



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

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA EL BARRIO
MODERNO E INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA
LA ALDEA RÍO BLANCO, MUNICIPIO DE MORALES,
DEPARTAMENTO DE IZABAL.**

Christian Humberto Guevara Guerra
Asesorado por el Ing. Luís Gregorio Alfaro Véliz

Guatemala, agosto de 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA EL BARRIO
MODERNO E INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA
LA ALDEA RÍO BLANCO, MUNICIPIO DE MORALES,
DEPARTAMENTO DE IZABAL.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR:

CHRISTIAN HUMBERTO GUEVARA GUERRA

ASESORADO POR EL ING. LUÍS GREGORIO ALFARO VÉLIZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, AGOSTO DE 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

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

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

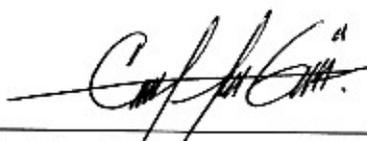
DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Luís Gregorio Alfaro Véliz
EXAMINADOR	Ing. Jorge Alejandro Arévalo Valdez
EXAMINADOR	Inga. Christa Classon de Pinto
SECRETARIO	Ing. Marcia Ivónne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA EL BARRIO MODERNO E
INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA RÍO
BLANCO, MUNICIPIO DE MORALES, DEPARTAMENTO DE IZABAL,**

tema que fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 11 de abril de 2007.



Christian Humberto Guevara Guerra



Guatemala, 10 de julio de 2008
Ref.EPS.D..07.08

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor – Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) del estudiante universitario de la Carrera de Ingeniería Civil, **Christian Humberto Guevara Guerra**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA EL BARRIO MODERNO E INTRODUCCION DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA RIO BLANCO. MORALES, IZABAL”**.

Cabe mencionar que las soluciones planteadas en este trabajo, constituyen un valioso aporte de nuestra Universidad a uno de los muchos problemas que padece el área rural del país, beneficiando así a los pobladores del municipio de **Morales, Izabal**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

Ing. Luis Gregorio Albarrán Veliz
Asesor – Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



LGAV/am



Guatemala, 17 de julio de 2008
Ref.EPS.D.409.07.08

Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Samuels Milson.

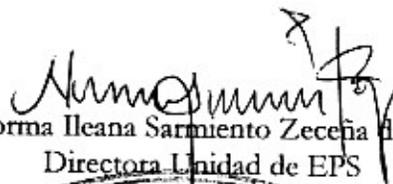
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA EL BARRIO MODERNO E INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA RÍO BLANCO. MORALES, IZABAL"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **CHRISTIAN HUMBERTO GUEVARA GUERRA** quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo y existiendo la aprobación del mismo por parte de la 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



cc. archivo
NISZ/am



Guatemala,
30 de julio de 2008

FACULTAD DE INGENIERIA

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

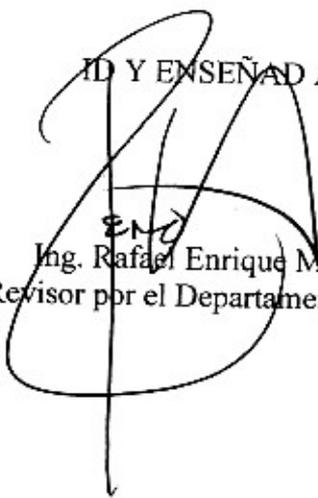
Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA EL BARRIO MODERNO E INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA RÍO BLANCO. MORALES, IZABAL**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Christian Humberto Guevara Guerra, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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

Atentamente,

¡DID Y ENSEÑAD A TODOS


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



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
HIDRAULICA
USAC

/bbdeb.



Guatemala,
30 de julio de 2008

FACULTAD DE INGENIERIA

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA EL BARRIO MODERNO E INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA RÍO BLANCO. MORALES, IZABAL**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Christian Humberto Guevara Guerra, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA



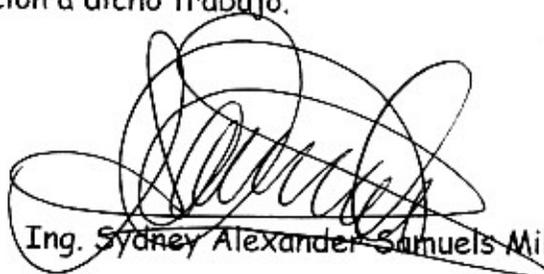
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Christian Humberto Guevara Guerra, titulado DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR PARA EL BARRIO MODERNO E INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA RÍO BLANCO, MUNICIPIO DE MORALES, DEPARTAMENTO DE IZABAL, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Sydney Alexander Samuels Milson



Guatemala, agosto 2008.

/bbdeb.



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 PARA EL BARRIO MODERNO E INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA RÍO BLANCO, MUNICIPIO DE MORALES, DEPARTAMENTO DE IZABAL**, presentado por el estudiante universitario **Christian Humberto Guevara Guerra**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.



Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
DECANO

Guatemala, agosto 2008

/cc

AGRADECIMIENTOS A:

- Dios padre, por haberme dado la vida, salud, sabiduría y la inteligencia necesaria para poder alcanzar ésta meta.
- Mis padres, por el esfuerzo y el apoyo que me dieron.
- El ingeniero Luís Alfaro, por su valiosa asesoría y colaboración en el presente trabajo de graduación.
- Mi familia motivadora de mi superación.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
GLOSARIO	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
RESUMEN	XIII
OBJETIVOS	XV
INTRODUCCIÓN	XVII
1. ANTECEDENTES	1
1.1 Justificaciones	1
1.2 Ubicación de los proyectos	1
1.3 Monografías	2
1.3.1 Descripción de los renglones que lleva una monografía	2
1.3.2 Monografía del lugar de cada uno de los proyectos	3
2. DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR	7
2.1 Conceptos básicos de los elementos de un puente	7
2.2 Métodos para el cálculo del análisis estructural	8
2.3 Distintas cargas para el diseño	12
2.4 Especificaciones técnicas para el diseño de puentes	16
2.5 Cálculos topográficos	19
3. CONCEPTO ESTUDIO DE SUELOS	21
3.1 Sondeo dinámico	22
3.2 Valor soporte del suelo	23

4. CONCEPTOS DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO PARA EL PUENTE VEHICULAR	25
4.1 Crecidas máximas	26
5. CÁLCULOS NUMÉRICOS DEL PUENTE VEHICULAR	27
5.1 Especificaciones de diseño	27
5.2 Predimensionamiento de los elementos	28
5.3 Análisis estructural	29
5.4 Diseño de superestructura	30
5.4.1 Diseño de losa	30
5.4.2 Diseño de vigas	39
5.4.3 Cálculo del factor de impacto	43
5.4.4 Momento último	44
5.4.5 Diafragmas	56
5.4.6 Corte último	61
5.5 Diseño de subestructura	62
5.5.1 Diseño de estribo	62
5.5.2 Vigas de apoyo	63
5.5.3 Cálculo de momentos	67
5.5.4 Diseño de pilotes	68
5.6 Área de acero para los elementos estructurales	72
5.7 Presupuesto	73
5.8 Cronograma de ejecución	74
6. INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE	75
6.1 Conceptos básicos de un sistema de agua potable	75
6.2 Fuentes de agua	76
6.3 Aforo	76

6.4	Desinfección del agua	77
6.5	Cálculos topográficos	78
7.	DISEÑO HIDRÁULICO	81
7.1	Especificaciones de diseño	81
7.2	Consideraciones generales	81
7.3	Período de diseño	82
7.4	Población de diseño	83
7.5	Método geométrico	83
7.6	Dotación	84
7.7	Factores de variación normales	84
7.8	Caudal medio diario	86
7.9	Caudal de día máximo	86
7.10	Caudal de hora máximo	87
7.11	Diseño de la captación	88
7.12	Diseño de la línea de conducción	88
7.13	Selección del tipo de tubería	93
7.14	Cálculo de red de distribución	94
7.15	Volumen de tanque de distribución	94
7.16	Desinfección	95
7.17	Obras de arte	97
7.18	Diseño estructural del tanque de distribución	98
7.19	Presupuesto	110
7.20	Programa de operación y mantenimiento	111
7.21	Propuesta de tarifa	115
8.	ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL	117
8.1	Proyecto del puente vehicular	117
8.2	Proyecto introducción de agua potable	117

9. EVALUACIÓN SOCIO - ECONÓMICA	121
9.1 Valor presente neto	121
9.2 Tasa interna de retorno	122
CONCLUSIONES	123
RECOMENDACIONES	125
BIBLIOGRAFÍA	127
APÉNDICE	129

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Esquema de carga viva	9
2	Diagrama de momento	10
3	Tren de carga para carga viva H	10
4	Carga viva estándar de camiones H	13
5	Diagrama de corte	30
6	Diagrama de momento	30
7	Análisis de diagrama de carga viva	42
8	Análisis diagrama factor de distribución	43
9	Chequeo de ductilidad de acero en compresión viga principal puente vehicular	48
10	Dimensionamiento de diafragma externo puente vehicular	57
11	Armado de diafragma externo puente vehicular	59
12	Dimensionamiento de diafragma interno puente vehicular	60
13	Armado de diafragma interno puente vehicular	61
14	Diagrama de dimensionamiento del estribo	62
15	Dimensionamiento de losa tanque de distribución	99
16	Dimensionamiento de muro tanque de distribución	103
17	Sección de viga perimetral del tanque de distribución	103
18	Área tributaria de losa sobre muro tanque de distribución	103
19	Diagrama de cargas muro tanque de distribución	105
20	Diagrama de cargas debidas al peso propio y fuerzas que actúan a favor del muro tanque de distribución	107
21	Diagrama de excentricidad de presiones muro tanque de distribución	108

TABLAS

I	Necesidades de la población de Morales, Izabal	6
II	Cargas equivalentes	10
III	Valor soporte permisibles para distintos tipos de suelo	24
IV	Integración de carga muerta losa puente vehicular	31
V	Datos para el diseño de refuerzo de losa puente vehicular	34
VI	Datos para diseño de refuerzo a flexión de viga principal	46
VII	Datos para diseño de refuerzo a corte de viga	52
VIII	Espaciamientos de estribos viga principal	55
IX	Presupuesto del puente	73
X	Datos de diseño muro tanque de distribución de agua potable	102
XI	Integración de carga muerta tanque de distribución	104
XII	Momento actuante tanque de distribución de agua potable	106
XIII	Momento resistente tanque de distribución de agua potable	106
XIV	Presupuesto agua potable	111
XV	Programa de mantenimiento agua potable	113

GLOSARIO

Puente	Estructura mayor de 6 metros, construida para salvar depresiones encontradas en cualquier vía de comunicación.
Superestructura	Es la parte superior del puente, la cual soporta las cargas existentes en él. Se compone de losa o piso, vigas principales y diafragmas.
Subestructura	Es la parte inferior del puente, formado por los estribos, vigas de apoyo y sus obras de protección.
Luz	Distancia horizontal interna, entre dos estribos o entre estribo y pila, o entre dos pilas.
Altura	Distancia vertical entre la parte más baja de la superestructura y el nivel del agua en época de estiaje.
Viga principal	Es cada una de las vigas de soporte de la estructura colocada, paralelamente a la línea central del puente; va sobre los apoyos de la subestructura y recibe la carga de la losa.
Diafragma	También llamada viga transversal; están colocadas perpendicularmente a la línea central del puente, se apoyan en las vigas principales.

Piso	Es el tablero o losa del puente que soporta directamente el tráfico de vehículos o peatones.
Pilotes	En general los pilotes son elementos que se utilizan para transmitir las cargas de una estructura a estratos profundos mas resistentes que los mantos superficiales, o bien cuando la estructura debe construirse en un sitio cubierto por agua.
Junta de expansión	Es el dispositivo que permite pequeños movimientos a la superestructura, ocasionados por cambios de temperatura o el paso de vehículos, sin que se dañe la estructura.
Acera	Parte de la estructura que se utiliza para el paso de peatones exclusivamente.
Baranda	Es la armadura o muro construido a manera de remate de las aceras. Sirven para protegen a los vehículos y peatones.
Estiaje	Término hidrológico que se refiere al río cuyo nivel ha descendido al mínimo.
Aforo	Medición de volumen de agua que lleva una corriente por unidad de tiempo.
Agua potable	Agua que, por sus características es adecuada para el consumo humano.

Caudal	Volumen de agua escurrido con respecto a una unidad de tiempo (segundo).
Cloración	Purificación del agua utilizando cloro.
Columna de agua	Carga de presión, en $\frac{Newton - metro}{Newton}$.
Cota piezométrica	Altura de presión de agua que se tiene en un punto específico, en $\frac{Newton - metro}{Newton}$.
Consumo	Cantidad de agua utilizada por la población en litros/habitante/día.
Demanda de agua	Cantidad de agua que la población requiere para poder satisfacer sus necesidades básicas.
Manantial	También llamado nacimiento. Salida al exterior del agua subterránea.
Pérdida de carga	Disminución de la presión debido a la fricción existente entre el fluido y las paredes de la tubería.

LISTA DE SÍMBOLOS

Ac	Área de la sección transversal del concreto
C	Coefficiente de rugosidad de la tubería
cm	Centímetros
d	Distancia entre la fibra extrema de compresión y el centroide del elemento
DH	distancia horizontal [m].
e	Excentricidad del centroide del acero
f'c	Resistencia del concreto
fy	Resistencia especificada a la fluencia del acero de refuerzo
Fs	Factor de seguridad
f₁	Esfuerzo en el concreto en la cara superior del miembro
f₂	Esfuerzo en el concreto en la cara inferior del miembro
Hf	Pérdida de carga por fricción [mca.]
hi	altura del instrumento [m].
hm	hilo medio [m].
I	Inercia
Kg/cm²	Kilogramo por centímetro cuadrado
Kg/m	Kilogramo por metro
Kg/m³	Kilogramo por metro cúbico
Km	Kilómetro
L	Longitud [m]
L/hab/día	Litros habitante por día
L/s	Litros por segundo (caudal)
Lb	Libra
M	Momento
m	Metro lineal

m/s	Metros por segundo
m²	Metros cuadrados
m³	Metros cúbicos
m³/s	Metros cúbicos por segundo
m.c.a.	Metro columna de agua
Mu	Momento último
n	Período de diseño [años]
Po	Población inicial [Hab]
Pf	Población futura proyectada [Hab]
P.O.	Punto observado
PVC	Material fabricado a partir de cloruro de polivinilo
Psi	Libras por pulgada cuadrada
Pulg	Pulgadas
q	Capacidad soporte
Q	Caudal
r	Tasa de crecimiento de la población, expresado en %
S	Espaciamiento
S₁	Módulo de sección con respecto a la superficie superior de la viga
S₂	Módulo de sección con respecto a la superficie inferior de la viga
t	espesor de losa [cm]
Ton/m²	Tonelada por metro cuadrado
W	Carga

RESUMEN

El presente informe de EPS, consta de dos proyectos, los cuales fueron asignados por la municipalidad de Morales, Izabal y aprobados por la Escuela de Ingeniería Civil. El primer proyecto es el diseño de un puente vehicular de 60 metros de longitud, ubicado en el casco urbano del municipio, éste beneficiará a los pobladores que transitan por el sector, ya que esta vía podrá ser utilizada como entrada o salida alterna al poblado.

El segundo proyecto es la introducción de un sistema de abastecimiento de agua potable, para la aldea Río Blanco, ya que hasta el momento los pobladores no cuentan con este vital servicio.

Los proyectos fueron diseñados bajo códigos y reglamentos de especificaciones aplicables en Guatemala, además de los conocimientos adquiridos durante el desarrollo de la carrera.

OBJETIVOS

General:

- Contribuir al desarrollo de las comunidades por medio de la planificación y diseño de proyectos de infraestructura.

Específicos:

1. Desarrollar una investigación de tipo monográfica del barrio Moderno y aldea Río Blanco, y una investigación diagnóstica sobre necesidades de servicio básicos e infraestructura de los lugares en estudio
2. Diseñar el puente vehicular para el barrio Moderno en Morales y el sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Río Blanco, del departamento de Izabal.

INTRODUCCIÓN

Actualmente, el barrio Moderno no cuenta con vías de acceso adecuadas para su libre locomoción, para poder resolver el problema de comunicación, se hace necesario el diseño de un puente vehicular. Para el diseño de un puente se deben analizar las condiciones topográficas, hidráulicas, y económicas para escoger el lugar más adecuado para construir el puente. Técnicamente, conviene que el sitio de cruce tenga un buen alineamiento con el trazo general del camino y que el suelo de cimentación sea adecuado, en caso contrario se debe utilizar el método o métodos necesarios de tal manera que el puente pueda resistir las cargas a que va a estar sometido.

Es necesario tomar en cuenta para diseñar una estructura de este tipo, cada una de las especificaciones que existen para la construcción de puentes, esto para que no ocurran fallas, así como para garantizar su vida útil.

Por otro lado, es pertinente mencionar que el déficit actual de cobertura de los servicios de agua potable, así como los sistemas que proveen agua con cierto grado de alteración, por falta de tratamiento adecuado de los sistemas hídricos de Guatemala, han provocado que gran parte de la población sufra de enfermedades a causa de este problema, por lo que se hace necesario el estudio a fondo de los problemas principales y tratar de dar la mejor solución.

Tomando en consideración lo descrito anteriormente, el presente trabajo de graduación analiza la problemática de cada uno de los lugares en estudio y se determinó que es necesaria la construcción de un puente que comunique el barrio Moderno con el municipio de Morales y en el caso de la aldea Río Blanco, contar con un sistema de agua potable en óptimas condiciones que ayude al saneamiento de la población. El proyecto consiste en abastecer de

agua a la población por medio de un tanque de almacenamiento, ubicado de tal manera que el sistema funcione por gravedad, cada habitante contará con su respectiva co.

El estudio que se realizó en ambos lugares se hizo con base a una petición que cada comunidad hizo a la Municipalidad de Morales Izabal, y en conjunto con el departamento de E.P.S. de la Universidad San Carlos coordinaron para que se llevara a cabo dichos proyectos.

1. ANTECEDENTES

1.1 Justificaciones

La construcción del puente vehicular, será de vital importancia para la población del barrio Moderno y beneficiará a la mayoría de los pobladores del municipio de Morales, ya que une el Barrio Moderno con el casco urbano del municipio y facilita la locomoción en beneficio del desarrollo de las actividades económicas y sociales.

El proyecto de agua potable propicia el desarrollo económico de los habitantes, ya que incrementa la plusvalía de los terrenos, se colabora activamente con la salud, se mejora la calidad de vida de los pobladores, quienes aportan nuevas ideas y participan en la mejora de las existentes. Se estará favoreciendo a toda la aldea Río Blanco, en virtud de que la mayoría de los pobladores carece del servicio de agua potable o bien, cuentan con un servicio deficiente, por lo cual satisfacen sus necesidades únicamente con agua de pozo.

1.2 Ubicación de los proyectos

El municipio de Morales se encuentra a 243 kilómetros al norte de la ciudad capital. Se llega a él utilizando la ruta CA-9N. Sus coordenadas geográficas son 15° 28' 27.5" latitud norte, a 88° 49' 40.7" longitud oeste y a una altitud de 39 msnm. Ver fotografía en los anexos.

1.3 Monografías

1.3.1 Descripción de los renglones que lleva una monografía

Ubicación

Indica el lugar exacto donde se realizará el proyecto.

Límites y colindancias

Indica cada uno de los lugares vecinos, los cuales limitan la extensión territorial del lugar en estudio.

Vías de acceso

Indica las rutas principales y alternas, si existieran, las cuales conducen hacia el lugar en donde se realizará el proyecto.

Clima

Indica las condiciones climáticas predominantes de acuerdo con una estación climatológica cercana o a experiencias de las personas que habitan desde hace algún tiempo considerado, en el lugar en estudio.

Población e idioma

Indica la cantidad de habitantes aproximada y el idioma que predomina en la comunidad.

Tipo de vivienda

Se refiere a la clasificación de los tipos de viviendas que existen en el lugar, basados en los materiales que utilizan para su construcción.

Actividades económicas

Informa sobre las actividades principales y medios de sobrevivencia de los pobladores de un lugar específico. En estos datos influye la cantidad de habitantes, el clima, etc.

Servicios públicos

Orienta sobre los servicios públicos con los que cuenta la comunidad, por ejemplo, educación y salud, entre otros.

Suelo y topografía

Da cuenta, a gran escala, del tipo de suelo y una descripción aproximada de la topografía o relieve del lugar en estudio.

1.3.2 Monografía de cada uno de los proyectos

Ubicación

El proyecto del puente vehicular esta ubicado dentro del casco urbano, a 1km. de la cabecera municipal.

El proyecto de agua potable se localiza a 21Km. de la cabecera municipal, en la aldea Río Blanco.

Límites y colindancias

El municipio de Morales colinda al norte con los municipios de Livingston y Puerto Barrios, al sur con el municipio de los Amates, al este con el municipio de Puerto Barrios y la república de Honduras, y al oeste con el municipio de los Amates, del departamento de Izabal.

Vías de acceso

La principal vía de acceso al municipio de Morales se encuentra sobre el kilómetro 243 por la CA-9 norte (ruta al Atlántico). También se puede llegar por la carretera ubicada en el kilómetro 241 de la misma ruta que conduce hacia Puerto Barrios.

Clima

El clima, en general, en todo el municipio, es tropical húmedo, con lluvias durante la mayor parte del año. La estación climatológica más cercana que cuenta con el mayor número de datos, es la estación 8.3.6 llamada “las Vegas” localizada en Livingston, Izabal.

Población e idioma

Según el censo del año 2003, realizado por el Instituto Nacional de Estadística, la población del barrio Moderno es de 1503. La aldea Río Blanco

cuenta con aproximadamente 753 habitantes, y el 100% de la población habla español.

Tipo de vivienda

Existen tres tipos de viviendas. El 60% es de casas de block y concreto, el 35% vive en casas de block con techo de lámina y el otro 5% vive en casas de bajareque. Este último tipo de vivienda se construye levantando muros de una aleación de arcilla con tallos de bambú, las cuales están amarradas con unas pitas extraídas de esa misma planta, el techo es de paja, hojas de plátano y palmeras. Este tipo fue el primer tipo de vivienda que se construyó en esta región.

Actividades económicas

La cultura del cultivo de banano y la crianza de ganado hacen que los elementos mas reconocidos dentro del modo de vida de sus habitantes estén basados en la cultura ganadera (corrales en los solares de las viviendas, pastos libres en los terrenos). Además, cuentan con un sistema de comercio y evidencian la influencia de la industria norteamericana heredada de la *United Fruit Company*, durante el siglo pasado.

Servicios públicos

Cuentan con servicios como: energía eléctrica, drenajes en algunos lugares, Institutos y escuelas.

Suelo y topografía

La topografía es parcialmente irregular: existen extensas planicies y una zona montañosa. En la región existen varios tipos de suelos: rocosa, arenosa y una zona con los niveles freáticos muy elevados por influencia del clima.

Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura efectuada por la Oficina Municipal de Planificación.

Tabla I. Necesidades de la población de Morales Izabal

Número	Tipo de proyecto	Ubicación	Clasificación
01	Agua potable por medio de pozo mecánico	Quebrada grande, Cerritos	Salud
02	Introducción agua potable	Río Blanco	Salud
03	Introducción agua potable	Barrio San Antonio	Salud
04	Introducción agua potable	Las Pozas	Salud
05	Adoquinamiento	Barrio la cancha	Comunicaciones
06	Adoquinamiento	San Pedrito	Comunicaciones
07	Adoquinamiento	Barrio el Mitchal	Comunicaciones
08	Adoquinamiento	El Carrizal	Comunicaciones
09	Adoquinamiento	Hermana Patricia	Comunicaciones
10	Adoquinamiento	Barrio la Estación	Comunicaciones
11	Puente	Barrio Moderno	Comunicaciones
12	Salón comunal	Aldea Virginia	Servicios comunales

El cuadro anterior evidencia que las necesidades primordiales son introducción de agua potable en la aldea Río Blanco y el puente vehicular en el barrio Moderno, Morales, Izabal.

2. DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR

2.1 Conceptos básicos de los elementos de un puente

Los puentes se dividen en dos partes principales: la superestructura, o conjunto de los tramos que salvan los vanos situados entre los soportes, y la infraestructura, formada por los cimientos, los estribos y las pilas que soportan los tramos. Los estribos van situados en los extremos del puente y sostienen los terraplenes que conducen a él; a veces son remplazados por pilares hincados que permiten el desplazamiento del suelo en su alrededor. Las pilas son los apoyos intermedios de los puentes de dos o más tramos; los cimientos están formados por las rocas, terreno o pilotes que soportan el peso de estribos y pilas.

Cada tramo consta de una o varias armaduras de apoyo, de un tablero o piso y de los arriostrados laterales o vientos. El tablero soporta directamente las cargas dinámicas (tráfico) y por medio de las armaduras transmite sus tensiones a estribos y pilas, que, a su vez, las hacen llegar a los cimientos, donde se disipan en la roca o terreno circundantes. Las armaduras pueden ser placas, vigas y jabalcones, que transmiten las cargas mediante flexión o curvatura principalmente; cables, que las soportan por tensión; vigas de celosía, cuyos componentes las transmiten por tensión directa o por compresión; y, finalmente, arcos y armaduras rígidas que lo hacen por flexión y compresión a un tiempo.

El tablero está compuesto por un piso de planchas, vigas longitudinales o largueros sobre los que se apoya el piso y vigas transversales que soportan a los largueros. En muchos puentes los largueros descansan directamente en las pilas, o en los estribos. Otros modelos carecen de tales miembros y sólo las

vigas transversales, muy unidas, soportan al tablero. En una tercera clase de puentes el piso descansa sobre el armazón sin utilizar ni vigas ni largueros.

Los arriostramientos laterales van colocados entre las armaduras para unirlos y proporcionar la necesaria rigidez lateral. El arriostrado transmite también a estribos y pilas las tensiones producidas por las fuerzas laterales, como las debidas a los vientos, y las centrífugas, producidas por las cargas dinámicas que pasan por los puentes situados en curvas. En algunas ocasiones se utilizan chapas de refuerzo transversales o diafragmas para aumentar la rigidez de los largueros. Tales diafragmas mantienen la alineación de los largueros durante la construcción y tienden a equilibrar la distribución transversal de las cargas entre los mismos. Algunos puentes construidos de hormigón armado no necesitan vientos ni diafragmas.

Los puentes de gran tamaño descansan generalmente sobre cimientos de roca o tosca, aunque haya que buscarlos a más de 30 m bajo el nivel de las aguas. Cuando tales estratos están muy lejos de la superficie, es preciso utilizar pilares de profundidad suficiente para asegurar que la carga admisible sea la adecuada. Los puentes pequeños pueden cimentarse sobre grava o arcilla compacta, siempre que sus pilas y, estribos tengan la profundidad necesaria para soportar la acción de socavación de las aguas. Los pilotes se utilizan cuando la cimentación no tiene suficiente resistencia o cuando es preciso prevenir los peligros de la erosión.

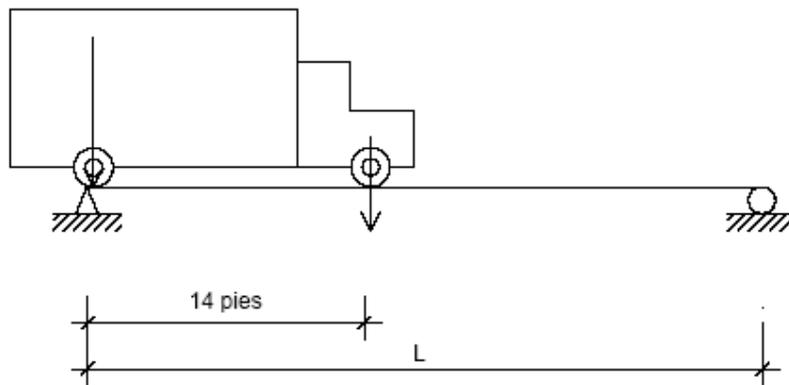
2.2 Métodos para el cálculo del análisis estructural

La idea fundamental al efectuarse el análisis estructural de un puente consistirá en que la carga afecte la estructura que se encuentra en movimiento. Esto significa que cambia de posición a cada instante, tanto longitudinalmente

como transversalmente. Por eso es diferente determinar las condiciones realmente críticas. Para viga simple es relativamente sencillo determinar los casos críticos longitudinalmente, de modo que:

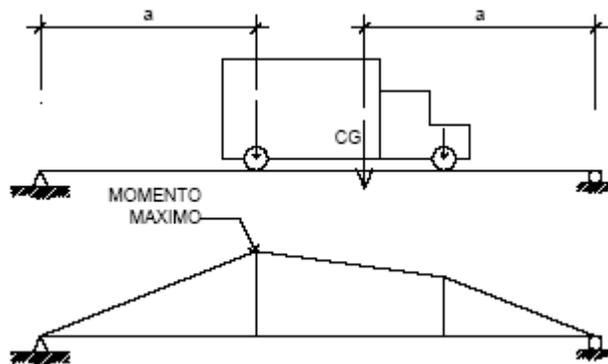
- a) El corte máximo ocurre sobre el apoyo cuando la carga mayor se encuentra sobre él.

