_q + 0,4B \gamma N_y \text{ (Para cimentación cuadrada)}$$

$$q_u = (1,3 \times 5,55 \times 8,73) + (2,50 \times 1,14 \times 2,26) + (0,4 \times 1,00 \times 1,14 \times 0,94)$$

$$q_u = 69,86 \text{ Ton/m}^2$$

### Capacidad de carga última neta (admisible)

$$q_{adm(neta)} = \frac{q_u - \gamma D_f}{F.S.} = \frac{69,86 - (1,14 \times 2,50)}{3} = 22,34 \text{ Ton/m}^2$$

## 2.5 Especificaciones de diseño

El diseño del puente se realizará con base en las normas AASHTO y a los requisitos para concreto estructural recomendados por el Instituto Americano del Concreto (ACI, por sus siglas en inglés).

El concreto a utilizar tendrá una resistencia a la compresión a los 28 días de  $281\text{kg/cm}^2$  (4 000 psi); el acero de refuerzo será de varillas de acero corrugadas con una resistencia a la fluencia de  $4\ 200\ \text{kg/cm}^2$  (Grado 60). Los parámetros de diseño utilizados se muestran en la Tabla V.

El recubrimiento para la losa y diafragmas será de 5 cm, para vigas de 7 cm y para la cortina y viga de apoyo de 8 cm; de acuerdo a lo recomendado por el ACI.

**Tabla V. Parámetros de diseño de puente vehicular**

<b>Descripción</b>	<b>Valor</b>
Luz libre	18,00 m
Ancho de rodadura	6,10 m
Ancho de acera	0,80 m
Carga viva AASHTO	HS-20-44
Peso específico concreto armado	2 400 kg/m <sup>3</sup>
Peso específico concreto ciclópeo	2 500 kg/m <sup>3</sup>
Peso específico asfalto	2 100 kg/m <sup>3</sup>
Peso específico del suelo	1 140 kg/m <sup>3</sup>
Valor soporte del suelo	22,34 Ton/m <sup>2</sup>
f' <sub>c</sub>	281 kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub>	4 200 kg/cm <sup>2</sup>

## **2.6 Predimensionamiento de los elementos estructurales**

### **2.6.1 Losa**

Según AASHTO 8.9.2, para losas continuas con refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito, el espesor (t) se determina mediante la fórmula:

$$t = \frac{1,2 (L + 3,05)}{30} \geq 0,175$$

Donde:

L = luz libre entre vigas (Ver figura 4)

$$t = \frac{1,2 (2,00 + 3,05)}{30} = 0,20 \text{ m}$$



## 2.6.2 Vigas

Las vigas son elementos estructurales sometidos principalmente a esfuerzos de flexión. Para no realizar revisión por deflexión, se toma un peralte no menor a  $L/16$  y la base no deberá ser menor que el peralte entre 3,5 para no revisar por alabeo.

$$H = L/16 = 18/16 = 1,125 \text{ m}$$

$$B = 1,125/3,5 = 0,32 \text{ m}$$

En este caso, para tener espacio suficiente para colocar el acero de refuerzo, se usará una base de 0,50 m y una altura de 1,25 m.

## 2.6.3 Diafragmas

Los diafragmas son elementos que proveen rigidez a la superestructura del puente. Se colocan en cada extremo de las vigas y en el punto de máximo momento positivo para luces mayores a 40 pies (12,10 metros).

### **Diafragma externo**

$$H = \frac{1}{2} H_{\text{viga principal}} = \frac{1}{2} \times 125 \text{ cm} = 62,50 \text{ cm} \Rightarrow 65 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

### **Diafragma interno**

$$H = \frac{3}{4} H_{\text{viga principal}} = \frac{3}{4} \times 125 \text{ cm} = 93,75 \text{ cm} \Rightarrow 95 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

## 2.6.4 Cortina

Su altura está dada por la altura de las vigas, y su base será de 30 centímetros.

$$H = 125 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

## 2.6.5 Viga de apoyo

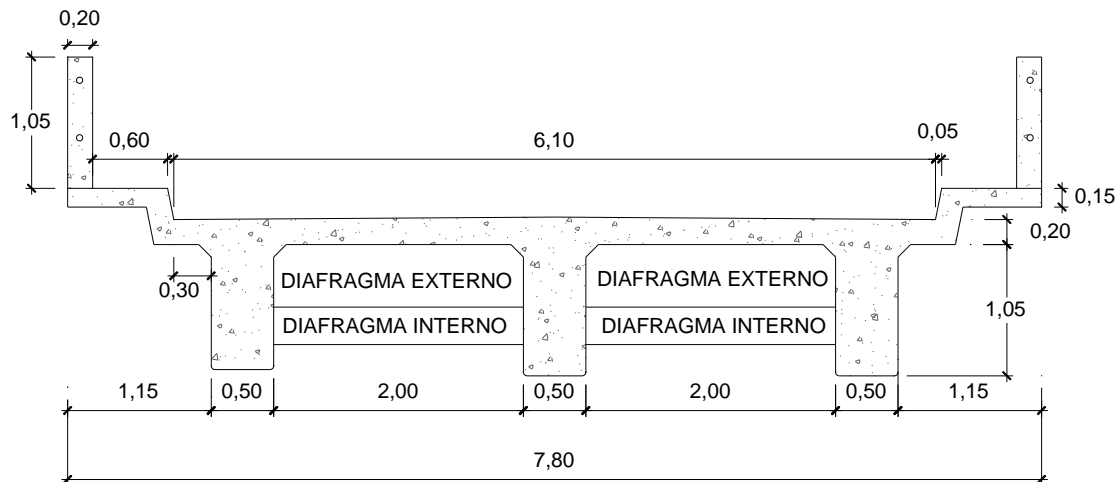
Utilizando 2 cm por cada metro de longitud del puente, se tiene:

$x = 18 (2) = 36 \text{ cm}$ , considerando también la separación entre la viga y la cortina, se utilizará una base de 50 cm.

## 2.7 Diseño de la superestructura

### 2.7.1 Diseño de losa

Figura 4. Sección transversal de losa

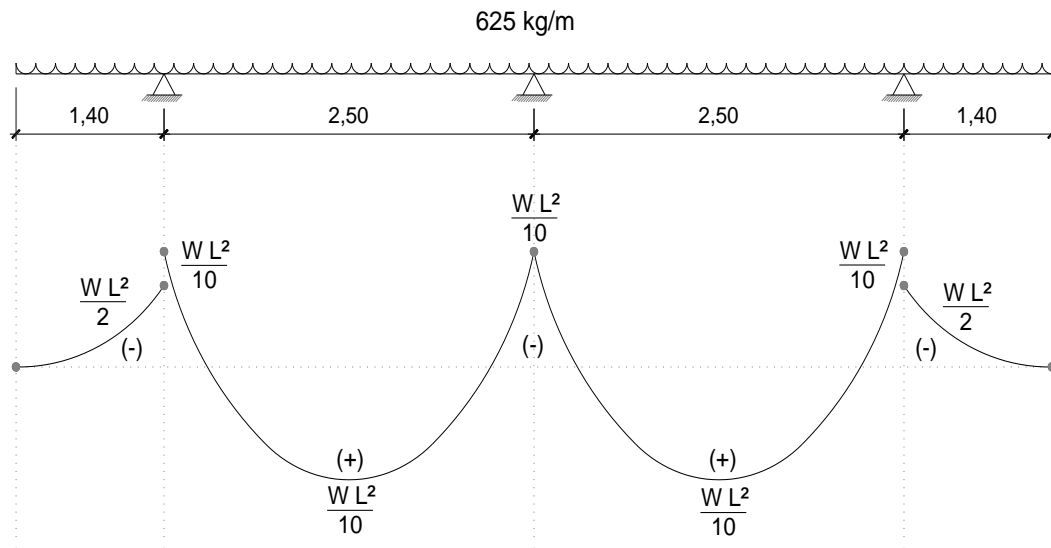


### 2.7.1.1 Cálculo de momentos

#### » Carga muerta

$$\begin{aligned} \text{Peso propio de losa} &= W_L = (0,20\text{m})(1\text{m})(2\,400\text{kg/m}^3) = 480 \text{ kg/m} \\ \text{Barandales (Postes + Tubo H.G.)} &= 40 \text{ kg/m} \\ \text{Asfalto} &= (0,05\text{m})(1\text{m})(2\,100\text{kg/m}^2) = 105 \text{ kg/m} \\ \hline \Sigma W_{CM} &= 625 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Figura 5. Diagrama de momentos de carga muerta en losa



#### » Momento por carga muerta

##### Momento en el voladizo

$$M_{CM} = \frac{WL^2}{2} = \frac{(625 \text{ kg/m}) \times (1,40\text{m})^2}{2} = 612,50 \text{ kg-m}$$

### Momento entre vigas

$$M_{CM} = \frac{WL^2}{10} = \frac{(625 \text{ kg/m})(2,50\text{m})^2}{10} = 390,63 \text{ kg-m}$$

Para el análisis se considerará el momento de mayor valor numérico; que en este caso es el momento en el voladizo; por lo tanto, el momento por carga muerta es  $M_{CM} = 612,50 \text{ kg-m}$ .

### » Carga viva

Para el presente proyecto, se utilizará la carga viva AASHTO HS-20-44, con un peso total de 32,80 toneladas. La distribución del peso por ejes se muestra en la siguiente figura.

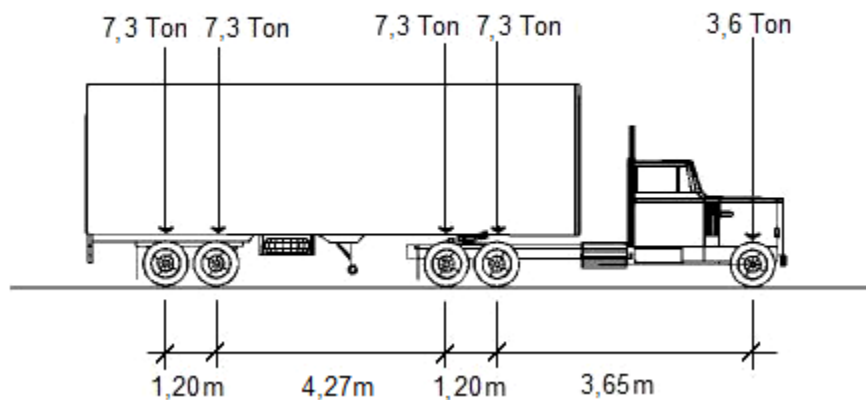


Figura 6. Modelo de camión AASHTO HS-20-44

» **Momento por carga viva**

El valor del momento por carga viva se obtiene aplicando la fórmula dada por la norma AASHTO 8.24.3.1.

$$M_{CV} = 0,80 \times \left( \frac{S + 2}{32} \right) \times P$$

Donde:

S = distancia a rostro de vigas (p) = 2,00 m  $\approx$  6,56 p

P = carga de rueda de diseño (lb) = 7,3 Ton  $\approx$  16 093,58 Lb

$$M_{CV} = 0,80 \times \left( \frac{6,56 + 2}{32} \right) \times 16\ 093,58$$

$$M_{CV} = 3\ 444,03 \text{ Lb-p} \times \frac{1\text{kg}}{2,2046 \text{ Lb}} \times \frac{0,3048\text{m}}{1\text{p}} = 476,16 \text{ kg-m}$$

» **Momento debido al impacto**

El factor de impacto (I) se calcula como una fracción de la carga viva, de acuerdo con la norma AASHTO 1.2.12.

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

$$I = \frac{15,24}{2,00 + 38} = 0,38 > 0,30$$

Entonces, se toma el 30%.

» **Cálculo del momento último (AASHTO 1.2.22)**

$$M_U = 1,30 \left[ M_{CM} + \frac{5}{3} (M_{CV} \times l) \right]$$

$$M_U = 1,30 \left[ 612,50 + \frac{5}{3} (476,16 \times 1,30) \right] = 2\,137,43 \text{ kg-m}$$

### 2.7.1.2 Cálculo del refuerzo

» **Refuerzo transversal para cama inferior**

Considerando varillas No. 4, y un recubrimiento de 5 centímetros:

$$\text{Peralte (d)} = t - \text{Rec} - (\emptyset \div 2) = 20 - 5 - (1,27 \div 2) = 14,36 \text{ cm} \Rightarrow 14,50 \text{ cm}$$

$$M_U = 2\,137,43 \text{ kg-m}$$

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2 \text{ (4 000 psi)}$$

$$f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (60 000 psi)}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

Se calcula el área de acero mediante la siguiente fórmula:

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

$$A_s = \left[ (100 \times 14,50) - \sqrt{(100 \times 14,50)^2 - \frac{2\,137,43 \times 100}{0,003825 \times 281}} \right] \times \frac{0,85 \times 281}{4\,200}$$

$$A_s = 4,00 \text{ cm}^2$$

» **Área de acero mínima**

$$A_{S\text{mín}} = \frac{14,1}{f_y} \times b \times d = \frac{14,1}{4\ 200} \times 100 \times 14,50 = 4,87 \text{ cm}^2$$

$A_s < A_{S\text{mín}}$ ; por lo tanto, se utilizará el área de acero mínima.

Utilizando varillas No. 4 ( $A = 1,27 \text{ cm}^2$ ), se tiene:

$$4,87 \text{ cm}^2 \div 1,27 \text{ cm}^2 = 3,83$$

Espaciamiento:

$$S = 100 \div 3,83 = 26,08 \text{ cm} \Rightarrow \text{Se utilizarán varillas No. 4 @ 25 cm}$$

» **Refuerzo transversal para cama superior**

Según AASHTO 3.24.1.2 este refuerzo corresponde al acero por temperatura:

$$A_{S\text{temp}} = 0,002 \times b \times t = 0,002 \times 100 \times 20 = 4,00 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas No. 4 ( $A = 1,27 \text{ cm}^2$ ), se tiene:

$$4,00 \text{ cm}^2 \div 1,27 \text{ cm}^2 = 3,15$$

Espaciamiento:

$$S = 100 \div 3,15 = 31,74 \text{ cm} \Rightarrow \text{Se utilizarán varillas No. 4 @ 30 cm}$$

» **Refuerzo longitudinal para cama superior e inferior (Paralelo al tráfico)**

Según AASHTO 3.24.10.2 el refuerzo debe ser como máximo el 67% del refuerzo transversal.

$$A_{\text{long}} = FL_{As} = 2,20 \div \sqrt{S} \leq 0,67$$

$$FL_{As} = 2,20 \div \sqrt{6,56} = 0,86 > 0,67$$

Se utilizará el 67% del refuerzo transversal, que en este caso es el área de acero mínima.

$$FL_{As} = 4,87 \text{ cm}^2 \times 67\% = 3,26 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas No. 4 ( $A = 1,27 \text{ cm}^2$ ), se tiene:

$$3,26 \text{ cm}^2 \div 1,27 \text{ cm}^2 = 2,57$$

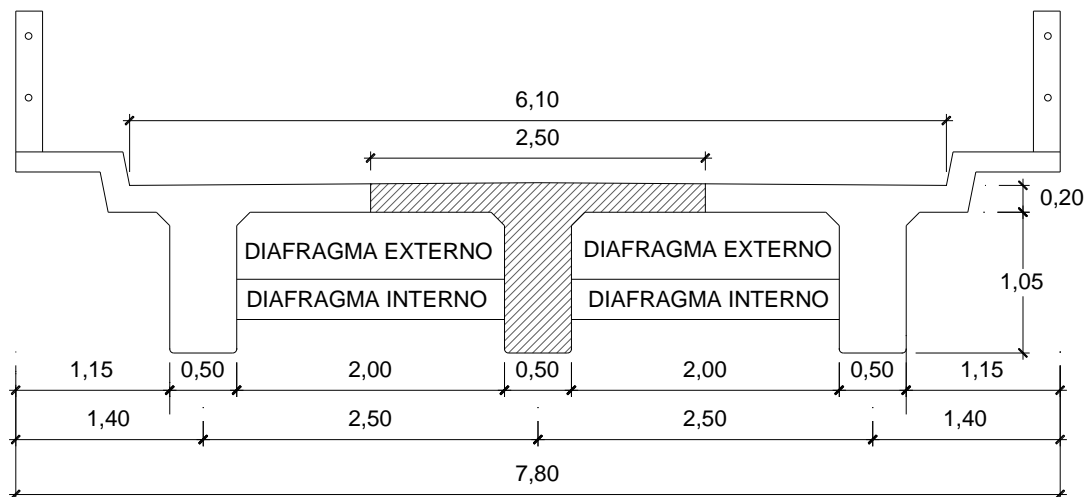
Espaciamiento:

$$S = 100 \div 2,57 = 38,91 \text{ cm} \Rightarrow \text{Se utilizarán varillas No. 4 @ 35 cm}$$

## 2.7.2 Diseño de vigas

### 2.7.2.1 Diseño de viga intermedia

Figura 7. Diagrama de área tributaria para viga intermedia





» **Análisis de carga muerta**

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Losas + viga} & = & [(2,50 \times 0,20) + (1,05 \times 0,50)] \times 2\,400 = 2\,460 \text{ kg/m} \\
 \text{Asfalto} & = & 0,05 \times 2,50 \times 2\,100 = 262,50 \text{ kg/m} \\
 \hline
 \Sigma W_{CM} & = & 2\,722,50 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

» **Peso de diafragmas**

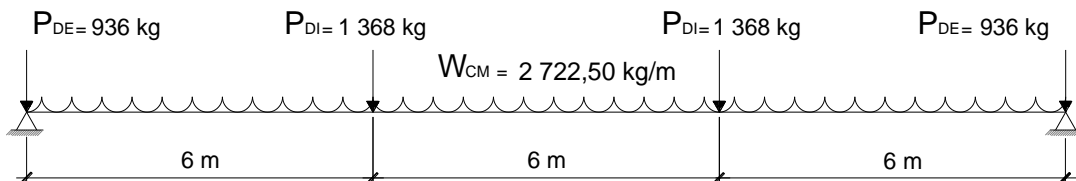
Peso del diafragma externo:

$$P_{DE} = (0,65\text{m}) (0,30\text{m}) (2\text{m}) (2\,400\text{kg/m}^3) = 936 \text{ kg}$$

Peso del diafragma interno:

$$P_{DI} = (0,95\text{m}) (0,30\text{m}) (2\text{m}) (2\,400\text{kg/m}^3) = 1\,368 \text{ kg}$$

**Figura 8. Diagrama de carga muerta para viga intermedia**



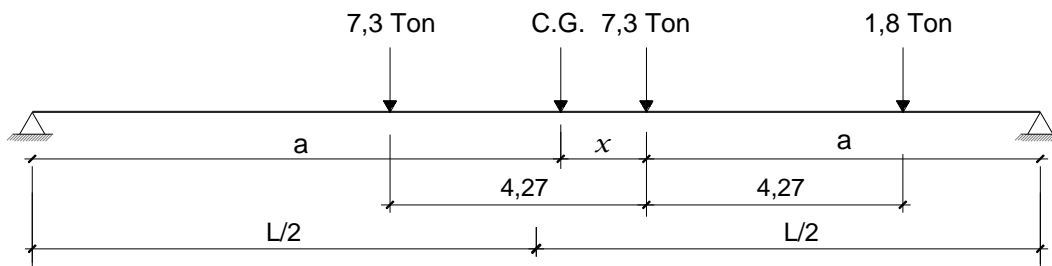
» **Momento máximo producido por la carga muerta**

$$M_{\text{máxCM}} = \frac{WL^2}{8} + P_{DI} \times a$$

$$M_{\text{máxCM}} = \frac{(2\,722,50)(18)^2}{8} + (1\,368)(6) = 118\,469,25 \text{ kg-m}$$

» **Análisis de carga viva**

**Figura 9. Diagrama del centro de gravedad de la carga viva**



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

$$7,3 (4,27 - x) - 7,3 x - 1,8 (x + 4,27) = 0$$

$$31,17 - 7,3 x - 7,3 x - 7,69 - 1,8 x = 0$$

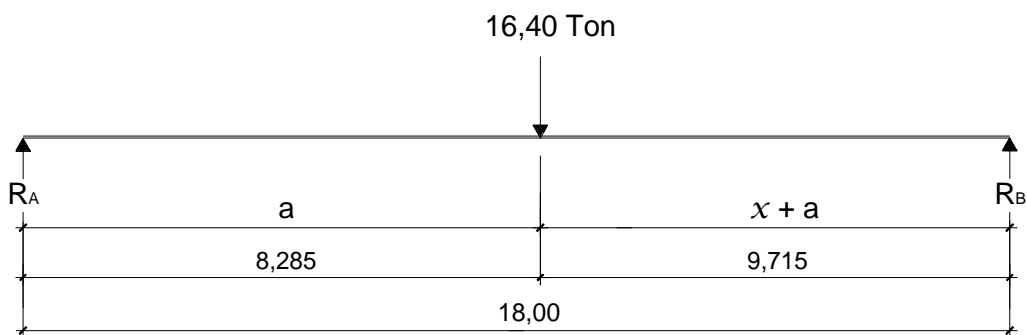
$$x = 1,43$$

Encontrando el valor de "a"

$$2a + x = L$$

$$a = \frac{L - x}{2} = \frac{18 - 1,43}{2} = 8,285$$

**Figura 10. Diagrama de cuerpo libre de reacciones en la viga**



Encontrando las reacciones en los apoyos

$$+\circlearrowleft \Sigma M_{RA} = 0$$

$$16,40 (8,285) = R_B (18) \Rightarrow R_B = 7,55 \text{ Ton}$$

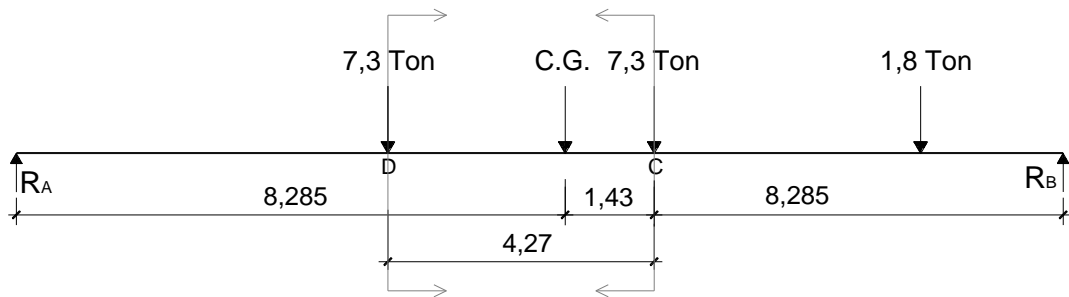
$$+\uparrow \Sigma F_Y = 0$$

$$- 16,40 + 7,55 + R_A = 0 \Rightarrow R_A = 8,85 \text{ Ton}$$

» **Momento máximo producido por la carga viva**

Se encuentra el momento que existe desde el centro de gravedad hasta cada apoyo, tomando el momento de mayor valor numérico para el análisis.

**Figura 11. Diagrama de cuerpo libre para momento máximo en la viga**



Encontrando los momentos en C y D

$$+\circlearrowleft \Sigma M_C = - 8,85 (8,285 + 1,43) + 7,3 (4,27) = 54,81 \text{ Ton-m } \circlearrowleft$$

$$+\circlearrowleft \Sigma M_D = 7,55 (8,285 + 4,27) - 7,3 (4,27) - 1,8 (4,27 + 4,27) = 48,25 \text{ Ton-m } \circlearrowleft$$

» **Carga por impacto**

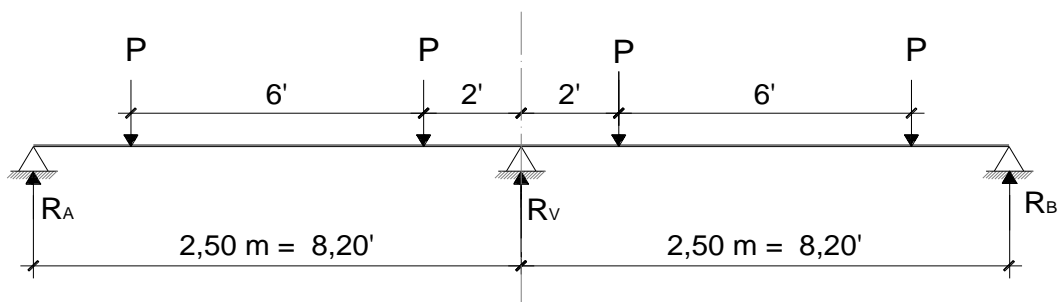
Es el incremento en el momento producido por la carga viva y es igual o menor al 30%. Es considerada en la longitud total de la viga.

$$I = \frac{15,24}{L + 38} = \frac{15,24}{18 + 38} = 0,27$$

» **Factor de distribución**

Es la proporción de la carga viva que absorbe cada viga. Para las vigas exteriores se determina la reacción en función de P, mientras que para las vigas interiores se hace el mismo análisis, es decir, para uno de los carriles se determina la reacción en función de P, este resultado obtenido se multiplica por 2 y se obtiene el factor de distribución.

**Figura 12. Diagrama de cuerpo libre para factor de distribución**



**Para viga intermedia**

$$+\circlearrowleft \sum M_{R_A} = 0$$

$$- P (8,20 - 8) - P (8,20 - 2) + R_V (8,20) = 0$$

$$P (0,20) + P (6,20) = R_V (8,20)$$

$$R_V = \frac{P (6,40)}{8,20} = (0,78 P) \times 2 = \mathbf{1,56 P}$$

### Para vigas externas

$$+\cup \Sigma M_{RV} = 0$$

$$- P (2) - P (8) + R_B (8,20) = 0$$

$$R_B = \frac{P (10)}{8,20} = \mathbf{1,22 P}$$

### » Cálculo del momento último

$$M_U = 1,30 \left[ M_{CM} + \frac{5}{3} (M_{CV} \times l \times F_D) \right]$$

$$M_U = 1,30 \left[ 118,47 + \frac{5}{3} (54,81 \times 1,27 \times 1,56) \right] = 389,29 \text{ Ton-m}$$

### » Cálculo del refuerzo

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

$$A_s = \left[ (50 \times 118) - \sqrt{(50 \times 118)^2 - \frac{389\,290 \times 50}{0,003825 \times 281}} \right] \times \frac{0,85 \times 281}{4\,200}$$

$$A_s = 103,12 \text{ cm}^2$$

» **Área de acero mínima**

$$A_{S\text{mín}} = \frac{14,1}{f_y} \times b \times d = \frac{14,1}{4\,200} \times 50 \times 118 = 19,81 \text{ cm}^2$$

» **Área de acero máxima**

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{6\,090}{6\,090 + f_y} ; \quad \beta_1 = 0,85$$

$$A_{S\text{máx}} = 0,5 \rho_b b d \text{ (Para zona sísmica)}$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 0,85 \times 281}{4\,200} \times \frac{6\,090}{6\,090 + 4\,200} = 0,02861$$

$$A_{S\text{máx}} = 0,5 \times 0,02862 \times 50 \times 118 = 84,40 \text{ cm}^2$$

Como  $A_s > A_{S\text{máx}}$ ; entonces la viga debe ser doblemente reforzada.