Figura 1. Esquema de carga viva



- b) El máximo momento ocurre bajo una de las cargas, cuando ésta se encuentra tan lejos del soporte como su centro de gravedad del otro.

Figura 2. Diagrama de momento



En el sentido transversal se puede lograr la combinación crítica luego de una infinidad de pruebas, pero AASHTO simplifica la situación por medio de la tabla 3.23.1, donde se recomienda diferentes distribuciones de carga en función de la separación de vigas, el material de construcción, los carriles del puente y la posición de la viga.

Figura 3. Tren de carga para carga viva H

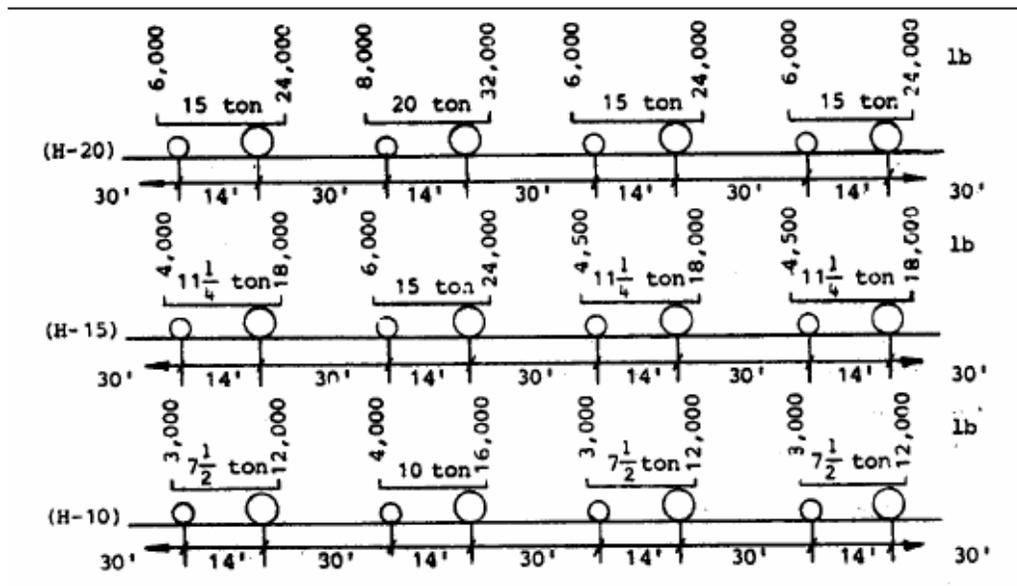
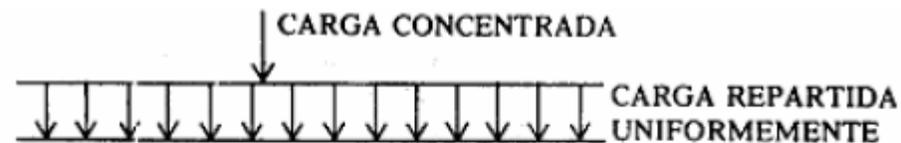


Tabla II. Cargas equivalentes



CAMIÓN	Carga uniforme (lb/pie)	Carga concentrada (lb)	
		Momento	Corte
H-20	640	18,000	26,000
H-15	480	13,500	19,500
H-10	320	9,000	13,000

Líneas de influencia

Como las vigas o traveses son a menudo los elementos principales portadores de carga de un sistema de piso o de la cubierta de un puente, es importante construir las líneas de influencia para las reacciones, fuerzas cortantes o momentos en cualquier punto de la viga, en algunas estructuras muchas condiciones de carga pueden desarrollarse y el análisis debe hacerse para determinar las condiciones críticas que puedan suceder al combinarlas. Las líneas de influencia con el ploteo de todas las funciones de Influencia unidos entre si por una línea continua, es un efecto estructural tal como fuerza interna, reacción o deflexión, ploteado como función de la carga unitaria que la causa.

Comportamiento estructural

Dependiendo del tipo de carga que actúe sobre los miembros de la estructura del puente, especialmente en acero, se pueden clasificar como:

- a) **Miembros a tensión**, un elemento a tensión se considera con una sección transversal uniforme, en el cual el esfuerzo no debe exceder de $0.60f_y$ en el área total o $0.50 F_u$, en el área efectiva neta para esfuerzos de trabajo.
- b) **Miembros a compresión**, cuando una fuerza compresiva actúa axialmente cargada y elástica, material homogéneo y sección constante.
- c) **Miembros a flexión**, el caso típico de una viga que se caracteriza por estar expuesta a cargas que actúan perpendicularmente a su eje principal y su sección transversal es pequeña comparada con su longitud, las vigas pueden actuar por sí misma o en combinaciones con la losa, esta situación mejora su módulo de sección y su capacidad de

momento, de modo que pueden clasificarse como: sección simple y sección compuesta.

Ductilidad en el concreto

Los factores que afectan la ductilidad de un elemento son:

- a) cantidad de área de acero, la ductilidad aumenta así como el área de acero disminuye.
- b) porcentaje de refuerzo a compresión, la ductilidad aumenta así como aumenta el acero a compresión.
- c) Resistencia del concreto; un concreto de mayor resistencia es mas dúctil.
- d) Resistencia de acero; mayor resistencia del acero disminuye la ductilidad.
- e) Sección del elemento; mayor sección incrementa la ductilidad.

2.3 Distintas cargas para el diseño

Los puentes deben ser diseñados para soportar las siguientes cargas:

Cargas muertas

La carga muerta es el peso propio de la estructura, el cual se puede suponer con base en experiencias previas, y según la magnitud de la estructura.

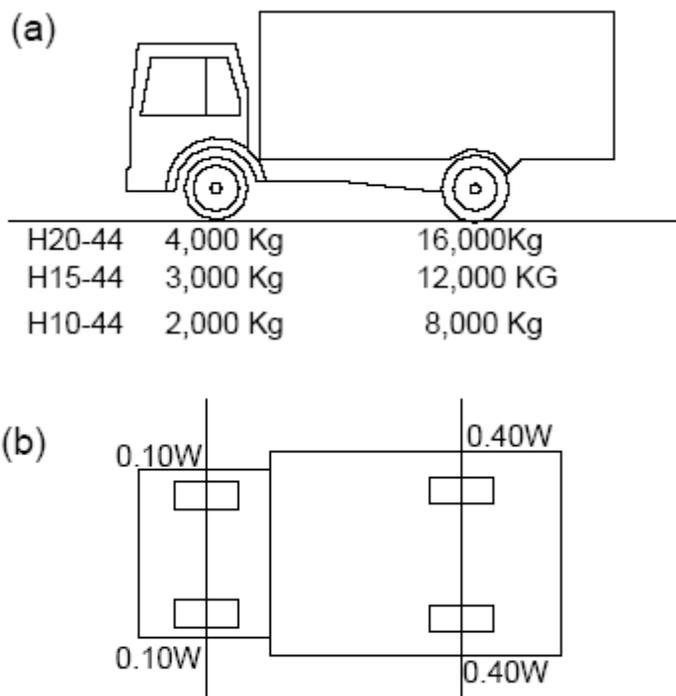
- Elementos estructurales
- Carpeta de rodadura
- Banquetas
- Barandales
- Topes
- Tuberías

Cargas vivas

La carga viva es debida al paso de vehículos y de peatones. Las de vehículos son cargas concentradas, originadas por los camiones tipo, para su análisis deberá de buscarse la condición más critica.

Las cargas vivas ocasionadas por los vehículos, serán conforme a la clasificación de éstos, la cual considera principalmente tres tipos de camiones con dos ejes y con cargas totales de $W = 20$, 15 Y 10 toneladas inglesas, que son representados por H-20, H-15 y H-10. Ese peso se reparte en un 80% en las ruedas traseras y un 20% en las delanteras.

**Figura 4. Carga viva estándar de camiones H,
a) Elevación y b) Planta**



Efectos dinámicos o de impacto sobre la carga viva

Los esfuerzos debidos a cargas vivas, exceptuando las cargas centrífugas, longitudinales y de viento, deben incrementarse debido a efectos dinámicos vibratorios y de impacto. Este incremento es expresado como una fracción del esfuerzo debido a la carga viva, y se determina con la fórmula:

$$I = \frac{50}{L+125}$$

Dónde:

I = Incremento en los esfuerzos debidos a la carga viva.

L = Longitud en pies, de la parte del claro cargado para producir el esfuerzo máximo.

Este incremento en la carga viva en las estructuras para los efectos dinámicos vibratorios y de impacto será aplicado a ciertas partes del puente y no será aplicado en todas ellas.

Fuerzas laterales

a) La fuerza del viento en la estructura debe asumirse como una carga horizontal móvil de 30 lb/pie² en 1 ½ veces el área de la estructura vista en elevación, incluyendo barandales.

b) Las fuerzas laterales debidas a las cargas vivas móviles y la fuerza del viento contra esta carga se deben considerar actuando 6 pies arriba del piso con una fuerza de 200 lb/pie.

c) La fuerza total del viento no debe ser menos que 300 lb/pie en la cara expuesta al viento, y 150 lb/pie en la cara posterior o en las vigas que sigan a la de enfrente.

Fuerzas longitudinales

Algunos autores consideran una fuerza longitudinal del 10% de la carga viva, actuando a 4 pies arriba del piso (1.20 m) como fuerza de frenado. Según AASHTO 3.9 se estima la fuerza de frenado en un 5% de la carga viva en todos los carriles que llevan tránsito en la misma dirección. La carga viva equivale a la carga de tráfico más la concentrada para flexión. Su centro de gravedad se sitúa a 6 pies arriba del piso de la superestructura.

Banquetas para peatones

Se calcularán con una carga de no menos de 100 lb/pie², o sea, 488 kg/m², también aplicable a puentes de bicicletas y peatones.

Bordillos

Se diseñarán para una carga lateral de 500 lb/pie², aplicado en la parte superior del mismo o a 25.4 cm de la losa, cuando es más alto que éste.

Presión lateral de la tierra

La presión de tierra se calcula utilizando las formulas de Rankine, para que no sea menor que un equivalente liquido de 30 lb/pie³ (480 kg/m³). Una sobrecarga equivalente a 2 pies de tierra sobre el nivel del puente. Siempre deberán diseñarse obras de drenaje.

2.4 Especificaciones técnicas para el diseño de puentes

Los tipos de especificaciones técnicas de uso común son las de materiales y de mano de obra también llamadas especificaciones descriptivas. Incluyen en su cobertura los factores principales que se consideran dentro del desarrollo y la terminación de la obra. Estos factores incluyen las condiciones generales y especiales que afectan el desempeño del trabajo, los requisitos de materiales y los detalles de construcción

Las siguientes especificaciones se refieren a un puente de concreto armado, según el Libro Azul de la Dirección General de Caminos.

Recubrimientos

De acuerdo con las especificaciones de la AASHTO y las normas ASTM se usará el siguiente recubrimiento:

Para losa en superficie de rodadura es de 5 cm.

Para vigas en cualquier sentido es de 4 cm.

Para elementos expuestos al suelo y al agua es de 7.5 cm.

Acero de refuerzo

Se usará acero de refuerzo grado 60 en forma de barras corrugadas para los elementos principales como vigas, losa, pilotes y grado 40 también en forma de barras corrugadas para el resto de la estructura, de acuerdo a las especificaciones M31-54 de la AASHTO Y 305-507 de la ASTM (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL).

Ganchos

Los ganchos se doblaran en frío, para doblar de 180° una extensión de 4 veces el diámetro de varilla, y en doblar de 90° una extensión de 12 veces el diámetro de varilla. Según código ACI en su sección 7.1.

Empalmes

Se harán de 20 diámetros de la barra de acero, pero no menor a 300 mm. En barras en un manojo deben terminar en puntos diferentes escalonados a 40 diámetros de la barra como mínimo, según ACI en su sección 12.2

Formaletas

Las formaletas ya sean de madera, metal, plástica, fibra de vidrio u otros materiales apropiados deben ser lisas y herméticas al mortero, diseñadas y construidas solidamente, con rigidez suficiente para evitar distorsión debidas a la presión del concreto.

Concreto

En los elementos principales se utilizara concreto con un $f'c = 5000$ PSI a los 28 días y para el resto de la estructura se usará concreto con $f'c = 3000$ PSI a los 28 días. El concreto tendrá un agregado grueso de 1/2 pulgada como mínimo, un máximo de 3/4 pulgada y libre de material orgánico.

Agregados para concreto

Los agregados se deben manejar y almacenar, tratando en lo posible de mantener la uniformidad de su graduación granulométrica, su grado de humedad, evitar su segregación y contaminación con materiales extraños.

Concreto ciclópeo

Utilizar piedra partida o canto rodado con diámetros no mayores de 300 mm. De preferencia en su estado natural de buena calidad y limpia, concreto de 2,500 PSI, su proporción en volumen para un metro cúbico es de 4.5 sacos de cemento, 0.38 m³ de agregado fino, 0.53 m³ de agregado grueso y 0.33 m³ de piedra bola. Dicha piedra se deberá colocar a mano sin dejar caer para no dañar las formaletas.

Agua

Se debe utilizar agua limpia y libre de cantidades perjudiciales de aceites, ácidos, materiales orgánicos y otras sustancias que puedan ser nocivas al concreto o acero de refuerzo, para mezclado y curado del concreto o lavado de agregados finos.

Pernos de anclaje

Los pernos para anclaje deben ser de acero inoxidable o de acero protegido con un recubrimiento metálico resistente a la corrosión y que no reaccione químicamente con el concreto.

Relleno

Los rellenos deben colocarse en capas no mayores de 30 cm., para su debida conformación, como mínimo al 90 % de su densidad máxima, determinada con el método de la AASHTO T 180.

2.5 Cálculos topográficos

Previo al estudio topográfico se realizó una visita de campo para determinar la posible ubicación del puente vehicular. Se tomó en cuenta el lugar por donde circularía el tránsito, la crecida máxima, el claro más corto por salvar y, como el puente esta dentro del casco urbano, se ubicó cada una de las estructuras que están a su alrededor para que no obstaculicen la construcción de ninguno de los elementos del puente. Una vez establecido el lugar donde podría ubicarse la estructura, se llevó a cabo el levantamiento topográfico. Consistió en nivelar el terreno utilizando el método de nivelación simple, para el cual se determinó un banco de marca que serviría como referencia. Con base en los resultados obtenidos, se obtuvo un plano de curvas de nivel que proporciona la información para determinar exactamente donde tendría que ubicarse la estructura y su altura necesaria.

3. CONCEPTOS ESTUDIO DE SUELOS

Sondeo

Este método exploratorio se debe usar cuando el reconocimiento del perfil estratigráfico no pueda ser realizado mediante calicatas, ya sea porque se requiere reconocer el perfil en una profundidad importante, o por presencia de agua. En los estudios viales, este tipo de exploración se limita, generalmente, al estudio de fundaciones de estructuras principales y al estudio de estratos de compresibilidad importantes situados bajo el nivel freático.

Tipos de sondeos

Los tipos principales de sondeos que se usan en mecánica de suelos para fines de muestreo y reconocimiento del subsuelo, en general, son los siguientes:

a) Métodos de exploración de carácter preliminar

- Pozos a cielo abierto, con muestreo alterado o inalterado.
- Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares.
- Métodos de lavado
- Métodos de penetración estándar
- Método de penetración cónica

b) Métodos de sondeo definitivo

- Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado
- Métodos con tubo de pared delgada
- Métodos rotatorios para roca

c) Métodos geofísicos

- Sísmico
- De resistencia eléctrica
- Magnético y gravimétrico

Numero, tipo y profundidad de los sondeos

El número, tipo y profundidad de los sondeos que deban ejecutarse en un programa de exploración de suelos depende, fundamentalmente, del tipo de subsuelo y de la importancia de la obra. En ocasiones, se cuenta con estudios anteriores cercanos al lugar, que permite tener una idea siquiera aproximada de las condiciones del subsuelo y este conocimiento permite fijar el programa de exploración con mayor seguridad y eficacia.

3.1 Sondeo dinámico

Consiste en un tubo de acero dividido longitudinalmente en dos y un cople en su parte superior. El cople conecta el muestreador a la barra de perforación. El muestreador comúnmente utilizado (llamado penetrómetro estándar) tiene un diámetro interior de 34.93 mm. y un diámetro exterior de 50.8 mm. Sin embargo, se dispone también de muestreadores con diámetros interior y exterior de hasta 63.5mm. y 76.2 mm. respectivamente. El penetrómetro se hinca entonces en el suelo por golpes de un martinete en la parte superior de la barra de perforación. El peso estándar del martinete es de 622.72 N. y para cada golpe la altura de caída del martinete es de 0.762 m., se procede entonces a contar el número de golpes requerido para sumir el penetrómetro la profundidad requerida en intervalos de 0.30 m. por conteo. Luego, se extraen las muestras de suelo acumuladas en el muestreador.

3.2 Valor soporte del suelo

El valor soporte del suelo, también llamado Capacidad de Carga o Apoyo de los Cimientos, es una característica de cada sistema de suelo-cimentación, los distintos tipos de suelo difieren en capacidad de carga, pero también ocurre que en un suelo específico dicha capacidad varía con el tipo, forma, tamaño y profundidad. La resistencia de los suelos depende sobre todo de su resistencia a la fuerza cortante.

Cuando los perfiles del suelo son muy variables o hay capas alternadas de arenas y arcillas, es necesario calcular la capacidad de cargas de cada capa. Esto se debe realizar a partir de la suposición de que el cimiento se apoya sucesivamente en cada capa, pero con la presión de contacto correspondiente a la profundidad que está por debajo de la base y por encima de la capa.

El estudio de suelos para el puente vehicular barrio Moderno se hizo por medio del laboratorio de suelos de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala; se realizó un sondeo dinámico y se determinó que el valor soporte del suelo es de 45 Ton/m^2 a una profundidad de 7 metros.

En la siguiente tabla se sugieren algunos valores portantes, dependiendo del tipo de suelo.

Tabla III. Valor soporte permisibles para distintos tipos de suelo

MATERIAL DEL SUELO	TON/M ²	OBSERVACIONES
Roca sana no intemperizada	645	No hay estructura de grietas
Roca regular	430	
Roca intermedia	215	
Roca agrietada o porosa	22-86	
Suelos gravillosos	107	Compactados, buena granulometría
Suelo gravillosos	86	Compactados con mas del 10% de grava
Suelos gravillos	43	Flojos con mucha arena
Suelos arenosos	32-64	Densos
Arena fina	22-43	Densas
Suelos arcillosos	53	Duros
Suelos arcillosos	22	Solidez mediana
Suelos limosos	32	Densos
Suelos limosos	16	Densidad mediana

Fuente: Cabrera Seis, Jadenon Vinicio. Guía teórica y práctica del curso de cimentaciones. Pagina: 44

4. CONCEPTOS DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO PARA PUNTE VEHICULAR

Previo a la construcción de un puente, es necesario desarrollar un estudio hidrológico el cual debe incluir por lo menos lo siguiente:

Información de estaciones hidrológicas

- Estaciones limnimétricas o limnigráficas sobre el río
- Estaciones climatológicas cercanas

Características de la cuenca hidrográfica

- Área y forma de la cuenca hidrográfica
- Pendiente media de la cuenca
- Uso del suelo en la cuenca
- Red de drenaje

Caudales, niveles y velocidades

- Caudal medio en el cauce
- Caudal de las crecientes máximas extraordinarias
- Crecientes máximas
- Caudal de diseño
- Caudales, niveles y velocidades de las crecientes correspondientes a períodos de retorno tales como 100 años (Q_{100}), 500 años (Q_{500}) y el caudal que sobrepasaría el puente (Q_{sp}).

En este proyecto únicamente se incluirá la crecida máxima debido a que el lugar en estudio es un pantano o suampo por lo que solo se puede determinar los niveles que alcanza el agua durante la época de invierno.

4.1 Crecidas máximas

La creciente máxima es aquella que se produce con mayor frecuencia en las épocas de lluvia. Se determinan vestigios o señales que deja; o por la información de vecinos del lugar. Este tipo de crecidas ocurre cada año. La creciente máxima extraordinaria ocurre en épocas de tormentas u otros fenómenos naturales que se distancian en muchos años, y cuyas huellas desaparecen con el tiempo. Por ello, es necesario hacer estudios para determinar el nivel de este tipo de crecidas.

En este caso, la crecida máxima se determino con información de los vecinos del lugar quienes indicaron que en invierno o en un periodo de mucha lluvia el agua pasa hasta 1 metro por encima de la estructura existente.

5. CÁLCULOS NUMÉRICOS PUENTE VEHICULAR

5.1 Especificaciones de diseño

La luz libre del puente es de 60 metros

Carga viva de 32 toneladas que corresponde a un HS-20

Peso volumétrico del concreto 2,400 kg / m³

Peso volumétrico del concreto ciclópeo 2,500 kg / m³

Peso volumétrico del suelo 1,550 kg / m³

Esfuerzo de fluencia del acero 4,200 Kg / cm², el cual será utilizado para la construcción de la superestructura (losa, vigas principales y diafragmas).

Esfuerzo de fluencia del acero 2,810 Kg / cm², se usará para la construcción del resto de estructura.

Esfuerzo a compresión del concreto a los 28 días es de 281 Kg / cm², se utilizará para diseñar la superestructura (losa, vigas principales, diafragmas y pilotes).

Esfuerzo a compresión del concreto a los 28 días es de 210 Kg / cm², se aplicará al diseño del resto de la estructura.

Valor soporte del suelo es de 45Ton / m².

La estructura contará con dos banquetas de 61 centímetros.

El ancho útil será de 6.40 metros, el puente será de dos carriles, con una pendiente del 2% de bombeo.

5.2 Predimensionamiento de los elementos

Peralte de viga principal

$$H = \frac{\text{Longitud}}{16} \quad [\text{AASHTO 8.11.2}]$$

$$H = \frac{20}{16}$$

$$H = 1.25 \text{ [m]} \quad H = 4.10 \text{ [pie]}$$

Base de viga principal

$$b = \frac{H}{3.5}$$

$$b = \frac{1.25}{3.5} \quad b = 0.375 \text{ [m]}$$

Debido a que se utilizará una sección típica rectangular se considera que la base de la viga será de 0.50 metros por congestión del acero.

Losa

El espesor de la losa para puentes de concreto reforzado tiene que ser mayor de 15.24cm y el refuerzo principal tiene que ser paralelo al tráfico. El espesor de la losa se determinó por la siguiente fórmula.

$$t = 1.2 \left(\frac{L + 3.05}{30} \right) \quad [\text{AASHTO 8.9.2}]$$

Donde:

t = espesor de losa [cm]

L = separación libre entre vigas [m]

Diafragmas

Diafragma exterior

El peralte del diafragma esta dado por:

$$h_{\text{diafragma externo}} = \frac{1}{2} H_{\text{viga principal}}$$

$$B = \frac{2}{5} h$$

Diafragma interior

El peralte del diafragma es dado por:

$$h_{\text{diafragma interno}} = \frac{3}{4} H_{\text{viga principal}}$$

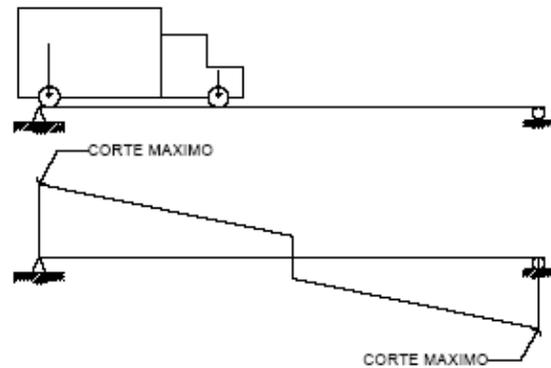
$$B = \frac{2}{5} h$$

5.3 Análisis estructural

Para vigas simplemente apoyadas, determinar los casos críticos longitudinalmente para los esfuerzos de corte y momento se pueden observar como sigue:

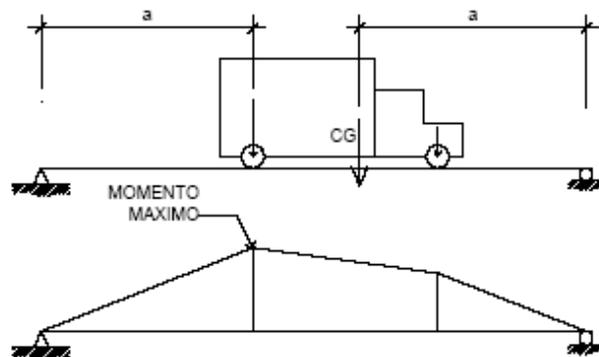
El corte máximo ocurre sobre el apoyo cuando la carga mayor se encuentra sobre él, como se muestra en la figura.

Figura 5. Diagrama de corte



El máximo momento ocurre bajo una de las cargas, cuando esta se encuentra tan lejos del soporte como su centro de gravedad del otro, como se muestra en la figura.

Figura 6. Diagrama de momento



5.4 Diseño de la superestructura

5.4.1 Diseño de la losa

Para los espesores de losa se debe tomar en cuenta que la AASHTO recomienda que no deben ser menores de 6 pulgadas, lo cual equivale a 15.24

centímetros. El diseñador escogerá la medida del espesor, según su criterio. Para el siguiente caso se toma un espesor de 18 centímetros.

El primer paso es la determinación de las cargas muertas, las cuales se describen a continuación.

Tabla IV. Integración de carga muerta losa puente vehicular

	y	Alto	Total
	[Lb/pie ³]	[pie]	[Lb/pie ²]
Losa	150	0.5906	88.59
Total carga muerta			88.59

Carga viva [AASHTO 3.7.5]

HS-20 AASHTO figure 3.7.7.A [STANDARD TRUCK]

Se aplica en un 100% por ser puente de 2 vías [AASHTO 3.12.1]

Carga **P = 16000 [Lb]**

S = 5.45 [pie]

Momento por carga muerta

$$M_{cm} = \frac{1}{10} W_m * L^2 \quad [\text{AASHTO 3.3.6}]$$

$$M_{cm} = \frac{1}{10} (88.59)(5.45)^2$$

$$M_{cm} = 263.13 \text{ [Lb/pie}^2\text{]}$$

Momento por carga viva

$$M_{cv} = 0.8 \left(\frac{s + 2}{32} \right) P \quad [\text{AASHTO 3.24.3.1}]$$

$$M_{cv} = 0.8 \left(\frac{5.45 + 2}{32} \right) 16,000$$

$$M_{cv} = 2,980.00 \text{ [Lb/pie}^2\text{]}$$

Impacto

$$I = \frac{50}{L + 125} \quad [\text{AASHTO 3.8.2}]$$

Donde

I = impacto máximo 30%

L = longitud del miembro donde se produce el máximo esfuerzo = S

$$I = \frac{50}{5.45 + 125}$$

$$I = 0.3833 > 0.30$$

Usar I = 0.30 = 30%

Momento último

Aplicándole los factores de carga a la expresión anterior:

$$M_u = 1.3 \left[M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{cv} + I) \right]$$

$$M_u = 1.3 [263.13 + 1.67(2980 * 1.3)]$$

$$M_u = 8,752 \text{ [Lb-pie]}$$

Recubrimientos en losas

Por encima 2 [pulg] = 0.05 [m]

Por debajo 1 [pulg] = 0.025 [m]

Cálculo de refuerzo

El refuerzo en la losa consistirá en dos camas de acero; cama superior e inferior. Cada cama tendrá refuerzo en sentido transversal y longitudinal, en forma de parrilla, como comúnmente se conoce. Para el cálculo de acero en la losa se utiliza la siguiente expresión:

$$Mu\phi = \phi\rho b d^2 f_y \left(1 - \frac{0.59 f_y \rho}{f'c} \right) \quad [\text{ACI 318-99}]$$

Donde

$Mu\phi$ = momento último de diseño [Klb-pulg]

ϕ = factor para elementos a flexión ACI 318-99

ρ = porcentaje de acero

b = ancho unitario [pulg]

f_y = esfuerzo de tensión del acero [Ksi]

$f'c$ = esfuerzo de compresión del concreto [Ksi]

d = espesor efectivo de diseño [pulg], es calculado de la forma siguiente:

$$d = [\text{espesor losa}] - [\text{recubrimiento}] - [\text{diámetro de barra}]$$

$$d = 7.09 - 1 - 1/2 \text{ [pulg]}$$

Al calcular el porcentaje de acero con el momento último de diseño se toman en cuenta los requerimientos del código ACI 318-99 de cuantía de acero en elementos sometidos a flexión:

Porcentaje de acero máximo en zona sísmica

$$\rho_{max} \leq 0.5 \rho_{bal} \quad [\text{ACI 318-99}]$$

$$\leq 0.025$$

$$\rho_{max} \leq 0.0247$$

Porcentaje de acero en balance, para producir una falla balanceada:

$$\rho_{bal} = \frac{0.85f'c\beta_1}{f_y} * \frac{87}{87 + f_y}$$

$\beta_1 = 0.85$ para concreto de 4000 [Psi] y menor

$$\rho_{bal} = 0.04949$$

Porcentaje de acero mínimo, para proveerle ductilidad a la estructura

$$\rho_{min} \geq \frac{200}{f_y}$$

$$\rho_{min} \geq 0.005$$

Para el diseño de los diferentes refuerzos en las distintas camas de la losa se utilizarán estos datos:

Tabla V. Datos para diseño de refuerzo de losa puente vehicular

Datos de diseño para refuerzo de losa		
Ø	0.90	[factor de reducción]
b	12.00	[pulg]
f_y	40000	[Psi]
f_c	4000	[Psi]
d	5.58	[pulg]

Para el cálculo del **área de acero** de la losa, tomando en cuenta el ancho unitario, la cuantía de acero y el espesor efectivo, se tiene la siguiente expresión:

$$A_s = \rho * (\text{ancho unitario}) * \text{espesor}$$

Para determinar la **separación y el diámetro de varillas** que se utilizarán, se realiza de la siguiente forma, partiendo del ancho unitario, el área de acero y el área de la varilla propuesta:

Área de acero calculada _____ **30.48 [cm]**

Área de acero de varilla propuesta _____ **(separación de varilla)**

Refuerzo transversal cama inferior

Este refuerzo es perpendicular al tráfico.

$$Mu\phi = 8752 \text{ [Lb-pie]}$$

$$Mu\phi = 105.03 \text{ [KLb-pulg]}$$

Utilizando el procedimiento para el cálculo del área de acero se tiene:

$$\rho = 0.008072 \text{ (chequea acero máximo y mínimo)}$$

$$As = 0.7626 \text{ [pulg}^2\text{]}$$

Combinación de varillas

$$\#3 @ 4.40 \text{ [cm]}$$

$$\#4 @ 8.00 \text{ [cm].}$$

$$\#5 @ 12.39 \text{ [cm].}$$

$$\#6 @ 17.5 \text{ [cm].}$$

Para el diseño se utilizaron varillas #5 @ 15.00 [cm].

Cálculo de refuerzo longitudinal cama superior e Inferior

Refuerzo longitudinal cama inferior

Este refuerzo es paralelo al tráfico.

Par el momento por carga viva calculamos nuevamente el momento último utilizando el siguiente criterio:

$$E = (4 + 0.06S) \text{ [AASHTO 3.24.3.2]}$$

$$E < 7$$

Donde:

S = separación libre entre vigas [pie]

$$E = (4 + 0.06 * 6.07)$$

E = 4.36 chequeo correcto

Momento por carga viva para un camión tipo HS-20

$$**Mcv HS20 = 900S** \quad [\text{AASHTO 3.24.3.2}]$$

$$Mcv HS20 = 900(6.07)$$

$$Mcv HS-20 = 5,463 \text{ [Lb-pie]}$$

Momento por carga viva para un camión tipo HS-20

Combinando cargas tenemos:

$$**Mu = 1.3[Mcm + Mcv]**$$

$$Mu = 1.3[263.13 + 5,463]$$

$$Mu = 7,443.97 \text{ [Lb-pie]}$$

Ahora se calcula el área de acero de la siguiente forma:

$$\rho = 0.005994 \text{ (chequea acero máximo y mínimo)}$$

$$A_s = 0.5660 \text{ [pulg}^2\text{]}$$

Combinación de varillas

#3 @ 5.92 [cm]

#4 @ 10.77 [cm].

#5 @ 16.69 [cm].

#6 @ 24.00 [cm].

Para el diseño se utilizaron varillas #6 @ 24.00 [cm].

Refuerzo longitudinal cama superior

Este refuerzo es paralelo al tráfico. Para el cálculo de este refuerzo se toma un porcentaje del área del acero longitudinal de la cama inferior como se muestra:

$$\% = \frac{100}{\sqrt{S}} \quad [\text{AASHTO 3.24.10.2}]$$

$$\% = \frac{100}{\sqrt{5.45}} = 42.83\%$$

Tomando el 42.83% del área de acero longitudinal de la cama inferior tenemos:

$$A_s = 0.1957 \text{ [pulg}^2\text{]}$$

Combinación de varillas

#3 @ 17.13 [cm]

#4 @ 31.15 [cm].

Para el diseño se utilizaron varillas #3 @ 30.00 [cm].

Cálculo de refuerzo transversal cama superior

Este refuerzo es perpendicular al tráfico.

Para el cálculo de este refuerzo se toma un porcentaje del área del acero transversal de la cama inferior como se muestra:

$$\% = \frac{220}{\sqrt{S}} < 67\% \quad [\text{AASHTO 3.24.10.2}]$$

$$\% = \frac{220}{\sqrt{5.45}} = 94.24\% \text{ usar } 67\%$$

Tomando el 67.00% del área de acero transversal de la cama inferior tenemos:

$$A_s = 0.5107 \text{ [pulg}^2\text{]}$$

Combinación de varillas

#3 @ 6.56 [cm]

#4 @ 11.93 [cm].

#5 @ 18.50 [cm].

#6 @ 26.26 [cm].

Para el diseño utilizó varillas #3 @ 15.00 [cm].

5.4.2 Diseño de vigas

Cálculo de peralte y base

La sección de las vigas principales se determina basándose en la luz de las mismas; para no tener que hacer un chequeo por deflexiones el código ACI recomienda un peralte no menor que $L/16$ y la base no deberá ser menor que el peralte sobre 3.5 para no chequear alabeo, en el entendido de que las secciones en forma de I y las secciones rectangulares son las más idóneas para trabajar a flexión ($H \leq 3.5B$).

Debido a las condiciones de este proyecto se diseñarán vigas de concreto reforzado, no solo por la mejoría del comportamiento bajo la carga de servicio, por el control del agrietamiento con el adecuado confinamiento y la deflexión, sino porque permite la utilización de materiales eficientes de alta resistencia. Pueden usarse miembros de menores dimensiones y más ligeros. Se reduce la relación de la carga muerta a la carga viva, se aumentan los claros y se amplía considerablemente la gama de aplicaciones posibles del concreto estructural.

La dimensión final del peralte se calcula a continuación.

Peralte de viga principal

$$H = \frac{\text{Longitud}}{16} \quad [\text{AASHTO 8.11.2}]$$

$$H = \frac{20}{16}$$

$$H = 1.25 \text{ [m]}$$

$$H = 4.10 \text{ [pie]}$$

Base de viga principal

$$b = \frac{H}{3.5}$$

$$b = \frac{1.25}{3.5}$$

$$b = 0.375 \text{ [m]}$$

La dimensión final del peralte será de un valor de 125 centímetros por una base de 50 centímetros por congestión del acero.

Cálculo de momentos

Para el cálculo de momentos, se debe especificar, como primer paso, la integración de cargas muertas existentes en la viga, lo cual se hace a continuación:

Carga muerta ($W_{viga} + W_{losa}$)

$$W_{cm} = W_{viga} + W_{losa} = 672 \text{ kg / m} + 717.12 \text{ kg / m}$$

$$\text{Total carga muerta (} W_{cm} \text{)} = 1,389.12 \text{ kg / m}$$

Luego de definir la carga muerta que producen los elementos, se calcula el momento que produce la carga muerta según la fórmula siguiente:

$$M_{cm} = (W_{cm} * L^2 / 8) + P_a$$

Donde:

Wcm = Carga muerta total

L = Luz del puente

P = Carga producida por el diafragma

a = Longitud entre diafragmas

Para aplicar la fórmula anterior se debe calcular la carga producida por el diafragma y se hace de la siguiente manera:

$$P = W_{\text{diafragma}} * S$$

Donde:

S = Espaciamiento entre vigas 2.10 metros

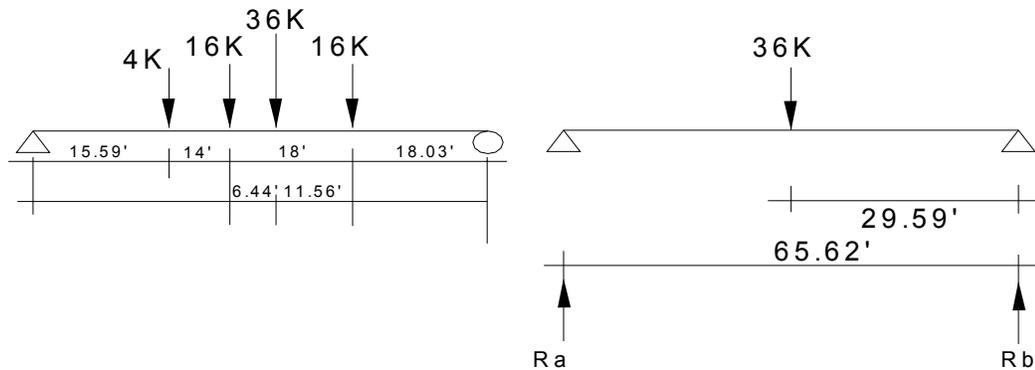
$$P = 324 * 2.10 = 680.4 \text{ Kg}$$

Encontrando el momento final de la carga muerta

$$M_{cm} = (W_{cm} * L^2 / 8) + Pa = (1,389.12 * 20^2 / 8) + 680.4 * 20 = 69,456 \text{ Kg-m} \approx 501.19 \text{ k'}$$

Ahora definimos el momento que produce la carga viva para el cual se analiza solamente dos cargas del vehículo.

Figura.7 Análisis de diagrama de carga viva



Encontrando reacciones

Sumatoria de momentos en b = 0

$$(36K) \cdot (29.59) - R_a(65.62) = 0$$

$$R_a = 16.23K$$

$$R_a + R_b = 36$$

$$R_b = 19.77$$

Encontrando el momento máximo (momento carga viva)

$$M_{max} = (19.77) \cdot (36.03) - (16) \cdot (18) = 424.31 K'$$

El momento último se ve afectado por un factor de impacto y un factor de distribución, el cual se define como la proporción de carga viva que absorbe cada viga.

5.4.3 Cálculo del factor de impacto

$$I = \frac{50}{L + 125} \quad [\text{AASHTO 3.8.2}]$$

donde:

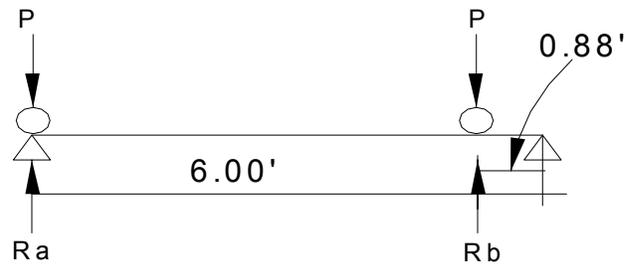
I = impacto máximo 30%

L = longitud del miembro donde se produce el máximo esfuerzo = S

$$I = \frac{50}{65.62 + 125} = 0.26$$

$$I = 0.26 < 0.30$$

Figura 8 Análisis diagrama factor de distribución



El factor de distribución se calcula de la siguiente manera:

Asumiendo cargas unitarias

Sumatoria de momentos en $b = 0$

$$Ra(6.88) - (1)*(6.88) - (1)*(0.88) = 0$$

$$6.88*Ra - 6.88 - 0.88 = 0$$

$$Ra = 1.1289$$

Con sobrecarga

$$1.1289*2/1.5 = 1.505$$

El factor de distribución queda en función de la carga P descrita en la figura anterior, por lo que queda definido con un valor de 1.505.

5.4.4 Momento último

El momento final según AASHTO 1.2.22 se define como:

$$Mu = 1.3(M_{cm} + 5/3(M_{cv} * I * FD))$$

$$Mu = 1.3 (501.19 + 5/3(424.31 * 1.26 * 1.505)) = 2,394.89 \text{ K}' \approx 284,526.99 \text{ Kg-m}$$

De igual manera se calcula el momento máximo para la viga exterior dando como resultado:

$$Mu = 1.3 (666.67 + 5/3(424.31 * 1.26 * 1.505)) = 2,256.72 \text{ K}' \approx 312,736.35 \text{ Kg-m}$$

Este momento se utilizó para el diseño del refuerzo principal de la viga

Cálculo de refuerzo longitudinal para viga reforzada

Inicialmente se diseñará la viga principal como simplemente reforzada, pero si no cumple los requerimientos será diseñada doblemente reforzada con los requerimientos de ACI 318-99. El proceso que se muestra a continuación es para el momento mayor que existe en la viga principal. También se calculará el área de acero en distintos puntos de la viga con el fin de proporcionar el armado necesario y así economizar acero. Para el cálculo del refuerzo longitudinal se utiliza la siguiente expresión:

$$M_u \phi = \phi \rho b d^2 f_y \left(\frac{1 - 0.59 f_y \rho}{f'_c} \right) \quad \text{[ACI 318-99]}$$

Donde:

$M_u \phi$ = momento último de diseño [Klb-pulg]

ϕ = factor para elementos a flexión ACI 318-99

ρ = porcentaje de acero

b = ancho de la viga [pulg]

f_y = esfuerzo de tensión del acero [Ksi]

f'_c = esfuerzo de compresión del concreto [Ksi]

d = espesor efectivo de diseño [pulg], es calculado de la forma siguiente:

Suponiendo 3 camas de acero # 11 y estribos # 4

d = [peralte de viga]-[recubrimiento+diámetro de estribo+diámetro de barra # 11 cama 1+espacio entre barras principales+medio diámetro de barra # 11 cama 2]

$d = 49.2 - [1.50+0.50+1.41+3.00+1.41/2]$ [pulg]

$d = 42.085$ [pulg]

Para el cálculo del área de acero de la losa tomando en cuenta el ancho unitario, la cuantía de acero y el espesor efectivo, se tiene la siguiente expresión:

$$A_s = \rho * (Base\ de\ viga) * d$$

Tabla VI. Datos para diseño de refuerzo a flexión de viga principal

Datos de diseño de refuerzo principal de viga		
ϕ	0.9	[factor a flexión]
b	19.68	[pulg]
f_y	40,0000	[lb/pulg ²]
f'_c	4,000	[lb/pulg ²]
d	42.085	[pulg]
ρ_{bal}	0.04949	[%] zona sísmica ACI-318 99
ρ_{min}	≥ 0.005	[%] zona sísmica ACI-318 99
ρ_{max}	≤ 0.0247	[%] como simplemente reforzada

La tabla anterior presenta los datos para el diseño de refuerzo longitudinal. La cuantía balanceada, cuantía mínima y máxima se calculó anteriormente.

Diseño de viga principal como simplemente reforzada

Teniendo el momento máximo:

$$M_u\phi = 3027.42 \text{ [Klb-pie]}$$

$$M_u\phi = 36329.04 \text{ [KLb-pulg]}$$

Utilizando los datos y el proceso anterior para el cálculo del área de acero se tiene:

$$\rho = 0.0375 > 0.0247$$

(La cuantía de acero es mayor a la cuantía máxima de acero para una viga simplemente reforzada por lo que para cumplir los requerimientos de ductilidad del ACI es necesario diseñarla doblemente reforzada, o sea con refuerzo en la zona compresiva de la sección)

Diseño de viga principal doblemente reforzada

El diseño de una viga doblemente reforzada viene dada por el momento 1 en zona de tensión y el momento en zona compresiva que forman el momento último como se muestra:

$$Mu = Mu_1 + Mu_2$$

Los momentos anteriores forman un área de acero que sumadas nos da el área total de refuerzo longitudinal en la viga.

$$As_{total} = As_1 + As_2$$

El área de acero 1 As_1 se calcula tomando la cuantía de acero máxima para una viga simplemente reforzada, esta área de acero será en la zona de tensión.

$$As_1 = \rho_{max}bd \text{ como viga simplemente reforzada}$$

$$As_1 = 0.024747(19.68)(24.085)$$

$$As_1 = 20.4963 \text{ [Pulg}^2\text{]}$$

Utilizando **13 barras # 11** tenemos un área de 20.28 [Pulg²].

$$As_1 = 20.28 \text{ [Pulg}^2\text{]}$$

Chequeo de ductilidad de acero en compresión

$$a = \frac{As, fy}{0.85f' cb}$$

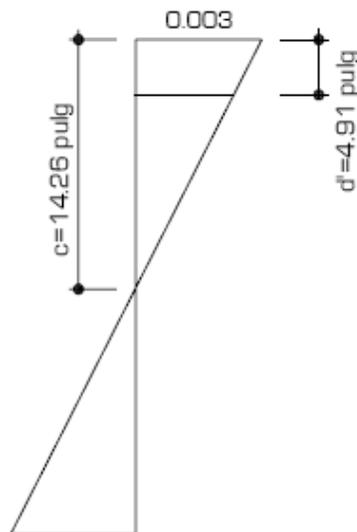
$$a = \frac{A_{20.28} * 40}{0.85(4)(19.68)} = 12.12 \text{ [pulg]}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$\beta_1 = 0.85$ para concreto de 4000 [Psi]

$$c = \frac{12.12}{0.85} = 14.26 \text{ [pulg]}$$

Figura 9. Chequeo de ductilidad de acero en compresión viga principal puente vehicular



Fluencia del acero

$$\epsilon_s = \frac{f_y}{29000}$$

$$\epsilon_s = \frac{40}{29000} = 0.00137$$

Fluencia del acero en compresión

$$\epsilon's = \left(\frac{c - d'}{c} \right) 0.003$$

$$\epsilon's = \left(\frac{14.26 - 4.91}{14.26} \right) 0.003$$

$$\epsilon's = 0.00197 \gg 0.00137$$

La fluencia del acero en compresión es mayor a la fluencia del acero. Esto quiere decir que el acero fluye en compresión el chequeo es correcto.

En base al chequeo anterior tenemos la certeza de que el acero esta trabajando bien en compresión, calculamos el Mu_1 con la siguiente expresión:

$$Mu_1 = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mu_1 = 0.90(20.28)40 \left(40.085 - \frac{14.26}{2} \right)$$

$$Mu_1 = 25519.95 \text{ [KLb-pulg]}$$

$$Mu_1 = 2126.66 \text{ [KLb-pie]}$$

Ahora calculamos el Mu_2 con la siguiente expresión:

$$Mu_2 = Mu - Mu_1$$

$$Mu_2 = 3027.42 * 12 - 25519.95$$

$$Mu_2 = 10809.09 \text{ [KLb-pulg]}$$

$$Mu_2 = 900.77 \text{ [KLb-pie]}$$

Ahora calculamos el área de acero para el Mu2 con la siguiente expresión

$$Mu_2 = \phi A' s f_y (d - d')$$

d' = espesor efectivo de diseño en zona compresiva [pulg], es calculado de la forma siguiente:

Suponiendo 2 camas de acero # 11 y estribos # 4

d' = [recubrimiento + diámetro de estribo + diámetro de barra # 11 cama 1 + espacio medio entre barras principales]

$$d' = [1.50 + 0.50 + 1.41 + 1.5] \text{ [pulg]}$$

$$d' = 4.91 \text{ [pulg]}$$

Realizando el chequeo para determinar si $A's$ es igual a As_2 .

$$\phi A' s f_y (d - d') = \phi A s_2 f_y (d - d')$$

$$A' s = A s_2$$

El acero fluye en tensión y compresión. Entonces el área de acero es:

$$A s_2 = \frac{10809.09}{0.90(40)(42.085 - 4.91)}$$

$$A s_2 = 8.08 \text{ [Pulg}^2\text{]}$$

Utilizando **5 barras # 11** tenemos un área de 7.8 [pulg²].

$$A s_2 = 7.8 \text{ [pulg}^2\text{]}$$

El área total de acero esta dada por:

$$A s_{total} = A s_1 + A s_2$$

$$A_{s_{total}} = 20.28 + 7.8 \text{ [pulg}^2\text{]}$$

$$A_{s_{total}} = 28.08 \text{ [pulg}^2\text{]}$$

Chequeo de cuantía de acero máxima en una viga doblemente reforzada.

$$\rho_{maxDR} \leq 0.5\rho_{bal} + \rho' \left(\frac{f' s}{f_y} \right) \quad \text{[ACI 318-99]}$$

$$\rho = \frac{A_{s_{total}}}{bd}$$

$$\rho = \frac{28.08}{(42.085)(19.68)} = 0.0339035$$

$$\rho' = \frac{A_{s_2}}{bd}$$

$$\rho' = \frac{7.8}{(42.085)(19.68)} = 0.0094176$$

$$\frac{f' s}{f_y} = 1$$

$$\rho_{maxDR} \leq 0.5(0.04949) + 0.0094176(1)$$

$$\rho_{maxDR} = 0.0341626$$

$$\rho_{maxDR} = 0.03390 \leq 0.03416$$

El diseño del área de acero para la viga principal cumple los requerimientos para zona sísmica de ACI 318-99.

Adicionalmente al armado de la viga principal se le colocan barras de acero # 3, en la zona intermedia de la viga debido a la retracción del fraguado del concreto y también por área mínima de acero por pie de alto en la sección.

Utilizando un criterio conservador se puede decir que este acero adicional sirve para contrarrestar el fenómeno de exceso de agregado fino en el concreto.

Refuerzo en el alma por cortante

El refuerzo a corte de la viga consiste en refuerzo transversal de la viga por medio de estribos de acero, estos además de reforzar la viga a corte también sirven para el armado del refuerzo principal. Se realiza el diseño en base a los requerimientos del ACI 318-99.

Con base a los diagramas de esfuerzos cortantes por carga viva y carga muerta en la viga, realizando la combinación de cargas se obtiene la envolvente de corte.

Tabla VII. Datos para diseño de refuerzo a corte de viga

Refuerzo a corte de viga		
ϕ	0.85	[factor para cote y torsion]
b	19.68	[pulg]
f_y	40,0000	[lb/pulg ²]
f'_c	4,000	[lb/pulg ²]
d	42.085	[pulg]
V_{uc}	0.1075	[Klb/pulg ²]

El refuerzo a corte esta dado por la resistencia al corte proporcionado por el concreto más el proporcionado por el acero.

$$V_u = V_{uc} + V_{us}$$

Resistencia a corte proporcionada por el concreto

$$V_{U_{concreto}} = \phi 2 \sqrt{f'c}$$

$$V_{U_{concreto}} = (0.85)2 \sqrt{4000}$$

$$V_{U_{concreto}} = 0.1075 \text{ [Klb/pulg}^2\text{]}$$

Resistencia a corte proporcionada por el acero

$$A_{v_{acero}} = \frac{\phi A_v f_y}{bS}$$

donde:

ϕ = Factor de reducción para corte y torsión

b = ancho de viga [pulg]

A_v = área de acero de estribo en las barras verticales (2 patas) [pulg²]

S = espaciamiento de estribo [pulg]

El refuerzo a corte viene dado por:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_u \leq \phi 2 \sqrt{f'c} + \frac{\phi A_v f_y}{bS}$$

El espaciamiento máximo será:

$$S_{max} \leq \frac{d}{2}$$

$$S_{max} = 21.04 \text{ [pulg]}$$

Este espaciamiento se adoptará cuando se cumpla la siguiente condición:

$$V_{U_{concreto}} = \phi 10 \sqrt{f'c}$$

El corte inducido será:

$$V_u = \frac{V}{bd}$$

donde:

V = corte determinado por el diagrama de corte [Klb]

Chequeo de corte a una distancia [d]

% pendiente del grafico de corte = 4.67

$V_{ad} = V - \% \text{ pendiente del grafico de corte} * d$

$$V_{ad} = 160.93 - 4.67 \left(\frac{42.085}{2} \right)$$

V_{ad} = 144.23 [Klb]

Encontrando el V último

$$V_u = \frac{V}{bd}$$

$$V_u = \frac{144.23}{42.085(19.68)} = 0.17414 \text{ [Klb/pulg}^2\text{]}$$

$V_{us} = V_u - V_{uc}$

V_{us} = 0.17414 - 0.1075

V_{us} = 0.06664 [Klb/pulg²] este es el corte requerido por el acero

Se proponen estribos # 3 A_v = 0.22 [Pulg²] por tomarse dos barras verticales que tiene el estribo y se encuentra el espaciamiento a la distancia d del rostro del apoyo.

$$S = \frac{\phi A v_f y}{b V u_{\text{acero}}}$$

$$S = \frac{0.85(0.22)(40)}{19.68(0.06668)}$$

$$S = 5.70 \text{ [pulg]}$$

Invirtiendo el procedimiento anterior se diseñará para un espaciamiento fijo S y se determinará la distancia del rostro del apoyo donde cambiará de espaciamiento y el corte que esta inducido en esa sección. Se muestra en la siguiente tabla:

Tabla VIII. Espaciamientos de estribos viga principal

S	Vu	Longitud donde cambia S a partir del apoyo
[Pulg]	[Klb]	[pie]
5.00	152.00	2.00
7.00	134.02	5.65
8.00	129.00	6.83
10.00	120.53	8.49
12.00	115.00	9.58
16.00	108.00	11.00

Finalmente el armado queda de la siguiente forma iniciando en el apoyo hacia el centro de la viga:

1er. Estribo @ 5.00 [cm] + 5 estribos @ 12.70 [cm] + 7 estribos @ 18.00 [cm] + 1 estribo @ 20.00 [cm] + 2 estribos @ 25 [cm] + 2 estribos @ 30.00 [cm] + 1 estribo @ 40.00 [cm] + resto de estribos @ 50 [cm]

La otra mitad de la viga será armada de igual forma a partir del apoyo.

Además, de los estribos rectangulares se adicionan eslabones donde se requiera, únicamente para estabilidad de armado (ver planos constructivos puente vehicular).

5.4.5 Diafragmas

En la construcción y diseño de puentes, los diafragmas son de vital importancia, pues su función principal es evitar el alabeo de las vigas, a la vez proveen rigidez y solidez a la superestructura. Se deben analizar dos tipos de diafragmas: internos y externos. Los internos se encuentran en la parte intermedia de la estructura y los externos se ubican en los extremos de la misma. Cuando la longitud libre exceda los 10 metros, es recomendable emplear diafragmas internos.

Para el puente vehicular Barrio Moderno se utilizaron diafragmas internos debido a que la luz del puente está dentro del límite establecido anteriormente.