» **Momento que resiste el área de acero máxima**

$$M_{\text{max}} = \phi \left[ A_s f_y \times \left( d - \frac{A_s f_y}{1,7 f'_c b} \right) \right] ; \quad \phi = 0,90 \text{ para flexión}$$

$$M_{\text{max}} = 0,90 \left[ (84,40 \times 4\,200) \times \left( 118 - \frac{84,40 \times 4\,200}{1,7 \times 281 \times 50} \right) \right]$$

$$M_{\text{máx}} = 32\,910\,985,82 \text{ kg-cm} \approx 329\,109,86 \text{ kg-m}$$

» **Momento que falta por reforzar**

$$M_R = 389\,290 - 329\,109,86 = 60\,180,14 \text{ kg-m}$$

» **Acero adicional**

$$A_{\text{Sad}} = \frac{M_R}{\phi f_y d} = \frac{60\,180,14 \times 100}{0,90 \times 4\,200 \times 118} = 13,49 \text{ cm}^2$$

» **Acero de refuerzo a tensión**

$$A_{\text{Stensión}} = A_{\text{Smáx}} + A_{\text{Sad}} = 84,40 + 13,49 = 97,89 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas No. 10 ( $A_v = 8,16 \text{ cm}^2$ )

$$97,89 \div 8,16 = 12 \text{ varillas No. 10}$$

» **Acero de refuerzo a compresión**

$$A_{\text{Scomp}} = \left(\frac{1}{3}\right) A_{\text{Stensión}} = \left(\frac{1}{3}\right) \times 97,89 = 32,63 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas No. 9 ( $A_v = 6,45 \text{ cm}^2$ )

$$6 \times 6,45 = 38,70 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Se colocarán 6 varillas No. 9}$$

» **Refuerzo extra por altura**

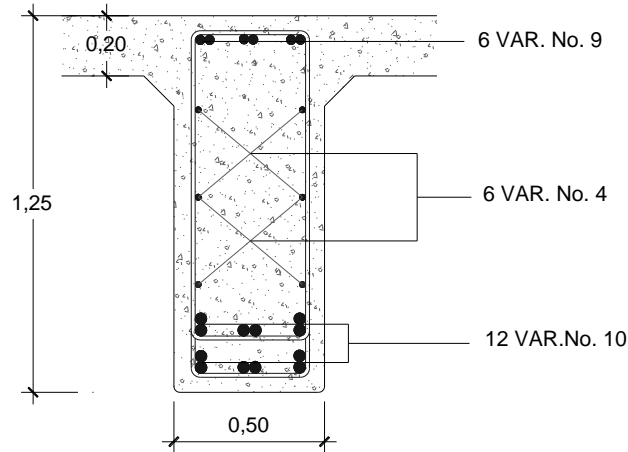
$$A_{\text{Sext}} = 5,29 \text{ cm}^2 \times H$$

$$A_{\text{Sext}} = 5,29 \times 1,25 = 6,61 \text{ cm}^2$$

Utilizando 6 varillas No. 4 ( $A_v = 1,27 \text{ cm}^2$ )

$$6 \times 1,27 = 7,62 \text{ cm}^2$$

**Figura 13. Armado de viga intermedia**



» **Diseño a corte**

» **Análisis de carga muerta**

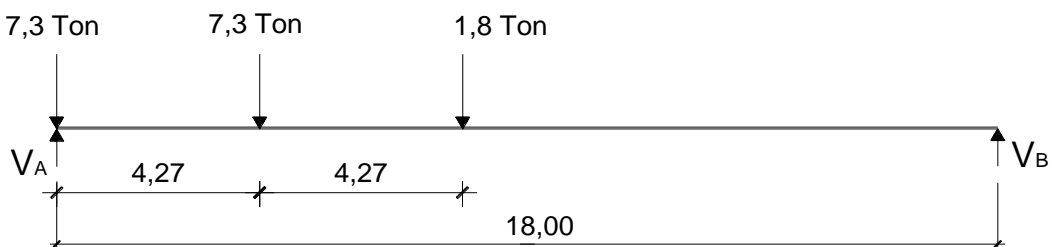
$$V_{CM} = \frac{WL}{2} + \Sigma P$$

Donde P son las cargas producidas por los diafragmas.

$$V_{CM} = \frac{2\,722,50 \times 18}{2} + \frac{2(1\,368) + 2(936)}{2} = 26\,806,50 \text{ kg}$$

» **Análisis de carga viva**

**Figura 14. Diagrama de esfuerzo cortante debido a la carga viva**





Hallando las reacciones en los extremos:

$$+\circlearrowleft \Sigma M_B = 0$$

$$7,3 (18) - V_A (18) + 7,3 (18 - 4,27) + 1,8 (18 - 4,27 \times 2) = 0$$

$$7,3 (18) - V_A (18) + 7,3 (13,73) + 1,8 (9,46) = 0$$

$$V_A = 13,81 \text{ Ton}$$

$$+\uparrow \Sigma F_Y = 0$$

$$- 7,3 - 7,3 - 1,8 + 13,81 = V_B$$

$$V_B = 2,59 \text{ Ton}$$

» **Cortante último**

$$V_U = 1,30 \left[ V_{CM} + \frac{5}{3} (V_{CV} \times l \times F_D) \right]$$

$$V_U = 1,30 \left[ 26,81 + \frac{5}{3} (13,81 \times 1,27 \times 1,56) \right] = 94,13 \text{ Ton}$$

» **Cortante que resiste el concreto**

$$V_{CR} = 0,53 \times \phi \times b \times d \times \sqrt{f'_c}$$

$$V_{CR} = 0,53 \times 0,85 \times 50 \times 118 \times \sqrt{281} = 44\,555,36 \text{ kg}$$

$V_U > V_{CR} \therefore$  Se necesita refuerzo

» **Espaciamiento de estribos**

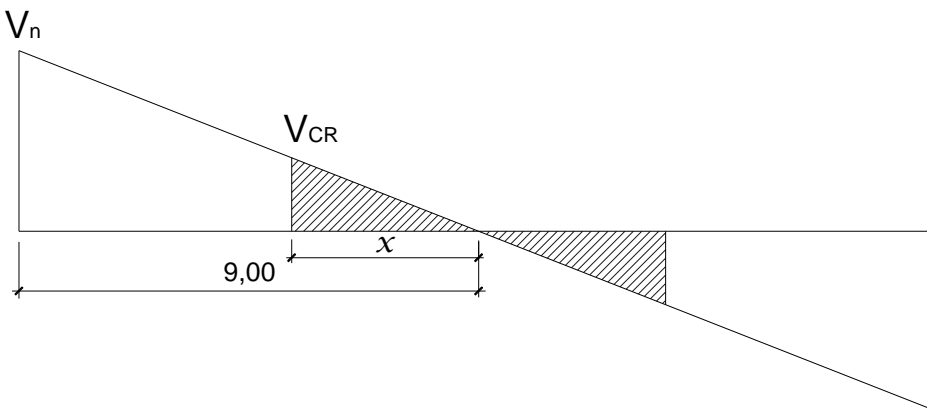
$$S = \frac{2 A_v f_y d}{V_n - V_c}$$

$$V_n = \frac{V_u}{0,85} = \frac{94\,130}{0,85} = 110\,741,18 \text{ kg}$$

Utilizando varillas No. 4

$$S = \frac{2 (1,27)(4\ 200)(118)}{110\ 741,18 - 44\ 555,36} = 19,02\text{ cm}$$

Figura 15. Diagrama del corte que resiste el concreto de viga intermedia

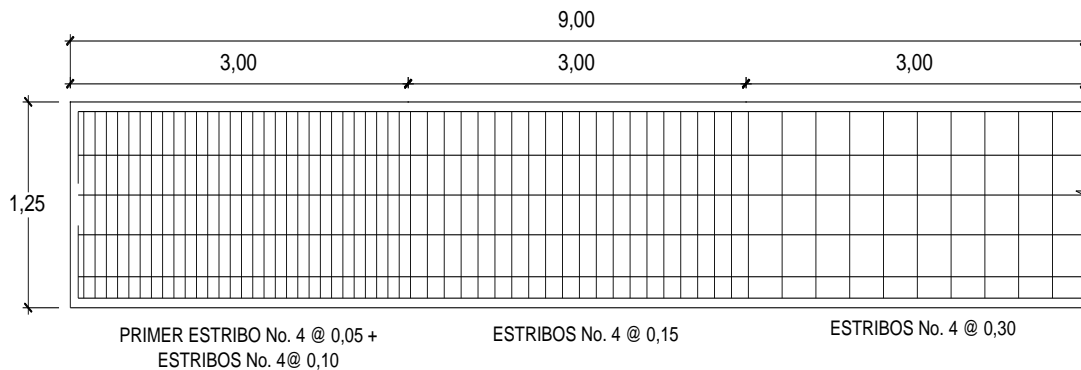


Por triángulos semejantes

$$\frac{V_n}{9} = \frac{V_{CR}}{x} \quad x = \frac{V_{CR} \times 9}{V_n}$$

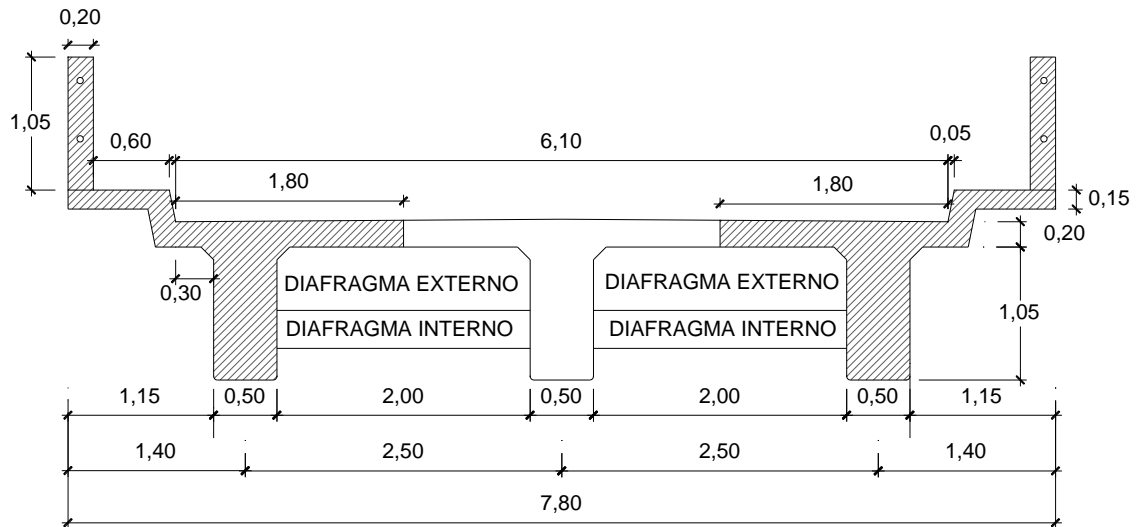
$$x = \frac{44\ 555,36 \times 9}{110\ 741,18} = 3,62\text{ m}$$

Figura 16. Confinamiento de estribos de viga intermedia



### 2.7.2.2 Diseño de viga exterior

Figura 17. Diagrama de área tributaria para vigas exteriores



» **Análisis de carga muerta**

– Área de concreto =  $1,30 \text{ m}^2 \times 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 3\,120 \text{ kg/m}$

– Asfalto =  $1,80 \text{ m} \times 0,05 \text{ m} \times 2\,100 \text{ kg/m}^3 = 189 \text{ kg/m}$

---

$\Sigma W_{CM} = 3\,309 \text{ kg/m}$

» **Peso de diafragmas**

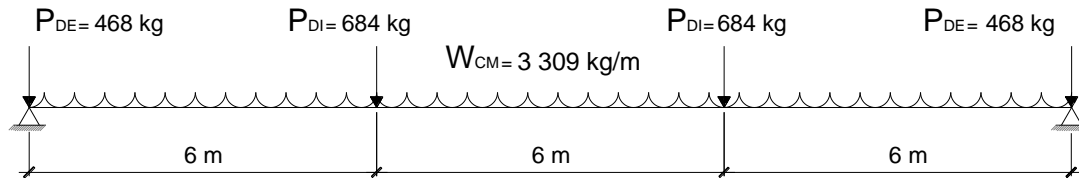
Peso del diafragma extremo:

$P_{DE} = 936 \text{ kg} \div 2 = 468 \text{ kg}$

Peso del diafragma intermedio:

$P_{DI} = 1\,368 \text{ kg} \div 2 = 684 \text{ kg}$

**Figura 18. Diagrama de carga muerta para viga externa**



» **Momento máximo producido por la carga muerta**

$$M_{\text{máxCM}} = \frac{WL^2}{8} + P_{DI} \times a$$

$$M_{\text{máxCM}} = \frac{(3\,309)(18)^2}{8} + (684 \times 6) = 138\,118,50 \text{ kg-m}$$

» **Análisis de carga viva (Ver análisis de viga intermedia)**

$$M_{\text{maxCV}} = 54,81 \text{ Ton-m}$$

$$I = 1,27$$

$$F_D = 1,22$$

» **Cálculo del momento último**

$$M_U = 1,30 \left[ M_{CM} + \frac{5}{3} (M_{CV} \times I \times F_D) \right]$$

$$M_U = 1,30 \left[ 138,12 + \frac{5}{3} (54,81 \times 1,27 \times 1,22) \right] = 363,55 \text{ Ton-m}$$

» **Cálculo del refuerzo**

$$A_s = \left[ (50 \times 118) - \sqrt{(50 \times 118)^2 - \frac{363\,550 \times 50}{0,003825 \times 281}} \right] \times \frac{0,85 \times 281}{4\,200}$$

$$A_s = 94,94 \text{ cm}^2$$

» **Área de acero mínima**

$$A_{s\text{mín}} = 19,81 \text{ cm}^2$$

» **Área de acero máxima**

$$A_{s\text{máx}} = 84,40 \text{ cm}^2$$

Como  $A_s > A_{s\text{máx}}$ ; entonces la viga debe ser doblemente reforzada.

» **Momento que resiste el área de acero máxima**

$$M_{\text{max}} = 329\,109,86 \text{ kg-m}$$

» **Momento que falta por reforzar**

$$M_R = 363\,550,00 - 329\,109,86 = 34\,440,14 \text{ kg-m}$$

» **Acero adicional**

$$A_{s\text{ad}} = \frac{M_R}{\phi f_y d} = \frac{34\,440,14 \times 100}{0,90 \times 4\,200 \times 118} = 7,72 \text{ cm}^2$$

» **Acero de refuerzo a tensión**

$$A_{\text{Stensión}} = A_{\text{Smáx}} + A_{\text{Sad}} = 84,40 + 7,72 = 92,12 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas No. 10 ( $A_v = 8,16 \text{ cm}^2$ )

$$92,12 \div 8,16 = 11,29 \approx 12 \text{ varillas No. 10}$$

» **Acero de refuerzo a compresión**

$$A_{\text{Scomp}} = \left(\frac{1}{3}\right) A_{\text{Stensión}} = \left(\frac{1}{3}\right) \times 92,12 = 30,71 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas No. 9 ( $A_v = 6,45 \text{ cm}^2$ )

$$6 \times 6,45 = 38,70 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Se colocarán 6 varillas No. 9}$$

» **Refuerzo extra por altura**

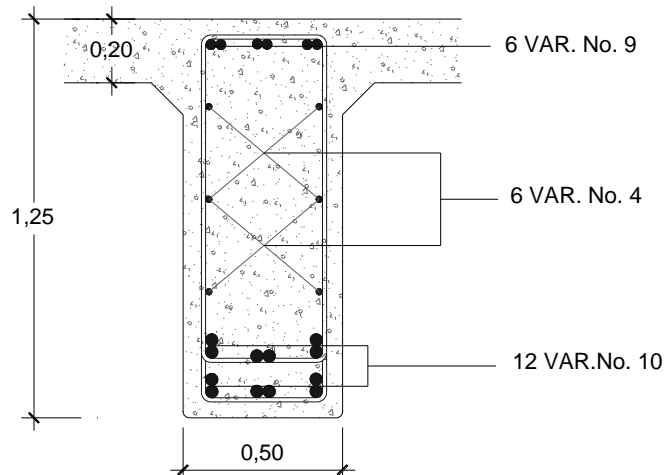
$$A_{\text{Sext}} = 5,29 \text{ cm}^2 \times H$$

$$A_{\text{Sext}} = 5,29 \times 1,25 = 6,61 \text{ cm}^2$$

Utilizando 6 varillas No. 4 ( $A_v = 1,25 \text{ cm}^2$ )

$$6 \times 1,27 = 7,62 \text{ cm}^2$$

**Figura 19. Armado de viga externa**



» **Diseño a corte**

» **Análisis de carga muerta**

$$V_{CM} = \frac{WL}{2} + \Sigma P$$

$$V_{CM} = \frac{3\,309 \times 18}{2} + \frac{2(684) + 2(468)}{2} = 30\,933 \text{ kg}$$

» **Análisis de carga viva** (Ver análisis de viga intermedia)

$$V_{CV} = 13,81 \text{ Ton}$$

» **Cortante último**

$$V_U = 1,30 \left[ 30,93 + \frac{5}{3} (13,81 \times 1,27 \times 1,22) \right] = 86,57 \text{ Ton}$$

» **Cortante que resiste el concreto**

$$V_{CR} = 44\,555,36 \text{ kg}$$

$V_U > V_{CR} \therefore$  Se necesita refuerzo

» **Espaciamiento de estribos**

$$S = \frac{2 A_v f_y d}{V_n - V_c}$$

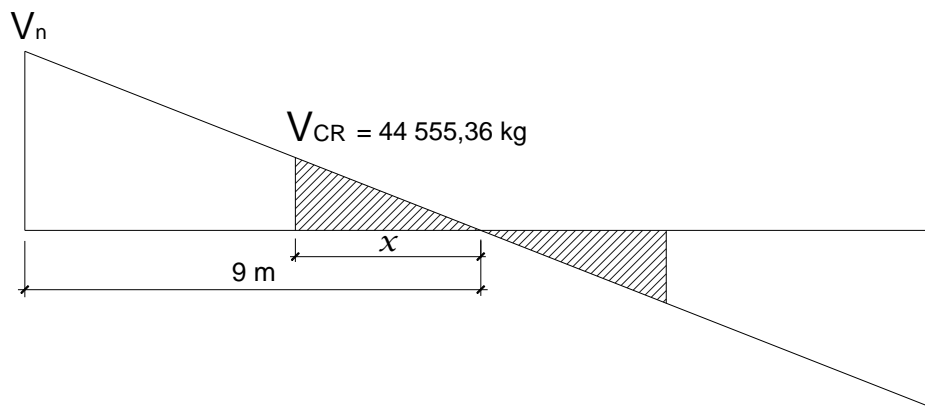
$$V_n = \frac{V_U}{0,85} = \frac{86\,570}{0,85} = 101\,847,06 \text{ kg}$$

Utilizando varillas No. 4

$$S = \frac{2 (1,27)(4\ 200)(118)}{101\ 847,06 - 44\ 555,36} = 21,97\text{ cm}$$

Se colocarán estribos No. 4 @ 0,20 m

**Figura 20. Diagrama que resiste el concreto de la viga externa**

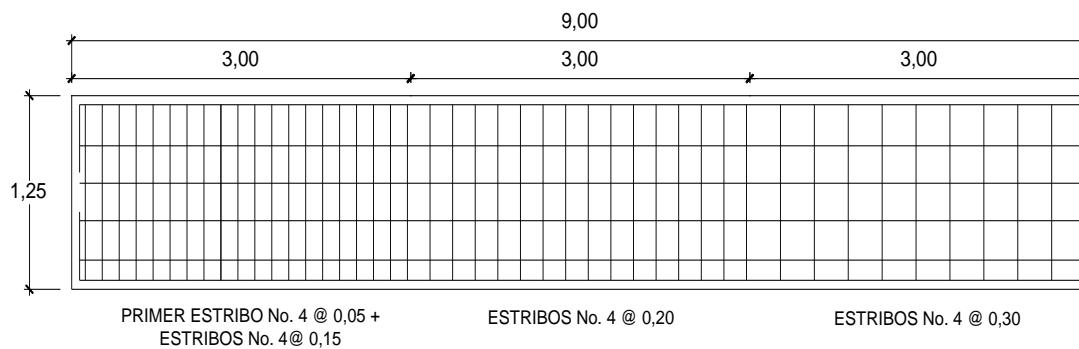


Por triángulos semejantes

$$\frac{V_n}{9} = \frac{V_{CR}}{x}$$

$$x = \frac{44\ 555,36 \times 9}{101\ 847,06} = 3,94\text{ m}$$

**Figura 21. Confinamiento de estribos de viga externa**





### 2.7.3 Diseño de diafragmas

Según especificaciones AASHTO, el refuerzo será equivalente al acero mínimo requerido por la sección, y el espesor mínimo será de 30 centímetros.

#### 2.7.3.1 Diseño de diafragma externo

$$H = \frac{1}{2} H_{\text{viga principal}} = \frac{1}{2} \times 125 \text{ cm} = 62,5 \text{ cm} \Rightarrow 65 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 65 - 5 = 60 \text{ cm}$$

$$A_{\text{Smín}} = \frac{14,1}{f_y} \times b \times d = \frac{14,1}{4\ 200} \times 30 \times 60 = 6,04 \text{ cm}^2$$

Utilizando 2 No. 5 + 1 No. 6: (Para cada cama)

$$2(1,98 \text{ cm}^2) + 2,85 \text{ cm}^2 = 6,81 \text{ cm}^2$$

#### » Acero adicional por altura

Por seguridad se recomienda usar  $5,29 \text{ cm}^2$  por metro de altura del diafragma ( $0,25 \text{ plg}^2$  por pie).

$$A_{\text{Sad}} = 5,29 \times 0,65 = 3,44 \text{ cm}^2$$

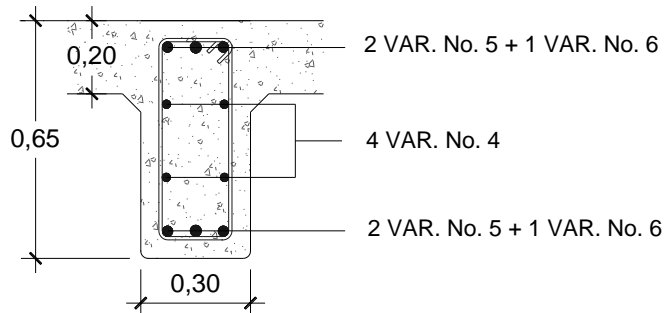
Utilizando 4 varillas No. 4:  $4(1,27 \text{ cm}^2)$

$$4 \times 1,27 \text{ cm}^2 = 5,08 \text{ cm}^2$$

#### » Espaciamiento de estribos

$$S = d \div 2 = 60 \div 2 = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{Se colocarán estribos No. 3 @ } 0,30 \text{ m}$$

**Figura 22. Armado de diafragma externo**



### 2.7.3.2 Diseño de diafragma interno

$$H = \frac{3}{4} H_{\text{viga principal}} = \frac{3}{4} \times 125 \text{ cm} = 93,75 \text{ cm} \approx 95 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 95 - 5 = 90 \text{ cm}$$

$$A_{S\text{mín}} = \frac{14,1}{f_y} \times b \times d = \frac{14,1}{4200} \times 30 \times 90 = 9,06 \text{ cm}^2$$

Utilizando 2 varillas No. 7 + 1 No. 6: (Para cada cama)

$$2(3,88 \text{ cm}^2) + 2,85 \text{ cm}^2 = 10,61 \text{ cm}^2$$

» **Acero adicional por altura**

$$A_{\text{sad}} = 5,29 \times 0,95 = 5,02 \text{ cm}^2$$

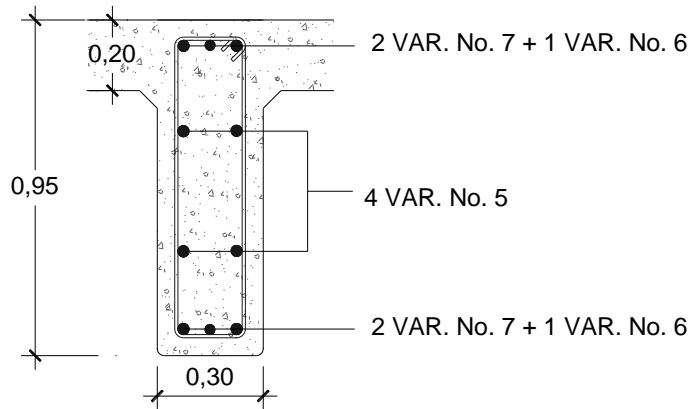
Utilizando 4 varillas No. 5:  $4(1,98 \text{ cm}^2)$

$$4 \times 1,98 \text{ cm}^2 = 7,92 \text{ cm}^2$$

» **Espaciamiento de estribos**

$$S = d \div 2 = 90 \div 2 = 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Se colocarán estribos No. 3 @ 0,30 m}$$

**Figura 23. Armado de diafragma interno**

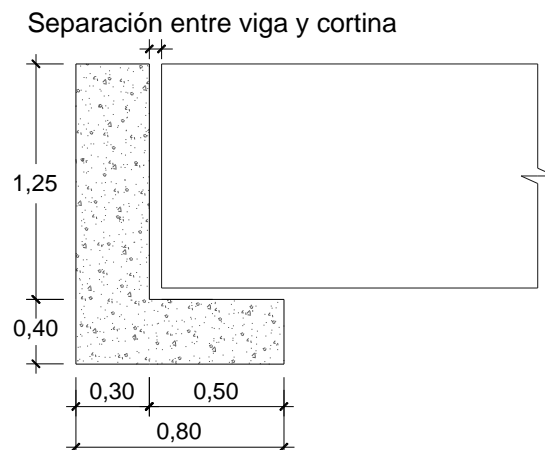


## 2.8 Diseño de la subestructura

### 2.8.1 Diseño de cortina

Utilizando 2 cm por cada metro de longitud del puente, se tiene:  
 $x = 18(2) = 36$  cm, considerando también la separación entre la viga y la cortina, se utilizará una base de 50 cm.