Dimensionamiento

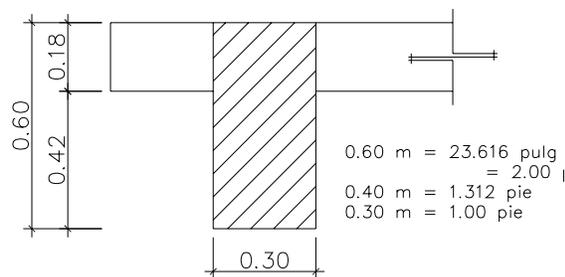
El peralte del diafragma esta dado por:

$$h_{\text{diafragma externo}} = \frac{1}{2} H_{\text{viga principal}}$$

$$h_{\text{diafragma externo}} = \frac{1}{2}(1.18) = 0.59 \text{ [m]}$$

Se adoptará un peralte de 0.60 [m] y una base de 0.30 [m].

Figura 10. Dimensionamiento de diafragma externo puente vehicular



Diseño a flexión

Los diafragmas se diseñarán para soportar su propio peso por lo que se le dará la cuantía mínima para proveerle ductilidad en flexión.

$$\rho_{min} \geq \frac{200}{f_y}$$

$$\rho_{min} \geq 0.005$$

Utilizando la expresión:

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

Donde:

b = ancho del diafragma [pulg]

d = espesor efectivo de diseño [pulg], es calculado de la forma siguiente.

Suponiendo 1 cama de acero # 8 y estribos # 3

$d = [\text{peralte de diafragma}] - [\text{recubrimiento} + \text{diámetro de estribo} + \text{medio diámetro de barra \# 8}]$

$$d = 23.616 - [1.50 + 0.375 + 1.00/2] \text{ [pulg]}$$

$$d = 21.241 \text{ [pulg]}$$

$$A_s = 0.005(21.616)(12)$$

$$A_s = 1.27 \text{ [pulg}^2\text{]}$$

Se propone 3 barras de acero # 6 como refuerzo principal, adicionalmente barras # 3 en la parte media de la sección y 2 barras # 4 en la parte superior

Diseño a corte

Los diafragmas se diseñarán para soportar su propio peso por lo que se le dará el espaciamiento máximo el refuerzo a corte. Está dado por:

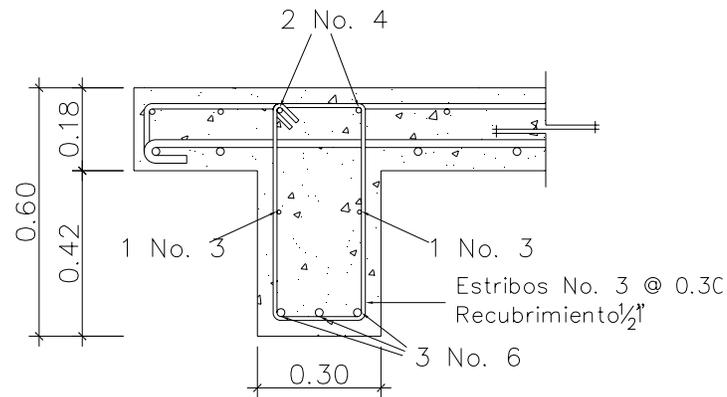
$$S_{max} = \frac{Avfy}{50b}$$

$$S_{max} = \frac{0.22(40000)}{50(12)}$$

$$S_{max} = 14.67 \text{ [pulg]}$$

Se adopta el espaciamiento de los estribos # 3 @ 30 [cm].

Figura 11. Armado de diafragma externo puente vehicular



Diseño de diafragmas internos

Dimensionamiento

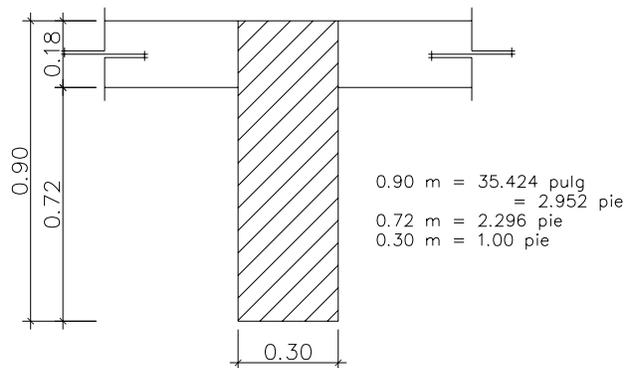
El peralte del diafragma es dado por:

$$h_{\text{diafragma interno}} = \frac{3}{4} H_{\text{viga principal}}$$

$$h_{\text{diafragma interno}} = \frac{3}{4} (1.18) = 0.885 \text{ [m]}$$

Se adoptará un peralte de 0.90 [m] y una base de 0.30 [m].

Figura 12. Dimensionamiento de diafragma interno puente vehicular



Diseño a flexión

El diseño de los diafragmas será para soportar su propio peso por lo que se le dará la cuantía mínima para proveerle ductilidad en flexión, utilizando las mismas expresiones para el diafragma externo. Únicamente varía el espesor efectivo de diseño.

d = espesor efectivo de diseño [pulg], es calculado de la forma siguiente:

Suponiendo 1 cama de acero # 9 y estribos # 3

$$d = [\text{peralte de diafragma}] - [\text{recubrimiento} + \text{diámetro de estribo} + \text{medio diámetro de barra \# 9}]$$

$$d = 35.424 - [1.50 + 0.375 + 1.126/2] \text{ [pulg]}$$

$$d = 32.986 \text{ [pulg]}$$

$$A_s = 0.005(32.986)(12)$$

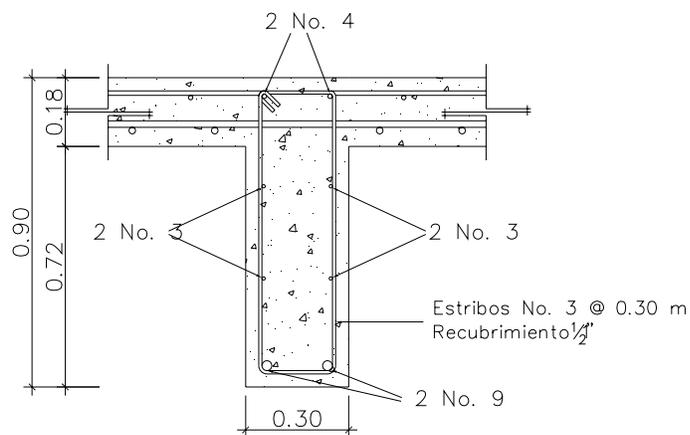
$$\mathbf{A_s = 1.979 \text{ [pulg}^2\text{]}}$$

Se proponen 2 barras de acero # 9 como refuerzo principal, adicionalmente barras # 3 en la parte media de la sección y 2 barras # 4 en la parte superior.

Diseño a corte

Se adopta el espaciamiento de los estribos # 3 @ 30 [cm] (el cálculo es igual al diafragma externo).

Figura 13. Armado de diafragma interno puente vehicular



5.4.6 Corte último

El corte se calculó en las diferentes secciones para todos los elementos en estudio, pero de una forma práctica y sencilla se puede calcular de la siguiente forma bajo cargas facturadas.

$$V_u = [1.4(w_0 + w_d) + 1.7 * w_l] \frac{L}{2}$$

$$V_u = [1.4(0.4505 + 0.9312) + 1.7 * 0.7884] 32.81$$

$$V_u = 107.44$$

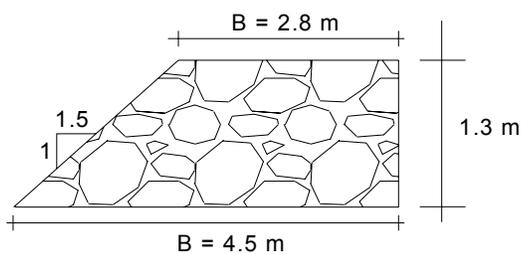
5.5 Diseño de subestructura

5.5.1 Diseño del estribo

Para diseñar los estribos se consideran las reacciones de las vigas principales de la superestructura actuando verticalmente, el peso propio de la viga de apoyo y el peso propio de los estribos.

La altura del muro se definió con base a la capacidad de soportar peso del suelo y por la crecida máxima, la capacidad del suelo es de 45 Ton/m^2 . El estribo esta totalmente enterrado para protegerlo de la erosión, debido a que es una de las razones del fallo de este elemento de la subestructura. En este proyecto se adoptaron estribos muy pequeños únicamente para sentar las vigas de apoyo sobre los mismos, además de que estos servirán para transmitir las cargas a los pilotes.

Figura 14 Diagrama de dimensionamiento del estribo



5.5.2 Vigas de apoyo

La cortina de las vigas de apoyo no deberá ser menor de 30 centímetros de espesor y se diseña a flexión y corte.

Deberá tener el mismo alto del peralte de las vigas principales el cual será de 70 centímetros y un espesor mínimo de 30 centímetros.

Ahora se calcula la fuerza longitudinal (FL):

$$FL = 0.05 \cdot P / (2 \cdot H), \text{ según norma AASHTO 3.9.1}$$

Donde:

P = Peso del camión que pasa por el puente (Kg)

$$P = (10.9 \cdot 2,000 \cdot 2) / 2.2 = 19,818.18 \text{ Kg}$$

H = Altura de la cortina

H = 60 + 5 = 65 centímetros, los 5 centímetros es el espacio que se le deja para colocar la plancha de neopreno.

$$FL = (0.05 \cdot 19,818.18) / (2 \cdot 0.65) = 762.24 \text{ Kg}$$

El brazo para la fuerza longitudinal estará a H + 6'

$$\text{Brazo} = H + 1.83$$

$$\text{Momento longitudinal (Mfl)} = (0.65 + 1.83) \cdot 762.24 = 1,890.35 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Se calcula la fuerza que produce el sismo:

$$S = 0.12 \cdot W, \text{ según norma AASHTO 3.21}$$

Donde:

W = Peso de la cortina

$$W = 0.3 \cdot 0.65 \cdot 6.22 \cdot 2,400 = 2,910.96 \text{ Kg}$$

$$S = 0.12 \cdot 2,910.96$$

$$S = 349.32 \text{ Kg}$$

Momento que produce el sismo, se toma a la mitad de la cortina:

$$M = S \cdot H/2 = 349.32 \cdot 0.65/2 = 113.53 \text{ Kg} - \text{m}$$

Calculando el empuje de la cortina:

$$F = \text{Sob} \cdot H + \text{Sob} \cdot H/2$$

Donde:

$$\text{Sob} = 480 \cdot 0.61 = 292.8 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

$$F = 292.8 \cdot 0.65 + (292.8 \cdot 0.65)/2 = 285.48 \text{ Kg} / \text{m}$$

Empuje del suelo sobre la cortina (Es):

$$\text{Valor soporte del suelo} = 45,000 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

$$E_s = V_s \cdot H/3$$

$$E_s = 45,000 \cdot 0.65/3$$

$$E_s = 9,750 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

Empuje que produce la sobrecarga (Esob):

$$E_{\text{sob}} = \text{Sob} \cdot H/2$$

$$E_{\text{sob}} = 292.8 \cdot 0.65/2$$

$$E_{\text{sob}} = 95.16 \text{ Kg} / \text{m}$$

Calculando momentos finales (se toma el mayor de los dos)

$$\text{Momento} = 1.3(E_{\text{sob}} + E_s + FL), \text{ según norma AASHTO 3:22:1a}$$

$$\text{Momento} = 1.3(95.16+9,750+1,890.35) = 15,256.16 \text{ Kg-m}$$

$$\text{Momento} = 1.3(\text{Esob} + \text{Es} + \text{S}), \text{ según norma AASHTO 3:22:1a}$$

$$\text{Momento} = 1.3(95.16+9,750+113.53) = 12,946.3 \text{ Kg - m}$$

Se toma el momento máximo 15,256.16 Kg – m

Calculando el área de acero requerida:

$$\text{Momento último (Mu)} = 15,256.16 \text{ Kg - m}$$

$$\text{Base (b)} = 65 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte (d)} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Fy del acero} = 2,810 \text{ Kg / cm}^2$$

$$\text{F'c del concreto} = 210 \text{ Kg / cm}^2$$

Se chequea el acero mínimo (Asmin):

$$\text{Asmin} = 14.1*b*d / \text{Fy} = (14.1*65*25) / 2,810 = 8.15 \text{ cm}^2$$

Ahora se chequea el acero requerido (Asreq):

$$\text{Asreq} = 9.90 \text{ cm}^2$$

Ahora se chequea el acero máximo (Asmas):

$$\text{Asmas} = 30.02 \text{ cm}^2$$

Como el acero requerido está dentro del rango del acero máximo y mínimo se coloca el acero requerido. La distribución será de 5 No. 5

Ahora la cortina se chequea por corte:

$$V = 1.3*(F + \text{FL}), \text{ según AASHTO 3:22:1b}$$

$$V = 1.3(285.48 + 1,890.35) = 2,828.58 \text{ Kg}$$

$$V = 1.3*(F + \text{S}), \text{ según AASHTO 3:22:1b}$$

$$V = 1.3(285.48 + 349.32) = 518.71 \text{ Kg}$$

Se toma el corte máximo 2,828.58 Kg

Se calcula el corte que resiste el concreto (V_c)

$$V_c = 0.53 * 0.85 \sqrt{F'_c} * b * d$$

$$V_c = 0.53 * 0.85 \sqrt{210} * 65 * 25 = 10,608.59 \text{Kg}$$

Como el corte que resiste el concreto es mayor que el corte actuante, la separación de los estribos será máxima $d/2 = 25/2 = 12.5$ centímetros. La separación final será de 10 centímetros con hierro No. 3.

Para la base de la viga de apoyo se coloca el acero mínimo, éste deberá chequear por aplastamiento. El refuerzo deberá colocarse con espacios no mayores de 40 centímetros. En el refuerzo transversal se colocarán estribos de acero corrugado a no menos de $H/2$

$$\text{Base (b)} = 75 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte (d)} = 40 \text{ cm}$$

$$F_y \text{ del acero} = 2,810 \text{ Kg / cm}^2$$

Se coloca el acero mínimo (A_{smin})

$$A_{smin} = 14.1 * b * d / F_y = (14.1 * 75 * 40) / 2,810 = 15.05 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 8 No. 5

El refuerzo transversal será de $H/2 = 40/2 = 20$ centímetros, el diseñador decide la separación final, por lo que se toma una separación de 10 centímetros con hierro No. 3

Diseño del neopreno de la base de viga de apoyo

Chequeo por aplastamiento

En este chequeo se calcula el área de aplastamiento de la base de la viga de apoyo. Su función es el amortiguamiento para disipar el esfuerzo de impacto, por lo que se utiliza una base de neopreno y se diseña con la siguiente fórmula:

$$Ap = \frac{P}{F'c * \phi_c}$$

Donde

A_p = Área de aplastamiento

P = Carga última en libras

$F'c$ = Esfuerzo máximo del concreto 210 Kg / cm²

ϕ = Constante de corte que es igual a 0.7

$$A_p = \frac{14,114.82lb}{210 * 0.7} = 96.02cm^2$$

$$A_p = \sqrt{96.02} = 9.80cm \text{ Redondeado a } 15 \text{ cm}$$

Se debe utilizar una base de neopreno de 15 X 15 cm, con un espesor de 5 centímetros.

5.5.3 Cálculo de momentos

El cálculo de momentos se determinó en cada uno de los incisos anteriores, tanto para los estribos como para las vigas de apoyo.

5.5.4 Diseño de pilotes

Propiedades de los pilotes

Pilotes cuadrados de 30*30 cm con $f'c = 5\text{ksi}$

Refuerzo = 8 No. 8, $f_y = \text{Ksi}$

Área = 900 cm^2 .

$I = 30/12 = 67500\text{ cm}^4$.

Resistencia Axial

$$= 0.225 f'c x \text{Area}$$

$$= 0.225 * 350 \text{ Kg / cm}^2 * 900\text{ cm}^2$$

$$= 70875 \text{ Kg} = 70.875 \text{ Ton.}$$

Resistencia requerida = 45 Ton.

Resistencia a flexión:

$$M = bkd^2$$

$$d = 30 - 3 \text{ cm. Rec.} - \Phi/2 \text{ No.8 (1.3 cm)}$$

$$d = 25.7 \text{ cm.} = 10 \text{ "}$$

$$k = 0.205, b = 30 \text{ cm.} = 12 \text{ "}$$

$$M = 12 * 0.205 * 10^2$$

$$M = 246 \text{ Kip} - \text{pulg.}$$

$$M = 20.5 \text{ Kip} - \text{pie.}$$

Refuerzo = $A_s = 3 \text{ No.8} = 2.37 \text{ pulg}^2$.

$$M = 1.44.A_s.d$$

$$M = 34 \text{ kip.} - \text{pie.}$$

Manda $M = 20.5 \text{ kip} - \text{pie.}$

$$M = 2.83 \text{ ton-m}$$

Índice de Grupo

m = Pilotes Por fila = 6

n = No. De filas = 2

d = lado del pilote = 30 cm.

S = separación de Pilotes = 0.80 m.

d/s = 0.30/0.80 = 0.40

arc, tg Φ = 0.40

Φ = 21.8°

n (m - 1) = 2(6 - 1) = 10

m (n - 1) = 6 (2 - 1) = 6

E = 1 - 21.8° (10+6) / 90*6*2

E = 0.6713 (67.13 %)

Peso caballete

7.62*0.80*1.55*2.4 = 25.26

Cortina 1.393*0.3*7.62*2.4 = 9.73

Super 6 vigas*13.33 = 79.98

CV + I 4 filas de llantas 4*14 ton. = 56.00

170.97 ton.

Carga por pilote:

Para 12 pilotes

Índice de grupo = 0.67

W / pilote = 188.21 / 0.67*14

= 18.227 ton.

Corte punzonamiento

$d = \text{peralte efectivo} = 80 - 30 - 5 \text{ cm (rec.)}$

$d = 35 \text{ cm.} = 13.7''$

$\text{Perímetro} = 4 \cdot 65 = 260 \text{ cm (102'')}$

$\text{Carga / pilote} = 20.065 \text{ ton.}$

$= 40,281.99 \#$

$v = 40,281.99 \# / 102'' \cdot 13.7''$

$v = 29 \# / \text{pulg}^2$

Con 60 cm. De Peralte $d = 25 \text{ cm (10'')}$

$v = 44344 / 4(12+10) \cdot 10''$

$v = 50 \# / \text{pulg}^2.$

Dejar caballete de 60 cm. de alto.

Punzonamiento

Resist. Concreto de $3000 \# / \text{pulg}^2,$

$v_c = 0.95 \sqrt{3000} =$

$v_c = 52 \# / \text{pulg}^2.$

v_c para punzonamiento

$1.8 \sqrt{f'c} = 98 \# / \text{pulg}^2.$

Empuje de tierra

Equiv. Líquido = $0.48 \text{ ton.} / \text{m}^3.$

$0.293 \text{ ton} / \text{m}^2 = 2'$ de sobrecarga.

Long. Caballete = 7.62 m.

Long. Alas $2 \cdot 1.30 = \underline{2.60 \text{ m}}$

12.30 m

Empuje total

$$0.80 \cdot 12.30 = 7.76 \text{ ton.}$$

$$\begin{aligned} \text{Empuje / pilote} &= 9.84 / 14 \\ &= 0.55 \text{ ton.} \end{aligned}$$

Sismo Caballete

8% CM.

CM.

$$\text{Caballete} = 25.20 \text{ ton.}$$

$$\text{Cortina} = 9.73 \text{ ton.}$$

$$\text{Alas} = 3.91 \text{ ton.}$$

$$\begin{aligned} \text{Superestructura} &= \underline{93.31 \text{ ton.}} \\ &128.24 \text{ ton.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{\text{sismo}} &= 0.08 \cdot 128.24 \\ &= 10.30 \text{ ton.} \end{aligned}$$

Carga Horizontal

Empuje + Sismo

$$0.70 + 10.30 \text{ ton} = 11.00 \text{ ton.}$$

Carga Horizontal

Asumir empotramiento de pilotes en la cota 96.00

$$W = 128.24 \text{ ton.}$$

$$M = 11.00 \cdot 2.00 \text{ m.}$$

$$M = 22.00 \text{ ton-m.}$$

$$2d = 0.75 \quad d = 0.75 / 2$$

$$\sum d^2 = 14 (0.75 / 2)^2 = 1.97$$

$$W / N = 132.15 / 14 = 9.16 \text{ ton.}$$

$$M d / \sum d^2 = 22.00 / 1.97 * 0.75 / 2 = 4.20 \text{ ton.}$$

Flexión de pilotes

$$W / N + M.d / \sum d^2 =$$

$$9.16 + 4.20 = 13.36 \text{ ton.}$$

Flexion por pilote

$$= M / 14 = 22.00 / 14$$

$M / \text{pilote} = 1.57 \text{ ton-m} < 2.83 \text{ ton-m}$. Resistencia calculada entre las propiedades del pilote.

Ref. entre pilotes

Eventualidad de que se apoye una viga "T" entre dos pilotes al manipular.

Rcm biga "T" = 13.33 ton.

$$M = P.L / 4$$

$$M = 13.33 * 1.433 / 4$$

$$M = 4.78 \text{ Ton - m. (35 kip-pie)}$$

$$d = 60 - 5 \text{ rec} - 1.3 - \Phi/2 \text{ No.8}$$

$$d = 52.4 \text{ cm} = 20"$$

$$A_s = 1.22 \text{ pulg}^2. (\text{Usar } 4 \text{ No.6})$$

5.6 Área de acero para los elementos estructurales

Para los elementos estructurales del puente que se calcularon anteriormente, se detalló el refuerzo, con sus espesores y separaciones mínimas.

5.7 Presupuesto

Se integró por precio unitario cada una de las actividades realizadas para obtener un costo total. El precio de materiales y de mano de obra constituyen el costo total por cada actividad. Al final se agregó, a cada renglón, los porcentajes correspondientes de los costos indirectos: gastos de administración 5%, Gastos de supervisión 8%, Gastos de transportes 7%, Imprevistos 5%, Utilidad 20%. En la tabla IV se muestra la integración del presupuesto.

Tabla IX Presupuesto del puente

PROYECTO: Puente vehicular Barrio Moderno

UBICACIÓN: Morales, Izabal

ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.(Q)	Costo(Q)
Trabajos preliminares	M2	650	47.47	30,855.50
Losa	M2	458	1950.35	893,260.30
Diafragma interno	ML	15.24	1146.74	17,476.32
Diafragma externo	ML	15.24	387.63	17,476.32
Vigas	ML	240	4,700	1,128,000.00
Pasamano puente	ML	120	464.28	55,713.60
Banqueta	M2	78	863.65	67,364.70
Viga de apoyo + cortina	ML	15.24	4009.59	61,106.15
Estribos	U	2	20,066.80	40,133.60
Pilotes	ML	392	2,350.70	921,474.40
TOTAL MANO DE OBRA Y MATERIALES				Q3,232,860.89

INTEGRACIÓN PRESUPUESTO

TOTAL MANO DE OBRA Y MATERIALES	3,232,860.89
TRANSPORTE DE MATERIALES	226,300.26
GASTOS DE ADMINISTRACIÓN	161,643.04
OBRAS ADVERSAS	210,135.96
UTILIDAD	598,079.26
SUPERVISIÓN	258,628.87
TOTAL PROYECTO PUENTE	Q4,687,648.28

5.8 Cronograma de ejecución

Es la secuencia lógica de las actividades de ejecución del proyecto. Este cronograma toma tiempos aproximados de ejecución por lo que estará sujeto a cambios.

CRONOGRAMA DE EJECUCIÓN

Proyecto: Puente vehicular barrio Moderno

Ubicado en Morales, del departamento de Izabal

No.	ACTIVIDADES	Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	Mes 5
1	Trabajos preliminares	■				
2	Pilotes	■	■			
3	Estribos		■			
4	Caballetes			■	■	
5	Vigas principales		■	■	■	
6	Diafragmas			■	■	
7	Losa				■	■
8	Banqueta + Postes					■

6. INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE

6.1 Conceptos básicos de un sistema de agua potable

La red de abastecimiento de agua potable es un sistema de obras de ingeniería, concatenadas, que permiten llevar hasta la vivienda de los habitantes de una ciudad, pueblo o área rural relativamente densa, el agua potable.

Los sistemas de agua potable se pueden clasificar por la fuente de agua, o por el método o métodos que se utilicen para hacer llegar el agua hasta el lugar en donde se requiera. El primer caso se refiere al origen de la fuente de agua, el cual puede ser superficial o subterráneo; y en el segundo caso el agua se puede hacer llegar por gravedad, por bombeo o por un sistema mixto en donde se incluyen los dos casos anteriores.

El sistema de abastecimiento de agua potable más sencillo es un sistema por gravedad. Consta de las siguientes partes:

- Captación
- Línea de conducción
- Tanque de almacenamiento o de distribución
- Línea de distribución
- Red de distribución

A este sistema se le pueden agregar algunos elementos, dependiendo de las necesidades del proyecto:

- Bombas
- Desarenadores
- Filtros
- Sistemas de desinfección
- Obras de arte

6.2 Fuentes de agua

Es el lugar de donde mana el agua. El caudal puede disminuir pero no se interrumpe durante las diferentes épocas del año. El agua es apta para el consumo humano cuando está exenta de cualquier contaminante que la altere (norma COGUANOR para el agua 29001). Los contaminantes pueden ser de tipo mineral o desechos sólidos producidos por la acción humana.

Las fuentes se clasifican en superficiales y subterráneas. Entre las primeras están los lagos, ríos y agua de cualquier forma de precipitación. Las subterráneas son los nacimientos, manantiales, pozos o galerías de infiltración.

El proyecto de este trabajo de graduación se desarrolló utilizando aguas subterráneas; específicamente de un nacimiento.

6.3 Aforo

El agua de este nacimiento proviene del subsuelo. El aforo se llevó a cabo en febrero del año 2007. Aplicando el método volumétrico se determinó que su caudal es de 7.57 l/s.

6.4 Desinfección del agua

La calidad del agua tiene una relación estrecha con las características físicas, químicas y bacteriológicas. Mediante esas características se puede evaluar si el agua es apta o no para el consumo humano, es decir, que sea potable, libre de concentraciones excesivas de sustancias minerales y orgánicas, libre de tóxicos, y que no transmita enfermedades y, además, que sea agradable a los sentidos. En este caso se realizaron dos análisis que fueron:

- a) Examen bacteriológico
- b) Examen físico-químico

A continuación se describe cada uno de ellos.

- a) Examen bacteriológico.

El objetivo principal de este examen es determinar el grado de contaminación bacteriana, principalmente con materia fecal; en tal caso se busca la presencia del grupo coliforme, el cual comprende los bacilos *Escherichia Coli* y el *Aerobacter Aerógenes*. Los resultados de los exámenes evidenciaron la ausencia de colonias coliformes, por lo que el agua es apta para el consumo humano, según norma COGUANOR NGO 29001.

- b) Examen físico-químico

El principal propósito de ese examen es medir y registrar las propiedades que pueden ser observadas por los sentidos; por ejemplo: el olor, turbiedad, sabor y temperatura. Además de determinar las cantidades de minerales en el

agua, que pueden afectar su calidad, proporciona datos acerca de contaminaciones o muestra las variaciones ocasionadas por el tratamiento, indispensable para controlar un proceso de purificación del agua. Según el análisis, el agua se encuentra dentro de los límites máximos aceptables de normalidad, según norma COGUANOR NGO 29001.

6.5 Cálculos topográficos

Para el levantamiento topográfico se utilizó el método de conservación de azimut y taquimétrico. Para el levantamiento topográfico se utilizó un teodolito, estadal, estacas, clavos y martillo. La línea de conducción tiene una longitud de 688 metros y la red de distribución, 3,926 metros. Entre el nacimiento y el tanque de almacenamiento, existe una diferencia de nivel de 33 metros. El tipo de conexión será predial.

El levantamiento topográfico consiste en la medición planimétrica y altimétrica a partir de la fuente de abastecimiento de agua, donde se obtendrán detalles de su configuración. Se continúa con la línea de conducción desde la fuente al tanque de distribución, localizando todos los detalles importantes, como estructuras existentes, pasos de ríos, quebradas y zanjones, caminos, cercos, puntos altos, tipo de suelo, este tipo de datos se utilizará para los criterios de diseño y materiales que se utilizarán. Se tendrá que colocar marcas de las estaciones por donde pasa la línea, para su posterior replanteo. Luego se tomará en cuenta el punto donde se colocará el tanque de distribución. El levantamiento de los núcleos poblados consistió en el trazo de líneas principales y ramales secundarios que pueden ser utilizados para la instalación de tuberías de distribución del agua, con la localización de todas las viviendas, edificios públicos, calles, y caminos existentes dentro de los núcleos poblados. En este punto del proceso, también se dejan marcas para su replanteo.

Predomina la característica de viviendas dispersas, por lo que la distribución se hará por ramales abiertos en su totalidad.

Este levantamiento es de lo más amplio y detallado que se puede observar en el dibujo topográfico (anexo de planos).

La planimetría consiste en el conjunto de trabajos necesarios para la obtención de datos del terreno, en un plano horizontal que involucra direcciones y distancias. Se utilizó el método de conservación de azimut en poligonales abiertas, a partir del meridiano magnético. Las estaciones sirvieron como referencia de cada punto. El levantamiento se efectuó con teodolito de precisión, cinta métrica para la medición de distancias y otros elementos de referencia. La planimetría es de primer orden¹

$$\text{COTA} = 2[(1/2 * \text{DH})(\text{Cos } \beta)] + h_i - h_m$$

Donde

h_i = altura del instrumento [m].

h_m = hilo medio [m].

DH = distancia horizontal [m].

β = ángulo vertical en grados, minutos y segundos [° ' "].

(ver libreta topográfica en anexo de planos).

¹ Según la guía para el diseño de abastecimientos de agua potable a zonas rurales INFOM - UNEPAR

7. DISEÑO HIDRÁULICO

7.1 Especificaciones de diseño

Clase y presiones de trabajo de tubería

En todo el proyecto se utilizará tubería de cloruro de polivinilo PVC, bajo las denominaciones SDR (relación de diámetro exterior, espesor de pared), de las cuales se usará la siguiente:

SDR 26, presión de trabajo de 160 PSI (112 m.c.a.) en conducción y distribución.

Velocidades

La velocidad mínima es de 0.3 [m/seg.] pero, debido a que el caudal no contiene sedimentos, este valor puede ser menor. La velocidad máxima será de 3 [m/seg.], en conducción.

Presiones

Las presiones dinámicas de servicio en la distribución serán de 10 a 60 [m.c.a.]

7.2 Consideraciones generales

Para el diseño de la línea de conducción

- El diseño se hará para el caudal de día máximo para lograr satisfacer las necesidades del proyecto.
- El volumen de los tanques de almacenamiento o distribución, se calculará de acuerdo con la demanda real de las comunidades.

Cuando no se tengan estudios de dichas demandas, en sistemas por gravedad se adoptará de 25 a 40% de consumo medio diario estimado.

En el diseño de la red de distribución

- El diseño se hará para el caudal de hora máxima. Esto asegurará su correcto funcionamiento para el período de diseño, siempre y cuando sea mayor que el caudal simultáneo: en caso contrario, se utilizará este último.
- La distribución de gastos debe realizarse mediante cálculo, de acuerdo con el consumo real de la localidad, durante el período de diseño.
- Se deberá tratar de servir, directamente, al mayor porcentaje de la población con conexiones prediales.
- Se deberá dotar a las redes de distribución de los accesorios y obras de arte necesarias, para asegurar su correcto funcionamiento, dentro de las normas establecidas para tal efecto, y así facilitar su funcionamiento.

7.3 Período de diseño

Para un sistema de abastecimiento de agua o sus componentes, es el tiempo comprendido entre la puesta en servicio y el momento en que su uso sobrepasa las condiciones establecidas en el diseño.

Por consiguiente, los dos aspectos principales que intervienen en el período de diseño son: la durabilidad de los materiales y su capacidad para prestar un

buen servicio para las condiciones previstas. En general, puede afirmarse que un período de diseño de 20 años es el más recomendable para acueductos rurales. El período de diseño adoptado para este proyecto fue de 20 años.

7.4 Población de diseño

La población de la aldea Río Blanco no cuenta con un censo poblacional, por lo que se optó por obtener la información mediante entrevista a los pobladores. Se confirmó que existían 126 casas y un promedio de 6 habitantes por casa, se tiene un total de 753 habitantes en la comunidad, la tasa de crecimiento proporcionada por la municipalidad de Morales es del 2.5%.

Se utilizó el método de crecimiento geométrico para calcular la población futura, según el período de diseño adoptado para el proyecto.

7.5 Método geométrico

$$Pf = Pact(1 + r)^n$$

Donde:

Pf = Población futura

Pact = Población actual

r = Tasa de crecimiento poblacional

n = Período de diseño

Sustituyendo los datos en la fórmula anterior obtenemos:

$$Pf = 753(1 + 0.025)^{20}$$

$$Pf = 1,234 \text{ habitantes}$$

7.6 Dotación

Es la cantidad de agua que una persona necesita, por día, para satisfacer sus necesidades. Se expresa en litros por habitante por día.

En el consumo de agua intervienen factores inherentes a la comunidad que se desea abastecer. Varía de una comunidad a otra y, en ocasiones, podría variar de un sector de distribución a otro, dentro de la misma comunidad.

Al estudiar el abastecimiento de agua para un sistema público, la cantidad de agua que se consume varía continuamente en función del tiempo, las costumbres de la región, las condiciones climáticas, etc.

Para determinar la dotación de la aldea, se tomaron en cuenta los siguientes aspectos: el clima, que en este caso es calido, la conexión predial, pero principalmente la disponibilidad de agua del nacimiento, por lo que se asignó una cantidad de 150 litros/habitante/día.

7.7 Factores de variación normales

La funcionalidad de un sistema de agua potable es la de suministrar agua a una comunidad en forma continua y con presión suficiente para satisfacer las necesidades de confort y propiciar, así, su desarrollo.

Para lograr tales objetivos es necesario que cada una de las partes que constituyen el acueducto esté satisfactoriamente diseñada y funcionalmente adaptada al conjunto.

Las condiciones climáticas, los días de trabajo, etcétera, tienden a causar algunas variaciones en el consumo de agua. Durante la semana, el lunes se

producirá el mayor consumo y el domingo el más bajo. En algunos meses se observará un promedio diario de consumo más alto que el promedio anual. Especialmente, durante la época calurosa producirá una semana de más consumo y la demanda en ciertos días superará la de otros. La demanda de consumo también se incrementa por las mañanas, al iniciar la actividad cotidiana, y un mínimo hacia las cuatro de la madrugada.

Factor de día máximo 1.2 a 2 Factor de hora máxima 1.5 a 4

El valor utilizado para los factores tanto de día máximo como de hora máximo, puede ser cualquiera, todo depende del criterio del diseñador del proyecto.

Factor de día máximo

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

Para este estudio se toma un factor de día máximo de 1.2 debido a que el valor de este factor varía entre 1.2 y 2 para poblaciones futuras menores de 1,000 habitantes y de 1.2 para poblaciones futuras mayores de 1,000 habitantes, según normas de diseño para acueductos rurales de la Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales UNEPAR.

Factor de hora máximo

Este factor esta relacionado con el número de habitantes y sus costumbres. Se selecciona en forma inversamente proporcional al tamaño de la población. En una población numerosa, el consumo es bastante uniforme, por lo que el

factor de hora máximo es pequeño, mientras que en poblaciones pequeñas el consumo es muy variable por lo que el factor de hora máximo es mayor.

Según las normas de diseño para acueductos rurales de UNEPAR, se debe utilizar un factor de 2.5 para poblaciones futuras menores de 1,000 habitantes y de 2.2 para poblaciones futuras mayores de 1,000 habitantes, por lo que en el presente estudio el factor de hora máximo tendrá un valor de 2.2.

7.8 Caudal medio diario

Es la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades de una población, en un día de consumo promedio, en un período de un año. Este dato se puede obtener mediante un registro estadístico. De no ser así, se calcula de la siguiente forma:

$$Q_m = \frac{\text{población futura} \times \text{dotación}}{365 \text{ días}}$$

$$86,400 \text{ seg/día}$$

$$Q_m = \frac{1234 \text{ [hab]} \times 150 \text{ [L / hab / día]}}{86,400 \text{ [seg/día]}}$$

$$Q_m = 2.14 \text{ [L/ seg]}$$

7.9 Caudal de día máximo

Es el mayor consumo de un día que se registre durante un año. A falta de un registro el QMD será el producto de multiplicar el consumo medio diario por un factor de día máximo [FMD], utilizaremos 1.2

$$QMD = Q_m * FMD$$

$$QMD = 2.14 * 1.2$$

$$QMD = 2.57 \text{ [L/ seg]}$$

7.10 Caudal de hora máximo

Es el mayor consumo en una hora, en un día de consumo máximo diario. Se determina multiplicando el consumo medio diario por el factor máximo horario [FMD], utilizaremos 2.2

$$QMD = Qm * FMH$$

$$QMH = 2.14 * 2.2$$

$$QMH = 4.71 \text{ [L/ seg]}$$

Este caudal se compara con el caudal de uso simultáneo, cuyo cálculo se realiza de la siguiente manera:

$$q = k\sqrt{n - 1}$$

q = caudal de uso simultáneo [L/ seg] no menor de 0.20 [L/ seg]

k = 0.15 para conexión predial

n = número de conexiones

Calculamos con:

k = 0.15 para conexión predial

n = 125 conexiones (tomado de levantamiento topográfico, ver anexo)

$$q = 0.15\sqrt{125 - 1}$$

$$q = 1.67 \text{ [L/ seg]}$$

El caudal mayor es el de uso simultáneo; entonces, éste servirá para el diseño de la línea y red de distribución. Ahora se calcula el caudal por vivienda:

$$Q_{vivienda} = \frac{q \text{ uso simultáneo}}{\text{No. viviendas}}$$

$$Q_{vivienda} = \frac{1.67}{126}$$

$$Q_{vivienda} = 0.01330 \text{ [L/ seg]}$$

7.11 Diseño de la captación

Es la obra civil que recolecta el agua proveniente de uno o varios nacimientos de brotes definidos o difusos. El tipo de captación utilizada en la fuente superficial tiene los siguientes componentes:

- Filtro de piedra y sello sanitario para captación del brote
- Caja de captación 1 [m³]
- Caja de válvula de salida
- Dispositivo de desagüe y rebalse

7.12 Diseño de línea de conducción

Se define como el conjunto de elementos que incluyen las obras de arte que servirán para transportar el agua potable, desde el lugar de captación hasta el tanque de distribución.

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

- Carga disponible o diferencia de elevación.
- Capacidad para transportar el caudal máximo diario.
- La clase de tubería capaz de soportar las presiones hidrostáticas.
- La clase de tubería en función del material requerido dependerá del tipo de terreno.
- Diámetros.

Parámetros de diseño		
Población		
Viviendas	126	[u]
Habitantes	753	[Hab]
Tasa poblacional	2.5	[%]
Dotación	150	[L/Hab/día]
Período de diseño	20	[años]
Población futura	1234	[Hab]
Caudal medio [QM]	2.1424	[L/s]
Factor máximo Diario [FMD]	1.2	
Caudal máximo Diario [QMD]	2.57088	[L/s]
Factor máximo horario [FMH]	2.2	
Caudal máximo horario [QMH]	4.71328	[L/s]
Cota E-0	100	m
Cota E-17	66.83	m
Longitud de E-0 a E-17	688.34	m
Hf inicial o diferencia de cotas	28.17	m

Para el cálculo hidráulico de la línea de conducción se utiliza la expresión de **Hazen Williams** por considerarse mas adecuada. Expresa las relaciones de flujos de agua en conductos circulares a presión o conductos que fluyen llenos.

$$D = \left[\frac{1743.811141 * 688.34 * 2.57^{1.85}}{150^{1.85} * 28.17} \right]^{\frac{1}{4.87}}$$

$$D = 1.90'' \quad \varnothing_1 = 2'' \approx 2.193\text{pulg} \quad \varnothing_2 = 1 \frac{1}{2}'' \approx 1.754\text{pulg}$$

donde:

Hf = Pérdida de carga por fricción [m.c.a.]

L = Longitud real del tramo [m]

Q = Caudal conducido [L/seg.]

C = Coeficiente de fricción de Hazen Williams que depende de la rugosidad del material para tubería PVC se adoptará un valor de 150 (este valor es adimensional)

D = Diámetro de la tubería [pulg.]

Inicialmente se encuentra un diámetro preliminar utilizando la expresión anterior, asumiendo una perdidas entre la captación y el tanque de distribución que depende de la diferencia de altura entre estos dos puntos, luego se eligen diámetros comerciales; diámetro 1 mayor y diámetro 2 menor, de manera que el diámetro nominal encontrado este en ese rango. Luego se encuentran las perdidas Hf para cada diámetro Ø1 mayor y Ø2 menor utilizando la longitud real total.

$$Hf_1 = \frac{1743.811141 * 688.34 * 2.57^{1.85}}{150^{1.85} * 2.19^{4.87}} \quad Hf_1 = 14.16 \text{ m}$$

$$Hf_2 = \frac{1743.811141 * 688.34 * 2.57^{1.85}}{150^{1.85} * 1.754^{4.87}} \quad Hf_2 = 42.02 \text{ m}$$

Teniendo estas pérdidas se encuentra una longitud 1 para Hf1, Ø1 mayor y una longitud 2 para Hf2, Ø2 menor, con la expresión siguiente:

$$L_1 = \frac{(Hf_{total} - Hf_1)}{Hf_2 - Hf_1}$$

$$L_1 = \frac{(28.17 - 16.14)}{42.02 - 14.16} \quad L_1 = 346.15 \approx 350 \text{ m } \varnothing_1 = 2''$$

Esta longitud será correspondiente al diámetro mayor \varnothing_1 , deberá ser expresada en múltiplos de 6, ya que esta es la longitud de cada tubo, y la longitud 2 se calcula de la siguiente forma:

$$L_2 = L_{total} - L_1) \quad L_2 = 688.34 - 350 = 338.34 \approx 340 \text{ m } \varnothing_1 = 1 \frac{1}{2}''$$

Una vez se han obtenido estas longitudes, correspondientes a cada diámetro \varnothing_1 y \varnothing_2 , se encuentran las pérdidas reales correspondientes a cada diámetro, como se muestra a continuación:

$$Hf_{1real} = \frac{1743.811 * 350 * 2.57^{1.85}}{150^{1.85} * 2.193^{4.87}} = 7.41\text{m}$$

$$Hf_{2real} = \frac{1743.811141 * 340 * 2.57^{1.85}}{150^{1.85} * 1.754^{4.87}} = 20.76\text{m}$$

La suma de estas pérdidas es igual a la pérdida asumida inicialmente, esta es la comprobación de los cálculos.

De conformidad con las normas de la Unidad Ejecutora del Programa de Acuerdos Rurales UNEPAR, se adoptarán las velocidades y presiones de diseño, para evitar sedimentación en las líneas de conducción.

Las presiones en la conducción no deben exceder a la presión de trabajo de las tuberías. Se recomienda dejar una presión de llegada mayor de 5 m.c.a.

Para saber si cumple satisfactoriamente con las normas que exige el INFOM, fue necesario calcular la velocidad con la siguiente expresión:

$$V = 1.973525 * \frac{Q}{D^2}$$

Donde:

V = velocidad en m/s

Q = caudal en m/s

D = diámetro en pulgadas

Entonces

$$V = 1.973525 * \frac{2.57}{(2")^2}$$

$$V = 1.27 \text{ m/s} > 0.3 \text{ m/s}$$

$$V = 1.973525 * \frac{2.57}{(1.5")^2}$$

$$V = 2.25 \text{ m/s} > 0.3 \text{ m/s}$$

Este método corresponde a diámetros equivalentes o a diámetros económicos como se le conoce. Resulta conveniente utilizarlo porque se realiza un balance entre diámetros y determina el punto exacto donde cambiará de diámetro de la tubería, todo esto en función de las pérdidas; además, la utilización de dos diámetros de tubería genera menos gasto que si se utiliza solo un diámetro.

Además, de las pérdidas y de los diámetros de tubería, se incluyen los siguientes conceptos utilizados en el diseño hidráulico de la línea de conducción:

Nivel estático

Es el nivel de referencia del diseño hidráulico, es el punto más elevado de la conducción y este será el nivel de la captación.

Presión estática

Es la diferencia de elevaciones entre el nivel estático de referencia (captación o tanque de distribución) y cada punto del terreno natural o cada estación.

Cota piezométrica

Es la diferencia entre el nivel estático de referencia; en este caso el nivel de la captación y las pérdidas por fricción de cada tramo. Es necesario calcularla en puntos importantes como en pasos de zanjón, cambio de diámetros de tubería, puntos altos, puntos bajos.

Presión dinámica

Es la diferencia entre la cota piezométrica y la cota del terreno natural, determina la presión a que esta sometida la tubería en m.c.a.

7.13 Selección de tipo de tubería

El tipo de tubería se selecciona de acuerdo con el cauce que conducirá, las condiciones en las que permanecerá y las presiones que deberá resistir. En este caso se utilizará tubería de PVC de 160 PSI en todo el sistema porque lo permiten las condiciones y las presiones están dentro de rangos permisibles.

7.14 Cálculo de red de distribución

La red de distribución consiste en tuberías que conducen el agua desde el tanque de almacenamiento hasta las líneas que conforman las conexiones prediales. Para ello se utilizan tuberías de cloruro de polivinilo (PVC) con accesorios y válvulas. Esta red de distribución comprende 3,946.49 metros y se formará por ramales abiertos. De esta manera se cubre toda la comunidad.

Para el diseño hidráulico, igual forma que en la línea de conducción, se utiliza la expresión de **Hazen Williams**. Para el cálculo de la pérdida es necesario asignar diámetros comerciales, tomando el criterio de número de diámetros mínimos en distribución. También se aplican los conceptos de cota piezométrica presión estática, presión dinámica.

$$H_f = \frac{1743.811141 * L * Q^{1.85}}{C^{1.85} * D^{4.87}}$$

7.15 Volumen del tanque de distribución

Es un depósito de almacenamiento de agua cuyas funciones principales son:

- Suplir las demandas máximas horarias esperadas en la distribución.
- Almacenar un volumen determinado de reserva por eventualidades.
- Regular presiones en la red de distribución.
- Proporcionar una presión suficiente para que el sistema funciones correctamente.

El volumen necesario para compensar la variación de consumo se puede establecer mediante una curva de variaciones horarias de consumo de una población con iguales características a la localidad estudiada. Cuando se carece de esta, pueden adoptarse los criterios de UNEPAR, los cuales establecen que el volumen del tanque debe ser del 25% al 45% del caudal medio diario. Para el diseño de este proyecto se adoptó el 35%.

7.16 Desinfección

Se puede adoptar un proceso de desinfección que incluye un depósito de concreto armado con flotador construido con accesorios y tubo pvc que soporta un elemento de toma para la captación de la solución. Luego, mediante un elemento flexible, dotado de un dispositivo de control, se agrega el hipoclorito en solución, gota a gota al tanque de distribución. El sistema funciona de la siguiente manera y contiene los elementos.

Mezcla y alimentación de la solución

Consiste en un estanque cúbico, generalmente de 1000 litros de capacidad, cuya función es mezclar y almacenar la solución para un período máximo de tres días. Para evitar interferencias por sedimento, se coloca una lámina de asbesto cemento en posición vertical dentro del tanque. Esto evitará que el sedimento, producto de la mezcla, obstruya los orificios de toma y demás elementos del sistema.

Dosificador

Está integrado por un niple corredizo y deslizante de PVC de ½", con un orificio perforado de recolección.

Flotador

Este elemento puede construirse de corcho, madera, duropor, acrílico, etc. El más recomendado es el flotador de PVC.

Lavado

Para desalojar el material sedimentado, se coloca una llave de compuerta de PVC de 1/2", en la parte inferior de la pared del tanque de la zona de mezcla de la solución.

Aplicación

Preparación del concentrado. En una cubeta grande de plástico, se vierte el hipoclorito en la cantidad indicada al operador de cada sistema.

Para éste proyecto

El método anterior es uno de los más utilizados en nuestro medio para preparar una solución concentrada; pero en éste proyecto por facilidad y economía se optó por utilizar un suministro de sistema para cloración de agua llamado 320 clorador ON/OFF LINE RAINBOW que únicamente utiliza 5 tabletas ACUACHLOR DURACLOR las cuales se deben remplazar cada 2 meses. En el detalle de hipoclorador indica la solución requerida para el caudal que ingresa al tanque de distribución para que el agua distribuida sea apta para el consumo de la comunidad.

7.17 Obras de arte

Captación

Es la obra civil que recolecta el agua proveniente de uno o varios nacimientos de brotes definidos o difusos. El tipo de captación utilizada en la fuente superficial tiene los siguientes componentes:

- Filtro de piedra y sello sanitario para captación del brote
- Caja de captación 1 [m³]
- Caja de válvula de salida
- Dispositivo de desagüe y rebalse

Válvula de limpieza

Son utilizadas para extraer los sedimentos que hayan ingresado a la tubería y se hayan acumulado en los puntos bajos de la línea de conducción o ramales muertos de la red de distribución; la válvula será de compuerta de bronce.

Válvula de aire

La función de una válvula de aire es expulsar el contenido de aire de la tubería que tiende a depositarse en las partes altas de la línea de conducción. Esta acumulación de aire reduce la sección de la tubería, por consiguiente, la capacidad de conducción. La válvula será de bronce adaptada a una tubería PVC.

Válvulas de compuerta

Son las válvulas de mayor aislamiento y de mayor uso en la captación, en el tanque de distribución, en la caja, rompe presión y en las conexiones prediales, principalmente, por su bajo costo, disponibilidad y baja pérdida de carga cuando están totalmente abiertas. Tienen un valor limitado como válvulas de control, por el desgaste del asiento, la desviación y traqueteo del disco de la compuerta, aguas abajo. Además, el área abierta y el volumen de circulación de agua por la válvula no son proporcionales al porcentaje de abertura de la compuerta.

Caja rompe presión

Se utiliza para controlar la presión interna de la tubería. Rompe o alivia la presión en la línea y red de distribución así como en la conducción. Esto evita la falla de tubería y accesorios, cuando la presión estática de diseño iguala o supera a la presión de trabajo máxima de los mismos. La caja disipa la presión en el instante en que el agua tiene contacto con la atmósfera y disminuye súbitamente su velocidad, al haber un cambio drástico de sección hidráulica.

7.18 Diseño estructural del tanque de distribución

Cálculo de volumen de almacenamiento

El volumen de almacenamiento se calcula con la expresión:

$$Vol = 35\%Qm$$

$$Vol = \frac{35\%Qm * 86400}{1000}$$

$$\text{Vol} = \frac{0.35(2.14) * 86400}{1000}$$

$$\text{Vol} = 64.78 \text{ [m}^3\text{]}$$

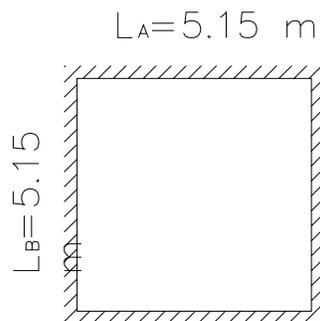
Se adopta un volumen de **65.00 [m³]**. Se aceptan las siguientes medidas 5.00 metros de ancho, 5.00 metros de largo y 2.60 metros altura de liquido.

El sistema constructivo del tanque de distribución incluye muros de concreto ciclópeo diseñados como muros de gravedad y losa de concreto armado diseñada a flexión.

Diseño de losa

Se diseñará con el método de coeficientes (método 3 del ACI). La losa tiene las siguientes dimensiones incluyendo la viga de apoyo:

Figura 15. Dimensionamiento de losa tanque de distribución



$$3.15 \text{ [m]} = 16.89 \text{ [pie]}$$

Concreto $f'c$	3	[Klb/pulg ²]
Acero f_y	40	[Klb/pulg ²]

Acero mínimo en losas $\rho_{min} \geq 0.002$

Espesor de losa 10 [cm.], equivalente a 4 [pulg], el proceso de cálculo se describe a continuación:

Integración de cargas

$$W \text{ muerta} = 0.0125 \text{ [Klb/pie} \cdot \text{pulg de alto]} * 4[\text{Pulg}] = \mathbf{0.05} \text{ [Klb/pie]}$$

$$W \text{ viva} = 0.0615 \text{ [Klb/pie}^2] * 1[\text{pie}] = \mathbf{0.0615} \text{ [Klb/pie]}$$

Combinación de cargas

$$\mathbf{C_u = 1.4C_m + 1.7C_v}$$

$$C_u = 1.4(0.05) + 1.7(0.0615)$$

$$C_u = 0.07 + 0.1046$$

$$C_u = 0.1746 \text{ [Klb/pie]}$$

Losa en dos direcciones. Caso 2 (método 3 ACI)

$$M = \frac{L_A}{L_B}$$

$$M = \frac{5.15}{5.15} = 1$$

Cálculo de momentos

Momento negativo

(Debido a la carga total)

$$M_{(-)} = -C_{AB} = \mathbf{0.045} \text{ [Coeficiente]}$$

$$M_{A(-)} = M_{B(-)} = -C_{AB} * C_u * L_{AB}^2$$

$$M_{A(-)} = M_{B(-)} = -0.045 * 0.1746 * 16.90^2$$

$$M_{A(-)} = M_{B(-)} = \mathbf{-2.24} \text{ [Klb-pie]}$$

Momento positivo (Debido a la carga muerta)

$$M_{(+)\text{CM}} = +C_{\text{ABCM}} = 0.018 \text{ [Coeficiente]}$$

$$M_{\text{A}(+)} = M_{\text{B}(+)} = +C_{\text{ABCM}} * C_M * L_{\text{AB}}^2$$

$$M_{\text{A}(+)} = M_{\text{B}(+)} = +0.018 * 0.07 * 16.90^2$$

$$M_{\text{A}(+)} = M_{\text{B}(+)} = +0.3599 \text{ [Klb-pie]}$$

(Debido a la carga viva)

$$M_{(+)\text{CV}} = +C_{\text{ABCV}} = 0.027 \text{ [Coeficiente]}$$

$$M_{\text{A}(+)} = M_{\text{B}(+)} = +C_{\text{ABCV}} * C_V * L_{\text{AB}}^2$$

$$M_{\text{A}(+)} = M_{\text{B}(+)} = +0.027 * 0.1046 * 16.90^2$$

$$M_{\text{A}(+)} = M_{\text{B}(+)} = +0.8066 \text{ [Klb-pie]}$$

Momento positivo total

$$M_{(+)} = C_{\text{ABCM}} + C_{\text{ABCV}}$$

$$M_{(+)} = 0.3599 + 0.8066$$

$$M_{(+)} = 1,1665 \text{ [Klb-pie]}$$

Cálculo de acero de refuerzo, utilizando la siguiente expresión:

$\phi = 0.90$ (elementos sometidos a flexión)

$d = 2.8125$ [Pulg]

$b = 12$ [Pulg] ancho unitario

$$Mu\phi = \phi\rho b d^2 f_y \left(1 - \frac{0.59f_y\rho}{f'c} \right)$$

Encontramos ρ

Momento negativo $M (-) = \rho = 0.003502$

Momento positivo $M (+) = \rho = 0.001802$ utilizamos el acero mínimo

Área de acero

$$As = \rho * ancho \textit{ unitario} * d$$

Momento negativo $M (-) = As = 0.003502 * 12.00 * 2.8125 = 0.1182$ [Pulg²].
Tomando barras de acero # 3 = @ 22.37 [cm], adoptando # 3 @ 25.00 [cm], por modulación y facilidad de armado tomaremos en ambos sentidos. (Ver anexo planos constructivos).