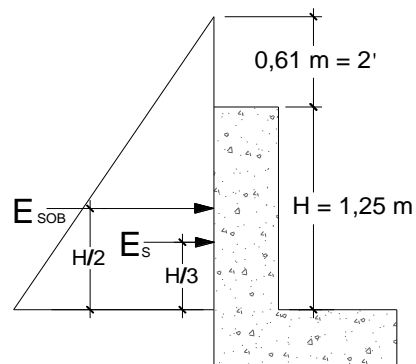
**Figura 24. Sección de cortina y viga de apoyo**



» **Cálculo de las presiones sobre la cortina**

De acuerdo con AASHTO 1.1.19, debe aplicarse una sobrecarga del suelo del equivalente líquido de  $480 \text{ kg/m}^3$ , actuando a 2 pies (0,61 metros) sobre la superficie de rodadura.

**Figura 25. Fuerzas del suelo que afectan a la cortina**



» **Sobrecarga**

$$S_{OB} = 480 \text{ kg/m}^3 \times 0,61 \text{ m} = 292,80 \text{ kg/m}^2$$

» **Presión al pie de la cortina**

$$S = 480 \text{ kg/m}^3 \times 1,25 \text{ m} = 600 \text{ kg/m}^2$$

» **Cálculo del empuje del suelo**

$$E = E_{SOB} + E_S$$

$$E_{SOB} = 292,80 \text{ kg/m}^2 \times 1,25 \text{ m} = 366 \text{ kg/m}$$

$$E_S = \frac{600 \text{ kg/m}^2 \times (1,25 \text{ m} \div 2)}{2} = 375 \text{ kg/m}$$

$$E = 741 \text{ kg/m}$$

» **Momentos por el empuje del suelo**

$$M_{E_{sob}} = 366 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times \left( \frac{1,25\text{m}}{2} \right) = 228,75 \frac{\text{kg-m}}{\text{m}}$$

$$M_{E_s} = 375 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times \left( \frac{1,25\text{m}}{3} \right) = 156,25 \frac{\text{kg-m}}{\text{m}}$$

» **Fuerza longitudinal o fuerza de frenado (AASHTO 1.2.13)**

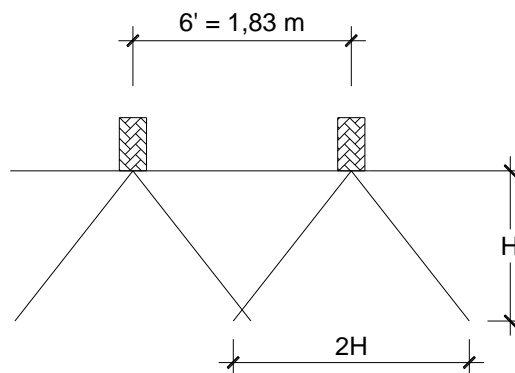
Es la fuerza producida por las llantas del vehículo en el terraplén de acceso, y que es transmitida a la cortina. Se considera su centro de gravedad a 6 pies (1,83 metros) sobre la superficie de rodadura.

$$F_L = 0,05 \left( \frac{P}{2H} \right)$$

$$F_L = 0,05 \left( \frac{7\,300 \text{ kg}}{2 \times 1,25 \text{ m}} \right) = 146 \text{ kg/m}$$

Por ser dos llantas:  $2 \times 146 \text{ kg/m} = 292 \text{ kg/m}$

**Figura 26. Diagrama de distribución de fuerza longitudinal**



» **Momento por fuerza longitudinal**

$$M_{FL} = F_L \times d = 292 \text{ kg/m} \times (1,25 \text{ m} + 1,83 \text{ m}) = 899,36 \text{ kg-m} / \text{ m}$$

» **Fuerza de sismo**

Se considera el 12% del peso de la cortina y se aplica en su centro.

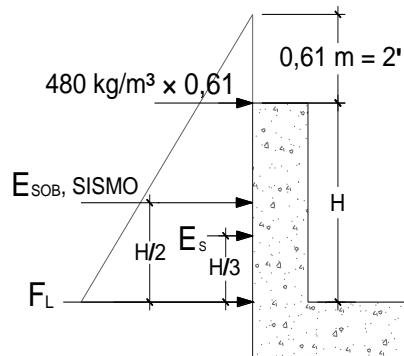
$$W_{\text{cortina}} = 1,25 \text{ m} \times 0,30 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2\,400 \text{ kg/m}^3 = 900 \text{ kg}$$

$$S = F_{\text{sismo}} = 0,12 \times 900 = 108 \text{ kg}$$

» **Momento de sismo**

$$M_{\text{sismo}} = 108 \text{ kg} \times (1,25 \text{ m} \div 2) = 67,50 \text{ kg-m}$$

**Figura 27. Fuerzas que actúan sobre la cortina**



» **Cálculo de momentos por grupos (AASHTO 3.22.1)**

$$\text{Grupo III} = 1,30 (ME_{\text{sob}} + ME_s + MF_L)$$

$$\text{Grupo III} = 1,30 (228,75 + 156,25 + 899,36) = 1\,669,67 \text{ kg-m} / \text{ m}$$

$$\text{Grupo IV} = 1,30 (ME_{\text{sob}} + ME_s + MS)$$

$$\text{Grupo IV} = 1,30 (228,75 + 156,25 + 67,50) = 588,25 \text{ kg-m} / \text{ m}$$

El momento de diseño es entonces: 1 669,67 kg-m / m

» **Cálculo del refuerzo**

Utilizando varillas No. 4:

$$d = 30 - 8 - \left(\frac{1,27}{2}\right) = 21,36 \Rightarrow 21,50 \text{ cm}$$

$$A_s = \left[ (100 \times 21,50) - \sqrt{(100 \times 21,50)^2 - \frac{1\,669,67 \times 100}{0,003825 \times 281}} \right] \times \frac{0,85 \times 281}{4\,200}$$

$$A_s = 2,07 \text{ cm}^2$$

» **Área de acero mínima**

$$A_{s\text{mín}} = \frac{14,1}{4\,200} \times 100 \times 21,50 = 7,22 \text{ cm}^2$$

$A_s < A_{s\text{mín}} \therefore$  Se considera el área de acero mínima.

Utilizando varillas No. 4 ( $A_v = 1,27 \text{ cm}^2$ ), se tiene:

$$7,22 \div 1,27 = 5,68$$

Espaciamiento:

$$S = 100 \div 5,68 = 17,60 \text{ cm} \Rightarrow \text{Se utilizarán varillas No. 4 @ 17 cm}$$

» **Revisión por cortante**

$$\text{Grupo III} = 1,30 (E + F_L)$$

$$\text{Grupo III} = 1,30 (741 + 292) = 1\,342,90 \text{ kg}$$

**Grupo IV= 1,30 (E + S)**

Grupo IV = 1,30 (741 + 108) = 1 103,70 kg

» **Corte que resiste el concreto**

$$V_{CR} = 0,53 \times 0,85 \times 100 \times 21,50 \times \sqrt{281} = 16\,236,28 \text{ kg}$$

$$16\,236,28 \text{ kg} > 1\,342,90 \text{ kg} \quad \therefore V_{CR} > V_a$$

El concreto absorbe todo el corte, por lo que el refuerzo será:

$$S = \frac{d}{2} = \frac{30 - 8}{2} = 11 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos No. 3 @ 0,11 m

## 2.8.2 Diseño de la viga de apoyo

Su altura no debe ser menor a 40 centímetros, y se refuerza con el área de acero mínimo.

$$A_{S\text{mín}} = \frac{14,1}{4\,200} \times 80 \times 40 = 10,74 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas No. 5 ( $A_v = 1,98 \text{ cm}^2$ ), se tiene:

$$10,74 \div 1,98 = 5,42 \approx 6 \text{ varillas No. 5}$$

Espaciamiento:

$$S = \frac{d}{2} = \frac{40 - 8}{2} = 16 \text{ cm}$$

Se colocarán estribos No. 3 @ 0,16 m



### 2.8.3 Diseño de apoyo elastomérico

El apoyo elastomérico actúa como un vínculo transmisor de carga entre las partes de la estructura. Transmite las cargas verticales del peso propio de la estructura y las cargas del tráfico libres de tensiones a los apoyos. Los apoyos transmiten las fuerzas de aceleración o desaceleración de las cargas de tráfico, las centrífugas o producidas por el viento así como las fuerzas originadas por el esviaje de las piezas móviles. Los apoyos de neopreno son capaces de absorber movimientos en todas direcciones y rotaciones en todos los ejes debido a las propiedades del material.

Los apoyos del puente serán de neopreno de dureza Shore 60 reforzados con placas metálicas.

#### Esfuerzo a compresión

$$\sigma_p = \frac{8ab}{t + ab}$$

$$\sigma_r = \frac{P}{a b}$$

$$\frac{\Delta L}{T} \leq 0,5 \text{ Para apoyos fijos y móviles}$$

Donde:

$\Delta L$  = máximo desplazamiento horizontal

a, b = dimensiones del apoyo (a = 50 cm, b = 50 cm)

$\sigma_p$  = esfuerzo máximo permisible a compresión del apoyo

$\sigma_f$  = esfuerzo admisible del acero (Esfuerzos de trabajo)

t = espesor de una lámina de elastómero (13 mm)

T = espesor total del elastómero

P = cortante último de viga intermedia  
L = longitud del puente en centímetros

$$\sigma_p = \frac{8 \times 50 \times 50}{1,3 + (50 \times 50)} = 8,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_r = \frac{94\,130}{50 \times 50} = 37,65 \text{ kg/cm}^2$$

AASHTO recomienda un máximo esfuerzo de  $100 \text{ kg/cm}^2$ , y los esfuerzos se encuentran dentro de este parámetro. Para el desplazamiento horizontal se utilizará la ley de Hooke; donde  $\sigma_f = 1\,700 \text{ kg/cm}^2$ .

### **Desplazamiento horizontal**

$$\Delta e_t = \frac{\sigma_f}{E} \times L = \frac{1\,700}{2,1 \times 10^6} \times 1\,800 = 1,46 \text{ cm}$$

### **Deformación por carga muerta**

$$\Delta e_{CM} = \frac{\Delta e_t \times M_{CM}}{M_{CM} + M_{CV+I}} = \frac{1,46 \times 138,12}{138,12 + 69,61} = 0,97 \text{ cm}$$

### **Deformación por contracción de fraguado y contracción diferida:**

$$\Delta_c = 0,000165 \times L = 0,000165 \times 1\,800 = 0,30 \text{ cm}$$

### **Deformación por temperatura**

$$\Delta_t = 0,000011 \times D^\circ \times L = 0,000011 \times 10^\circ\text{C} \times 1\,800 = 0,20 \text{ cm}$$

### **Deformaciones máximas**

$$\text{Contracción} = \Delta e_{CM} - (\Delta_c + \Delta_t) = 0,97 - (0,30 + 0,20) = 0,47 \text{ cm}$$

$$\text{Dilatación} = (\Delta_{e_t} + \Delta_t) - \Delta_c = (1,46 + 0,20) - 0,30 = 1,36 \text{ cm}$$

Entonces el máximo desplazamiento horizontal del apoyo considerado será de 1,36 cm.

### Espesor de apoyos

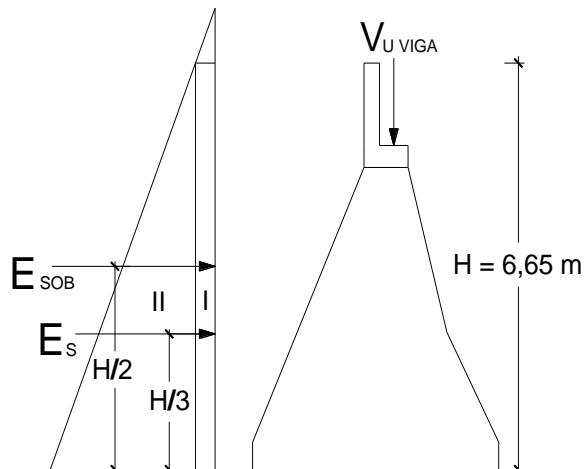
Se colocarán 2 placas de elastómero de 13 mm + 2 placas de acero de 2 mm + un placa de acero en medio de 3 mm = 33 mm = 3,30 cm.

$$\frac{\Delta L}{T} = \frac{1,36}{3,30} = 0,41 < 0,50$$

### 2.8.4 Diseño de estribos

Los estribos soportan las cargas provenientes de la superestructura, y la transmiten al suelo. Los estribos serán de concreto ciclópeo, y se verificarán por volteo, deslizamiento y presiones máximas y mínimas.

Figura 28. Presiones del suelo que afecta el estribo



» **Sobrecarga**

Sobrecarga =  $0,61 \times 480 \text{ kg/m}^3 = 292,80 \text{ kg/m}^2$

» **Presión del suelo**

$P_{\text{suelo}} = 480 \text{ kg/m}^3 \times 6,65 \text{ m} = 3\,192 \text{ kg/m}^2$

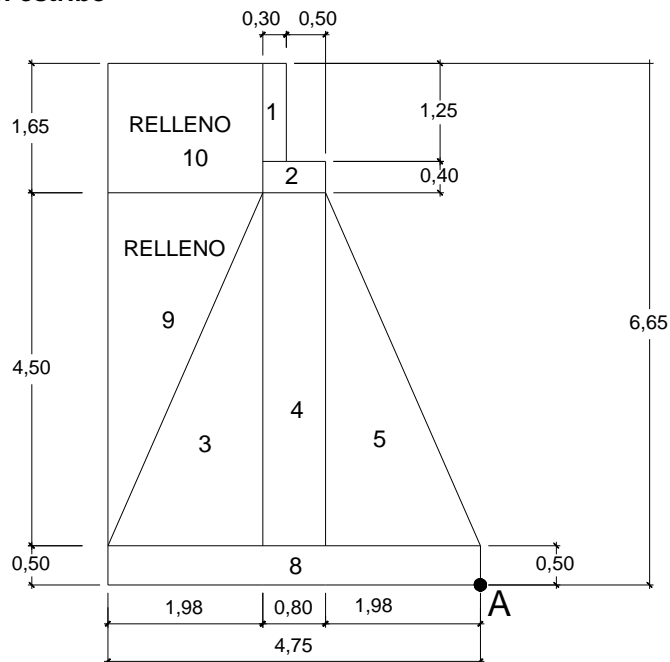
» **Empuje y momento de volteo**

Estos son producidos por el suelo.

Tabla VI. Empuje y momento de volteo del estribo

SECCION	PRESION (kg/m <sup>2</sup> )	ALTURA (m)	EMPUJE (kg/m)	BRAZO (m)	MOMENTO (kg-m /m)
I	292,80	6,65	1 947,12	3,33	6 474,17
II	3 192,00	3,325	10 613,40	2,22	23 526,37
<b>E =</b>			<b>12 560,52</b>	<b>Mv =</b>	<b>30 000,54</b>

Figura 29. Geometría del estribo



» **Momento estabilizante**

Es producido por el peso de la estructura y por el relleno. Se calcula respecto al punto A, mostrado en la figura 29.

**Tabla VII. Momento estabilizante del estribo**

SECCION	AREA (m <sup>2</sup> )	PESO ESP. (kg/m <sup>3</sup> )	PESO kg/m	BRAZO (m)	MOMENTO (kg-m /m)
1	0,38	2 400	912,00	2,63	2 398,56
2	0,32	2 400	768,00	2,38	1 827,84
3	4,44	2 500	11 100,00	3,44	38 184,00
4	3,60	2 500	9 000,00	2,38	21 420,00
5	4,44	2 500	11 100,00	1,32	14 652,00
6	2,38	2 500	5 950,00	2,38	14 161,00
7	4,44	1 140	5 061,60	4,09	20 701,94
8	3,26	1 140	3 716,40	3,76	13 973,66
			<b>W = 47 608,00</b>	<b>M<sub>E</sub> =</b>	<b>127 319,01</b>

» **Revisión del muro sin superestructura**

**Volteo**

$$V_{\text{olteo}} = \frac{M_E}{M_V} \geq 1,5$$

$$V_{\text{olteo}} = \frac{127\,319,01}{30\,000,54} = 4,24 \geq 1,5$$

**Deslizamiento**

$$D = 0,5 \left( \frac{W}{E} \right) \geq 1,5$$

$$D = 0,5 \left( \frac{47\,608}{12\,560,52} \right) = 1,90 \geq 1,5$$

### Presiones máxima y mínima

$$e = \frac{b}{2} - a$$

$$a = \frac{M_E - M_V}{W}; \quad 3a > b$$

$$P_{\text{máx}} = \frac{W}{A} \times \left( 1 + \frac{6e}{b} \right) < V_s$$

$$P_{\text{mín}} = \frac{W}{A} \times \left( 1 - \frac{6e}{b} \right) > 0$$

$$a = \frac{127\,319,01 - 30\,000,54}{47\,608} = 2,04$$

$$3a = 3 \times 2,04 = 6,12 > 4,75$$

$$e = \frac{4,75}{2} - 2,04 = 0,335$$

$$P_{\text{máx}} = \left( \frac{47\,608}{4,75} \right) \times \left[ 1 + \frac{6 \times 0,335}{4,75} \right] = 14\,263,94 \text{ kg/m}^2 < V_s$$

$$P_{\text{mín}} = \left( \frac{47\,608}{4,75} \right) \times \left[ 1 - \frac{6 \times 0,335}{4,75} \right] = 5\,781,54 \text{ kg/m}^2 > 0$$

## » Revisión del muro con superestructura y carga viva

La revisión se hace para el valor del cortante último obtenido para las vigas.

### Carga muerta y viva

$$W_2 = \frac{V_U}{L_{VA}}$$

$$W_2 = \frac{94\,130 + 2(86\,570)}{7,80} = 34\,265,38 \text{ kg/m}$$

Momento =  $W \times \text{Brazo (Base del estribo} \div 2)$

$$M_{\text{total}} = 34\,265,38 \text{ kg/m} \times (4,75 \text{ m} \div 2) = 81\,380,28 \text{ kg-m / m}$$

$$M_{E_{\text{total}}} = M_{E_2} + M_E$$

$$M_{E_{\text{total}}} = 81\,380,28 + 127\,319,01 = 208\,699,29 \text{ kg-m / m}$$

### Revisión de presiones

$$a = \frac{M_{E_{\text{total}}} - M_V}{W_2 + W}$$

$$a = \frac{208\,699,29 - 30\,000,54}{34\,265,38 + 47\,608,00} = 2,18$$

$$e = \frac{4,75}{2} - 2,18 = 0,195$$

$$P_{\text{máx}} = \left( \frac{34\,265,38 + 47\,608,00}{4,75} \right) \times \left[ 1 + \frac{6 \times 0,195}{4,75} \right] = 21\,482,12 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} < V_s$$

$$P_{\text{mín}} = \left( \frac{34\,265,38 + 47\,608,00}{4,75} \right) \times \left[ 1 - \frac{6 \times 0,195}{4,75} \right] = 12\,990,88 \text{ kg/m}^2 > 0$$

» **Revisión del estribo con sismo**

Para esta revisión, sólo se incluye la carga muerta.

**Para viga interior**

$$V_{CM} = 1,30 (V_{CM}) = 1,30 (26\ 806,50\ \text{kg}) = 34\ 848,45\ \text{kg}$$

**Para viga exterior**

$$V_{CM} = 1,30 (V_{CM}) = 1,30 (30\ 933,00) = 40\ 212,90\ \text{kg}$$

$$V_{U\ \text{TOTAL}} = 2 (40\ 212,90) + 34\ 848,45 = 115\ 274,25\ \text{kg}$$

$$C_{CM} = V_{U\ \text{TOTAL}} \div L_{VA} = 115\ 274,25 \div 7,80 = 14\ 778,75\ \text{kg/m}$$

$$W_H = W_{\text{ESTRIBO}} + C_{CM}$$

$$W_H = 47\ 608 + 14\ 778,75 = 62\ 386,75\ \text{kg}$$

$$M_{EH} = M_E + (C_{CM} \times \text{Brazo}); \quad \text{Brazo} = \text{base estribo} \div 2$$

$$M_{EH} = 127\ 319,01 + (14\ 778,75 \times 2,375) = 162\ 418,54\ \text{kg-m / m}$$

**Fuerza horizontal**

Se considera el 8% de  $W_H$ .

$$F_H = 1,08E + 0,08W_H$$

$$F_H = 1,08 (12\ 560,52) + 0,08 (62\ 386,75) = 18\ 556,30\ \text{kg/m}$$



**Tabla VIII. Momento de volteo en el sentido horizontal del estribo**

SECCION	AREA (m <sup>2</sup> )	PESO ESP. (kg/m <sup>3</sup> )	PESO kg/m	BRAZO (m)	MOMENTO (kg-m /m)
1	0,38	2 400	912,00	6,02	5 490,24
2	0,32	2 400	768,00	5,20	3 993,60
3	4,44	2 500	11 100,00	2,00	22 200,00
4	3,60	2 500	9 000,00	2,75	24 750,00
5	4,44	2 500	11 100,00	2,00	22 200,00
6	2,38	2 500	5 950,00	0,25	1 487,50
7	4,44	1 140	5 061,60	3,50	17 715,60
8	3,26	1 140	3 716,40	5,82	21 629,45
			<b>W = 47 608,00</b>	<b>MV<sub>2</sub> =</b>	<b>119 466,39</b>

### Momento por sismo

$$M_{EQ} = 0,08 M_{E2}$$

$$M_{EQ} = 0,08 \times 119 466,39 = 9 557,31 \text{ kg-m / m}$$

### Momento de volteo por fuerza horizontal

$$M_{VH} = 1,08 M_V + 0,08 \times C_{CM} \times h + M_{EQ}$$

$$H = 5,00 + 0,40 = 5,40 \text{ m}$$

$$M_{VH} = (1,08 \times 30 000,54) + (0,08 \times 14 778,75 \times 5,40) + 9 557,31$$

$$M_{VH} = 48 342,31 \text{ kg-m / m}$$

### Volteo

$$V = \frac{M_{EH}}{M_{VH}} = \frac{162 418,54}{48 342,31} = 3,36 > 1,5$$

### Deslizamiento

$$D = 0,5 \left( \frac{W_H}{F_H} \right) = 0,5 \left( \frac{62\,386,75}{18\,556,30} \right) = 1,68 > 1,5$$

### Revisión de las presiones

$$a = \frac{M_{EH} - M_{VH}}{W_H} = \frac{162\,418,54 - 48\,342,31}{62\,386,75} = 1,83$$

$$e = \frac{4,75}{2} - 1,83 = 0,545$$

$$P_{\text{máx}} = \left( \frac{62\,386,75}{4,75} \right) \times \left[ 1 + \frac{6 \times 0,545}{4,75} \right] = 22\,175,81 \text{ kg/m}^2 < V_s$$

$$P_{\text{mín}} = \left( \frac{62\,386,75}{4,75} \right) \times \left[ 1 - \frac{6 \times 0,545}{4,75} \right] = 4\,092,29 \text{ kg/m}^2 > 0$$

## 2.9 Presupuesto

Tabla IX. Presupuesto de puente vehicular para la aldea Las Lagunas

Descripción	Cantidad	Unidad	P.U.	Total
<b>1. VIGAS</b>				
Viga Interior	1	Unidad	Q 74,185.00	Q 74,185.00
Viga exterior	2	Unidad	Q 74,185.00	Q 148,370.00
<b>2. DIAFRAGMAS</b>				
Diafragma Interior	2	Unidad	Q 9,280.00	Q 18,560.00
Diafragma Exterior	2	Unidad	Q 8,215.00	Q 16,430.00
<b>3. LOSA</b>				
Losa	110	m <sup>2</sup>	Q 966.05	Q 106,265.00
<b>4. VIGAS DE APOYO</b>				
Viga de Apoyo	2	Unidad	Q 17,928.00	Q 35,856.00
<b>5. BANQUETA</b>				
Banqueta	29	m <sup>2</sup>	Q 1,107.59	Q 32,120.00
<b>6. BARANDAL</b>				
Barandal	36	ml	Q 693.89	Q 24,980.00
<b>7. ANCLAJE</b>				
Anclaje	1	Global	Q 20,000.00	Q 20,000.00
<b>8. ESTRIBOS + ALETONES</b>				
Estribo	2	Unidad	Q 160,156.00	Q 320,312.00
<b>Total de Costos Directos</b>				<b>Q 797,078.00</b>

## **2.10 Estudio de impacto ambiental inicial**

Toda actividad realizada por el hombre genera impacto en los componentes ambientales: ambiente físico, biológico y social. Este impacto puede ser de carácter positivo, negativo irreversible, negativo con posibles mitigaciones o neutro. Para la construcción de un puente, los impactos generados se consideran poco significativos, ya que solamente se presentan durante el proceso constructivo.

### **2.10.1 Evaluación rápida**

#### **Información sobre el proyecto**

- a) Nombre de la comunidad: aldea Las Lagunas.
- b) Municipio: Huehuetenango.
- c) Departamento: Huehuetenango.

#### **» Tipo de proyecto**

Puente vehicular de dos vías de concreto armado de 18 metros de longitud en camino rural.

#### **» Consideraciones especiales**

Consideraciones identificadas en oficina o durante visitas de campo.

#### **» Consideraciones sobre áreas protegidas**

Las áreas que se encuentran incluidas dentro del Sistema Guatemalteco de Áreas Protegidas (SIGAP). – No aplica.

» **Consideraciones sobre ecosistemas naturales**

- a) ¿Cruza el proyecto un ecosistema terrestre natural? – No
- b) ¿Estado actual del ecosistema? – No aplica.

» **Impacto ambiental que será producido**

Como se indicó anteriormente, los principales efectos negativos que la construcción de un puente genera, se dan precisamente durante el proceso constructivo, siendo éstos: residuos y emisiones de contaminantes generados por la maquinaria, generación de polvo y ruido, movimiento de tierras y transporte de materiales. El único impacto permanente es la modificación visual del entorno debido a la estructura.