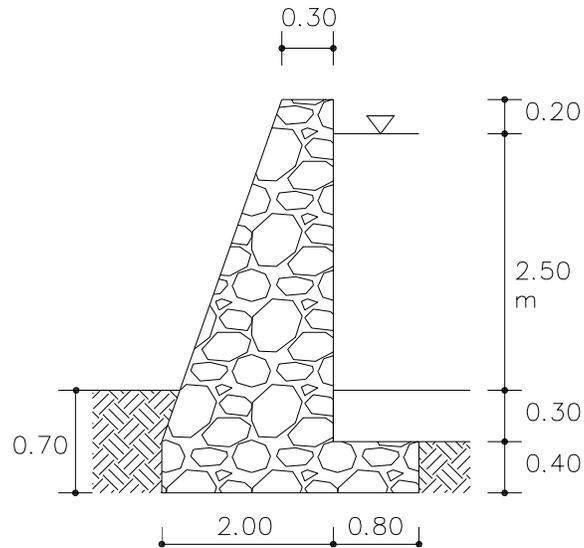
Diseño de muros

Los muros del tanque de distribución funcionan como muros en gravedad, debido a la presión que el agua ejerce sobre ellos. Se construirán de concreto ciclópeo, el proceso de diseño se detalla a continuación:

Tabla X. Datos de diseño muro tanque de distribución de agua potable

γ Suelo	1400	[Kg/ m ³]
γ Concreto	2400	[Kg/ m ³]
γ Concreto ciclópeo	2500	[Kg/ m ³]
ϕ ángulo de fricción	20	[°]
Vs Valor soporte	16	[T/ m ³]

Figura 16. Dimensionamiento de muro tanque de distribución



Integración de cargas

Figura 17. Sección de viga perimetral del tanque de distribución

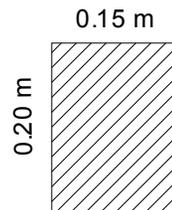


Figura 18. Área tributaria de losa sobre muro tanque de distribución

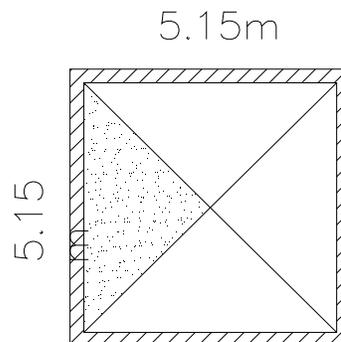


Tabla XI. Integración de carga muerta tanque de distribución

	γ Concreto [T/ m ³]	Área [m ²]		Carga Muerta [T/ m]
Losa	2.40	4.80*4.80/4	5.76	13.82
Viga	2.40	0.15*0.20	0.030	0.144
$\Sigma=$				13.964

Esta carga será distribuida linealmente en la parte superior del muro, para efectos de chequeo y cálculo será conveniente tomar esta carga como puntual.

Cálculo de factores de empuje activo y pasivo

Factor de empuje pasivo

$$Kp = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi}$$

$$Kp = \frac{1 + \text{sen}(20^\circ)}{1 - \text{sen}(20^\circ)} = 2.0396$$

Factor de empuje activo

$$Ka = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi}$$

$$Ka = \frac{1 - \text{sen}(20^\circ)}{1 + \text{sen}(20^\circ)} = 0.4903$$

Cálculo de presiones horizontales

$$P_{pasiva} = Kp * \gamma_{suelo} * H_{pasiva}$$

$$P_{pasiva} = 2.0396 * 1.40 * 0.70 = 1.9988 \text{ [T/m}^2\text{]}$$

$$P_{activa} = Ka * \gamma_{suelo} * H_{activa}$$

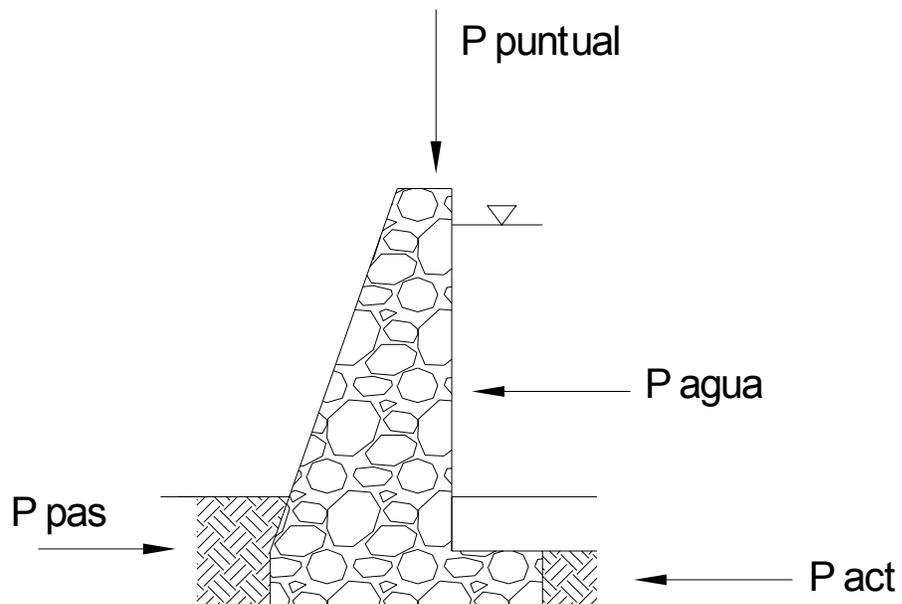
$$P_{activa} = 0.4903 * 1.40 * 0.40 = 0.2745 \text{ [T/m}^2\text{]}$$

$$P_{agua} = Ancho * H_{agua}$$

$$P_{agua} = 2.00 * 2.50 = 5.00 \text{ [T/m}^2\text{]}$$

Cálculo de presiones horizontales en el punto de aplicación

Figura 19. Diagrama de cargas muro tanque de distribución



$$P_{pasiva} = \frac{1}{2} * Pp * H_{pasiva}$$

$$P_{pasiva} = \frac{1}{2} * 1.9988 * 0.70 = 0.6996 \text{ [T/m]}$$

$$P_{activa} = \frac{1}{2} * Pa * H_{activa}$$

$$P_{activa} = \frac{1}{2} * 0.2745 * 0.40 = 0.0549 \text{ [T/m]}$$

$$P_{agua} = \frac{1}{2} * P_{agua} * H_{agua}$$

$$P_{\text{agua}} = \frac{1}{2} * 2.50 * 2.50 = 3.125 \text{ [T/m]}$$

Cálculo de momentos al pie del muro debido a las cargas pasivas y activas (Momento actuante)

Tabla XII. Momento actuante tanque de distribución de agua potable

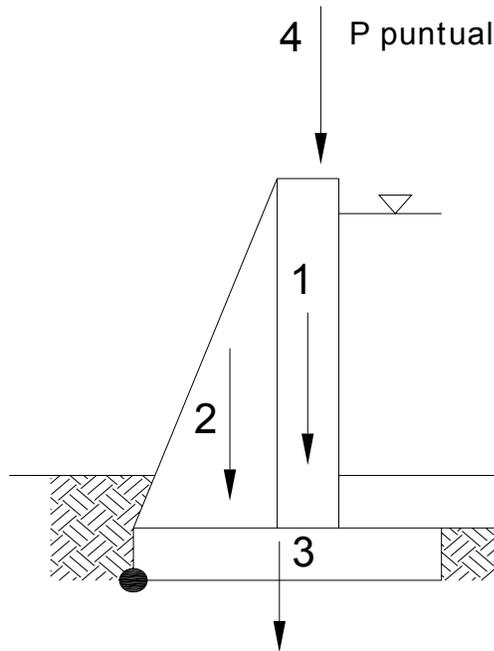
	Fuerza P [T/m]	Brazo [m]		Momento al pie del muro [T-m/m]
Pasivo	0.6996	0.70/3	0.233	0.1630
Activo	0.0549	0.40/3	0.133	0.0073
Agua	3.125	2.50/3+0.70	1.533	4.7906

Momento ocasionado por el propio peso del muro y fuerzas que actúan a favor (Momento resistente)

Tabla XIII. Momento resistente tanque de distribución de agua potable

	Área [m ²]		γ Concreto ciclópeo [T/ m ³]	W [T/m]	Brazo [m]	Momento [T-m/m]
1	0.30*3.00	0.90	2.50	2.25	1.85	4.1625
2	½*1.70*3.00	2.55	2.50	6.375	1.13	7.2037
3	2.80*0.40	1.12	2.50	2.80	1.4	3.92
Σ=						15.286
4	Carga puntual			13.892	1.85	25.70

Figura 20. Diagrama de cargas debidas al peso propio y fuerzas que actúan a favor del muro tanque de distribución



Una vez realizados los cálculos anteriores procedemos a chequear el muro por volteo, deslizamiento. También se verifica la presión máxima y la mínima bajo el muro, como se muestra a continuación:

Chequeo por volteo

$$F_{sv} \geq 1.5$$

$$F_{sv} = \frac{\sum M_{resistente}}{\sum M_{actuante}}$$

$$\frac{\sum M_{resistente}}{\sum M_{actuante}} = \frac{M_{pasivo} + M_{carga\ total\ muro} + M_{carga\ puntual}}{M_{activo} + M_{presion\ agua}}$$

$$\frac{\sum M_{resistente}}{\sum M_{actuante}} = \frac{0.1630 + 15.286 + 25.7}{0.0073 + 4.7906} = 8.5764 > 1.5$$

Si cumple el chequeo por volteo.

Chequeo por deslizamiento

$$F_{SD} \geq 1.5$$

$$F_{SD} = \frac{\sum F_{resistente}}{\sum F_{actuante}}$$

$$\frac{\sum F_{resistente}}{\sum F_{actuante}} = \frac{F_{pasivo} + F_{carga\ total\ muro} + F_{puntual}}{F_{activo} + F_{agua}}$$

$$\frac{\sum F_{resistente}}{\sum F_{actuante}} = \frac{0.6996 + 11.425 + 13.964}{0.0549 + 3.125} = 8.2042 > 1.5$$

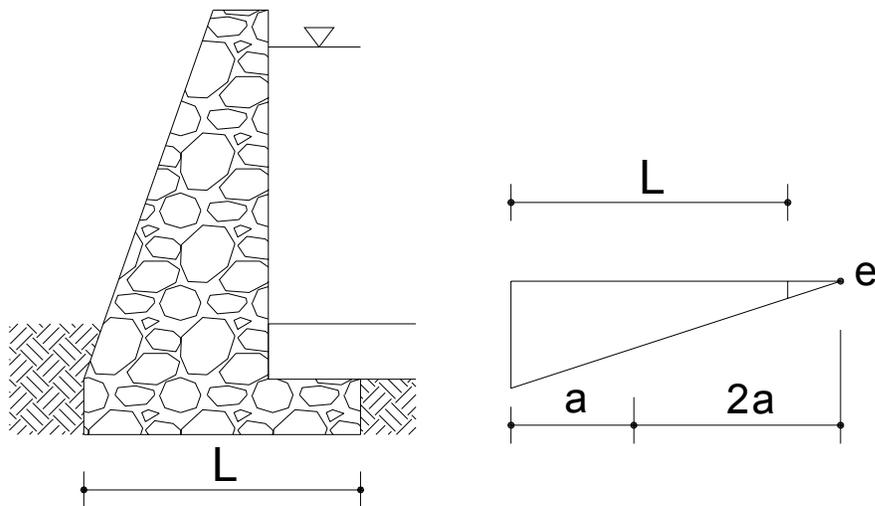
Si cumple el chequeo por deslizamiento.

Chequeo de presiones máxima y mínima en la base del muro

Se encuentra la excentricidad de la carga:

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

Figura 21. Diagrama de excentricidad de presiones muro tanque de distribución



Donde se calcula:

$$a = \frac{M_{resistente} + M_{carga puntual} - M_{actuante}}{W_{total}}$$

$$a = \frac{15.286 + 25.70 - 4.7979}{11.425 + 13.964}$$

$$a = 1.2984 \text{ [m]}$$

$$e = \frac{2.80}{2} - 1.2984$$

$$e = 0.1016 \text{ [m]}$$

Chequeo de presiones

$$q = \frac{W}{L * b} \pm \frac{W * e}{S}$$

Donde

q = presiones máxima y mínima [T/m²]

W = Carga total del muro [T]

L = Longitud de la base del muro [m]

e = excentricidad [m]

S = módulo de sección [m³]

$$q = \frac{25.317}{2.8 * 2.00} \pm \frac{25.317 * 0.1016}{\frac{1}{6}(2.50)^2 * 2.00}$$

$$q \text{ máxima} = 5.76 \text{ [T/m}^2\text{]}$$

$$q \text{ mínima} = 3.28 \text{ [T/m}^2\text{]}$$

No existen presiones negativas ni sobrepasa el valor soporte asumido; por lo tanto, el cheque es correcto (ver anexo planos constructivos).

7.19 Presupuesto

El presupuesto se compone de:

Costos directos

Los costos directos van directamente a la obra; incluyen materiales y mano de obra.

Costos indirectos

Son los gastos generales, gastos legales, supervisión técnica y utilidades. Se determinan mediante porcentajes entre el 25% y 35% de los costos directos. Los precios de materiales y de mano de obra se establecieron de acuerdo con cotizaciones realizadas en el casco urbano de Morales.

A continuación se muestra un resumen del presupuesto por renglones generales.

Elaboración del presupuesto

El presupuesto de este proyecto se basa en los mismos criterios que en el caso del puente.

Tabla XIV Presupuesto agua potable**PROYECTO: ALDEA RÍO BLANCO****LUGAR: MORALES, IZABAL**

ACTIVIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	P. U.	Precio total
Captación	UNIDAD	1	9,765.15	6,765.15
Tanque de distribución 65 m3	UNIDAD	1	97,315.87	97,315.87
Línea de conducción	GLOBAL	1	45,932.45	45,932.45
Línea de distribución	GLOBAL	1	76,941.88	76,941.88
Conexiones prediales	U	126	940.50	118,503.00
Hipoclorador	U	1	1,335.51	1,335.51
TOTAL MANO DE OBRA Y MATERIALES				Q346,793.86

INTEGRACIÓN PRESUPUESTO

TOTAL MANO DE OBRA Y MATERIALES	346,793.86
GASTOS DE SUPERVISIÓN	12,731.31
GASTOS DE ADMINISTRACIÓN	25,462.62
OBRAS ADVERSAS	9,985.05
UTILIDAD	48,925.25
GASTOS DE TRANSPORTE	10,731.31
TOTAL DEL PROYECTO AGUA POTABLE	Q454,629.40

7.20 Programa de operación y mantenimiento

Para que un sistema de abastecimiento de agua potable funcione correctamente, se debe contemplar un programa de operación y mantenimiento, tanto para los equipos, como para la infraestructura. Esto determinará la vida útil del proyecto.

Operación

Se refiere a las acciones externas que se ejecutan a las instalaciones o equipo, sin afectar su naturaleza y características internas.

Mantenimiento

Se refiere a las acciones internas que se ejecutan a las instalaciones o equipos y que de algún modo alteran su naturaleza o partes constitutivas del sistema. Estas acciones internas tienen por objeto la prevención o la reparación de daños. Es pertinente enfatizar que el funcionamiento adecuado del sistema de agua potable requiere de la supervisión correspondiente; ello evitará desperfectos y molestias a la población.

Hay dos clases de mantenimiento: correctivo y preventivo.

1. Mantenimiento correctivo

Consiste en la reparación inmediata y oportuna de cualquier daño que se produzca en las instalaciones o equipos. Este tipo de mantenimiento no puede programarse, porque los daños pueden ser de diferente índole y por diferentes circunstancias. Para ello es necesario que se disponga de personal especializado y equipo idóneo.

2. Mantenimiento preventivo

Consiste en la ejecución de un conjunto de acciones internas en las instalaciones o el equipo para evitar, dentro de lo posible, que se produzcan daños. Todas las intervenciones en las instalaciones o equipos deben

programarse mediante calendario. Los intervalos periódicos deben basarse en otras experiencias de sistemas similares y ajustarlos a las necesidades propicias del acueducto correspondiente. Es importante tomar en cuenta, además, los informes sobre las características y el comportamiento operacional de los equipos o instalaciones que provienen de los lugares de fabricación.

Las etapas para la organización eficiente del mantenimiento preventivo de un sistema son:

- Inventario técnico de las instalaciones o equipos.
- Clasificación en grupos de acuerdo con características similares.
- Identificación individual de cada una de las instalaciones o equipos.
- Formularios necesarios para el control del mantenimiento preventivo.
- Normas de mantenimiento preventivo para cada grupo de componentes.
- Plan periódico de mantenimiento preventivo, que se recomienda sea anual.
- Archivos técnicos de mantenimiento.

Tabla XV. Programa de mantenimiento agua potable

ACTIVIDAD	FRECUENCIA
Captación	
• Verificar el nivel en el tanque de captación.	Diario
• Revisar válvulas y rebalses.	Mensual
• Limpiar el área adyacente a la captación (removiendo plantas, piedras, tierra o cualquier otra obstrucción).	Mensual
• Inspeccionar el área de influencia del nacimiento para identificar posibles fuentes de contaminación, como aguas negras, presencia de animales domésticos, letrinas, etc.	Anual
• Operar válvulas para verificar si giran con facilidad. • Si tienen partes rotas o fugas se corrigen; revisar las tuberías, corregir las fugas si las hubiera y pintar con pintura anticorrosiva	Anual

Línea de conducción	
<ul style="list-style-type: none"> Mantener una brecha sobre la línea de conducción para facilitar la inspección y detectar fugas. 	Anual
<ul style="list-style-type: none"> Observar si hay fugas, deslizamientos o hundimientos de la tierra que pueda afectar la línea; cualquier área húmeda anormal sobre la línea enterrada debe ser investigada. 	Mensual
<ul style="list-style-type: none"> Inspeccionar elementos de mampostería y concreto en la línea. 	semestral
Tanque de distribución	
<ul style="list-style-type: none"> Para su limpieza, cortar la entrada del agua cerrando la válvula de la línea de conducción. Abrir la válvula de drenaje para vaciar el tanque, abrir la escotilla, penetrar al tanque y limpiar con cepillos metálicos las paredes y el fondo del tanque. Sacar los residuos de la limpieza usando un chorro de agua. 	Semestral
<ul style="list-style-type: none"> Revisar el estado extremo de las válvulas, verificar que no haya fugas, roturas o falta de piezas, en cuyo caso deberá repararse la válvula o bien cambiarla por otra si fuese necesario. 	Trimestral
<ul style="list-style-type: none"> Revisar la estructura del tanque. 	Semestral
Red de distribución	
<ul style="list-style-type: none"> Inspeccionar la red de distribución con el objeto de detectar fugas u otras anomalías; si es posible, corregirlas; en caso contrario, anotarlas en las hojas de registro, verificar y revisar las cajas de válvulas. 	Mensual
<ul style="list-style-type: none"> Revisar el funcionamiento de las válvulas, las cuales deben abrir y cerrar lentamente. Pintar y retocar con pinturas anticorrosivas las válvulas y accesorios que estén a la vista 	Semestral
Válvulas	
<ul style="list-style-type: none"> Abrir y cerrar lentamente la válvula para evitar el golpe de ariete, comprobar que el número de vueltas y el sentido de rotación, al cerrar o abrir, coincide con el indicado en la hoja de registro. 	Semestral
<ul style="list-style-type: none"> Abrir y cerrar varias veces las válvulas con el fin de eliminar los depósitos que se hayan podido acumular en el asiento de la compuerta; comprobar el estado de la empacadura del prensa-estopa y reemplazarla si hay dificultad en el manejo de la válvula o si hay fugas que no se eliminan apretando el prensa-estopa. 	Semestral
<ul style="list-style-type: none"> Revisar los empaques; cambiarlos si están deteriorados. Verificar que los pernos y tuercas estén suficientemente apretados para evitar fugas. 	Semestral

<ul style="list-style-type: none"> • Cambiar la pieza si es necesario: pintar o retocar la pintura de las válvulas y accesorios. Para ello, usar pintura anticorrosiva. Revisar y limpiar la caja de las válvulas. Revisar tapaderas y reemplazar las que estén rotas. 	Semestral
Conexiones domiciliarias	
<ul style="list-style-type: none"> • Revisar las conexiones por sectores del sistema. 	Diario
<ul style="list-style-type: none"> • Revisar empaques de las llaves de chorro. 	Mensual
<ul style="list-style-type: none"> • Revisar llaves de globo y posibles fugas en las conexiones. 	trimestral

Administración del sistema de agua potable

El comité de vecinos, debidamente organizado, es el encargado e vigilar el uso adecuado del sistema y de racionar equitativamente el suministro en caso de emergencia. Así mismo, dirige al encargado de operación del sistema, implementa mecanismos de seguridad adecuados para evitar actos de vandalismo contra el sistema y en perjuicio de los usuarios.

7.21 Propuesta de tarifa

La propuesta de tarifa consiste en la relación de los gastos de operación y mantenimiento y el número de conexiones prediales del sistema.

Costo de operación	Q. 666.66/mes
Costo de mantenimiento	Q. 200.00/mes
Costo de tratamiento	Q. 170.00/mes
Gasto Administrativo 10%	<u>Q. 103.67/mes</u>
	Q. 1,140.34/mes

Número de conexiones prediales 126

Tarifa propuesta por conexión predial	Q. 9.05/mes
Aproximadamente	Q. 10.00/mes

8 ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

El Impacto Ambiental (IA) se define como 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. Esta acción puede ser un proyecto de ingeniería, un programa, un plan, o una disposición administrativo-jurídica con implicaciones ambientales. Debe aclararse que el término impacto puede tener connotación positiva o negativa. Se puede definir el Estudio de Impacto Ambiental como el estudio técnico, interdisciplinario que, incorporado en el procedimiento de la EIA, está destinado a predecir, identificar, valorar y corregir, las consecuencias o efectos ambientales que determinadas acciones pueden causar sobre la calidad de vida del hombre y su entorno. Es un documento técnico que debe presentar el titular del proyecto y sobre la base del cual se produce la Declaración o Estimación de Impacto Ambiental.

8.7 Proyecto de puente vehicular

Este proyecto no causará ningún impacto ambiental en el área porque en este sitio ya existe una estructura.

8.8 Proyecto de introducción de agua potable

Identificación de los factores que puedan causar impacto al medio ambiente y a que parte esta afectando

Impacta los elementos bióticos, abióticos y socioeconómicos siguientes:

El agua

Existen fuentes superficiales pequeñas, quebrada de Río Blanco que pueden alterarse con el movimiento de tierra, al momento del zanjeo.

El suelo

Si impactará negativamente si no se verifica la etapa del zanjeo porque habrá movimientos de tierra en la etapa de construcción y sus efectos son fácilmente prevenible.

El aire

Si no se verifican rápidamente las fugas de agua habrá peligro de contaminación ambiental por malos olores.

Salud

Hay un impacto relativamente pequeño en la salud en la etapa de construcción porque el movimiento de tierras producirá polvo, en las sucesivas etapas del proyecto el impacto positivo.

Impactos negativos

Los impactos negativos del proyecto se dan solo en las etapas de construcción y operación del proyecto. La mayoría se da en la fase de construcción. Los elementos de más impacto negativo son:

- Al suelo
- Al agua
- Las partículas en suspensión.

Medidas de mitigación

Para evitar las polvaredas, el horario de las labores de zanjeo, deben programarse adecuadamente y en el menor tiempo posible. Luego, deberá compactarse el terreno para evitar que el viento arrastre partículas.

Las personas encargadas del mantenimiento del sistema deberán capacitarse para el manejo de las aguas servidas, revisión de válvulas y reparaciones menores.

Las amas de casa también deben recibir capacitación sobre el adecuado uso del sistema, para evitar sean receptáculos de basura producidas en el hogar.

Plan de contingencia

En áreas planas, ríos y riachuelos cercanos, es frecuente que en épocas lluviosas ocurran inundaciones que arrastran fango y otros materiales o cuerpos extraños que pudieran dañar las obras hidráulicas del proyecto.

Los cuerpos extraños, metales, plásticos y maderables pueden ocasionar desperfectos en las obras hidráulicas. Por ello, debe generarse un reglamento de uso adecuado del sistema, el cual se dará a conocer mediante sesiones de capacitación a los comunitarios. Esto propiciará que se le dé el mantenimiento necesario, tanto a las conexiones prediales, como a las obras hidráulicas.

Integrar un comité de emergencia contra inundaciones, asolvamiento en la comunidad beneficiada. Además, la comunidad debe velar porque los lugares donde se ubican las obras civiles se encuentren despejados y libres de obstáculos.

Elaborar un programa de capacitación para prevención de accidentes.

Capacitar al (o a los) trabajadores encargados del mantenimiento del sistema, especialmente sobre aspectos de limpieza de cajas de válvulas.

Se debe velar porque los comunitarios no depositen su basura en las obras hidráulicas para evitar taponamientos en la tubería que causen daños al sistema.

Para la disposición de desechos generados por las familias se debe contar con depósitos, distribuidos en lugares estratégicos y dispuestos además de asegurarlos para evitar su robo.

Capacitar al personal que laborará en el proyecto. De tal manera que en el momento de entrar en operación puedan encargarse del mantenimiento, limpieza y eviten la creación de basureros clandestinos.

9 EVALUACIÓN SOCIO – ECONÓMICA

9.1 Valor presente neto

Este proyecto, por tratarse de parte de un saneamiento básico rural, forma parte de proyectos sociales, que subsanan necesidades básicas para la sobrevivencia del ser humano. Por ello, la inversión corre por cuenta del gobierno, el cual nunca recuperará la inversión inicial y el beneficio se reflejará en la calidad de vida de los habitantes. El valor presente se interpretará de la siguiente forma

Inversión inicial (costo total del proyecto) Q. 454,629.40

Esta inversión será el beneficio que tendrá la población.

Costos de operación y mantenimiento

Costo de operación	Q. 666.66/mes
Costo de mantenimiento	Q. 200.00/mes
Costo de tratamiento	Q. 170.00/mes
Gasto Administrativo 10%	<u>Q. 103.67/mes</u>
	Q. 1140.33/mes

Costos de operación y mantenimiento Q. 13,683.96/anual

Estos costos tendrán que ser erogados anualmente por la población, durante 20 años

El valor presente neto se calcula:

Con $n = 20$ años

Tasa i de 10% anual

$$VPN = \text{Inversión inicial} - \text{costos de operación y mantenimiento anual} \frac{(1+i)^{n-1}}{i(1+i)^{20}}$$

$$VPN = 454629.40 - 13683.96 \frac{(1+0.10)^{20-1}}{0.10(1+0.10)^{20}}$$

$$VPN = 454629.40 - 136839.6$$

$$VPN = 317,789.80$$

Por lo tanto, desde el punto de vista social, el proyecto es factible y rentable.

9.2 Tasa interna de retorno

Se interpreta como tasa interna de retorno, la tasa mínima que tiene un proyecto para recuperar la inversión sin tener ganancias. En este caso, por tratarse de un proyecto social donde no se recuperara la inversión inicial no tiene tasa interna de retorno.

CONCLUSIONES

1. El tráfico que circula por el sector del Barrio Moderno, corresponde a un vehículo tipo HS-20, por lo que para efectos de diseño se utilizó una carga viva de 32 toneladas.
2. La planificación y diseño del puente vehicular, contribuye con el desarrollo de la población de barrio moderno, mejorando las condiciones socio-económicas del sector.
3. El caudal total recolectado es de 7.57 litros/segundo, el cual es mayor que el necesario para abastecer a los beneficiarios, con una dotación de 150 litros/habitante/día, la que se definió con base en las costumbres, clima, etc; característicos del lugar.
4. Debido a la ubicación dispersa de las viviendas, la red de distribución se efectuó por medio de redes abiertas y el tanque de distribución será de 65 m³. Esto permitirá contar con una reserva mayor, en casos de emergencia.
5. La planificación y diseño del sistema de abastecimiento de agua potable contribuirá a resolver la necesidad de agua apta para consumo humano en la aldea Río Blanco, por lo que mejorará la calidad de vida de los habitantes.

RECOMENDACIONES

1. Al comité del barrio Moderno
 - a) Garantizar la supervisión técnica de la ejecución del proyecto para que se cumpla con lo establecido en los planos correspondientes.
 - b) Inspeccionar por lo menos una vez por año las juntas entre pilotes, caballetes y vigas principales y verificar que no exista agrietamiento.