### **3. DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO PARA LA COLONIA LOS PINOS**

#### **3.1 Descripción del proyecto**

Este proyecto consiste en el diseño del sistema de drenaje sanitario para la colonia Los Pinos, zona 3 del municipio de Huehuetenango; cuenta con una longitud de 920 metros, utilizando tubería P.V.C. de 6, 8 y 10 pulgadas de diámetro; para lo cual se diseñaron 23 pozos de visita, y además, una fosa séptica que satisface las necesidades actuales y futuras del sistema.

La colonia Los Pinos se encuentra a 3 Km del centro de la ciudad, y cuenta con los servicios de agua potable y energía eléctrica, pero no posee un sistema adecuado de drenaje sanitario; de ahí la necesidad del desarrollo de este proyecto; con lo que se beneficiará a 52 familias del sector.

#### **3.2 Levantamiento topográfico**

Los levantamientos topográficos se realizan con el fin de determinar las características físicas que presenta la superficie del terreno. Mediante el levantamiento topográfico se llega a establecer las pendientes, distancias y alturas del terreno a utilizar para diseñar el sistema.

### **3.2.1 Altimetría**

Permite determinar la elevación o altura de diferentes puntos de la superficie del terreno respecto a un plano de referencia, mediante los cuales se puede representar el relieve del terreno.

### **3.2.2 Planimetría**

Se ocupa de la representación de la superficie terrestre sobre un plano, sin tomar en cuenta su relieve.

## **3.3 Diseño del sistema**

El sistema de drenaje funciona gracias a la gravedad. Las tuberías se conectan en ángulo descendente, desde el interior de la comunidad hacia el exterior de la misma. Cada cierta distancia se construyen pozos de registro para permitir el acceso a la red con fines de mantenimiento.

Se tienen dos tipos de sistemas de alcantarillado, la elección de un sistema en particular, dependerá de las necesidades y recursos de la comunidad.

#### **» Sistema de drenaje sanitario**

Este tipo de sistema tiene como finalidad captar, conducir y tratar los desechos líquidos provenientes de casas, comercios y en algunas ocasiones de industrias, teniendo en consideración que no sean tóxicos.



## » **Sistema de drenaje pluvial**

Se conoce con este nombre al sistema de drenaje que conduce el agua de lluvia a lugares donde se organiza su aprovechamiento. En el caso de drenaje pluvial de calles y carreteras, se establecen colectores conectados directamente a la tubería principal para captar el agua de lluvia y transportarla al punto de descarga.

### **3.3.1 Descripción del sistema a utilizar**

De acuerdo con las necesidades y condiciones socioeconómicas que se presentan en la colonia Los Pinos, se optó por el diseño de un sistema de drenaje sanitario, el cual contará con una fosa séptica para dar un tratamiento primario a las aguas residuales.

### **3.3.2 Velocidad de diseño**

El Instituto de Fomento Municipal (INFOM) propone una velocidad mínima de 0.60 m/s y una velocidad máxima de 2.50 m/s; sin embargo, para el presente proyecto se utilizará una velocidad máxima de 3.0 m/s debido a las pronunciadas pendientes del terreno y considerando que la tubería P.V.C. puede resistir velocidades incluso mayores; además se busca evitar profundizar los pozos de visita y evitar así un incremento en los costos de construcción.

### **3.3.3 Período de diseño**

Es el tiempo para el cual el sistema tiene su capacidad al 100% de transporte de caudal para la población final de diseño.

Este depende del crecimiento de la población a servir y de los materiales de construcción empleados. Para el presente proyecto, se tomará un período de 30 años, según lo recomendado por el INFOM.

### **3.3.4 Población de diseño**

Para la elaboración del diseño de un sistema de alcantarillado sanitario se toma en cuenta la población actual a servir, y mediante métodos matemáticos se realiza un estimado de la población futura. En el país se presenta un crecimiento poblacional de forma exponencial, por lo que se empleará el Método Geométrico para proyectar el número de habitantes a servir al finalizar el período de diseño:

$$P_f = P_o \times (1 + r)^n$$

En donde:

$P_f$  = Población final

$P_o$  = Población inicial

$r$  = Tasa de crecimiento

$n$  = Período de diseño

### **3.3.5 Dotación**

Es la cantidad de agua asignada a la unidad consumidora. Siendo el municipio de Huehuetenango cabecera departamental, el caudal asignado es de 150Lt/hab/día.

### 3.3.6 Factor de Harmond

Es un valor estadístico que presenta la probabilidad de que distintos artefactos sanitarios en las viviendas sean utilizados simultáneamente en un área determinada. Este factor no es constante para todo el sistema, ya que depende del número de habitantes acumulados por tramo y se establece para la población actual y la población futura.

El factor de Harmond está dado por la fórmula siguiente:

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

Donde:

F.H. = factor de Harmond

P = población en miles

### 3.3.7 Caudal sanitario

Está en función del consumo de agua de la población. Es integrado por los distintos caudales a considerar para realizar el diseño del sistema:

$$Q_{\text{sanitario}} = Q_{\text{dom}} + Q_{\text{inf}} + Q_{\text{ci}} + Q_{\text{com}} + Q_{\text{ind}}$$

Donde

$Q_{\text{sanitario}}$  = caudal sanitario total

$Q_{\text{dom}}$  = caudal domiciliar

$Q_{\text{inf}}$  = caudal de infiltración

$Q_{\text{ci}}$  = caudal por conexiones ilícitas

$Q_{\text{com}}$  = caudal comercial

$Q_{\text{ind}}$  = caudal industrial

Para el presente diseño de drenaje sanitario no existe aportación de caudal comercial e industrial.

### 3.3.7.1 Caudal domiciliar

Es producido por la cantidad de agua utilizada en las viviendas y que es desechada a la red de drenaje. Está determinado por la dotación y el suministro de agua potable.

$$Q_{\text{dom}} = \frac{\text{No. Hab.} \times \text{Dotación} \times \text{F.R.}}{86\ 400}$$

Donde:

$Q_{\text{dom}}$  = caudal domiciliar (Lt/s)

No. Hab. = número de habitantes

Dotación = dotación por habitante (Lt/hab/día)

F.R. = factor de retorno (0,70 – 0,80). Es la cantidad de la dotación de agua asignada que retorna al alcantarillado.

### 3.3.7.2 Caudal de infiltración

Se refiere a la cantidad de agua que penetra del subsuelo a la red de alcantarillado a través de tuberías defectuosas, juntas de tuberías, conexiones y paredes de los pozos de visita. Depende de la altura del nivel freático, la precipitación pluvial y la permeabilidad del suelo.

Generalmente, se calcula por litros diarios por kilómetro de tubería, se incluye la longitud de la tubería de las conexiones domiciliarias asumiendo un valor de 6 metros por cada casa y se utiliza un factor de infiltración que varía entre 16 000 a 18 000 Lt/km/día.

$$Q_{inf} = f_{inf} \times \left[ \frac{\text{metros de tubería} + \# \text{ casas} \times 6 \text{ m}}{1\ 000} \right] \times \left[ \frac{1}{86\ 400} \right]$$

Donde:

$Q_{inf}$  = caudal de infiltración (Lt/s)

$f_{inf}$  = factor de infiltración

### 3.3.7.3 Caudal por conexiones ilícitas

Es producido por las viviendas que conectan las tuberías de transporte de agua pluvial al sistema de drenaje sanitario. Se considera que el número de viviendas que pueden realizar conexiones ilícitas varía de 0,5 a 2,5%.

### 3.3.7.4 Caudal comercial

Como su nombre lo indica, está conformado por el agua residual proveniente de comercios, tales como restaurantes, hoteles, etc. La dotación varía según el tipo de establecimiento y puede estimarse entre 600 a 3 000 Lt/comercio/día.

$$Q_{com} = \frac{\text{No. comercios} \times \text{Dotación}}{86\ 400}$$

Donde:

$Q_{com}$  = caudal comercial (Lt/s)

No. comercios = número de comercios (para cada tipo de comercio)

Dotación = dotación comercial (Lt/comercio/día)

### 3.3.7.5 Caudal industrial

Este tipo de caudal proviene de las industrias, y depende de su tipo y tamaño. Dependiendo el tipo de industria, la dotación varía de 16 000 a 18 000 Lt/industria/día.

$$Q_{\text{ind}} = \frac{\text{No. industrias} \times \text{Dotación}}{86\,400}$$

Donde:

$Q_{\text{ind}}$  = caudal industrial (Lt/s)

No. Industrias = número de industrias (para cada tipo de industria)

Dotación = dotación industrial (litros/industria/día)

### 3.3.7.6 Factor de caudal medio

Está definido por la sumatoria de los caudales que contribuyen al sistema y el número de habitantes a servir al final del período de diseño.

$$F_{\text{qm}} = \frac{Q_{\text{sanitario}}}{\text{Población futura}} ; 0,002 \leq F_{\text{qm}} \leq 0,005$$

### 3.3.7.7 Caudal de diseño

Es el caudal para el cual se diseñará el sistema de drenaje, y será distinto para cada tramo establecido. El caudal de diseño se encuentra mediante la fórmula siguiente:

$$Q_{\text{dis}} = \text{No.Hab.} \times \text{F.H.} \times F_{\text{qm}}$$

Donde:

No. Hab. = número de habitantes futuros acumulados

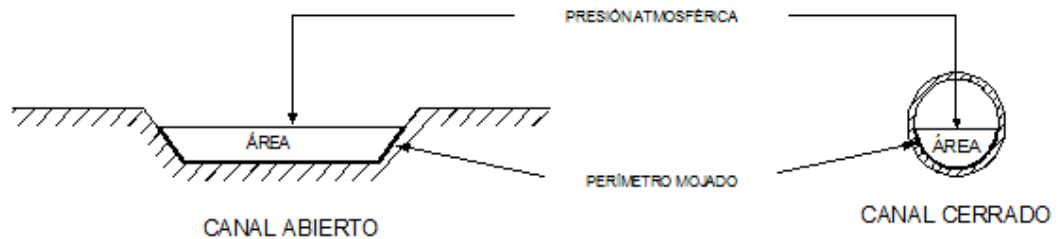
F.H. = factor de Harmond

F<sub>qm</sub> = factor de caudal medio

### 3.3.8 Fórmula para el cálculo hidráulico

El diseño del sistema se basa en los principios hidráulicos utilizados para canales circulares; dado que la tubería habitualmente trabaja a sección parcialmente llena y en ocasiones, a sección llena.

Figura 30. Canales abierto y cerrado



$$R_h = \frac{\text{Área}}{\text{Perímetro mojado}}$$

La base para el cálculo hidráulico es la fórmula de Manning:

$$v = \frac{1}{n} \times R_h^{(2/3)} \times S^{(1/2)}$$

Radio hidráulico a sección llena para canales circulares:

$$\frac{A}{P} = \frac{(\pi/4)D^2}{\pi D} = \frac{D}{4}$$

$$v = \frac{1}{n} \times (D/4)^{(2/3)} \times S^{(1/2)}$$

$$Q = v A$$

Donde:

$v$  = velocidad del flujo (m/s)

$n$  = coeficiente de rugosidad ( $n = 0,01$  para PVC)

$R_h$  = radio hidráulico (m)

$S$  = pendiente del gradiente hidráulico (m/m)

$D$  = diámetro de la tubería (m)

$Q$  = caudal ( $m^3/s$ )

$A$  = área de la sección ( $m^2$ )

Estas fórmulas pueden variarse para facilitar el uso de las dimensionales:

$$v = \frac{0,03429 \times D^{(2/3)} \times S^{(1/2)}}{n}$$

$$A = (5,067 \times 10^{-4}) (D)^2$$

$$Q = v A$$

Donde:

$v$  = velocidad del flujo (m/s)

$n$  = coeficiente de rugosidad ( $n = 0,01$  para PVC)

$D$  = diámetro de la tubería (plg)

$S$  = pendiente del gradiente hidráulico (%)

$A$  = área de la sección ( $m^2$ )

$Q$  = caudal ( $m^3/s$ )



## Relaciones hidráulicas

Con el fin de agilizar el procedimiento de cálculo se han obtenido relaciones de caudal, velocidad y área de flujo; entre tuberías que trabajan a sección llena y tuberías que trabajan a sección parcialmente llena, de los resultados obtenidos se construyeron gráficas y tablas que facilitan los cálculos, utilizando para esto la fórmula de Manning.

Se deben considerar las siguientes especificaciones hidráulicas:

$$Q_{\text{diseño}} < Q_{\text{sección llena}}$$

$$0,10 \leq d/D \leq 0,75 ; \text{ Para alcantarillado sanitario}$$

Donde:

$d/D$  = relación de tirantes

### 3.3.9 Diámetro de la tubería

El diámetro mínimo de tubería a utilizar en el diseño de alcantarillados sanitarios es de 6 pulgadas para tubería PVC, y de 8 pulgadas para tubería de cemento. Se utilizan estos diámetros debido a requerimientos de limpieza, flujo y para evitar obstrucciones.

### 3.3.10 Pozos de visita

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

Su altura está determinada por la profundidad de la tubería; pueden ser contruidos de concreto o mampostería; siendo en este medio generalmente contruidos de ladrillo de barro cocido. Su interior debe ser impermeabilizado.

» **Localización de los pozos de visita**

Se colocarán pozos de visita en los siguientes puntos:

- En el inicio de cualquier ramal.
- En intersecciones de tuberías.
- Donde exista cambio de diámetro de tubería.
- En cambios de dirección horizontal.
- En cambios de pendiente.

» **Separación entre pozos de visita**

- A distancias no mayores de 100 metros en línea recta, para tuberías de diámetro menor o igual a 24 pulgadas.
- A distancias no mayores de 300 metros en línea recta, para tuberías de diámetro mayor a 24 pulgadas.

» **Diámetro de los pozos de visita**

- 1,20 metros para tuberías de diámetro  $\leq 24''$
- 1,50 metros para tuberías de diámetro  $30'' \leq \Phi \leq 42''$
- 2,00 metros para tuberías de diámetro  $48'' \leq \Phi \leq 80''$

### **3.3.11 Cotas Invert**

Es la distancia entre el nivel de la rasante del terreno y el nivel inferior de la tubería.

Según el INFOM, la diferencia entre las cotas invert de entrada y salida, debe ser como mínimo la carga de velocidad en el tubo de salida:

$$h_v = \frac{v^2}{2g}$$

excepto cuando la tubería de entrada y la tubería de salida son del mismo diámetro y están en línea recta, en cuyo caso las tuberías se instala según la pendiente:

$$CIS = CT - H_{\min} \quad (\text{Para tramos iniciales})$$

$$CIE = CIS - \frac{S_{\text{tubería}} \times DH}{100}$$

Donde:

CIS = cota invert de salida

CIE = cota invert de entrada

CT = cota de terreno

$H_{\min}$  = altura mínima de la profundidad de la tubería

S = pendiente de la tubería

DH = distancia horizontal entre pozos de visita

También deben tomarse en cuenta los siguientes parámetros para el cálculo de las cotas invert de salida:

- a) Cuando llega una tubería y sale otra de igual diámetro, la cota invert de salida debe estar como mínimo 3 centímetros por debajo de la cota invert de entrada.

- b) Cuando a un pozo de visita entra una tubería y sale otra de distinto diámetro, la cota invert debe ser como mínimo la diferencia de los dos diámetros por debajo de la cota invert de entrada.
- c) Cuando a un pozo de visita entra más de una tubería y sale una tubería, todas de igual diámetro, la cota invert debe ser como mínimo 3 centímetros por debajo de la cota invert de entrada más profunda.
- d) Cuando a un pozo de visita llegan 2 o más tuberías y sale una, y son de distinto diámetro, la cota invert de salida debe ser:
- 3 centímetro por debajo de las tuberías del mismo diámetro.
  - La diferencia de diámetros de las tuberías de diferente diámetro.
- e) Cuando a un pozo de visita llega más de una tubería y sale más de una tubería, la cota invert de salida será:
- La cota invert de las tuberías de ramales iniciales debe ser como mínimo la que considere la altura mínima.
  - La cota invert de salida del ramal de seguimiento se calculará de acuerdo a los incisos anteriores.

### **3.3.12 Conexiones domiciliarias**

Tienen la finalidad de transportar las aguas residuales provenientes de las viviendas, hacia la red general del sistema. Una conexión domiciliar consta de dos elementos:

- a) Candela: generalmente son construidas con tubos de concreto colocados verticalmente, con un diámetro no menor de 12", debidamente impermeabilizados por dentro, deben contar con una tapadera para permitir realizar inspecciones periódicas.
  
- b) Tubería secundaria: la conexión de la candela con la tubería central se hace por medio de la tubería de acometida conocida también como tubería secundaria, la cual debe tener un diámetro mínimo de 4" para PVC y 6" para tuberías de concreto. La conexión con la alcantarilla central se hace a un ángulo de 45 grados.

### **3.3.13 Profundidad de tubería**

La profundidad a la que se coloque la red de tubería debe ser la suficiente para evitar que el paso de vehículos la afecte. La profundidad mínima, desde la superficie del terreno hasta la parte superior de la tubería, según las normas del INFOM, debe ser de un metro. Aunque dependerá también de si el tráfico es liviano o pesado, y del diámetro de la tubería a utilizar.

## **3.4 Propuesta de tratamiento**

Para el proyecto en cuestión, el tratamiento a dar a las aguas servidas será únicamente un tratamiento primario mediante una fosa séptica; ya que los costos de construcción, operación y mantenimiento son menores a otros sistemas y tratamientos más avanzados.

En un tratamiento primario, se pretende principalmente la reducción de los sólidos en suspensión del agua residual, mediante un proceso de sedimentación. Y debido a que generalmente parte de los sólidos en suspensión están constituidos por materia orgánica, se reduce la demanda bioquímica de oxígeno (DBO).

Las fosas sépticas son unidades de tratamiento primario de las aguas residuales domésticas; en ellas se realiza la separación y descomposición de la materia sólida y orgánica contenida, siendo una forma sencilla y barata de tratar las aguas servidas.

### **3.4.1 Fosa séptica**

Se puede definir como una cámara cubierta y hermética, generalmente de forma rectangular, diseñada para que las aguas servidas se mantengan a una velocidad muy baja, por un tiempo determinado, que oscila entre doce y veinticuatro horas (período de retención), durante el cual se efectúa un proceso anaeróbico que permite retirar los sólidos en suspensión que se evacúan de las viviendas y vaciar un agua más clara y sin sedimentos hacia los pozos de absorción para ser filtrada.

Las partículas flotarán o sedimentarán dependiendo si son más densas o menos densas que el fluido que las transporta. Las grasas, aceites y demás material ligero tienden a acumularse en la superficie en donde forman una capa flotante de espuma en la parte superior y la capa de lodo sedimentado en el fondo. Como resultado, se encontrarán tres diferentes zonas: la zona inferior o de lodos, la zona superior o de natas y la zona que queda al centro, usualmente conocida como el sobrenadante y que es donde, propiamente dicho, se lleva a cabo la separación de las partículas.

La materia orgánica retenida en el fondo del tanque se somete a un proceso de descomposición anaerobia y facultativa, transformándose en compuestos y gases más estables como dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>), metano (CH<sub>4</sub>) y sulfuro de hidrógeno (H<sub>2</sub>S); permitiendo que el líquido clarificado sea descargado para su posterior tratamiento y disposición mediante los pozos de absorción.

Las fosas sépticas pueden ser construidas de ladrillo, piedra, concreto o cualquier otro material que se considere adecuado.

#### **3.4.1.1 Diseño de fosa séptica**

Para el diseño de la fosa séptica deben tomarse en cuenta las siguientes limitantes:

- El período de retención es como mínimo de 12 horas.
- Lodos acumulados por habitante y por período de limpieza, es de 30 a 60 Lt/hab/año.
- Relación largo – ancho de la fosa L/A: 2/1 a 4/1
- La capacidad máxima recomendable para que la fosa sea funcional es de 60 viviendas.

#### **Datos del sistema:**

Período de retención = 24 horas

Caudal de desecho = (150 Lt/hab/día x 0.80) = 120 Lt/hab/día

Habitantes a servir (30 años) = 654 hab ÷ 6 hab/viv = 109 viviendas > 60 Por lo tanto se necesitarán 2 fosas sépticas para cumplir con la demanda futura.

Período de limpieza = 5 años (Período máximo)

Relación largo/ancho (L/A) = 2/1

Lodos acumulados = 30 Lt/hab/día

### **Cálculo del caudal**

$$Q = q \times N = 120 \text{ Lt/hab/día} \times 327 \text{ habitantes} = 39\,240 \text{ Lt/día}$$

Donde:

q = Caudal de desecho

N = Número de habitantes a servir

### **Cálculo del volumen**

$$V = Q \times T = 39\,240 \frac{\text{Lt}}{\text{día}} \times 24 \text{ horas} \times \frac{1 \text{ día}}{24 \text{ horas}}$$

$$V = 39\,240 \text{ Lt} = 39,24 \text{ m}^3$$

### **Cálculo de volumen de lodos**

$$V = N \times \text{Lodos acumulados}$$

$$V = 327 \text{ hab} \times 30 \text{ Lt/hab/año}$$

$$V = 9\,810 \text{ Lt} = 9,81 \text{ m}^3$$

$$V = 9,81 \times 5 \text{ años (período de limpieza)}$$

$$V = 49,05 \text{ m}^3; \text{ para período de limpieza de 5 años}$$

$$\text{Volumen total} = 39,24 \text{ m}^3 + 49,05 \text{ m}^3 = 88,29 \text{ m}^3$$



### **Cálculo de dimensiones de fosa séptica**

$$V = a \times L \times H$$

Ya que  $\frac{L}{a} = 2$ , entonces  $L = 2a$

Por lo tanto,  $V = a \times 2a \times H$ ;  $V = 2a^2 \times H$

Despejando el ancho (a), se tiene

$$a = \sqrt{\frac{V}{2H}}$$

Asumiendo  $H = 2,50$  m

$$a = \sqrt{\frac{88,29}{2 \times 2,50}} = 4,20 \text{ m}$$

$$L = 2a = 2 \times 4,20 = 8,40 \text{ m}$$

### **Dimensiones de la fosa séptica**

$$a = 4,20 \text{ m}$$

$$L = 8,40 \text{ m}$$

$$H = 2,50 \text{ m}$$

#### **3.4.2 Pozos de absorción**

Consiste en excavaciones en el terreno, por lo general de 2,0 a 2,5 metros de diámetro y con una profundidad que varía entre 6 y 12 metros. Se coloca una capa de grava en el fondo para permitir la filtración de las aguas residuales sedimentadas provenientes de la fosa séptica hacia el subsuelo.

Este sistema depende mucho del tipo de suelo; donde los microorganismos ayudan a eliminar la materia orgánica, los sólidos y los nutrientes que las aguas residuales contienen.

Se debe conocer la velocidad de absorción del suelo (mediante la prueba de absorción), para determinar el coeficiente de absorción en función del número de habitantes a servir; y mediante la siguiente expresión, se establece la profundidad de los pozos:

$$H = \frac{K \times N}{\pi \times D}$$

Donde:

H = profundidad del pozo (m)

K = coeficiente de absorción del suelo (m<sup>2</sup>/hab/día)

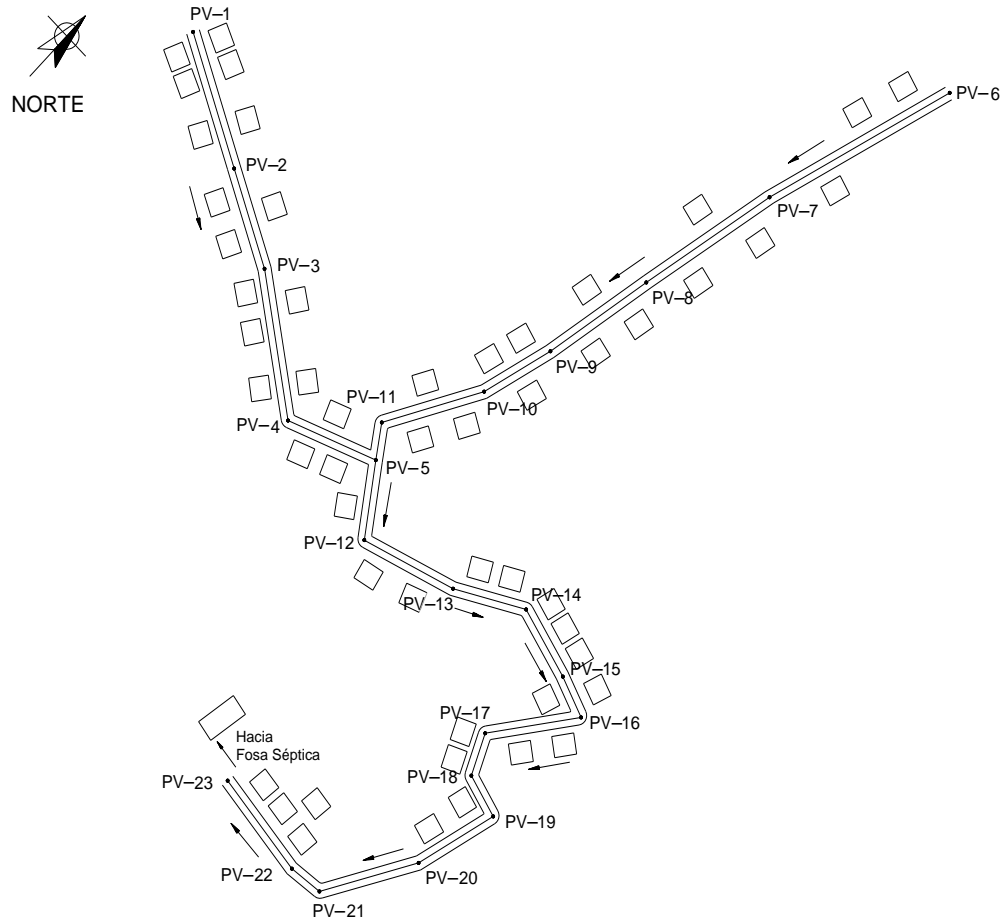
D = diámetro del pozo (m)

Para el presente proyecto, se colocarán 2 pozos de absorción de 2 metros de diámetro por cada fosa séptica; aunque su profundidad dependerá del tipo de suelo y su permeabilidad, y de la existencia de afluentes subterráneos que puedan ser directamente contaminados por estos.

### **3.5 Ejemplo del diseño de un tramo**

A manera de ejemplificar el procedimiento utilizado, se diseñará el tramo entre los pozos de visita número 6 y 7; correspondientes al tramo inicial del único ramal del sistema (ver Figura 31).

**Figura 31. Ubicación de pozos de visita del sistema**



**Pendiente del terreno**

$$\% S = \frac{CT_6 - CT_7}{DH}$$

$$\% S = \frac{122,22 - 120,66}{92,72} \times 100 = 1,68 \%$$

**Número de viviendas actuales**

Local = 3

Acumulada = 3 + 0 = 3

## **Población**

Actual = (6 habitantes/vivienda) (3 viviendas) = 18 habitantes

Futura =  $P_f = 18 \times (1 + 2,5/100)^{30} = 37,78 \approx 38$  habitantes

## **Factor de Harmond**

$$\text{Actual} = \text{F.H.} = \frac{18 + \sqrt{\frac{18}{1000}}}{4 + \sqrt{\frac{18}{1000}}} = 4,39$$

$$\text{Futuro} = \text{F.H.} = \frac{18 + \sqrt{\frac{38}{1000}}}{4 + \sqrt{\frac{38}{1000}}} = 4,34$$

## **Caudal de diseño**

Actual =  $18 \times 0,003 \times 4,39 = 0,24$  L/s

Futuro =  $38 \times 0,003 \times 4,34 = 0,50$  L/s

## **Cálculo hidráulico a sección llena**

Es preferible que la pendiente de la tubería sea igual a la del terreno, para evitar excavaciones profundas; aunque no siempre será posible.

En este caso necesitamos un valor de la pendiente de tubería mayor al valor de la pendiente del terreno para alcanzar el valor de velocidad mínimo requerido:

$$v = \frac{0,03429 \times (6)^{(2/3)} \times (3,90/100)^{(1/2)}}{0,01} = 2,24 \text{ m/s}$$

$$A = (5,067 \times 10^{-4}) (6)^2 = 0,01824 \text{ m}^2$$

$$Q = 2,24 \times 0,01824 = 0,04086 \text{ m}^3/\text{s} = 40,86 \text{ Lt/s}$$

### Relaciones hidráulicas

#### Actual

$$q < Q \quad \Rightarrow \quad 0,24 < 40,86 \text{ Lt/s}$$

$$q/Q = 0,24/40,86 = 0,005873$$

Encontrando los valores de relaciones hidráulicas en las tablas:

$$v/V = 0,27$$

$$d/D = 0,054$$

$$v = 0,27 \times 2,24 = 0,60 \text{ m/s}$$

#### Futuro

$$q < Q \quad \Rightarrow \quad 0,50 < 40,86 \text{ Lt/s}$$

$$q/Q = 0,50/40,86 = 0,01224$$

Encontrando los valores de relaciones hidráulicas en las tablas:

$$v/V = 0,34$$

$$d/D = 0,076$$

$$v = 0,34 \times 2,24 = 0,76 \text{ m/s}$$

Ambos valores de velocidad están dentro de los parámetros establecidos por las normas del INFOM.

## Cálculo de las Cotas Invert

### PV – 6

$$CIS = CT_6 - H_{\min} = 122,22 - 1,40 = 120,82$$

### PV – 7

$$S = \left( \frac{CIS - CIE}{DH} \right) \times 100$$

$$CIE = CIS - \left( \frac{S \times DH}{100} \right)$$

$$CIE = 120,82 - \left( \frac{3,90 \times 92,72}{100} \right) = 117,20$$

## Altura de pozos

### PV – 6

$$H_1 = CT_6 - CIS = 122,22 - 120,82 = 1,40 \text{ m}$$

### PV – 7

$$H_2 = CT_7 - CIE = 120,66 - 117,20 = 3,46 \text{ m}$$

### 3.6 Diseño del sistema de drenaje sanitario

Tabla X. Sistema de drenaje sanitario para la colonia Los Pinos

		COTA TERRENO													
RAMAL	EST.	P.O.	INICIO	FINAL	DIST.	No. tubos	S(%) terreno	DIAMETRO TUBERIA	S(%) Tubería	VELOCIDAD ACTUAL	VELOCIDAD FUTURA	COTAS INVERT		ALTURA DE POZOS	
												CIS	CIE	H1	H2
	P6	P7	122,22	120,66	92.72	16	1,68	6	3,90	0,60	0,75	120,82	117,20	1,40	3,46
	P7	P8	120,66	117,18	66.35	11	5,24	6	2,15	0,61	0,75	117,17	115,75	3,49	1,43
	P8	P9	117,18	109,88	52.21	9	13,98	6	13,90	1,30	1,63	115,72	108,46	1,46	1,42
	P9	P10	109,88	106,38	34.51	6	10,14	6	10,00	1,27	1,58	108,43	104,98	1,45	1,40
	P10	P11	106,38	103,24	48.19	8	6,52	6	6,45	1,17	1,45	104,95	101,84	1,43	1,40
	P11	P12	103,24	101,85	16.06	3	8,66	6	8,50	1,27	1,59	101,81	100,45	1,43	1,40
LINEA CENTRAL	P1	P2	100,00	98,05	60.50	10	3,22	6	3,22	0,70	0,87	98,60	96,65	1,40	1,40
	P2	P3	98,05	97,51	44.37	8	1,22	6	1,50	0,60	0,75	96,62	95,96	1,43	1,55
	P3	P4	97,51	98,78	64.76	11	-1,96	6	1,10	0,61	0,76	95,93	95,21	1,58	3,57
	P4	P5	98,78	99,85	43.14	7	-2,48	6	0,90	0,61	0,75	95,18	94,80	3,60	5,05
	P5	P12	99,85	98,99	34.07	6	8,39	8	0,60	0,61	0,75	94,77	94,56	5,08	4,43
	P12	P13	98,99	99,57	43.14	8	-1,28	8	0,55	0,61	0,74	94,53	94,28	4,46	5,29
	P13	P14	99,57	98,36	34.26	6	3,53	8	0,55	0,61	0,76	94,25	94,06	5,32	4,30
	P14	P15	98,36	91,23	32.78	6	21,75	10	12,85	1,82	2,26	94,03	89,82	4,33	1,41
	P15	P16	91,23	86,64	19.07	3	24,07	10	23,85	2,30	2,87	89,79	85,24	1,44	1,40
	P16	P17	86,64	82,36	43.97	8	9,73	10	9,70	1,70	1,70	85,21	80,95	1,43	1,41
	P17	P18	82,36	78,09	18.91	3	22,58	10	22,35	2,31	2,86	80,92	76,69	1,44	1,40
	P18	P19	78,09	73,32	19.82	4	24,07	10	23,95	2,40	2,96	76,66	71,92	1,43	1,40
	P19	P20	73,32	66,25	39.07	7	18,10	10	18,00	2,16	2,67	71,89	64,85	1,43	1,40
	P20	P21	66,25	56,84	46.51	8	20,23	10	20,20	2,24	2,80	64,82	55,43	1,43	1,41
P21	P22	56,84	54,15	15.74	3	17,09	10	16,80	2,12	2,62	55,40	52,75	1,44	1,40	
P22	P23	54,15	46,31	47.11	8	16,64	10	16,60	2,15	2,67	52,72	44,90	1,43	1,41	

### 3.7 Presupuesto

Tabla XI. Presupuesto del sistema de drenaje sanitario para la colonia Los Pinos

Descripción	Cantidad	Unidad	P.U.	Total
<b>1. Trabajos Preliminares</b>				
Bodega	1	Global	Q 3,416.00	Q 3,416.00
<b>2. Conformación de Zanja</b>				
Excavación + relleno de zanja	919	ml	Q 108.83	Q 99,800.00
<b>3. Pozos de Visita</b>				
Excavación + construcción de pozos	23	Unidad	Q 6,461.41	Q 148,612.50
<b>4. Tubería de Conducción</b>				
Tubería PVC + instalación	917	ml	Q 160.77	Q 147,425.00
<b>5. Fosa Séptica</b>				
Excavación + construcción de fosa	88	m <sup>3</sup>	Q 1,520.17	Q 133,775.00
<b>Total de Costos Directos</b>				<b>Q 533,028.50</b>

### 3.8 Evaluación socio-económica

#### 3.8.1 Valor Presente Neto

El Valor Presente Neto (VPN) es el método más conocido para evaluar proyectos de inversión a largo plazo. Permite determinar si una inversión cumple con el objetivo básico financiero: maximizar la inversión.



El método más práctico para hallar el valor presente neto, es el método de línea de tiempo, que toma en cuenta los ingresos y egresos del proyecto durante un periodo de tiempo determinado.

- » Cuando el VPN < 0, el proyecto no es rentable.
- » Cuando el VPN = 0 indica que exactamente se está generando el porcentaje de utilidad que se desea.
- » Cuando el VPN > 0, la opción es rentable.

Para el presente proyecto, únicamente se efectuará un pago inicial de Q 250,00 por vivienda por conexión al sistema. Entonces, el valor presente neto estará dado por la fórmula siguiente

$$VPN = \frac{V_t}{(1 + i)^t} - I_o$$

Donde:

VPN = valor presente neto

$V_t$  = flujo de caja en cada período t

$I_o$  = desembolso inicial de la inversión

$i$  = interés

t = tiempo que durará la recuperación de la inversión

Para  $i = 15\%$

$$VPN = \frac{(250 \times 52)}{(1 + 0,15)^5} - 403\,028,50 = -396\,565,20$$

En este proyecto, el valor presente neto es negativo, debido a que la municipalidad de Huehuetenango no efectúa ningún cobro a los beneficiados por mantenimiento y operación del sistema.

### 3.8.2 Tasa Interna de Retorno

La tasa interna de retorno o tasa interna de rentabilidad (TIR) de una inversión, es la tasa que iguala el valor presente neto a cero. Es un indicador de la rentabilidad de un proyecto, a mayor TIR, mayor rentabilidad. Se utiliza para decidir la aceptación o rechazo de un proyecto de inversión, ya que es la tasa de interés por medio de la cual se recuperará la inversión.

Cuando la tasa interna de retorno es mayor que la tasa de interés, el rendimiento que obtendría el inversionista realizando la inversión es mayor que el que obtendría en la mejor inversión alternativa, por lo tanto, conviene realizar la inversión. Si la TIR es menor que la tasa de interés, el proyecto debe rechazarse.

En este caso, para que el valor presente neto sea igual a cero, la tasa de interés debe ser de - 50%. La fórmula para encontrar la TIR es la siguiente:

$$TIR = \left[ \frac{(Tasa1 - Tasa2)(0 - VPN(-))}{VPN(+)-VPN(-)} \right] + Tasa2$$

Para aplicar la fórmula anterior necesitamos un valor positivo para el VPN, entonces *i* debe ser mayor a -0.50:

$$VPN = \frac{(250 \times 52)}{(1 - 0,52)^5} - 403\,028,50 = 107\,167,64$$

$$TIR = \left[ \frac{(-52 - 15)(0 - (-396\,565,20))}{107\,167,64 - (-396\,565,20)} \right] + 15 = -37,74 \% \text{ anual.}$$

El valor negativo indica que el proyecto no es rentable. Ya que no se efectúa ningún cobro mensual o anual por el uso del sistema de drenaje sanitario, la inversión efectuada por la municipalidad de Huehuetenango no es recuperada, ya que el proyecto no se realiza con fines de lucro.

### **3.9 Estudio de impacto ambiental inicial**

El impacto ambiental es la alteración, modificación o cambio en el ambiente o en alguno de sus componentes de cierta magnitud y complejidad originado o producido por los efectos de la acción o actividad humana.

Los problemas derivados de la construcción del sistema de drenaje sanitario que se presentan durante la construcción y que afectan principalmente a los habitantes de la localidad son los siguientes

- Generación de polvo y ruido debido a la excavación de las zanjas y pozos de visita.
- Obstrucciones en las calles debido a la excavación, colocación de tubería y construcción de los pozos visita.
- Movimiento de tierras y transporte de materiales.

Para mitigar el impacto negativo que la descarga de las aguas residuales causa sobre cuerpos de agua, o suelo, se les dará un tratamiento primario mediante una fosa séptica. Además, es importante la supervisión y mantenimiento del sistema y de la fosa séptica, para evitar subsecuentes problemas.



## CONCLUSIONES

1. El puente vehicular en la aldea Las Lagunas tendrá un costo directo de Q 797 078,00, con un costo unitario de Q 7 142,28/m<sup>2</sup>. Para el drenaje sanitario de la colonia Los Pinos el costo directo será de Q 399 253,50, con un costo unitario de de Q 434,44/ml; ambos se encuentran dentro del rango superior para proyectos de infraestructura de la cabecera departamental de Huehuetenango, siendo de Q 7 225,00 m/l para puentes y Q 445,00/ml para drenaje sanitario.
2. El diseño del puente vehicular en la aldea Las Lagunas se realizó bajo la aplicación de las normas norteamericanas de la Asociación Americana de Carreteras del Estado y Transportes Oficiales (AASHTO) LRDF 2004 y del Instituto Americano del Concreto (ACI) 2008.
3. El sistema de drenaje sanitario para la colonia Los Pinos se realizó basado en las normas recomendadas por el Instituto de Fomento Municipal de Guatemala; sin embargo en los tramos comprendidos del PV-15 al PV-16 y del PV-17 al PV-23, la velocidad de diseño futura excede los 2,50 m/s que es la velocidad máxima recomendada por el INFOM. Para el presente proyecto, se tendrá entonces una velocidad máxima de 3 m/s, evitando así profundizar los pozos de visita lo que aumentaría los costos; y tomando en consideración que la tubería PVC, según los fabricantes, puede resistir velocidades de hasta 5 m/s.

4. El sistema de drenaje sanitario beneficiará a 52 familias de la colonia Los Pinos, zona 3 de Huehuetenango; y tendrá un período de servicio de 30 años, según lo recomendado por las normas del INFOM.
  
5. El impacto ambiental causado por ambos proyectos es considerado poco significativo, ya que sólo sucederá durante la época de construcción, debido principalmente al movimiento de tierras y transporte de los materiales.
  
6. La tasa interna de retorno para el proyecto de drenaje sanitario para la colonia Los Pinos arroja un resultado negativo, lo que indica que el proyecto no es rentable debido a que no se efectúa ningún cobro mensual o anual por el uso del sistema. Por lo tanto la inversión efectuada por la municipalidad de Huehuetenango no es recuperada, ya que el proyecto no se realiza con fines lucrativos.

## RECOMENDACIONES

1. En todo proyecto de ingeniería civil, se debe garantizar la supervisión técnica a lo largo de todo el proceso constructivo, ya que se deben cumplir las especificaciones técnicas y controlar la calidad de los materiales; para garantizar la seguridad de la obra.
2. Es importante dar un mantenimiento adecuado y periódico a los elementos que conforman el puente vehicular; siendo éstos el cambio de piedra bola por socavación, pintura anticorrosiva para barandal, y revisión de las condiciones del recubrimiento de los elementos estructurales; al menos una vez por año.
3. Es conveniente el uso de gaviones como obra de protección para la cimentación del puente y para el encauzamiento del río; con el fin de evitar efectos nocivos causados por la corriente del río en la subestructura del puente, especialmente en época de invierno ya que el caudal aumenta.
4. Para el correcto funcionamiento del sistema de drenaje sanitario y fosa séptica, es necesario dar un mantenimiento y revisión periódicas, por lo menos cada seis meses, para detectar cualquier problema o desperfecto que afecte su funcionamiento.

5. Según el INFOM, se debe dar como mínimo un tratamiento primario a las aguas servidas, que en este caso será mediante fosas sépticas; sin embargo, un tratamiento primario no es suficiente para garantizar una óptima reducción de contaminantes, por lo que es imperativo implementar plantas de tratamiento para evitar la contaminación de los cuerpos de agua donde estas son descargadas.
  
6. Es necesario contar con obras de seguridad durante la excavación de las zanjas para la instalación de la tubería PVC y construcción de los pozos de visita, evitando así complicaciones y riesgos para el personal de trabajo.
  
7. La municipalidad de Huehuetenango deberá establecer una tarifa anual de al menos Q 250,00 por vivienda, por concepto de mantenimiento y reparación, para garantizar el correcto funcionamiento del sistema de drenaje sanitario y fosa séptica.



## BIBLIOGRAFÍA

1. HERRERA MANTILLA, JERÓNIMO H. **Puentes**. 2ª edición. Colombia Universidad Católica de Colombia 1996.
2. LÓPEZ BARRIOS, EDGAR ROGELIO. Diseño de puente vehicular, aldea San Andrés La Lima y red de alcantarillado sanitario aldea El Chagüite, municipio de Malacatán, San Marcos. Trabajo de graduación de ingeniero civil, Facultad de Ingeniería, USAC. Guatemala 2007.
3. Normas de la *Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)*, Especificaciones utilizando la metodología del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD), Edición 2004.
4. Normas generales para diseño de alcantarillado. Instituto de Fomento Municipal (INFOM). Guatemala 2001.
5. Requisitos del Reglamento para Concreto Estructural y Comentario (ACI 318-08). Instituto Americano del Concreto, ACI.
6. RODRÍGUEZ BARRIOS, RICARDO DAVID. Diseño, cálculo y planificación para la construcción del puente que comunica la avenida La Recolección, Antigua Guatemala, sobre la Finca Retana, hacia ruta nacional número (RN-14). Trabajo de graduación de ingeniero civil, Facultad de Ingeniería, USAC. Guatemala 2007.

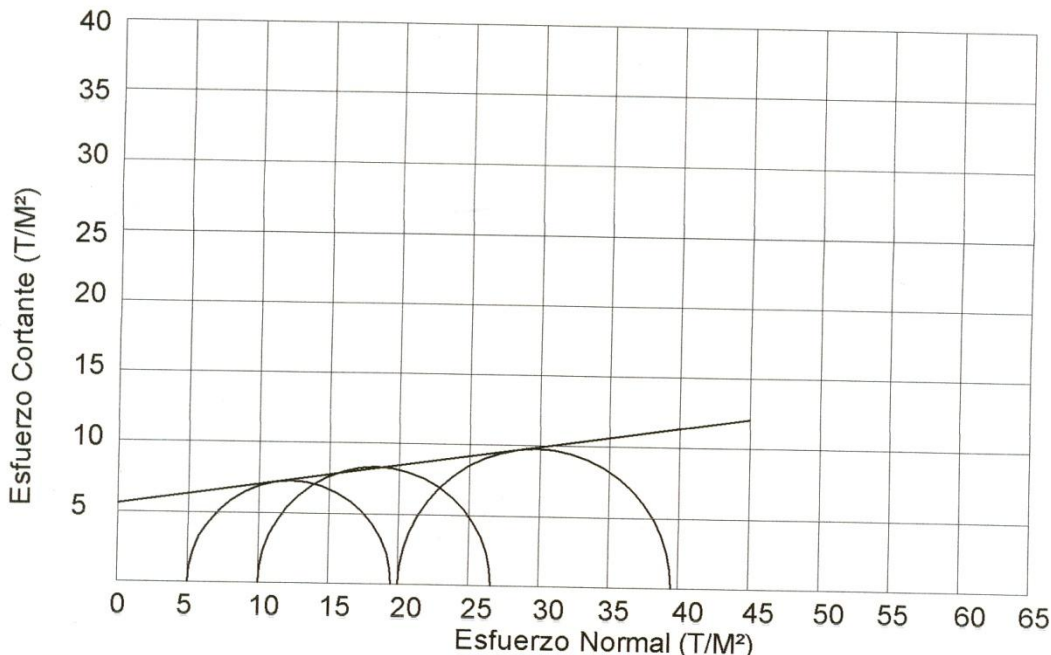


## **ANEXOS**



**ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR**

INFORME No. 360 S.S. O.T.No.: 25,744  
 INTERESADO: Aura Denise Del Valle Castillo, carne 2002-11868.  
 PROYECTO: EPS. Diseño de Puente Vehicular.  
 UBICACIÓN: Las Lagunas, Huehuetenango, Huehuetenango.  
 pozo: 1 Profundidad: 2.50 m. Muestra: 1 sur.  
 Fecha: 1 de Septiembre de 2009.



**PARAMETROS DE CORTE:**

<b>ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : <math>\phi = 8.21^\circ</math></b>	<b>COHESIÓN: <math>C_u = 5.55 \text{ T/m}^2</math></b>
--	--

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.  
 DESCRIPCION DEL SUELO: Arcilla limosa, color café oscuro.  
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"  
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m <sup>2</sup> )	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m <sup>2</sup> )	14.49	18.29	29.74
PRESION INTERSTICIAL u(T/m <sup>2</sup> )	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	3.5	4.5	5.5
DENSIDAD SECA (T/m <sup>3</sup> )	1.14	1.14	1.14
DENSIDAD HUMEDA (T/m <sup>3</sup> )	1.48	1.48	1.48
HUMEDAD (%H)	28.3	28.3	28.3



Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales  
 DIRECTORA CII/USAC



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



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



**Nº 008761**

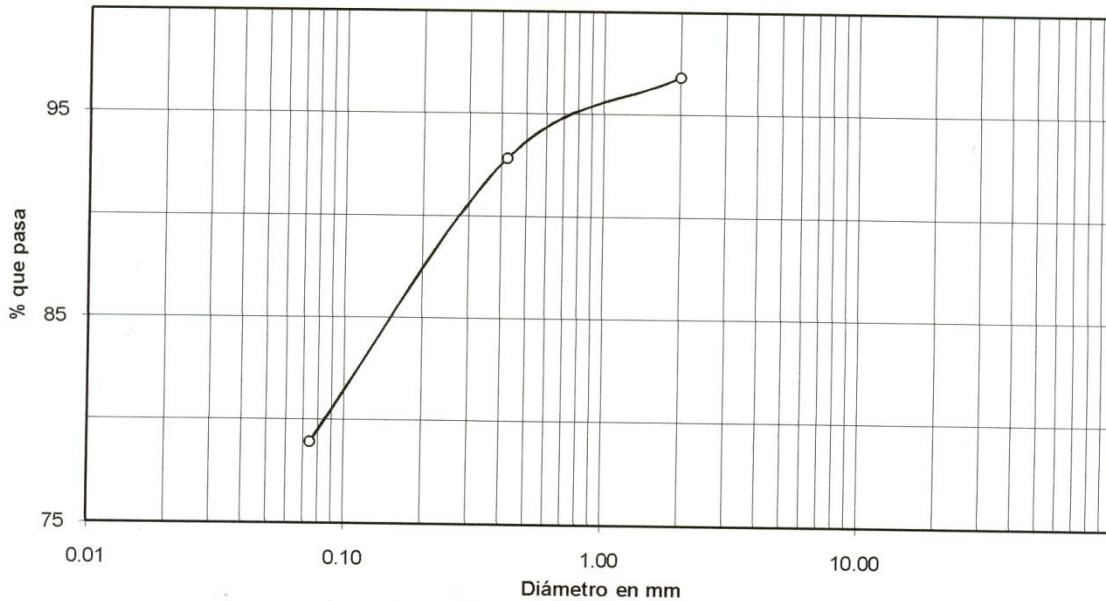
INFORME No. 361 S.S.

O.T. No. 25,744

Interesado: Aura Denise Del Valle Castillo, carne 2002-11868.  
 Tipo de Ensayo: Análisis Granulométrico, con tamices y lavado previo.  
 Norma: A.A.S.H.T.O. T-27, T-11  
 Proyecto: EPS. Diseño de Puente Vehicular.  
 Procedencia: Las Lagunas, Huehuetenango, Huehuetenango.  
 Fecha: 1 de Septiembre de 2009.

Análisis con Tamices:		
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
2"	50.8	100.00
3/4"	19.00	100.00
4	4.76	100.00
10	2.00	96.84
40	0.42	92.85
200	0.074	78.96

% de Grava: 0.00  
 % de Arena: 21.04  
 % de Finos: 78.96



Descripción del suelo: Arcilla Limosa, color café oscuro.  
 Clasificación: S.C.U.: MH P.R.A.: A-7-6  
 Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales  
 DIRECTORA CII/USAC



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





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



Nº 008762

INFORME No. 262 S. S. O.T.: 25,744

Interesado: Aura Denise Del Valle Castillo, carne 2002-11868.  
Proyecto: EPS. Diseño de Puente Vehicular.  
Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG  
Norma: AASHTO T-89 Y T-90  
Ubicación: Las Lagunas, Huehuetenango, Huehuetenango.  
FECHA: 1 de Septiembre de 2009.

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	C.S.U. *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	41.2	7.3	MH	Arcilla limosa, color café oscuro.

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

Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales  
DIRECTORA CII/USAC



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



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



Nº 008763

INFORME No.: 363 S. S.

O.T.: 25,744

INTERESADO: Aura Denise Del Valle Castillo, carne 2002-11868.

PROYECTO: EPS. Diseño de Puente Vehicular.

ASUNTO: CONTENIDO NATURAL DE HUMEDAD.

Norma: ASTM. D-2216, AASHTO T-265.

UBICACIÓN: Las Lagunas, Huehuetenango, Huehuetenango.

DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Arcilla Limosa, color café oscuro.

FECHA: 1 de septiembre de 2009.