2. Al comité de la aldea Río Blanco
 - a) Cumplir con el programa de operación y mantenimiento elaborado específicamente para éste proyecto.
 - b) Cuando ejecute el proyecto de agua potable, la excavación de zanjas para colocación de tubería debe iniciarse por las casas más lejanas, para evitar que éstas no sean tomadas en cuenta.

BIBLIOGRAFÍA

1. **IBARRA S.**, Jack Douglas. Curso, Análisis y Diseño de Puentes de Concreto Reforzado.
2. **Código ACI** (American Concrete Institute).
3. **AASHTO** (American Association State Highway and Transportation Officials).
4. **Frederick.** Merritt. Manual del ingeniero civil, Editorial McGraw-Hill, 3^a edición, México, 1,999.
5. **Nilson**, Arthur H. Diseño de estructuras de concreto. 12^a edición, Colombia: McGraw–Hill Interamericana S.A., 2,001.
6. **Normas de evaluación ambiental.** Guatemala: Banco Centroamericano de Integración Económica, 1,998.
7. **Valdez, E. Cesar.** Abastecimiento de agua potable. México DF. Universidad autónoma de México. Cuarta edición, 1994.

APÉNDICE

Municipio de Morales departamento de Izabal



MEMORIA DE CÁLCULO HIDRÁULICO DE LA LINEA Y RED DE DISTRIBUCIÓN

Est.	Po. Horizontal [m]	Distancia Real [m]	Caudal por vivienda [L ³ /s]	No. de Viviendas [u]	Caudal [L ³ /s]	Diámetros		Coeficiente C	Pérdida por fricción [m]	Pérdida por fricción acum [m]	Clase de Tubería [Pc]	Cota Terreno [m]	Cota Piezométrica [m]	Presión Estática [mca]	Presión Dinámica [mca]	Velocidad [m/s]	Observación
						Ø nominal [Pulg]	Ø interno [Pulg]										

LINEA PRINCIPAL DE E-17 A 48
Cota inicio nivel estático NE= 66.8300 [m] Tanque de distribución ubicado en E-17

17	48	1810.97	0.0133	126	1.6771	3	3.23	150	2.5659	2.5659	160	37.420	64.264	28.410	26.844	0.3173	13368	Linea principal
48	53	333.79	0.0133	120	1.5972	2 1/2	2.655	150	1.1226	3.6885	160	34.700	63.142	32.130	28.442	0.4472	75453	Ramal + viviendas

LINEA PRINCIPAL DE E-53 A 56
Cota inicio nivel estático NE= 66.8300 [m] Ubicada en la E-53 con el caudal en direccion a la E-56

53	56	362.55	0.0133	110	1.4630	2 1/2	2.655	150	1.0366	4.7251	160	32.080	62.105	34.750	30.025	0.4096	9666	Ramal + viviendas
----	----	--------	--------	-----	--------	-------	-------	-----	--------	--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	------	-------------------

LINEA PRINCIPAL DE E-56 A 58
Cota inicio nivel estático NE= 66.8300 [m] Ubicada en la E-56 con el caudal en direccion a la E-58

56	58	235.95	0.0133	92	1.2236	2 1/2	2.655	150	0.4847	5.2098	160	30.480	61.620	36.350	31.140	0.3426	5339	Ramal + viviendas
----	----	--------	--------	----	--------	-------	-------	-----	--------	--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	------	-------------------

LINEA PRINCIPAL DE E-58 A 60
Cota inicio nivel estático NE= 66.8300 [m] Ubicada en la E-58 con el caudal en direccion a la E-60

58	60	346.03	0.0133	70	0.9310	2	2.193	150	1.0878	6.2976	160	36.460	60.532	30.370	24.072	0.3821	37419	Ramal + viviendas
----	----	--------	--------	----	--------	---	-------	-----	--------	--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	-------	-------------------

LINEA PRINCIPAL DE E-60 A 63
Cota inicio nivel estático NE= 66.8300 [m] Ubicada en la E-60 con el caudal en direccion a la E-63

60	63	273.04	0.0133	47	0.6251	1 1/2	1.754	150	1.2191	7.5167	160	45.180	59.313	21.650	14.133	0.4010	86568	Ramal + viviendas
----	----	--------	--------	----	--------	-------	-------	-----	--------	--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	-------	-------------------

LINEA PRINCIPAL DE E-63 A 67
Cota inicio nivel estático NE= 66.8300 [m] Ubicada en la E-60 con el caudal en direccion a la E-63

63	67	317.4	0.0133	28	0.3724	1 1/4	1.532	150	1.0507	8.5674	160	45.610	58.263	21.220	12.653	0.3132	12647	Ramal + viviendas
----	----	-------	--------	----	--------	-------	-------	-----	--------	--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	-------	-------------------

RAMAL 1 DE E-63 A 63C
Cota inicio nivel estático NE= 66.8300 [m] Ubicada en la E-63 con el caudal en direccion a la E-63C

63	63C	190.82	0.0133	19	0.2527	1	1.195	150	1.0337	8.5504	160	42.420	58.280	24.410	15.860	0.3493	14473	Ramal 1 + viviendas
----	-----	--------	--------	----	--------	---	-------	-----	--------	--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	-------	---------------------



DEPARTAMENTO DE SANEAMIENTO DEL MEDIO
INFORME DEL EXAMEN BACTERIOLOGICO
POR EL METODO DE MEMBRANAS DE FILTRACION

NUM. _____
REF. _____

Al contestar sírvase mencionar el
Número de referencia de esta nota.

Centro de Salud: Morales

IEB No. _____

EXAMEN BACTERIOLOGICO:

Muestra de: Agua

Fecha en que fue captada la muestra: 18 de Diciembre del 2006

Hora que fue captada la muestra: 10:45

Sitio: Escuela aldea Rio Blanco

Fuente: Rio Blanco

Persona que captó la muestra: Juan Arturo Coc.

Fecha que dio principio el examen: 19 de Diciembre del 2006

CARACTERES GENERALES:

Color: Claro Aspecto: Normal

Sustancia en suspensión: _____

Investigación de grupo coliforme: E - coli

Incubación a 35 grados C.: 45° C.

No. Membrana Filtrante	Medio Selectivo	Volumen Muestra	Colonia Coliforme	Coliformes P/100 ml.	Tiempo Inob.
1	M-Finclo	100 ml.	0	0	24 hrs.

Observación: El agua es apta para el consumo humano.

Conclusiones: Apta para consumo.

Lugar y fecha: Morales 20/12/2006 Nombre: Maydaluja Contreras
Laboratorista

Maydaluja Contreras
ISA Responsable del Laboratorio
Bacteriológico





MINISTERIO DE SALUD PUBLICA Y ASISTENCIA SOCIAL
 COORDINACION DE DISTRITO MUNICIPAL DE SALUD
 DE MORALES

NUM. _____
REF. _____

Al contestar sírvase mencionar el
 Número de referencia de esta nota

EL INFRASCrito MEDICO, COORDINADOR DEL CENTRO DE SALUD DE MORALES DEPARTAMENTO DE IZABAL. C E R T I F I C A: TENER A LA VISTA EL INFORME DE LA SECCION DE SANEAMIENTO AMBIENTAL EL CUAL DICE LITERALMENTE: - - -CCION DE SANEAMIENTO AMBIENTAL CENTRO DE SALUD DE MORALES, IZABAL, NUEVE DE ENERO DEL AÑO DOS MIL SIETE . ASUNTO: FRANCISCO ANTONIO CAPPА ROSALES, ALCALDE MUNICIPAL , SOLICITA: AUTORIZACION Y CERTIFICACION PARA LA CONSTRUCCION DE UN TANQUE DE CAPTACION DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE DE ALDEA RIO BLANCO, MORALES, IZABAL-----

PROVIDENCIA No. 001-07.

ATENTAMENTE VUELVA EL PRESENTE EXPEDIENTE A LA DIRECCION DEL CENTRO DE SALUD DE MORALES, IZABAL; PARA INFORMAR QUE SE REALIZÓ EXAMEN BACTERIOLOGICO DEL AGUA, DE ALDEA RIO BLANCO EN LA QUE SE PUDO COMPROBAR QUE EN EL AGUA NO SE ENCONTRARON COLONIAS COLIFORMES, POR LO QUE EL AGUA ES APTA PARA EL CONSUMO HUMANO. POR LO ANTES EXPUESTO SE AUTORIZA DICHO PROYECTO. APARECE FIRMA Y SELLO DEL INSPECTOR DE SANEAMIENTO AMBIENTAL.

Y PARA LOS USOS LEGALES QUE AL INTERESADO CONVenga, EXTIENDO FIRMO Y SELLO LA PRESENTE, EN LA POBLACIÓN DE MORALES, DEPARTAMENTO DE IZABAL EL NUEVE ENERO DEL AÑO DOS SIETE .

Certificó:

Teresa Joel Carrera
 TÈRESA JOEL CARRERA



SECRETARIA
 CENTRO SALUD

Vo.Bo.

Mabel de Carrera
 DRA. MABEL DE CARRERA

COORDINADORA DISTRITO DE SALUD
 MORALES, IZABAL.





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



INFORME No.: 023 S.S.

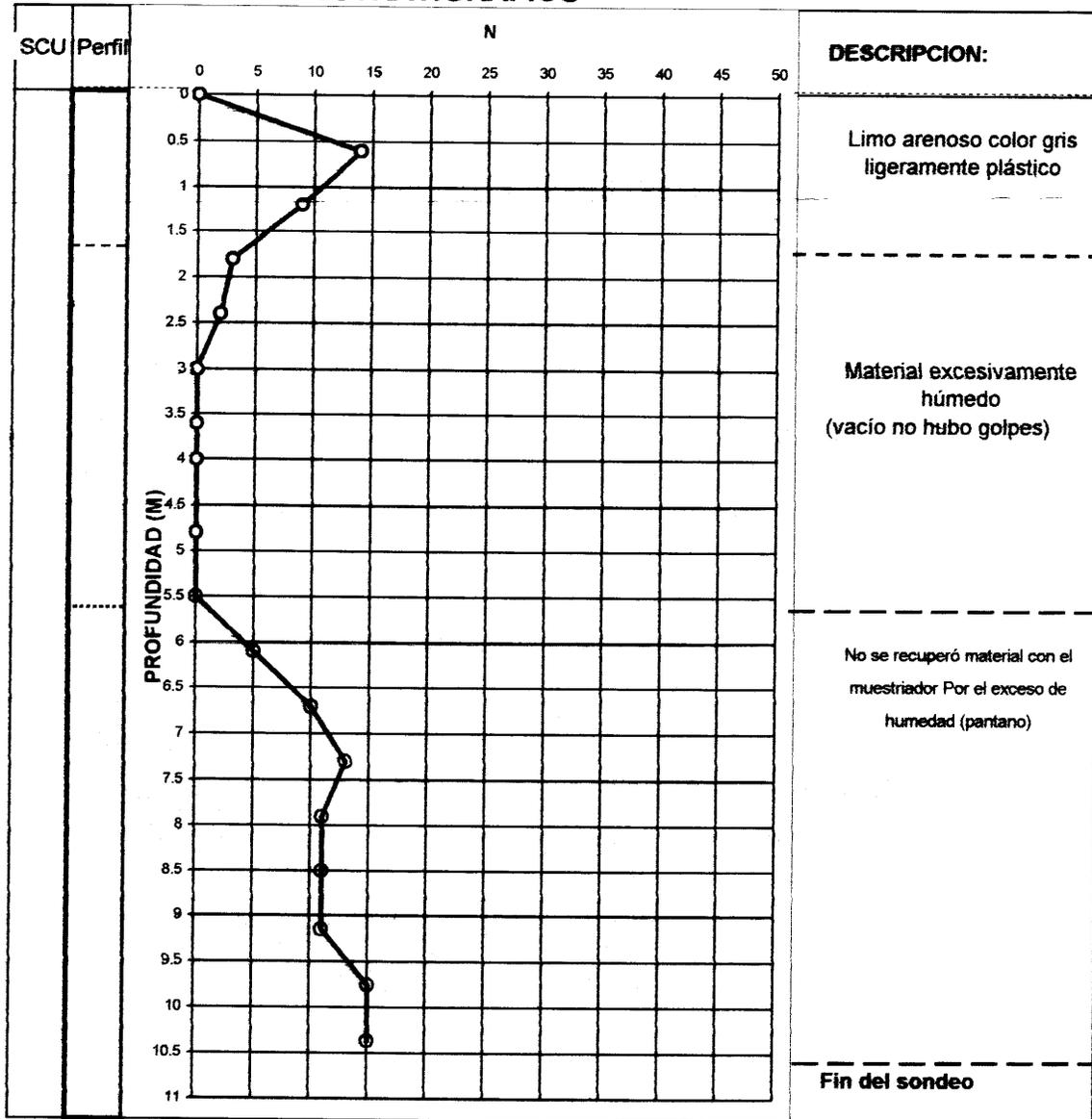
O.T. No.: 21,026

INTERESADO: Christian Humberto Guevara Guerra
PROYECTO: Trabajo de Graduación EPS
ASUNTO: SONDEO DINAMICO

UBICACION: Municipio de Morales, Izabal
Sondeo No.: 1 Elevación: X

Fecha: 6 de febrero de 2006

PERFIL ESTRATIGRAFICO



Vo. Bo.   
 Ing. Oswaldo Romeo Escobar **SECCION MECANICA DE SUELOS** Ing. Omar Enrique Medrano Mendez
 DIRECTOR CII/USAC JEFE SECCION MECANICA DE SUELOS



PLANTA DE UBICACION
PUENTE "BARRIO MODERNO" ESCALA: 1/2,000

ESPECIFICACIONES:

- 1- DISEÑO: "STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES" DE LA AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATIONS OFFICIALS, (A.A.S.H.T.O) EDICION 1989
- 2- CONSTRUCCION: "ESPECIFICACIONES PARA CONSTRUCCION DE PUENTES Y CARRETERAS" DE LA D.G.C. ULTIMA EDICION DISPONIBLE
- 3- CARGA VIVA: HS20-44 (A.A.S.H.T.O)
- MATERIALES:
- 4- CONCRETO CLASE 4000: PARA LAS VIGAS, LOSA Y DIAFRAGMAS REFORZADAS SE USARA CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA CON ESFUERZO ULTIMO A LA COMPRESION DE 281 Kg/cm² (4000 Lbs/plg²) A LOS 28 DIAS
- 5- CONCRETO CLASE 3000: PARA EL RESTO DE LA SUPERESTRUCTURA SE USARA CONCRETO CON ESFUERZO ULTIMO A LA COMPRESION DE 211 Kg/cm² (3000 Lbs/plg²) A LOS 28 DIAS. EL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO A USAR SERA DE 4cm.
- 6- ACERO DE REFUERZO: (SECCION 509 ESP. D.G.C.) SERA ACERO DE REFUERZO DE GRADO ESTRUCTURAL 40 EN FORMA DE BARRAS CORRUGADAS, DE ACUERDO CON LAS ESPECIFICACIONES M-31 - 54 DE LA A.A.S.H.T.O. Y A 305-50T DE LA A.S.T.M. (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS)
- 7- EL ACERO DE REFUERZO EN LOS ELEMENTOS PRINCIPALES DE LA ESTRUCTURA SERA DE GRADO ESTRUCTURAL 60 EN FORMA DE BARRAS CORRUGADAS, DE ACUERDO CON LAS ESPECIFICACIONES M-31 - 54 DE LA A.A.S.H.T.O. Y A 305-50T DE LA A.S.T.M. (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS) VARIOS:
- 8- SALVO QUE SE INDIQUE OTRA COSA SE USARA EL SIGUIENTE RECURRIMIENTO EN LAS BARRAS DE REFUERZO PARA LOSAS EXPUESTAS AL TRAFICO, EN LA SUPERFICIE DE RODADURA 4 cm. Y 2.5cms. EN LOS DEMAS CASOS. EL RECURRIMIENTO SE MEDIRA ENTRE EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DEL CONCRETO.
- 9- FORMALLETAS Y ACABADO DE CONCRETO: SE HARA SEGUN LA SECCION 505 ESP. D.G.C. LA PARTE SUPERIOR DE LAS VIGAS DEBERA DEJARSE RUGOSA
- 10- TRASLAPES: (SECCION 509 ESP. D.G.C.) SERAN DE 24 DIAMETROS, SALVO EN LOS CASOS DE VIGAS QUE TENGAN MAS DE 30 cm. DE CONCRETO BAJO LAS BARRAS EN CUYO CASO SE USARAN 35 DIAMETROS
- 11- GANCHOS: SE DOBLARAN SEGUN LA SECCION 509 ESP. D.G.C. PARA EL EFECTO
- PILOTES:
- HINGADO: LOS PILOTES DEBEN SER HINGADOS HASTA UNA PENETRACION QUE DESARROLLE UNA CAPACIDAD MINIMA DE 20 TONELADAS POR PILOTE
- LA RESISTENCIA DEL CONCRETO DEBERA SER DE 4000Lbs/plg² (281 kg/cm²) Y LA RESISTENCIA Y LA RESISTENCIA DEL ACERO DE REFUERZO DEBERA SER DE GRADO ESTRUCTURAL 40.

LIBRETA TOPOGRAFICA

EST.	P.O.	DIST.	AZIMUT	COTA
1	2	20.00	332° 48' 48"	99.84
2	3	20.00	332° 48' 48"	99.90
3	4	20.00	332° 48' 48"	99.92
4	5	20.00	332° 48' 48"	100.03
5	6	20.00	327° 41' 24"	100.11
6	7	20.00	318° 19' 06"	100.12
7	8	20.00	317° 51' 54"	100.37
8	9	20.00	317° 51' 54"	100.46
9	10	20.00	317° 51' 54"	100.65
10	11	20.00	317° 51' 54"	100.60
11	12	20.00	317° 51' 54"	100.80
12	13	20.00	329° 50' 44"	100.65
13	14	20.00	339° 24' 24"	100.42
14	15	20.00	335° 55' 18"	99.95
15	16	20.00	337° 53' 48"	99.69
16	17	26.96	337° 32' 03"	100.43
17	18	20.00	335° 38' 22"	100.56
18	19	20.00	325° 04' 58"	100.64
19	20	20.00	308° 20' 13"	100.79
20	21	20.00	308° 20' 13"	100.82
21	22	20.00	308° 20' 13"	100.96
22	23	20.00	308° 20' 13"	101.05
23	24	20.00	308° 20' 13"	101.09
24	25	20.00	308° 20' 13"	101.12



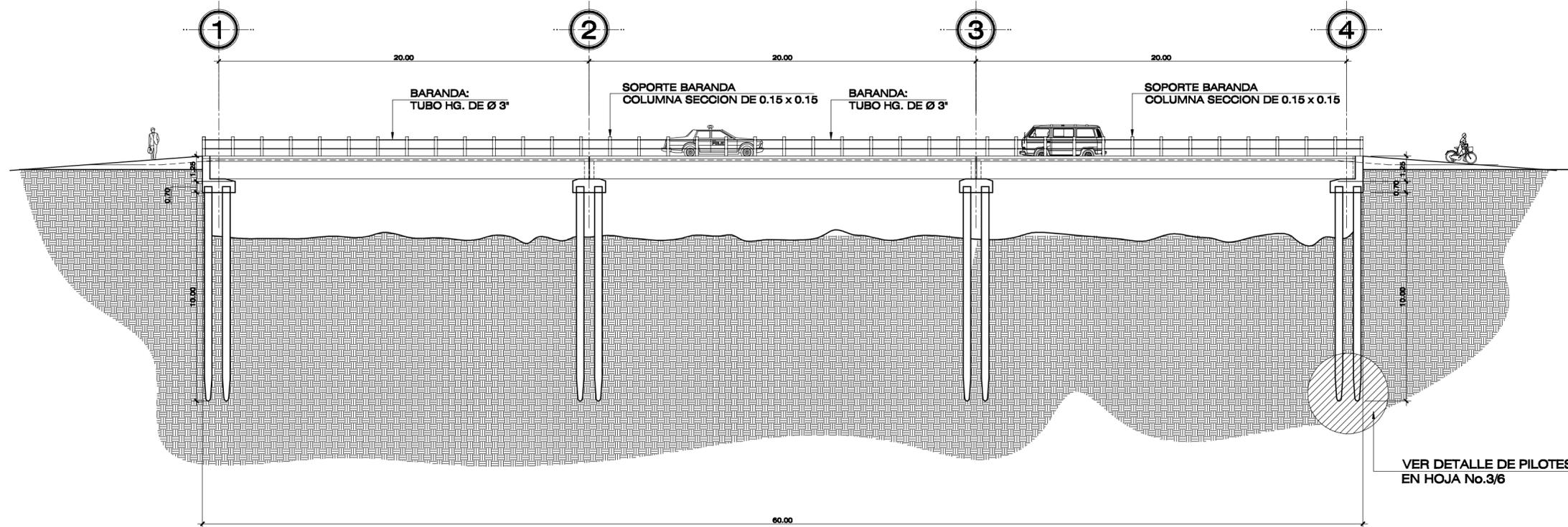
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
 MORALES, IZABAL

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR "BARRIO MODERNO"	DISEÑO: GUEVARA GUERRA
CONTENIDO: LOCALIZACIÓN Y PLANTA	DIBUJO: GUEVARA GUERRA
	CALCULO: GUEVARA GUERRA

EPESITA: GUEVARA GUERRA	CARNÉ: 1998-10832	ING. ASESOR: LUIS ALFARO	ESCALA: INDICADA	FECHA: MAYO 2008
----------------------------	----------------------	-----------------------------	---------------------	---------------------

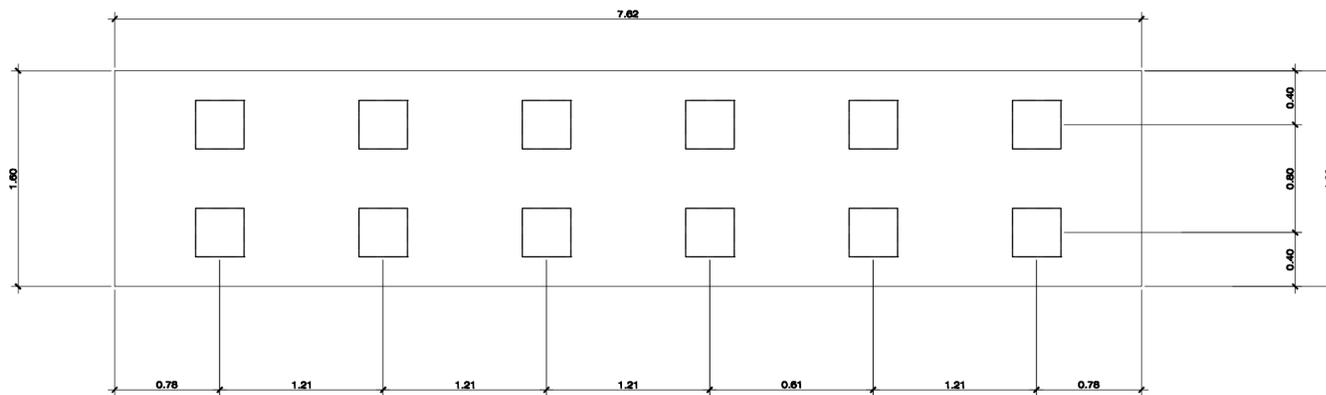


BYRON MENDEZ COORDINADOR OMP	ING. LUIS ALFARO ASESOR-SUPERVISOR
U A E I	HOJA DE
1	6



ELEVACION FRONTAL
 PUENTE "BARRIO MODERNO"

ESCALA: 1/250



PLANTA CABALLETE EN PILOTE
 PUENTE "BARRIO MODERNO"

ESCALA: 1/50



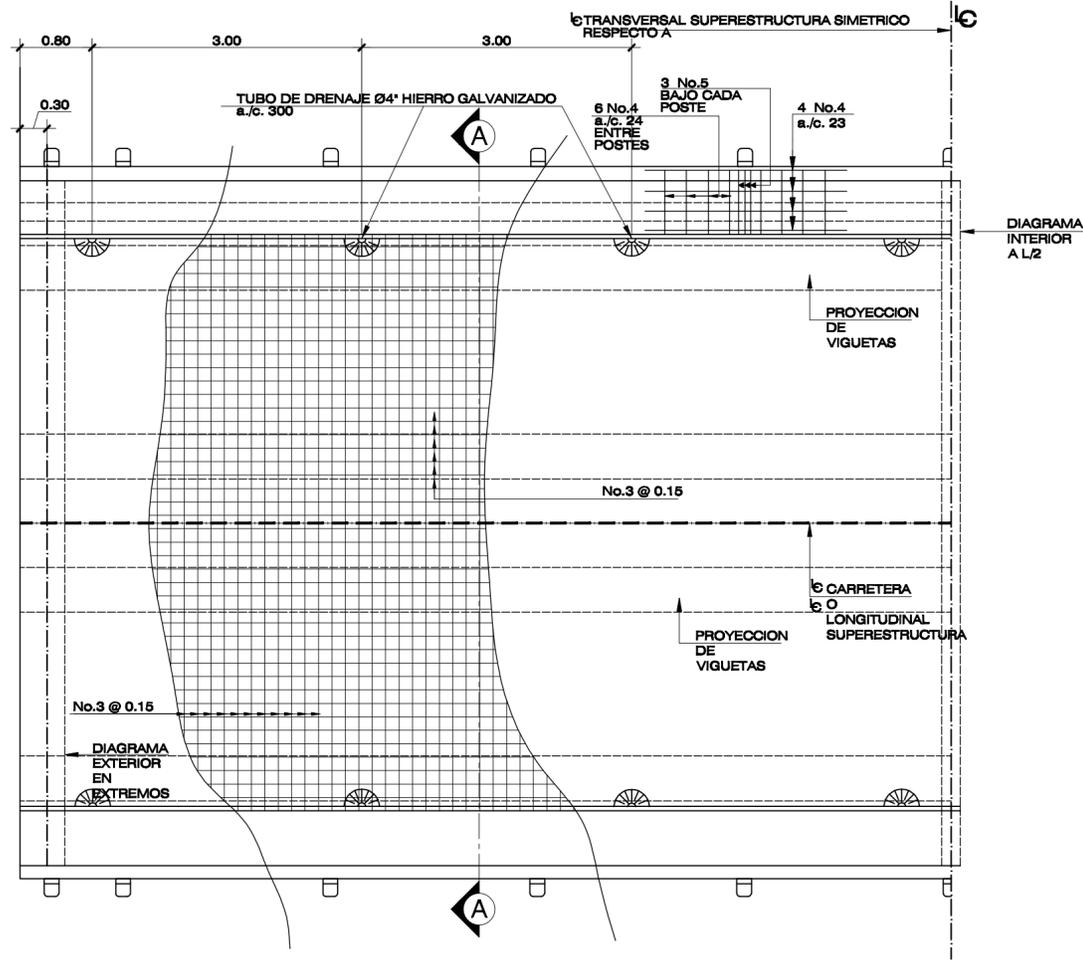
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
 MORALES, IZABAL

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR "BARRIO MODERNO"	DISEÑO: GUEVARA GUERRA
CONTENIDO: PLANTA DE DISTRIBUCIÓN + ELEVACIÓN FRONTAL	DIBUJO: GUEVARA GUERRA
	CALCULO: GUEVARA GUERRA

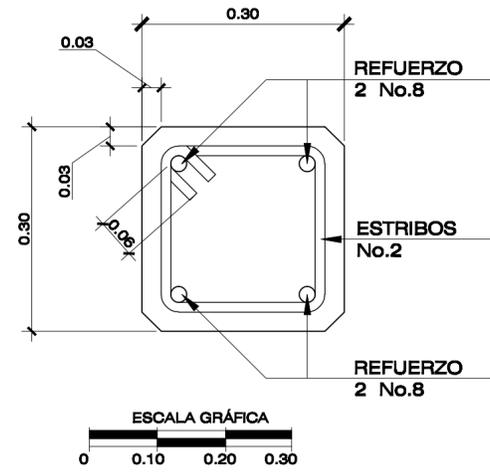
EPESISTA: GUEVARA GUERRA	CARNÉ: 1998-10832	ING. ASESOR: LUIS ALFARO	ESCALA: INDICADA	FECHA: MAYO 2008
--------------------------	-------------------	--------------------------	------------------	------------------