**RESULTADO DEL ENSAYO:**

**HUMEDAD :** 28.30%

OBSERVACIONES: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales  
DIRECTORA CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos

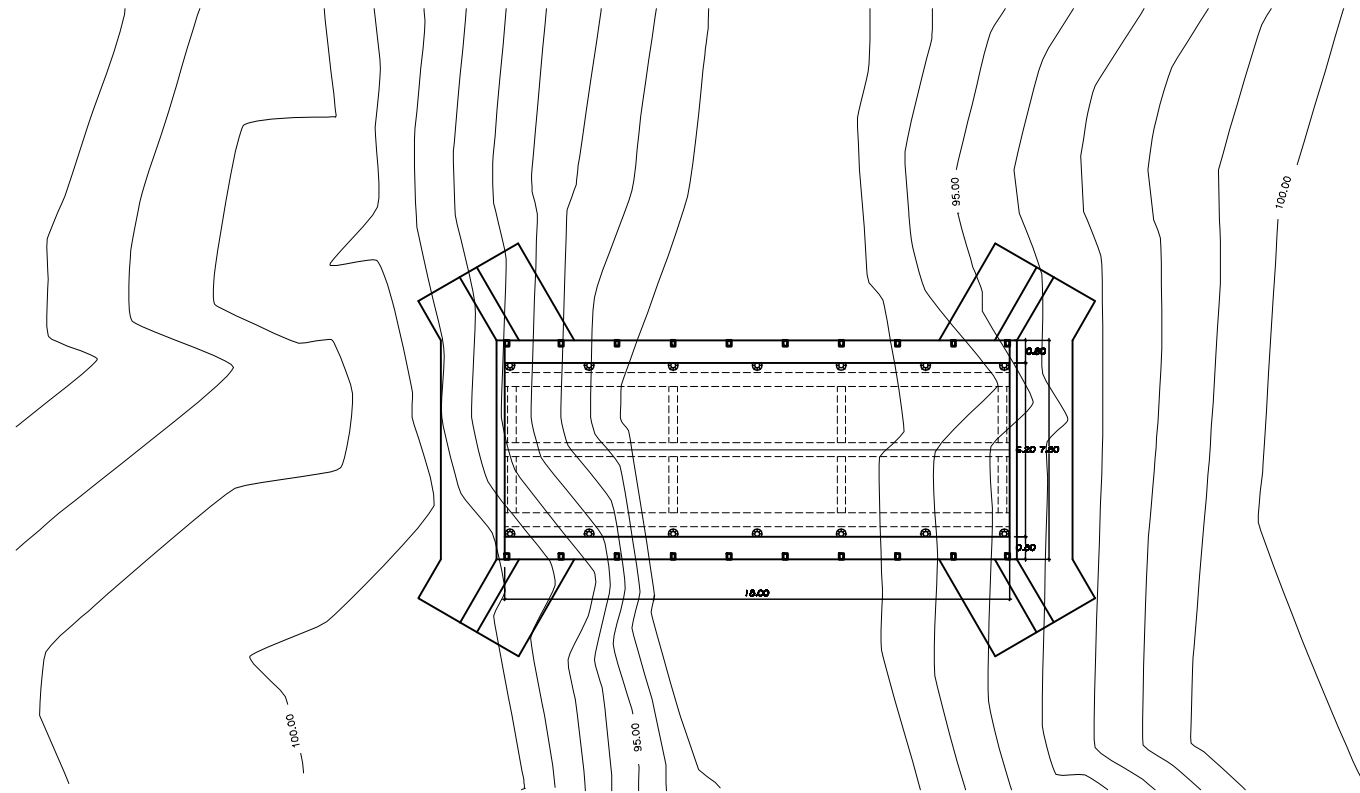
## APÉNDICE



**DISEÑO DE DRENAJE SANITARIO PARA LA COLONIA LOS PINOS  
ZONA 3 - MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO**

RAMAL	CT.TERRENO																	SECCION LLENA			ACTUAL				FUTURO				CT. INVERT		ALT. POZOS			
	EST.	P.O.	INICIO	FINAL	DIST.	No. TUBOS	S(%) terreno	ΔH	FQM	DIAMETRO TUBERIA	VIV. ACTUALES	VIV. ACUMULADA	P.ACTUAL	P.FUTURA	FH ACTUAL	FH FUTURA	q actual (L/s)	q futuro (L/s)	S (%) Tubería	Vel (m/s)	A (m2)	Q (L/s)	q/Q	v/v	d/D	v= v/V * Vel	q/Q	v/v	d/D	v= v/V * Vel	CIS	CIE	H1	H2
	P6	P7	122.22	120.66	92.72	16	1.68	1.56	0.003	6	3	3	18	38	4.39	4.34	0.2369	0.4913	3.90	2.24	0.0182	40.79	0.0058	0.270	0.0540	0.60	0.0120	0.337	0.0760	0.75	120.82	117.20	1.40	3.46
	P7	P8	120.66	117.18	66.35	11	5.24	3.48	0.003	6	3	6	36	76	4.34	4.28	0.4689	0.9684	2.15	1.66	0.0182	30.28	0.0155	0.364	0.0860	0.61	0.0320	0.455	0.1220	0.75	117.17	115.75	3.49	1.43
	P8	P9	117.18	109.88	52.21	9	13.98	7.30	0.003	6	3	9	54	113	4.31	4.23	0.6979	1.4368	13.90	4.22	0.0182	77.00	0.0091	0.308	0.0660	1.30	0.0187	0.386	0.0940	1.63	115.72	108.46	1.46	1.42
	P9	P10	109.88	106.38	34.51	6	10.14	3.50	0.003	6	3	12	72	151	4.28	4.19	0.9245	1.8984	10.00	3.58	0.0182	65.31	0.0142	0.354	0.0820	1.27	0.0291	0.441	0.1160	1.58	108.43	104.98	1.45	1.40
	P10	P11	106.38	103.24	48.19	8	6.52	3.14	0.003	6	3	15	90	189	4.26	4.16	1.1491	2.3543	6.45	2.88	0.0182	52.45	0.0219	0.406	0.1020	1.17	0.0449	0.504	0.1440	1.45	104.95	101.84	1.43	1.40
	P11	P12	103.24	101.85	16.06	3	8.66	1.39	0.003	6	0	15	90	189	4.26	4.16	1.1491	2.3543	8.50	3.30	0.0182	60.21	0.0191	0.386	0.0940	1.27	0.0391	0.482	0.1340	1.59	101.81	100.45	1.43	1.40
LINEA CENTRAL	P1	P2	100.00	98.05	60.50	10	3.22	1.95	0.003	6	6	6	36	76	4.34	4.28	0.4689	0.9684	3.22	2.03	0.0182	37.06	0.0127	0.342	0.0780	0.70	0.0261	0.426	0.1100	0.87	98.60	96.65	1.40	1.40
	P2	P3	98.05	97.51	44.37	8	1.22	0.54	0.003	6	3	9	54	113	4.31	4.23	0.6979	1.4368	1.50	1.39	0.0182	25.29	0.0276	0.436	0.1140	0.60	0.0568	0.538	0.1600	0.75	96.62	95.96	1.43	1.55
	P3	P4	97.51	98.78	64.76	11	-1.96	-1.27	0.003	6	5	14	84	176	4.26	4.17	1.0744	2.2029	1.10	1.19	0.0182	21.66	0.0496	0.517	0.1500	0.61	0.1017	0.640	0.2140	0.76	95.93	95.21	1.58	3.57
	P4	P5	98.78	99.85	43.14	7	-2.48	-1.07	0.003	6	3	17	102	214	4.24	4.14	1.2978	2.6555	0.90	1.07	0.0182	19.59	0.0662	0.566	0.1740	0.61	0.1355	0.697	0.2480	0.75	95.18	94.80	3.60	5.05
	P5	P12	99.85	98.99	34.07	6	2.52	0.86	0.003	8	1	33	198	415	4.15	4.01	2.4649	5.0017	0.60	1.06	0.0324	34.45	0.0715	0.577	0.1800	0.61	0.1452	0.710	0.2560	0.75	94.77	94.56	5.08	4.43
	P12	P13	98.99	99.57	45.24	8	-1.28	-0.58	0.003	8	2	35	210	440	4.14	4.00	2.6084	5.2884	0.55	1.02	0.0324	32.99	0.0791	0.597	0.1900	0.61	0.1603	0.732	0.2700	0.74	94.53	94.28	4.46	5.29
	P13	P14	99.57	98.36	34.26	6	3.53	1.21	0.003	8	2	37	222	466	4.13	3.99	2.7514	5.5738	0.55	1.02	0.0324	32.99	0.0834	0.604	0.1940	0.61	0.1690	0.744	0.2780	0.76	94.25	94.06	5.32	4.30
	P14	P15	98.36	91.23	32.78	6	21.75	7.13	0.003	10	3	40	240	503	4.12	3.97	2.9650	5.9998	12.85	5.71	0.0507	289.09	0.0103	0.319	0.0700	1.82	0.0208	0.396	0.0980	2.26	94.03	89.82	4.33	1.41
	P15	P16	91.23	86.64	19.07	3	24.07	4.59	0.003	10	2	42	252	529	4.11	3.96	3.1070	6.2823	23.85	7.77	0.0507	393.85	0.0079	0.295	0.0620	2.30	0.0160	0.370	0.0880	2.87	89.79	85.24	1.44	1.40
	P16	P17	86.64	82.36	43.97	8	9.73	4.28	0.003	10	2	44	264	264	4.10	4.10	3.2485	3.2485	9.70	4.96	0.0507	251.17	0.0129	0.342	0.0780	1.70	0.0129	0.342	0.0780	1.70	85.21	80.95	1.43	1.41
	P17	P18	82.36	78.09	18.91	3	22.58	4.27	0.003	10	2	46	276	579	4.09	3.94	3.3896	6.8440	22.35	7.52	0.0507	381.26	0.0089	0.308	0.0660	2.31	0.0180	0.380	0.0920	2.86	80.92	76.69	1.44	1.40
	P18	P19	78.09	73.32	19.82	4	24.07	4.77	0.003	10	1	47	282	592	4.09	3.94	3.4600	6.9838	23.95	7.79	0.0507	394.67	0.0088	0.308	0.0660	2.40	0.0177	0.380	0.0920	2.96	76.66	71.92	1.43	1.40
	P19	P20	73.32	66.25	39.07	7	18.10	7.07	0.003	10	1	48	288	604	4.09	3.93	3.5303	7.1234	18.00	6.75	0.0507	342.15	0.0103	0.319	0.0700	2.16	0.0208	0.396	0.0980	2.67	71.89	64.85	1.43	1.40
P20	P21	66.25	56.84	46.51	8	20.23	9.41	0.003	10	0	48	288	604	4.09	3.93	3.5303	7.1234	20.20	7.15	0.0507	362.46	0.0097	0.314	0.0680	2.24	0.0197	0.391	0.0960	2.80	64.82	55.43	1.43	1.41	
P21	P22	56.84	54.15	15.74	3	17.09	2.69	0.003	10	0	48	288	604	4.09	3.93	3.5303	7.1234	16.80	6.52	0.0507	330.55	0.0107	0.325	0.0720	2.12	0.0215	0.401	0.1000	2.62	55.40	52.75	1.44	1.40	
P22	P23	54.15	46.31	47.11	8	16.64	7.84	0.003	10	4	52	312	654	4.07	3.91	3.8106	7.6790	16.60	6.48	0.0507	328.58	0.0116	0.331	0.0740	2.15	0.0234	0.411	0.1040	2.67	52.72	44.90	1.43	1.41	

Tasa de crecimiento      2.5 %  
 Período de diseño        30 años  
 Rugosidad PVC            n = 0.01

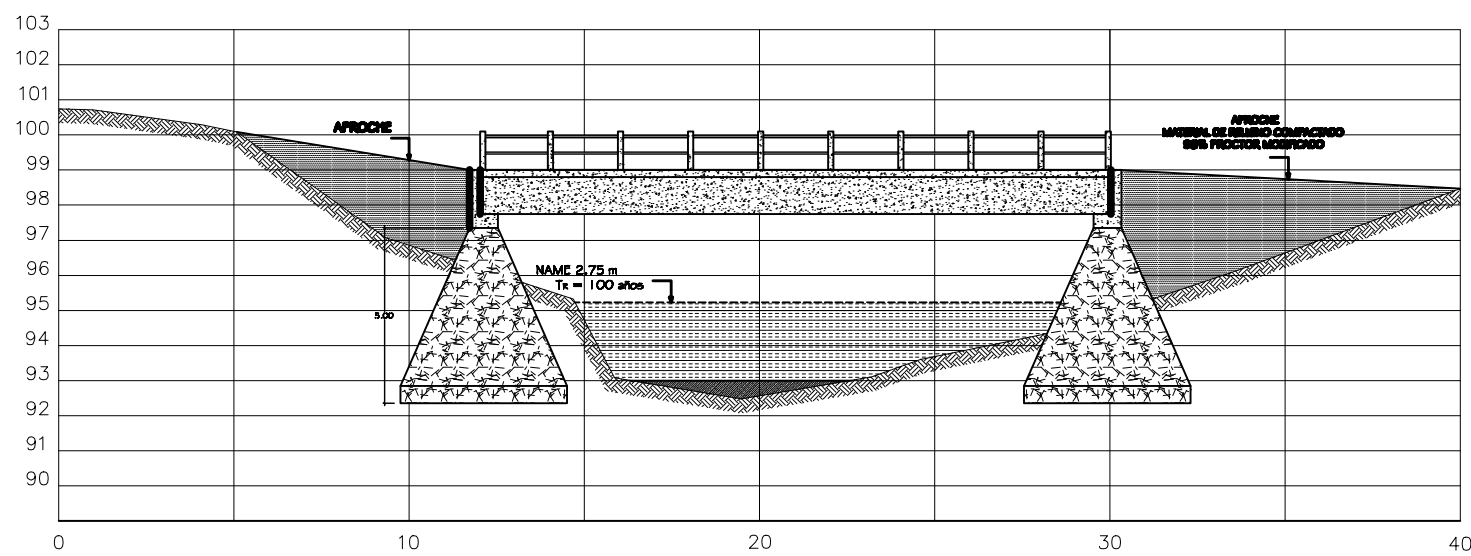


PLANTA

ESCALA 1/125


**ESPECIFICACIONES GENERALES:**

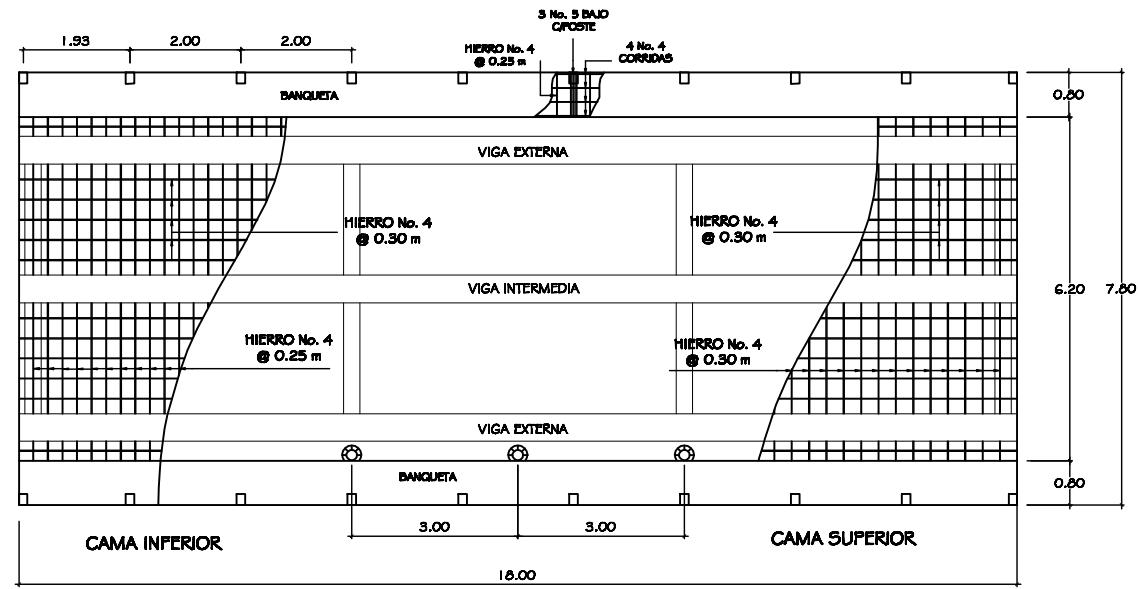
- + CARGA VIVA AASHTO HS-20-44 (32.80 TONELADAS).
- + EL CONCRETO A UTILIZAR EN TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES SERA DE RESISTENCIA A LA COMPRESION A LOS 28 DIAS DE 281 KG/CM<sup>2</sup> (4,000 PSI).
- + EL ACERO DE REFUERZO PARA TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES SERA CORRUGADO DE GRADO ESTRUCTURAL 60 (4,200 KG/CM<sup>2</sup>).
- + EL RECUBRIMIENTO PARA LOSA Y DIAFRAGMAS SERA DE 5CM, PARA VIGAS DE 7CM, Y PARA LA CORTINA Y VIGA DE APOYO DE 8CM.
- + LOS ESTRIBOS SERAN DE CONCRETO CICLOPEO (2,500 KG/MS), SEGUN LAS ESPECIFICACIONES DEL LIBRO AZUL DE CAMINOS. LA PIEDRA TENDRA UN DIAMETRO ENTRE 8 Y 18 PULGADAS, LAVADA, SOLIDA Y DE CARAS FRACTURADAS PARA MEJORAR LA ADHERENCIA DEL CONCRETO.
- + LOS TRASLAPES DEBERAN HACERSE EN NO DONDE AFECTEN EL COMPORTAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES, Y SERAN COMO MINIMO DE 48 VECES EL DIAMETRO DE LA VARILLA, DEBIENDO CUMPLIR CON LAS ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EMPALMES, GANCHOS Y LONGITUD DE DESARROLLO.



SECCIÓN

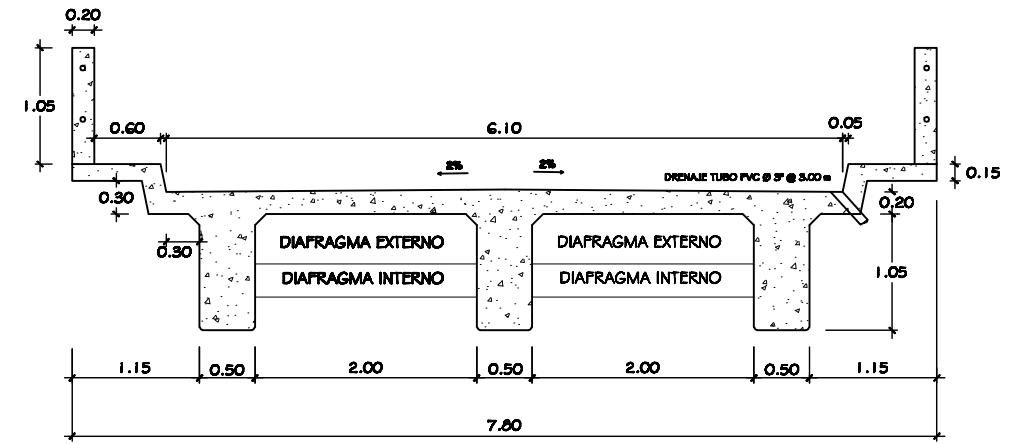
SIN ESCALA

 <b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b> <b>FACULTAD DE INGENIERIA</b> <b>EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO</b>	
<b>PROYECTO</b> PUNTE VEHICULAR. ALDEA LAS LAGUNAS, ZONA 10 MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO	
<b>CONTENIDO</b> PLANTA / PERFIL	<b>SEÑA</b> INDICADA <b>LINEAS</b> METROS <b>FECHA</b> MAYO 2010
<b>ESTUDIANTE E.P.S.</b> AURA DENISE DEL VALLE CASTILLO	
<b>Vo. Bo.</b> ING. MANUEL A. ARRILLAGA ASESOR	<b>HOJA No.</b> 1 / 3 MARCEL DANIEL ANSEL ALCALDE MUNICIPAL



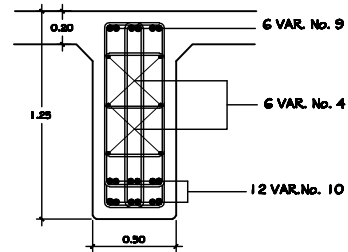
PLANTA DE ARMADO DE LOSA

ESCALA 1/60



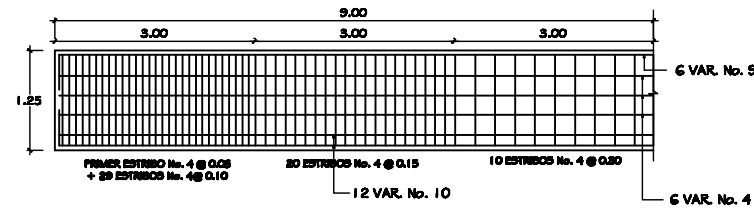
ELEVACION

ESCALA 1/30



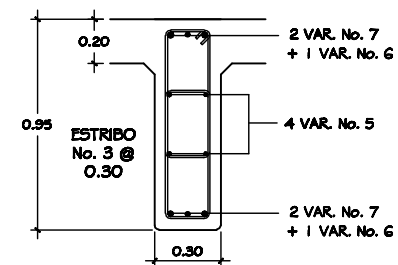
VIGA INTERIOR

ESCALA 1/20



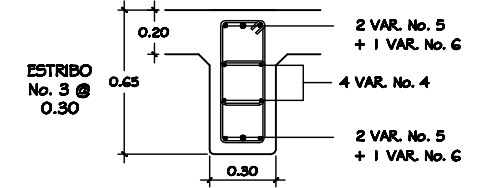
SECCION LONGITUDINAL DE VIGA INTERIOR

ESCALA 1/50



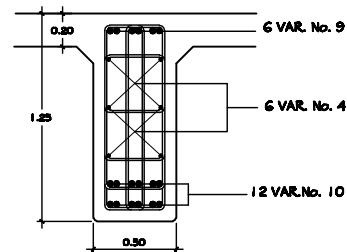
DIAFRAGMA INTERIOR

ESCALA 1/15



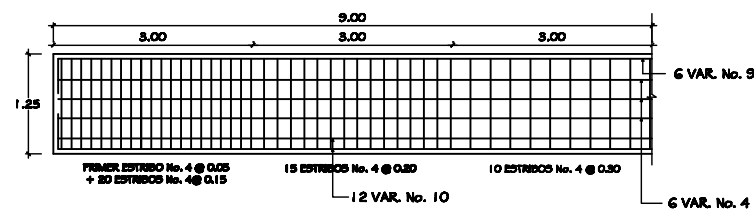
DIAFRAGMA EXTERIOR

ESCALA 1/15



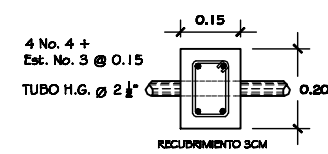
VIGA EXTERIOR

ESCALA 1/20




SECCION LONGITUDINAL DE VIGA EXTERIOR

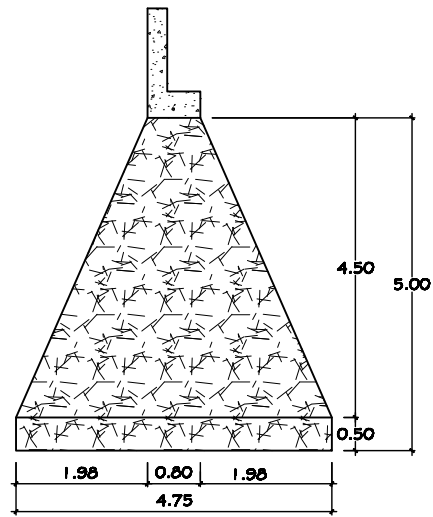
ESCALA 1/50



DETALLE DE BARANDAL

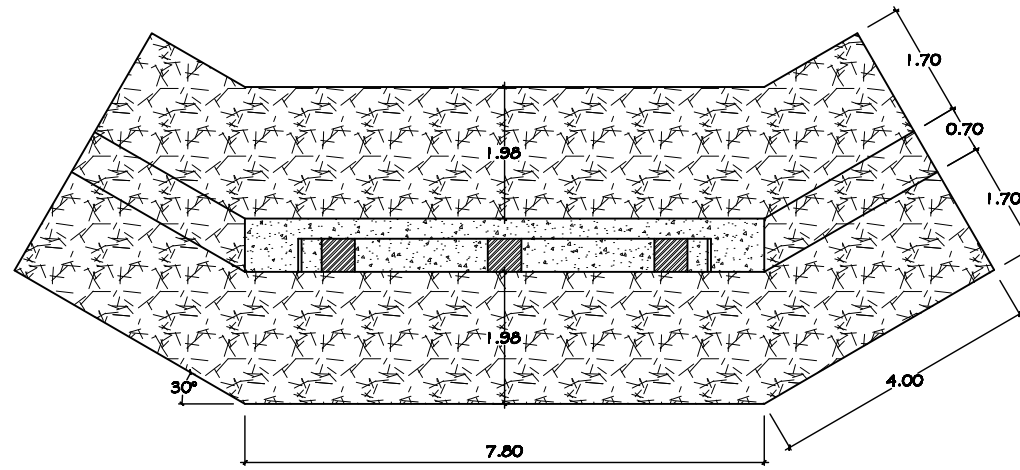
ESCALA 1/15

 <b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b> FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO			
PROYECTO	FUENTE VEHICULAR, ALDEA LAS LAGUNAS, ZONA 10 MUNICIPIO DE HUETENANGO	ESCALA	INDICADA
CONTENIDO	DETALLES DE SUPERESTRUCTURA	UNIDADES	METROS
ESTUDIANTE E.P.S.	AURA DENISE DEL VALLE CASTILLO	FECHA	MAYO 2010
Vs. Do.		Hoja No.	
ING. MANUEL A. ARRIVILAGA ASESOR	MARCEL DANIEL ANGEL ALCALDE MUNICIPAL	2	3



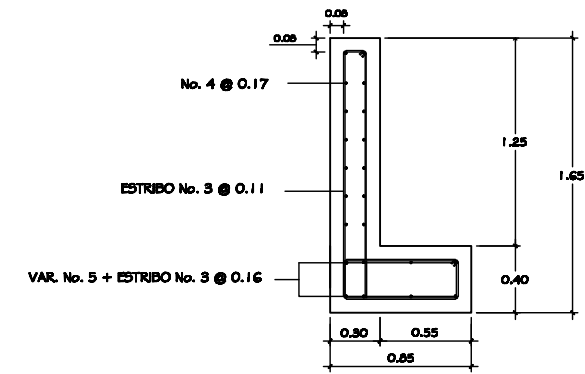
ELEVACIÓN ESTRIBO

ESCALA 1/50



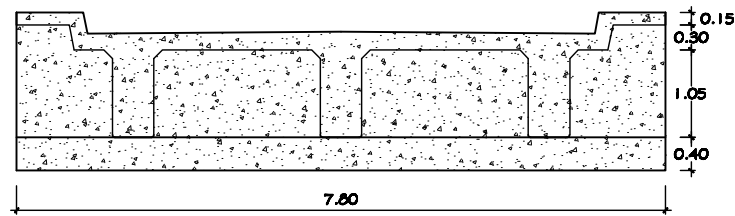
PLANTA DE ESTRIBO + ALETONES

ESCALA 1/50



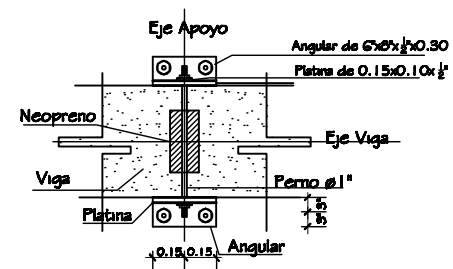
VIGA DE APOYO

ESCALA 1/20



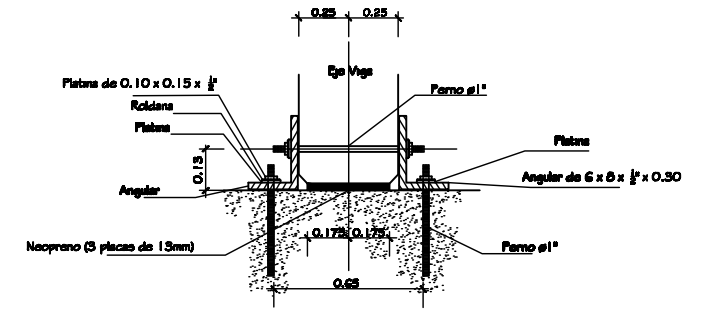
ELEVACIÓN VIGA DE APOYO

ESCALA 1/40



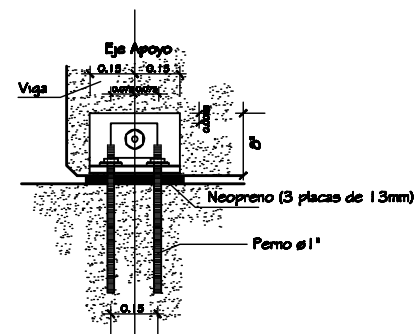
PLANTA FIJACION DE APOYOS

SIN ESCALA



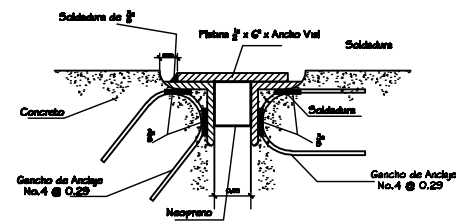
ALZADO FIJACION DE APOYOS

SIN ESCALA



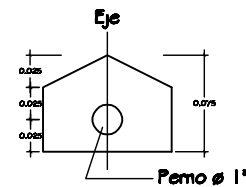
ELEVACION FIJACION DE APOYOS

SIN ESCALA



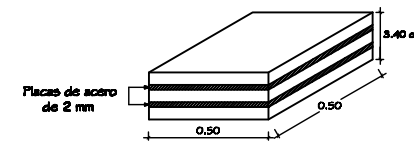
JUNTA DE CALZADA

SIN ESCALA



DETALLE DE AGUJERO DEL ANGULAR

SIN ESCALA



DETALLE DE NEOPRENO

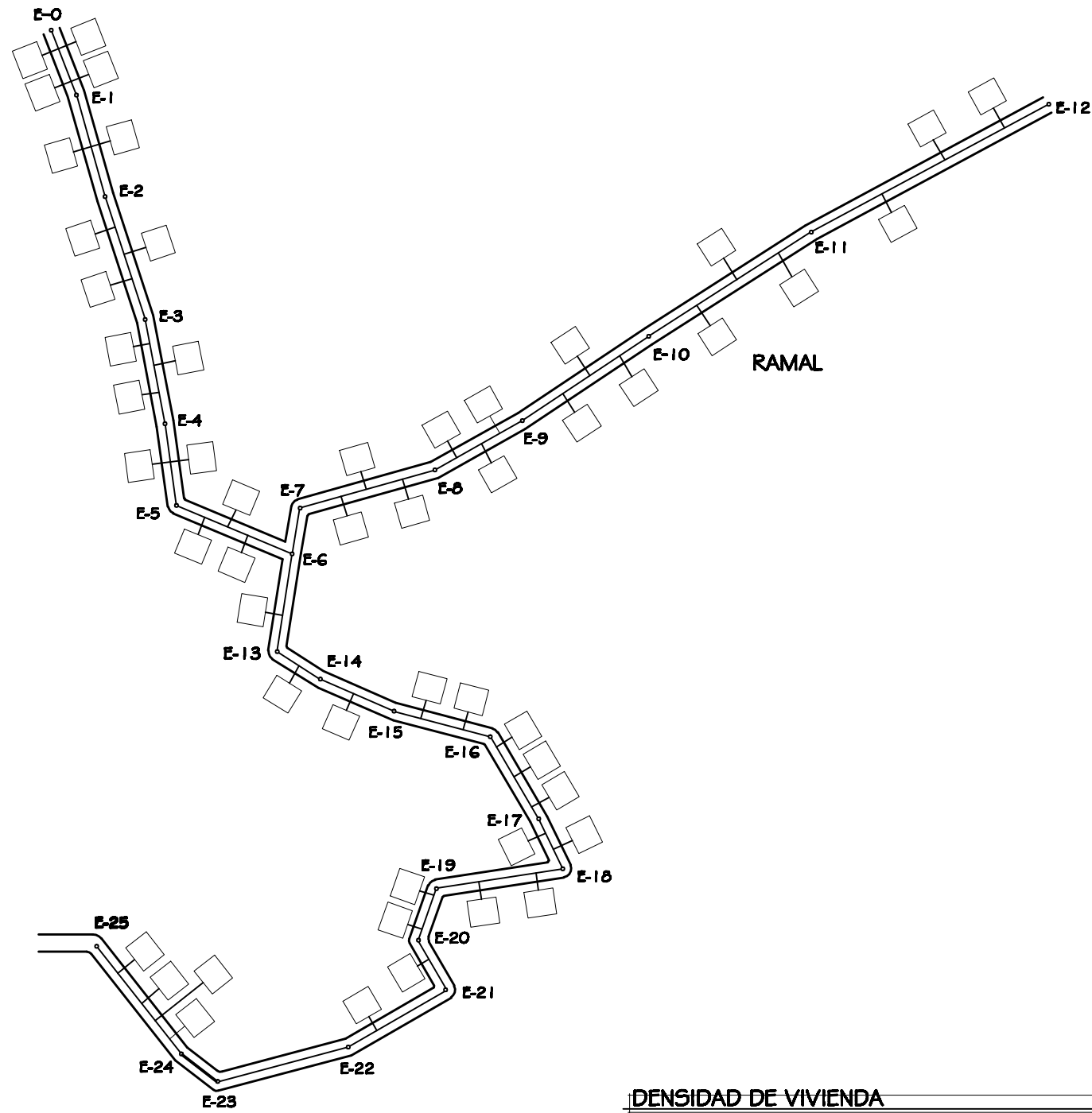
5E

NOTA:

+El espesor total del apoyo será de 3.40 cm; constará de 3 capas de neopreno de 10 cm y 2 láminas de acero de 2mm de espesor.


+ El neopreno será de dureza "A" 60.

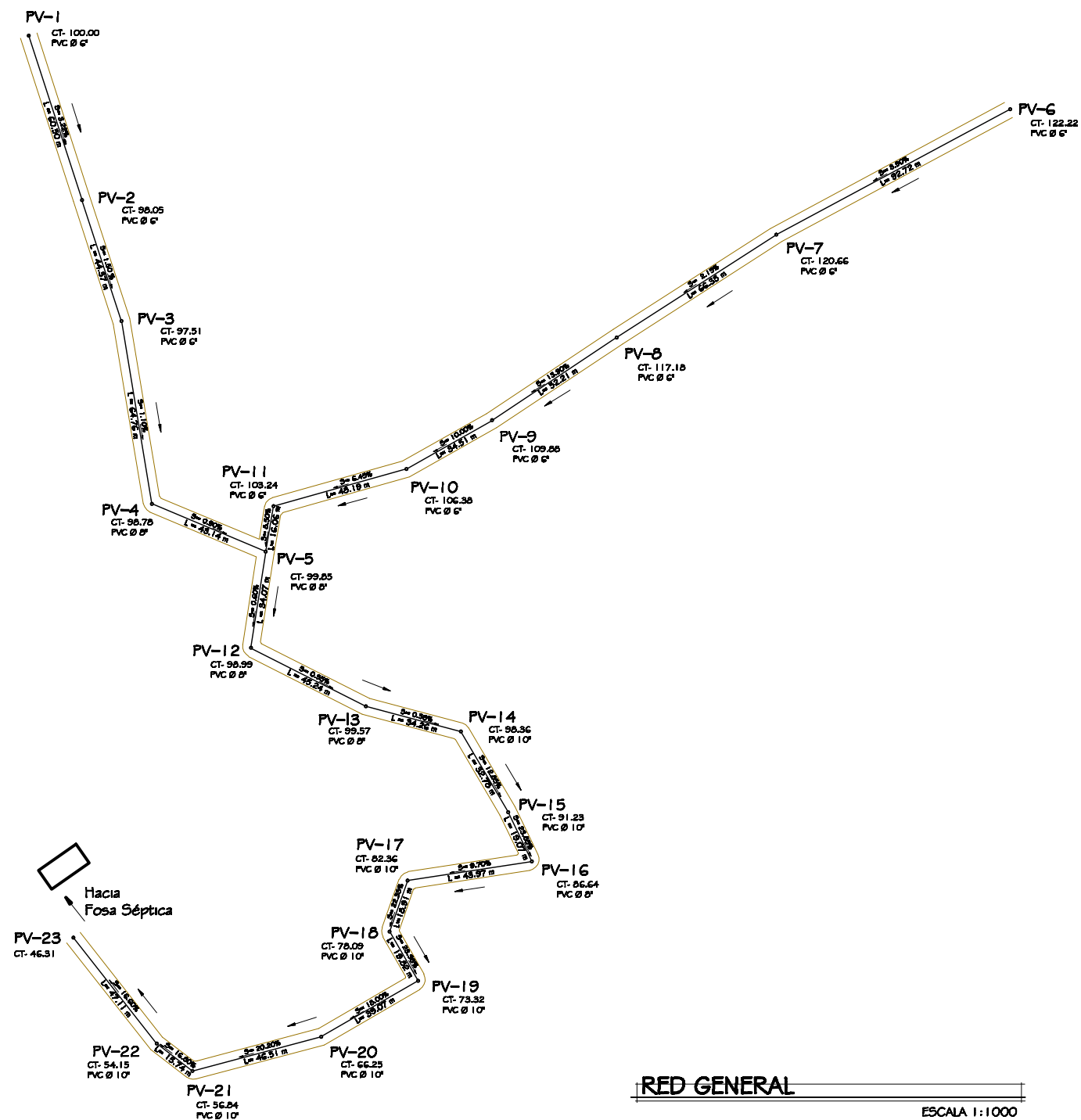
<p>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO</p>		
PROYECTO	FUENTE VEHICULAR. ALDEA LAS LAGUNAS, ZONA 10 MUNICIPIO DE HUETENANGO	ESCALA: MEDIDA
CONTENIDO	DETALLES DE SUBESTRUCTURA	UNIDADES: METROS
ESTUDIANTE E.P.S.	AURA DENISE DEL VALLE CASTILLO	FECHA: MARZO 2010
Vs. Do.		FOLIO No.
ING. MANUEL A. ARRIVILAGA ASESOR	MARCEL DANIEL ANGEL ALCALDE MUNICIPAL	3 / 3




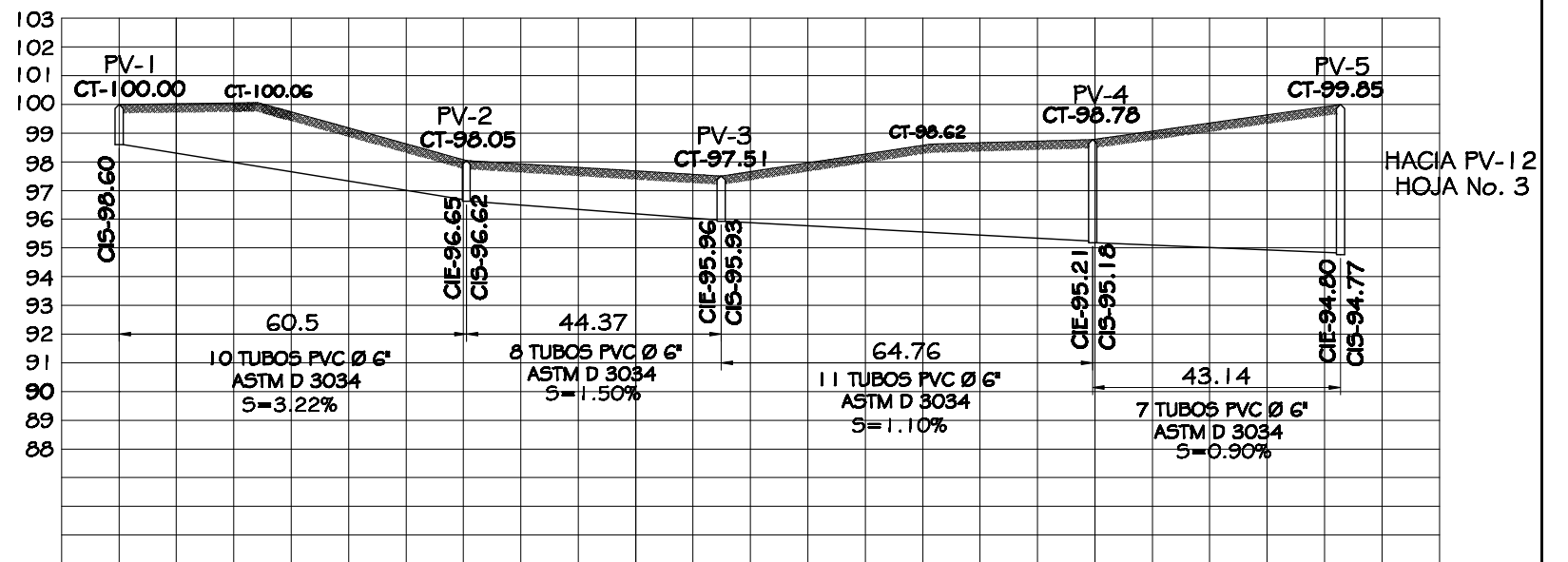
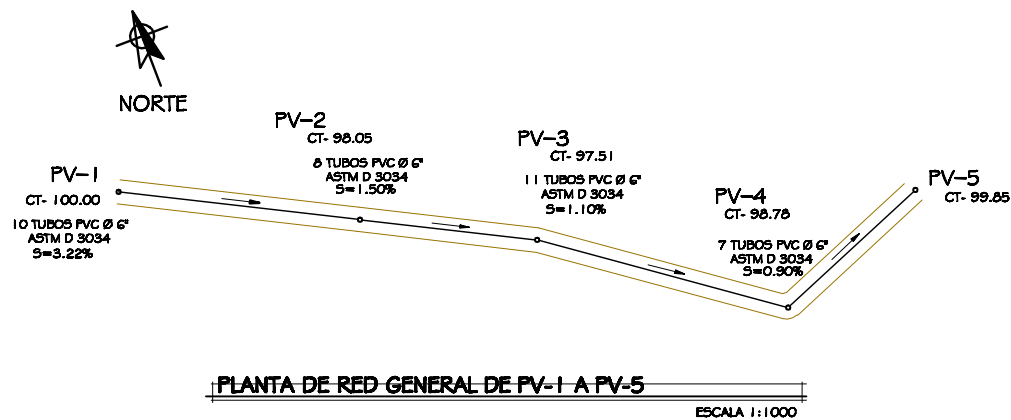
LIBRETA TOPOGRÁFICA				
EST.	P.O.	AZIMUT	DISTANCIA HORIZONTAL (m)	ELEVACION
E-0	E-1	158°48'40"	24.23	100.000
E-1	E-2	164°12'13"	36.27	98.090
E-2	E-3	161°56'40"	44.57	97.510
E-3	E-4	169°15'48"	36.44	98.620
E-4	E-5	172°09'17"	28.32	98.780
E-5	E-6	112°43'00"	43.14	99.950
E-6	E-7	9°35'00"	16.06	108.240
E-7	E-8	74°23'00"	48.19	106.380
E-8	E-9	60°29'51"	34.51	109.860
E-9	E-10	56°18'07"	52.21	117.180
E-10	E-11	57°17'00"	66.95	120.660
E-11	E-12	61°42'40"	92.72	122.220
E-6	E-13	108°49'40"	34.07	99.890
E-13	E-14	122°21'59"	17.65	98.980
E-14	E-15	113°31'32"	27.59	99.070
E-15	E-16	104°46'40"	34.26	98.360
E-16	E-17	149°31'40"	32.78	91.230
E-17	E-18	154°19'23"	19.07	86.640
E-18	E-19	261°18'00"	43.97	82.360
E-19	E-20	199°21'37"	18.91	78.090
E-20	E-21	150°00'54"	19.82	73.320
E-21	E-22	239°57'40"	39.07	66.250
E-22	E-23	255°02'20"	46.51	56.640
E-23	E-24	307°30'20"	15.74	54.190
E-24	E-25	321°49'20"	47.11	46.310

DENSIDAD DE VIVIENDA \_\_\_\_\_  
 ESCALA 1:1000

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO: DRENAJE SANITARIO. COLONIA LOS PINOS, ZONA 3 MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO	
CONTENIDO: DENSIDAD DE VIVIENDA	ESCALA: 1:1000 UNIDADES: METROS FECHA: MARZO 2010
ESTUDIANTE E.P.S.: AURA DENISE DEL VALLE CASTILLO	
Vo. Bo. _____ ING. MANUEL A. ARRIVILAGA ASesor	
_____ MARCELO DANIEL ANSEL ALCALDE MUNICIPAL	
HOJA No. 1 / 7	

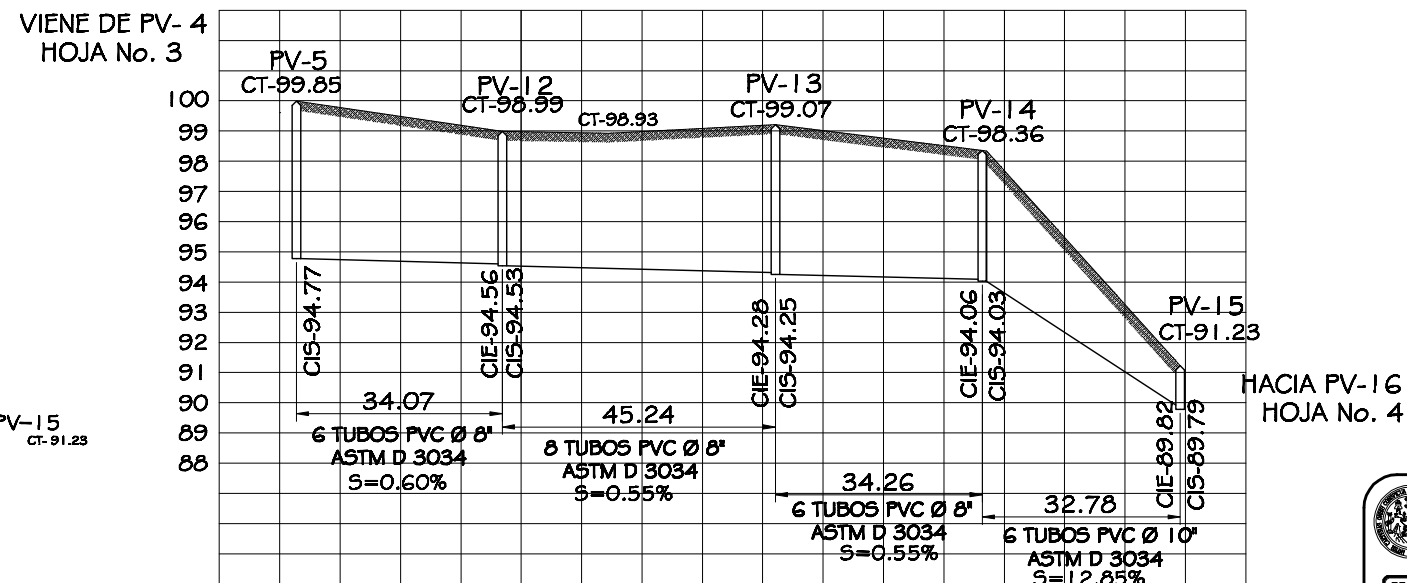
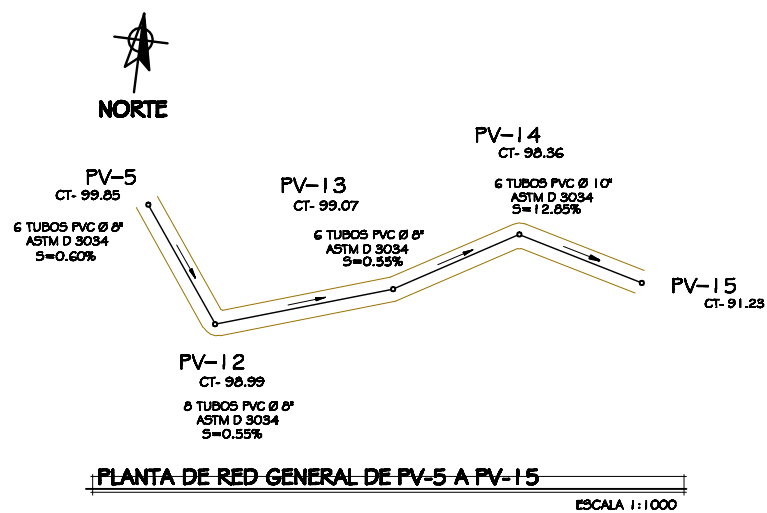


 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO DRENAJE SANITARIO. COLONIA LOS PINOS, ZONA 3 MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO	
CONTENIDO RED GENERAL	ESCALA 1:1000
ESTUDIANTE E.P.S. AURA DENISE DEL VALLE CASTILLO	UNIDADES METROS FECHA MARZO 2010
Vo. Bo.	HOJA No.
ING. MANUEL A. ARRIVILAGA ASesor	MARCELO DANIEL ANGEL ALCALDE MUNICIPAL
	2 / 7




PERFIL DE RED GENERAL DE PV-1 A PV-5

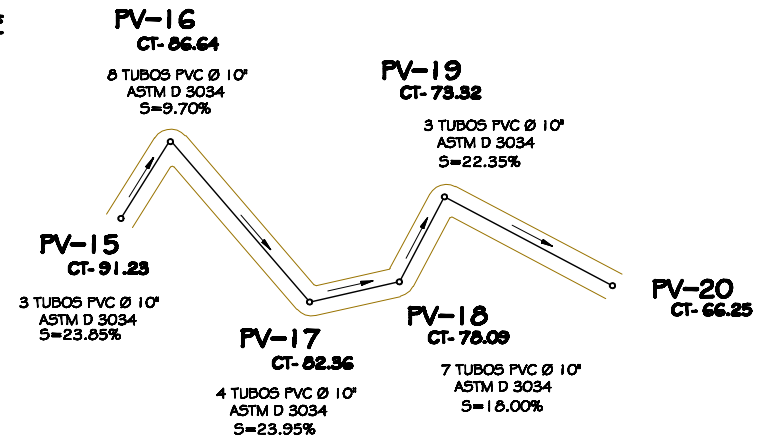
ESCALA HORIZONTAL 1:500  
ESCALA VERTICAL 1:100



PERFIL DE RED GENERAL DE PV-5 A PV-15

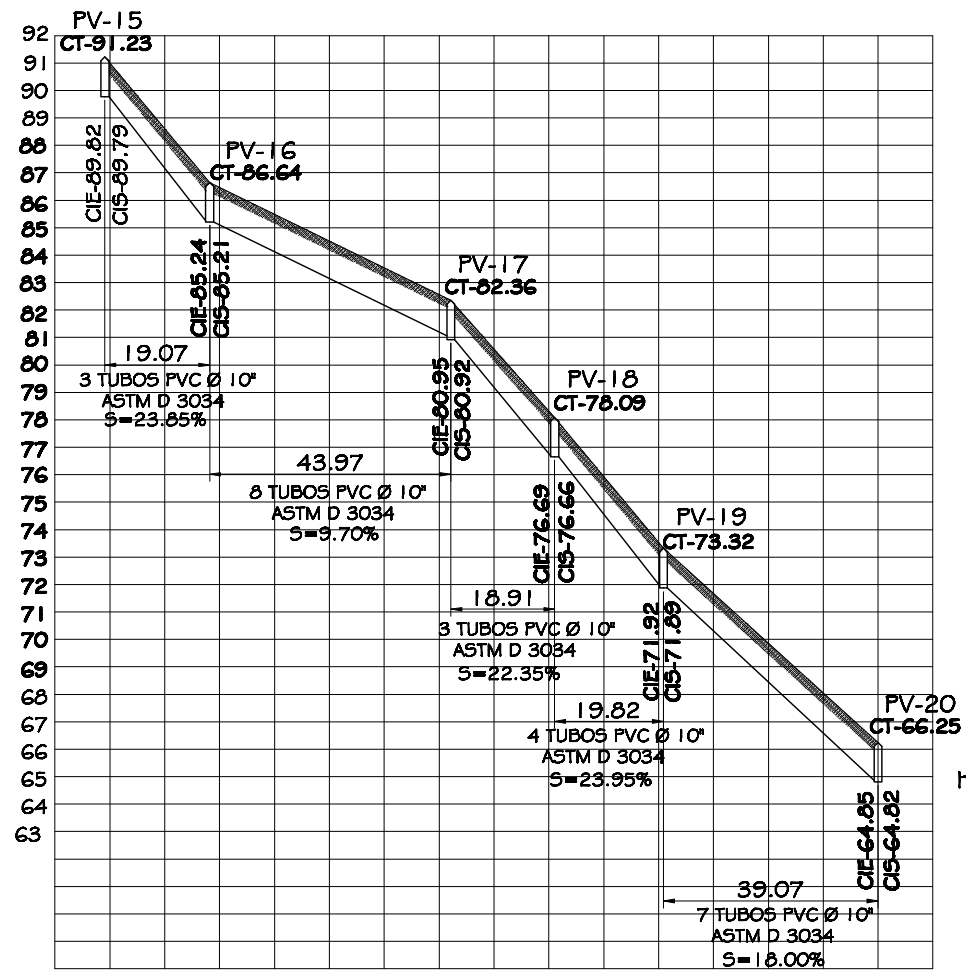
ESCALA HORIZONTAL 1:500  
ESCALA VERTICAL 1:100

 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
PROYECTO	DRENAJE SANITARIO. COLONIA LOS PINOS, ZONA 3 MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO	
CONTENIDO	PERFILES DE RED GENERAL	ESCALA UNIDADES METROS
ESTUDIANTE E.P.S.	AURA DENISE DEL VALLE CASTILLO	FECHA MAYO 2010
Vs. Es.		HOJA No.
ING. MANUEL A. ARRIVILAGA ASESOR	MARCEL DONILO ARELLANO ALCALDE MUNICIPAL	3 7



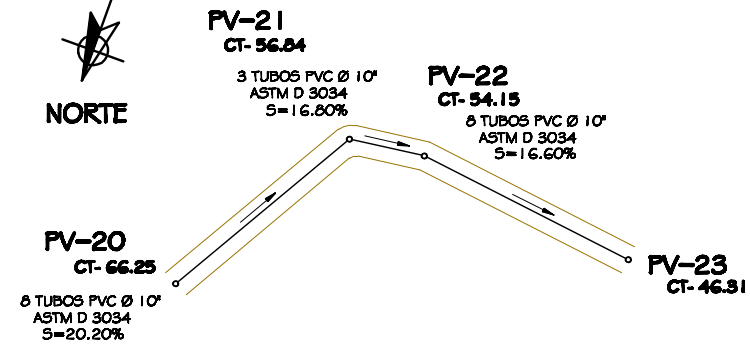
**PLANTA DE RED GENERAL DE PV-15 A PV-20**  
ESCALA 1:1000

VIENE DE PV-14  
HOJA No. 3



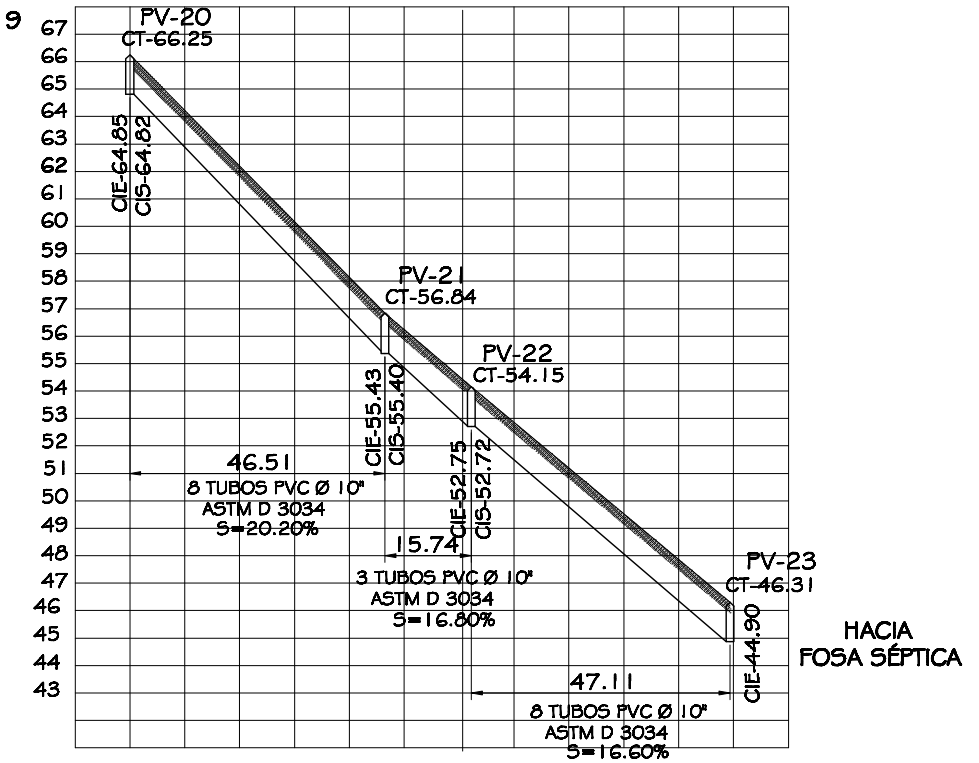
**PERFIL DE RED GENERAL DE PV-15 A PV-20**  
ESCALA HORIZONTAL 1:500  
ESCALA VERTICAL 1:100

HACIA PV-21  
HOJA No. 4




**PLANTA DE RED GENERAL DE PV-20 A PV-23**  
ESCALA 1:1000

VIENE DE PV-19  
HOJA No. 4

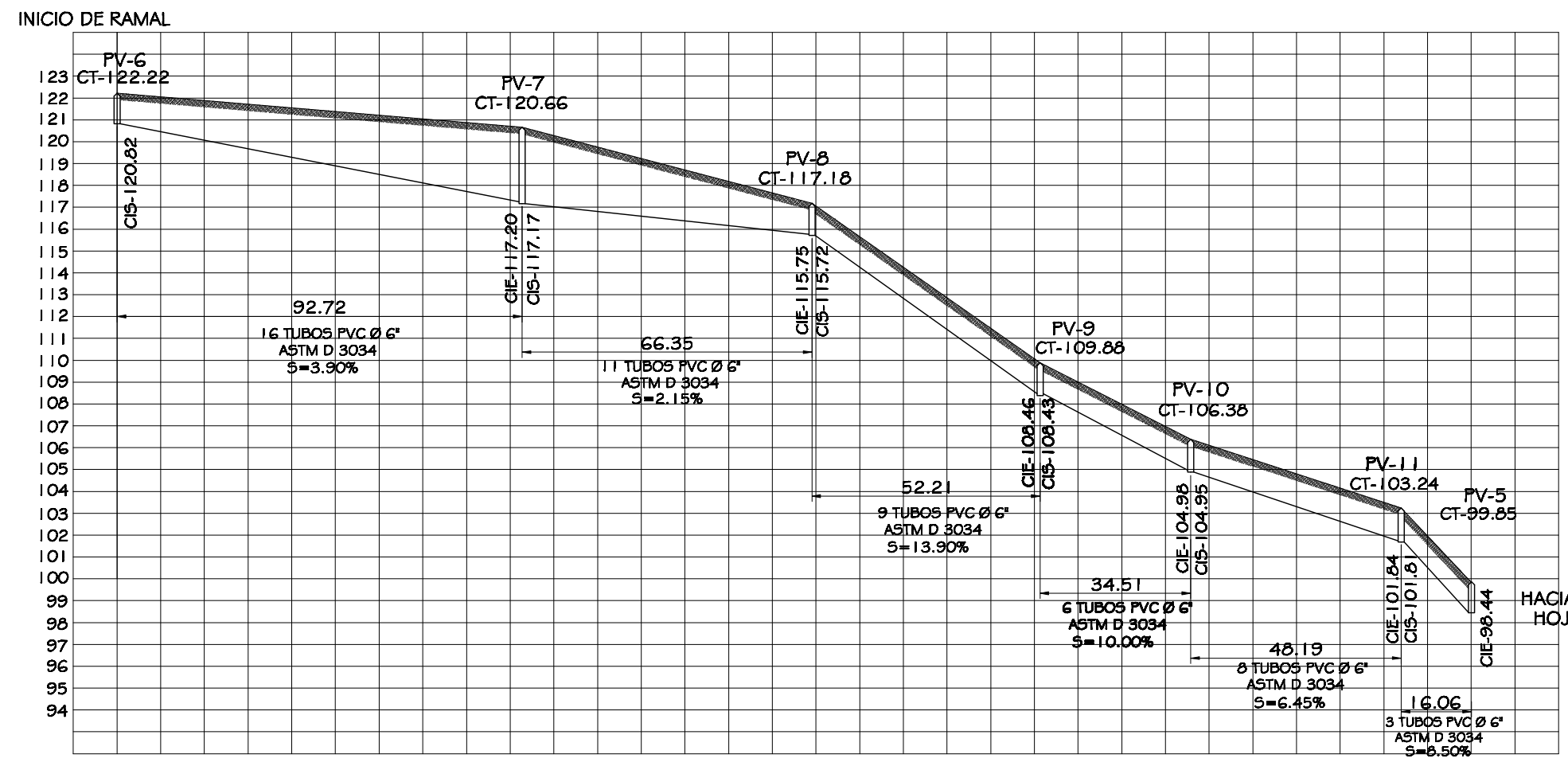
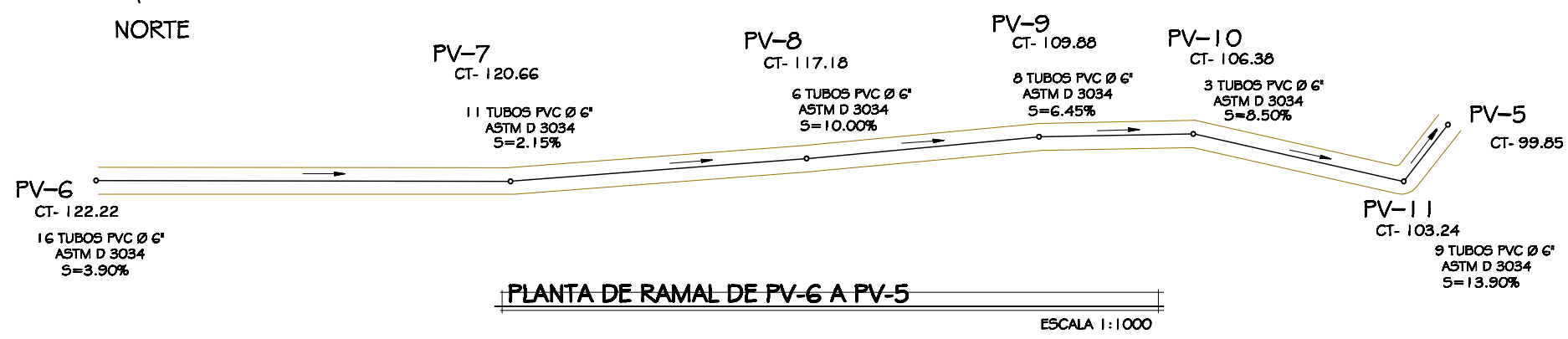


**PERFIL DE RED GENERAL DE PV-20 A PV-23**  
ESCALA HORIZONTAL 1:500  
ESCALA VERTICAL 1:100


HACIA  
FOSA SÉPTICA

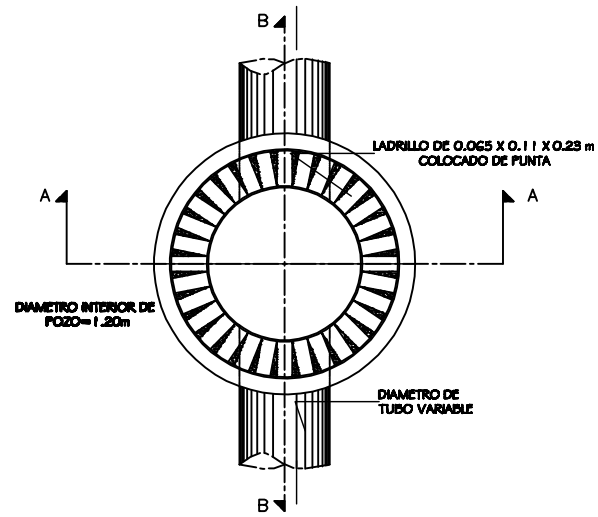
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO				
<b>PROYECTO</b> DRENAJE SANITARIO. COLONIA LOS PINOS, ZONA 3 MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO		ESCALA HORIZONTAL 1:500		
<b>CONTENIDO</b> PERFILES DE RED GENERAL		UNIDADES METROS		
<b>ESTUDIANTE E.P.S.</b> AURA DENISE DEL VALLE CASTILLO		FECHA MARZO 2010		
<b>Vs. Es.</b>		<b>HOJA No.</b>		
ING. MANUEL A. ARRIVILAGA ASesor		MARCEL DANIEL ANGEL ALCALDE MUNICIPAL		
		<table border="1"> <tr> <td style="width: 20px; height: 20px;">4</td> <td style="width: 20px; height: 20px;">7</td> </tr> </table>	4	7
4	7			



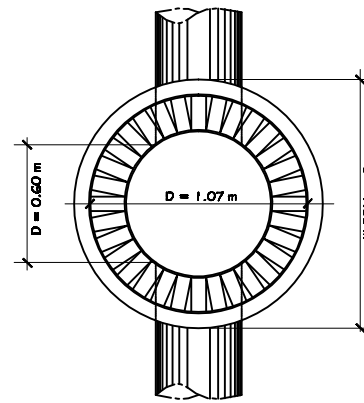


HACIA PV-12  
HOJA No. 3

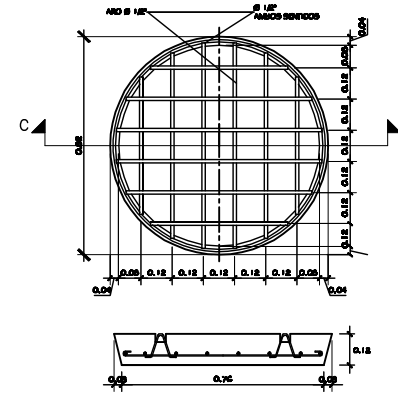
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO		
<b>PROYECTO</b> DRENAJE SANITARIO. COLONIA LOS PINOS, ZONA 3 MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO	<b>CONTENIDO</b> PERFILES DE RED GENERAL	ESCALA UNIDADES METROS
<b>ESTUDIANTE C.P.S.</b> AURA DENISE DEL VALLE CASTILLO	<b>FECHA</b> MARZO 2010	<b>HOJA No.</b> 5 / 7
<b>Vs. Es.</b> ING. MANUEL A. ARRIVILAGA ASesor	MARCELO DANIEL ANGEL ALCALDE MUNICIPAL	



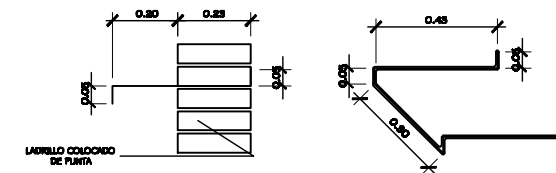
PLANTA POZO DE VISITA  
ESCALA 1:15



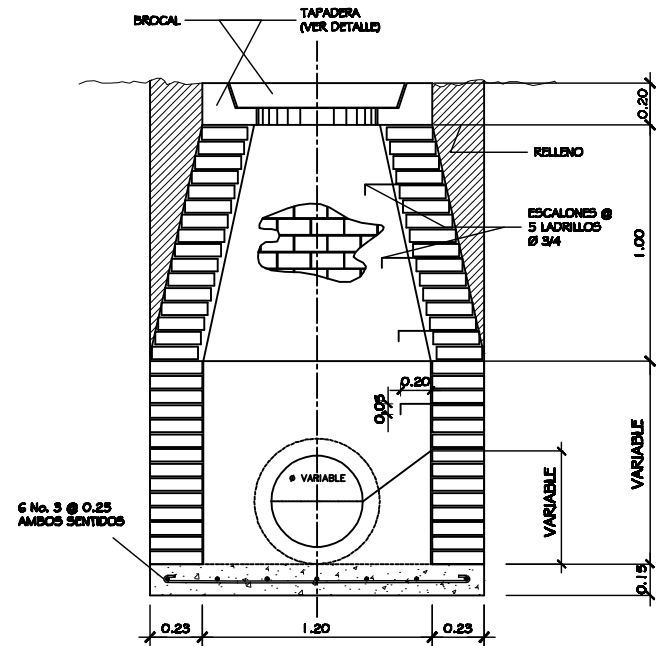
PLANTA POZO DE VISITA  
ESCALA 1:15



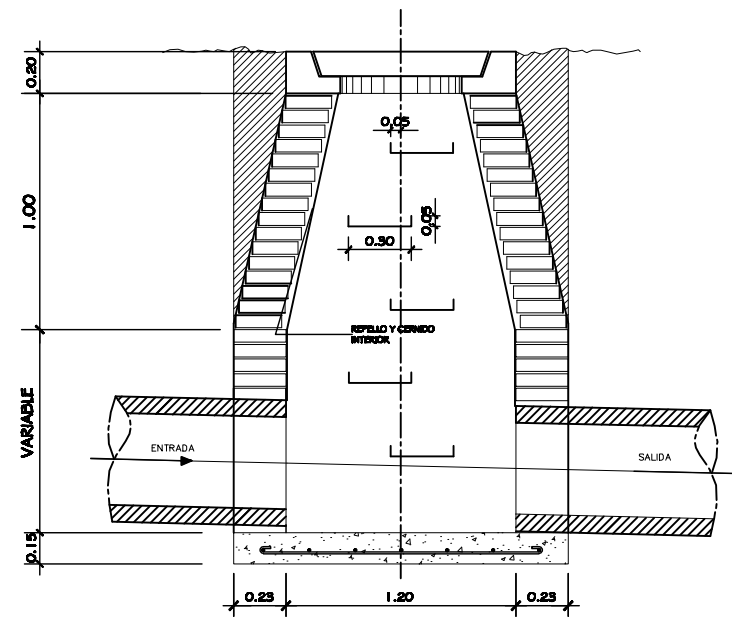
TAPADERA DE POZO  
ESCALA 1:10



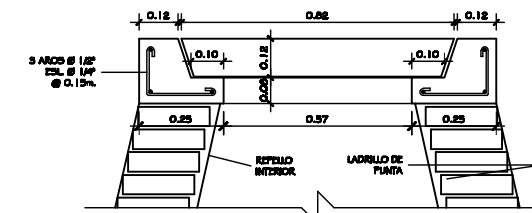
DETALLE DE ESCALON  
ESCALA 1:10



SECCION A-A  
ESCALA 1:15




SECCION B-B  
ESCALA 1:15

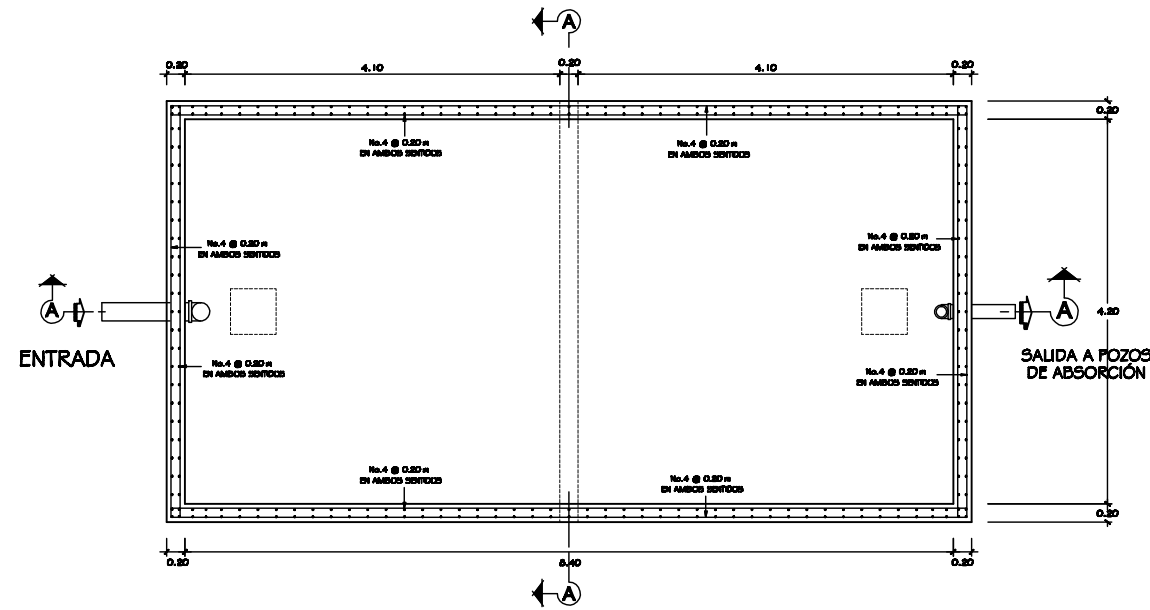


DETALLE BROCAL POZO  
ESCALA 1:20

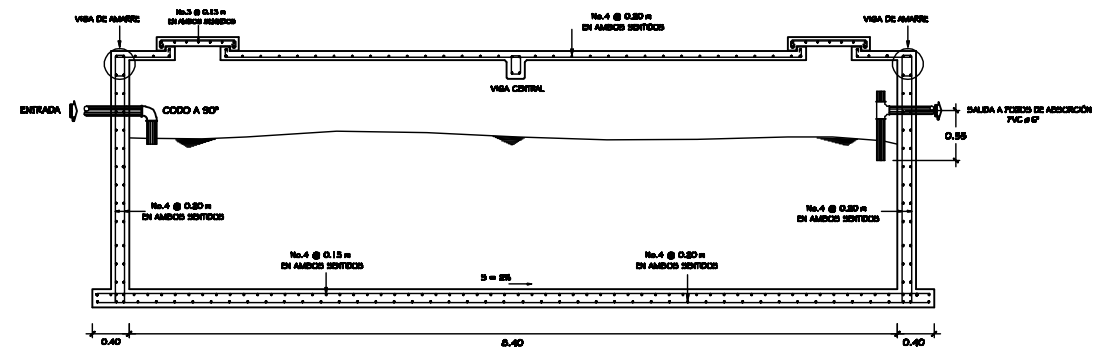
### ESPECIFICACIONES

- EL CONCRETO TENDRÁ UNA RESISTENCIA DE 210 KG/CM<sup>2</sup>; CON UNA PROPORCIÓN 1:2:2 (10 SACOS DE CEMENTO, 5.5 CARRETLAS DE ARENA DE RÍO, 5.5 CARRETLAS DE PIEDRÍN Y 12 CUBETAS DE CINCO GALONES DE AGUA).
- EL MORTERO DEBERÁ SER DE CEMENTO Y ARENA DE RÍO, CON UNA PROPORCIÓN 1:3
- EL ACERO DE REFUERZO SERÁ DE GRADO 40 (2,810 Kg/cm<sup>2</sup>)

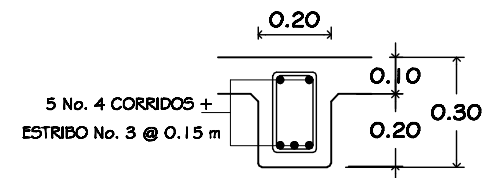
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
PROYECTO <b>DRENAJE SANITARIO. COLONIA LOS PINOS, ZONA 3          MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO</b>	ESCALA MEDIDA UNIDADES METROS FECHA MARZO 2010
CONTENIDO <b>DETALLES DE POZOS DE VISITA</b>	HOJA No. <b>6</b> / <b>7</b>
ESTUDIANTE E.P.S. <b>AURA DENISE DEL VALLE CASTILLO</b>	V.O. <b>ING. MANUEL A. ARRIVILAGA          ASesor</b>
V.O. <b>MARCEL DOMILO ANSEL          ALCALDE MUNICIPAL</b>	



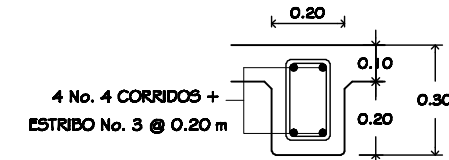
PLANTA FOSA SÉPTICA  
ESCALA 1:40



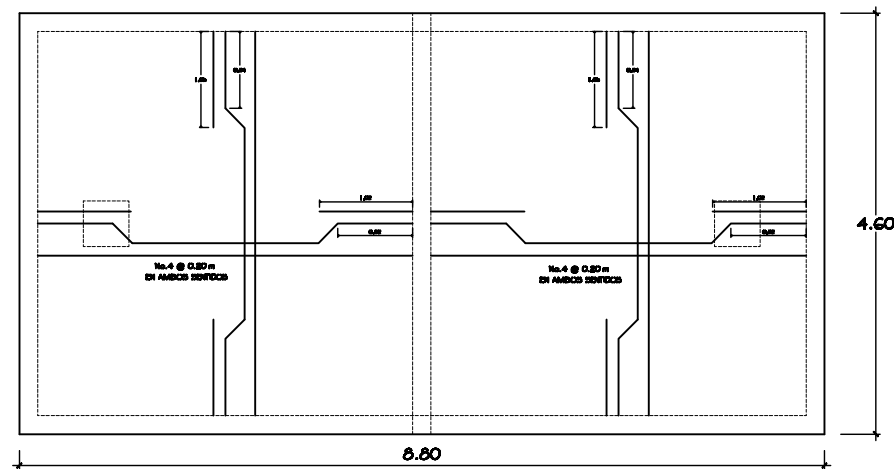
SECCIÓN A - A  
ESCALA 1:40



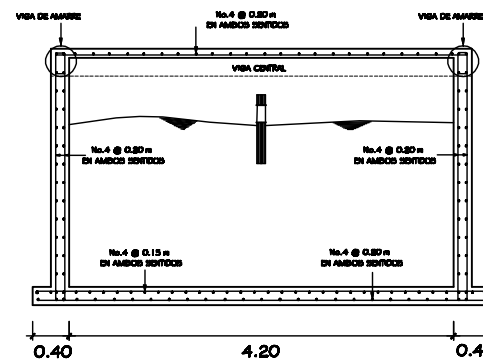
VIGA DE AMARRE  
ESCALA 1:10



VIGA CENTRAL  
ESCALA 1:10




ARMADO DE LOSA SUPERIOR  
ESCALA 1:40



SECCIÓN B - B  
ESCALA 1:40

ESPECIFICACIONES GENERALES:

- + EL CONCRETO A UTILIZAR EN TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES SERÁ DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS DE 210 KG/CM<sup>2</sup> (3,000 PSI); CON UNA PROPORCIÓN 1:2:3
- + EL ACERO DE REFUERZO PARA TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES SERÁ CORRUJADO DE GRADO ESTRUCTURAL 40 (2,600 KG/CM<sup>2</sup>).
- + EL AGREGADO GRUESO SERÁ DE 1" DE DIÁMETRO.
- + EL RECUBRIMIENTO PARA TODOS LOS ELEMENTOS SERÁ DE 5 CM.

 <b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b> FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO	
<b>PROYECTO</b> DRENAJE SANITARIO. COLONIA LOS PINOS, ZONA 3 MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO	
<b>CONTENIDO</b> FOSA SÉPTICA	ESCALA: MISURA UNIDADES: METROS FECHA: MARZO 2010
<b>ESTUDIANTE E.P.S.</b> AURA DENISE DEL VALLE CASTILLO	HOJA No. 7 / 7
<b>Vs. Do.</b>	
ING. MANUEL A. ARRIVILAGA ASesor	MARVEL DANILO ANGEL ALCALDE MUNICIPAL