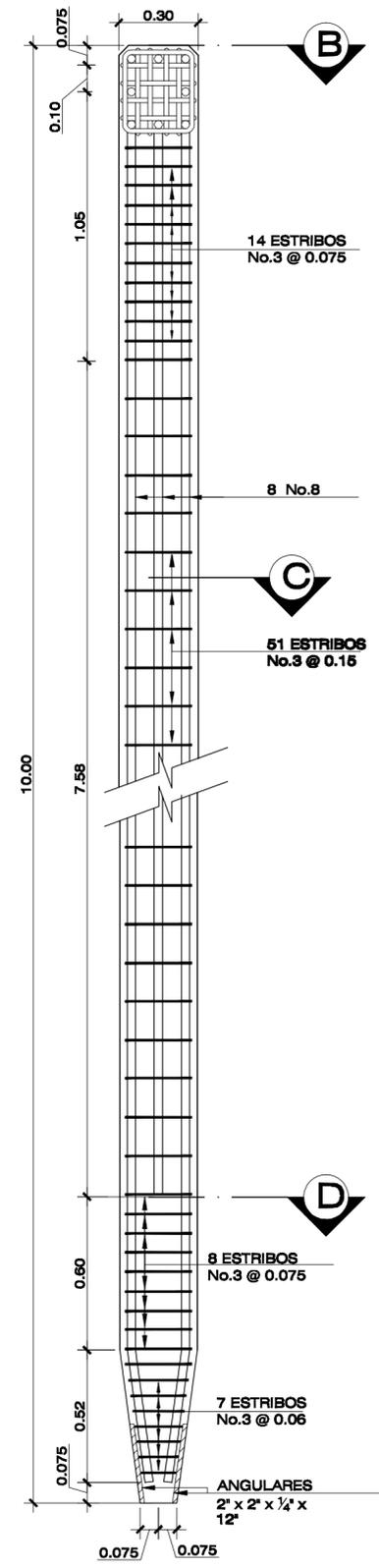
BYRON MENDEZ COORDINADOR OMP	ING. LUIS ALFARO ASESOR-SUPERVISOR
U A E I	HOJA DE
2	6



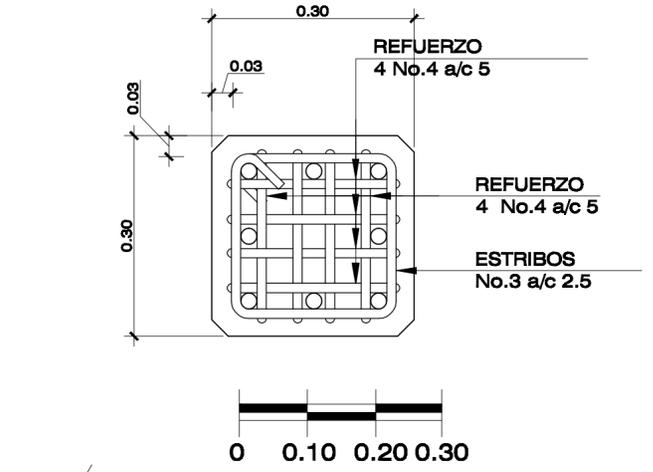
MEDIA PLANTA
PUENTE "BARRIO MODERNO" ESCALA: 1/75



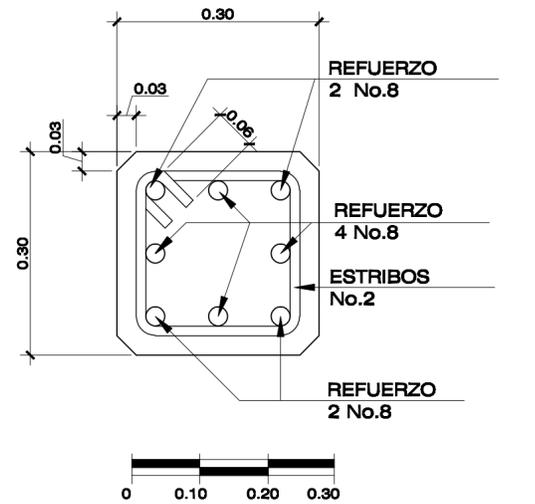
SECCION "D"
 ESCALA: 1/10



DETALLE PILOTE
 ESCALA: 1/20



SECCION "B"
 ESCALA: 1/10



SECCION "C"
 ESCALA: 1/10



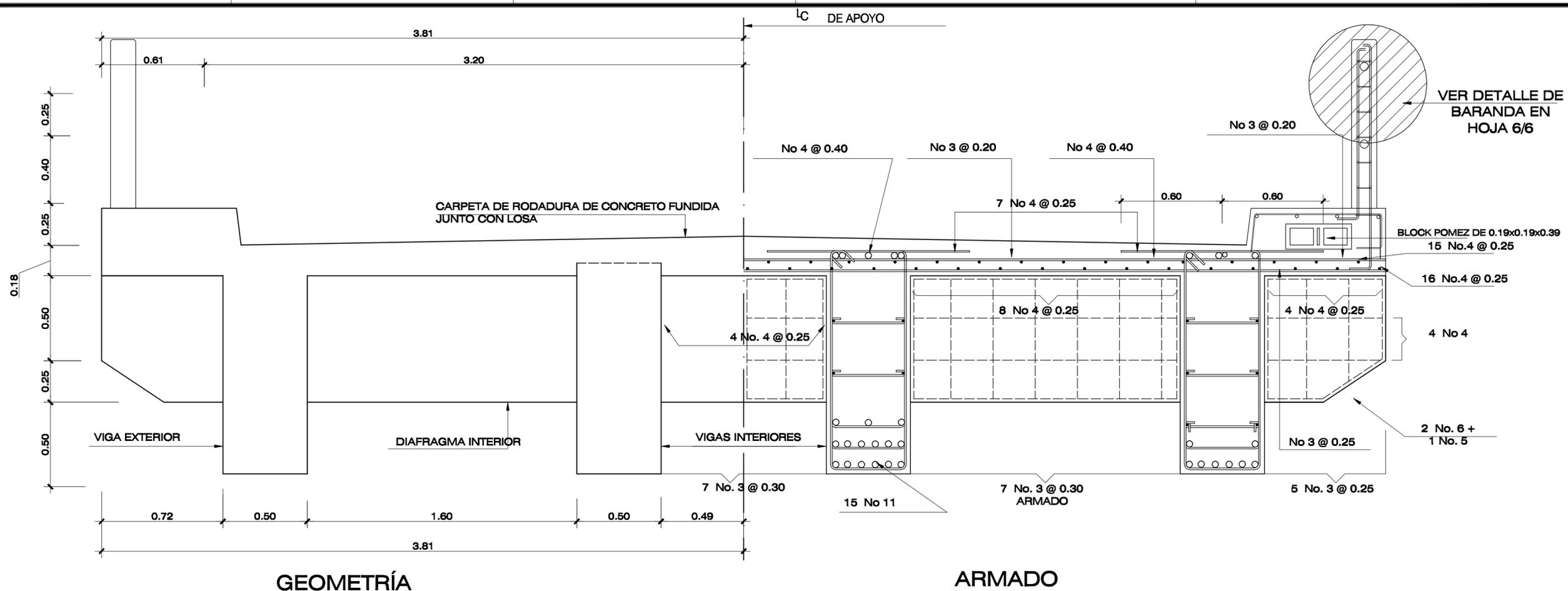
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
 MORALES, IZABAL

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR "BARRIO MODERNO"	DISEÑO: GUEVARA GUERRA
CONTENIDO: ARMADO DE PLANTA + DETALLES DE PILOTE	DIBUJO: GUEVARA GUERRA
	CALCULO: GUEVARA GUERRA

EPESISTA: GUEVARA GUERRA	CARNÉ: 1998-10832	ING. ASESOR: LUIS ALFARO	ESCALA: INDICADA	FECHA: MAYO 2008
--------------------------	-------------------	--------------------------	------------------	------------------

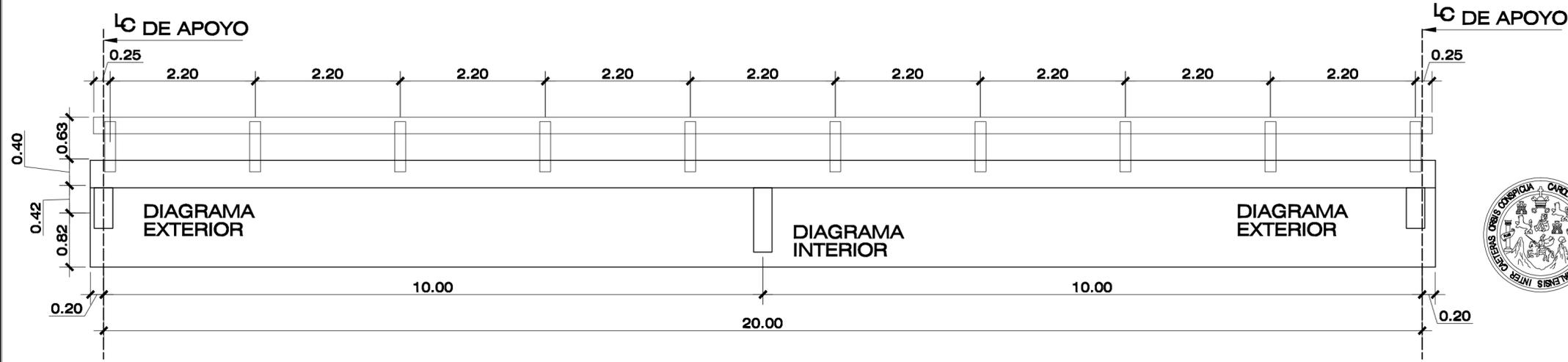


BYRON MENDEZ COORDINADOR OMP	ING. LUIS ALFARO ASESOR-SUPERVISOR
U A E I	HOJA DE
3	6



SECCIÓN

ESCALA: 1/25



ELEVACIÓN

ESCALA: 1/75



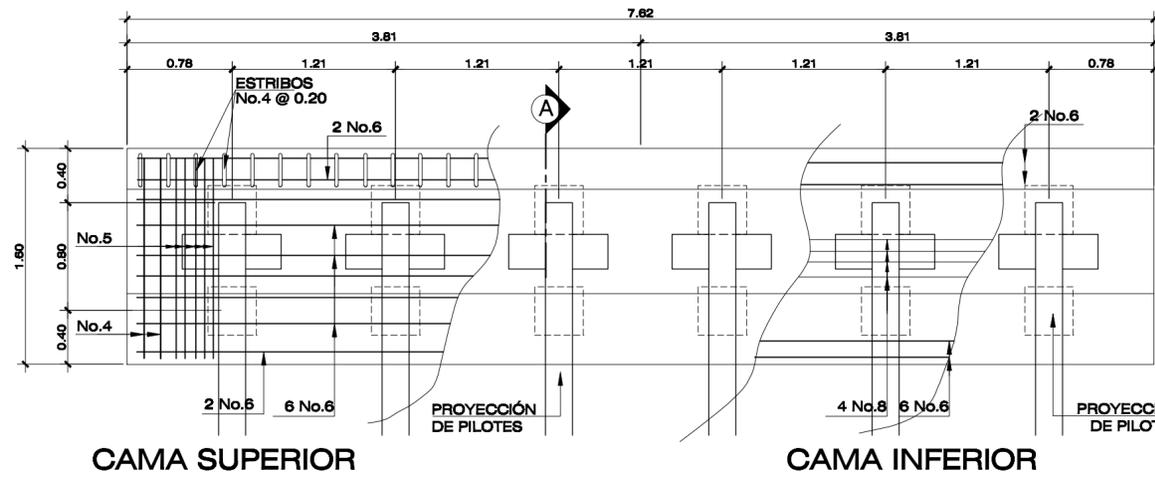
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
MORALES, IZABAL

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR "BARRIO MODERNO"	DISEÑO: GUEVARA GUERRA
CONTENIDO: SECCIÓN TRANSVERSAL + DETALLES	DIBUJO: GUEVARA GUERRA
	CALCULO: GUEVARA GUERRA

EPESISTA: GUEVARA GUERRA	CARNÉ: 1998-10832	ING. ASESOR: LUIS ALFARO	ESCALA: INDICADA	FECHA: MAYO 2008
-----------------------------	----------------------	-----------------------------	---------------------	---------------------

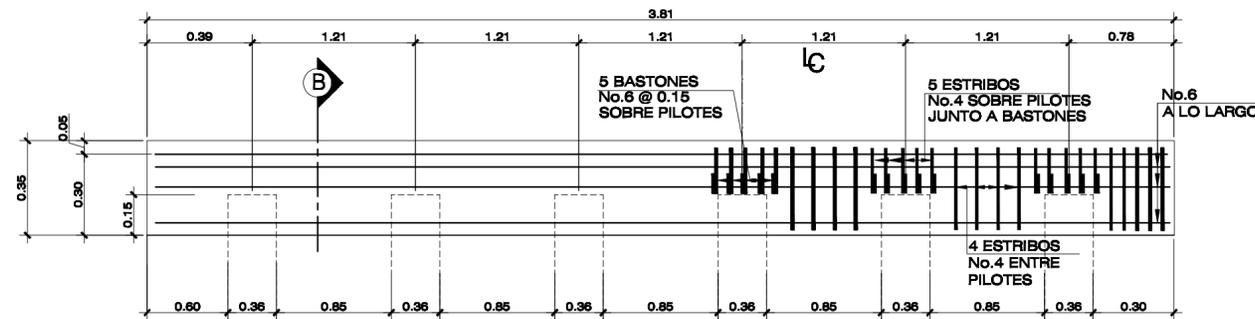


BYRON MENDEZ COORDINADOR OMP	ING. LUIS ALFARO ASESOR-SUPERVISOR
U A E I	HOJA DE
4	6



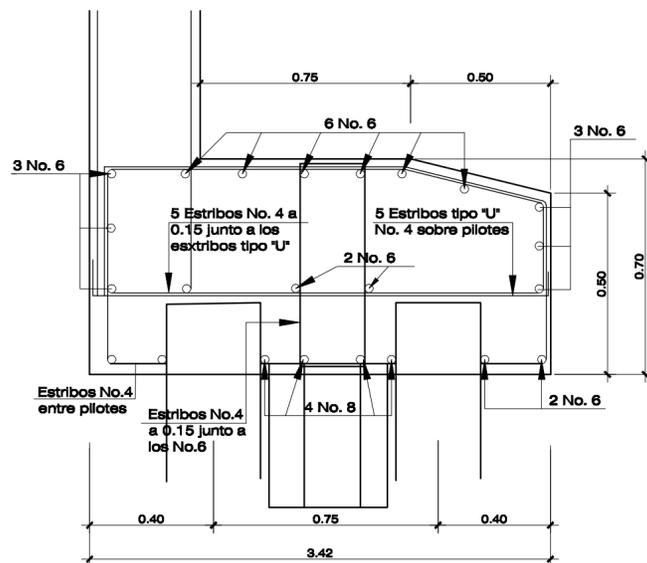
PLANTA
CABALLETE PARA ESTRIBOS

ESCALA: 1/50



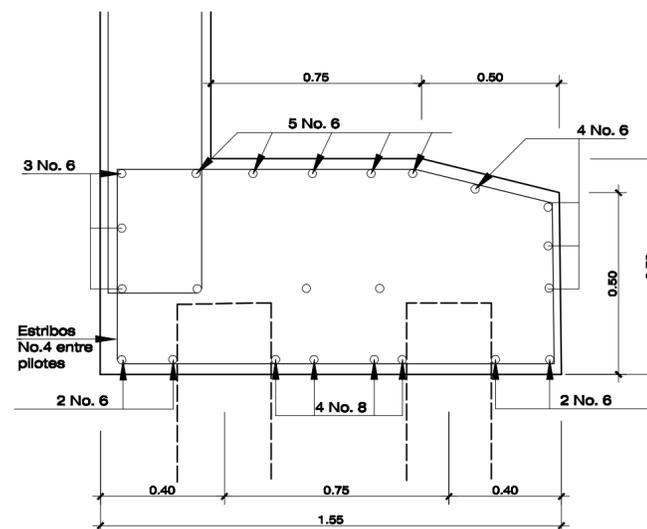
ELEVACIÓN
CABALLETE PILAS

ESCALA: 1/50



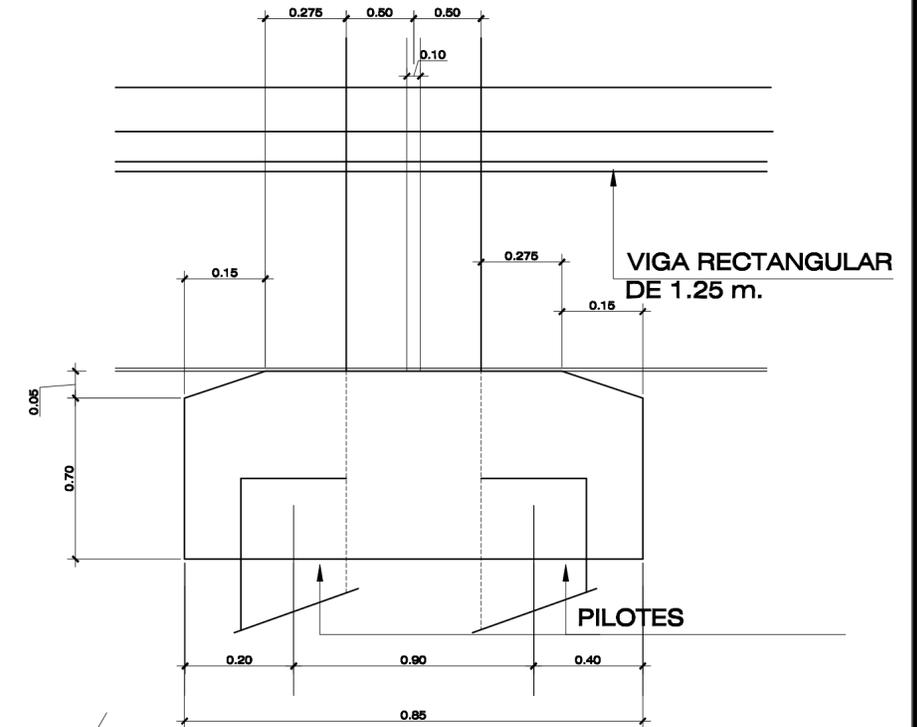
SECCIÓN "A" SOBRE PILOTES
CABALLETE PARA ESTRIBOS

ESCALA: 1/25



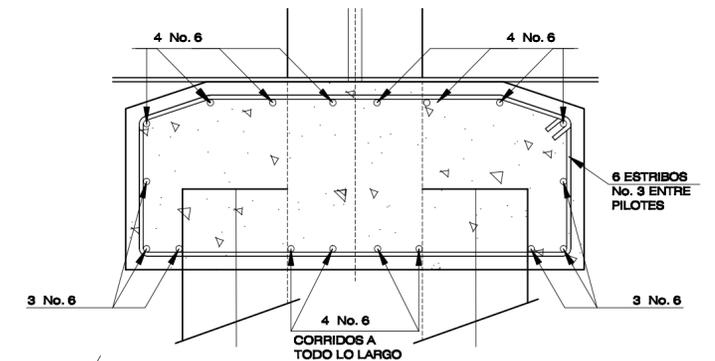
SECCIÓN "B" ENTRE PILOTES
CABALLETE PARA ESTRIBOS

ESCALA: 1/25



GEOMETRÍA DE PILAS
PUENTE "BARRIO MODERNO"

ESCALA: 1/25



CABALLETE PILAS
SECCIÓN ENTRE PILOTES

ESCALA: 1/25



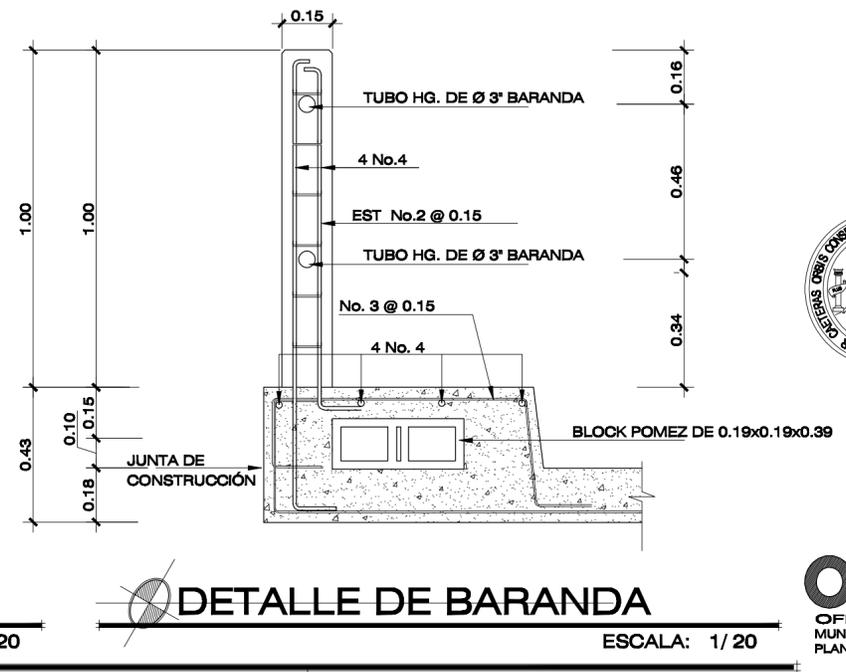
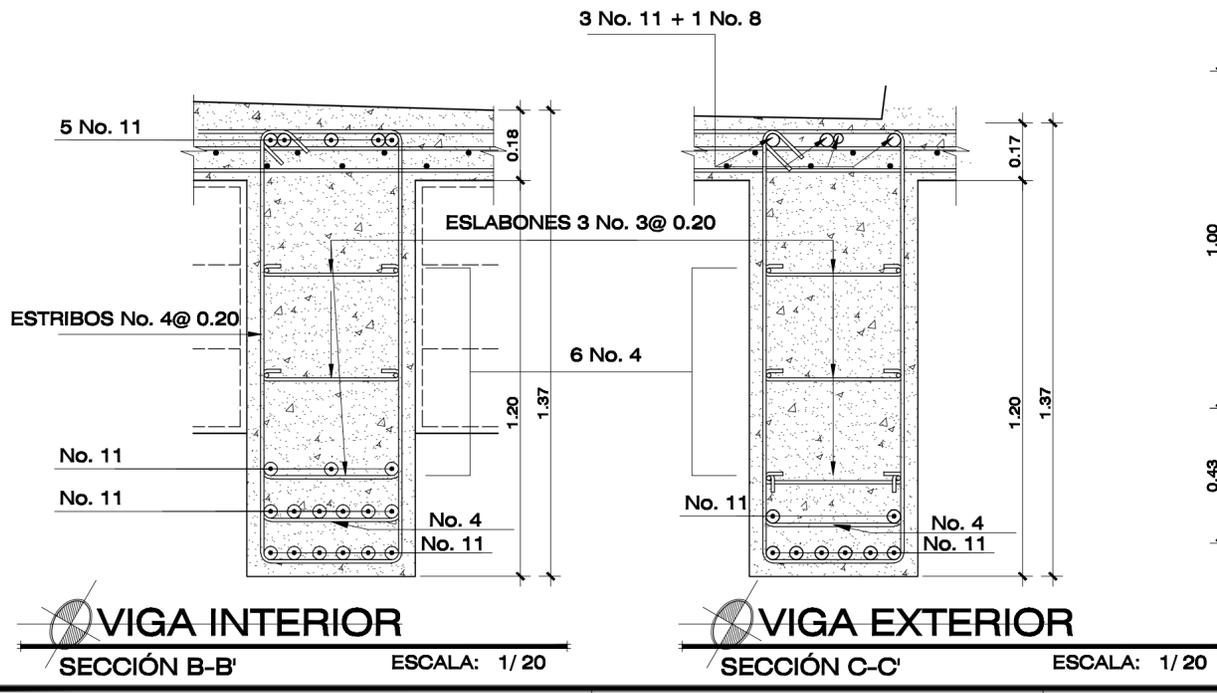
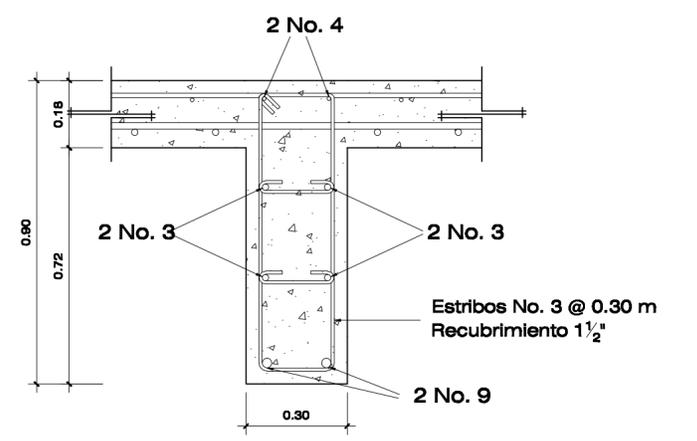
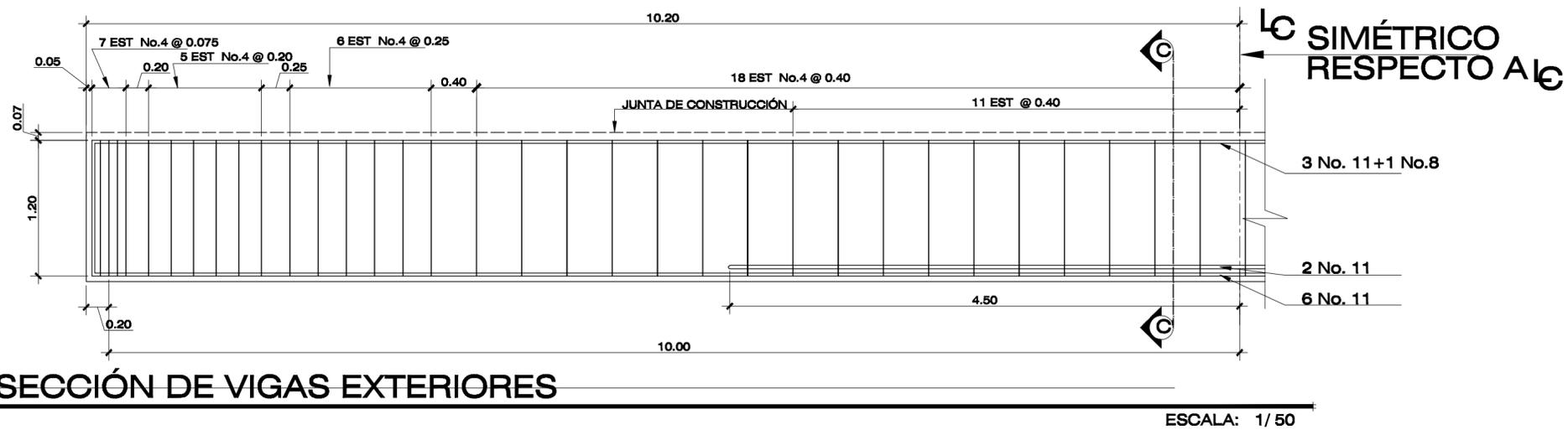
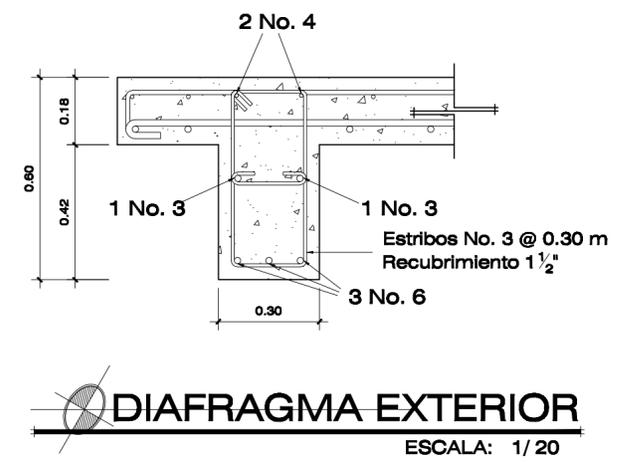
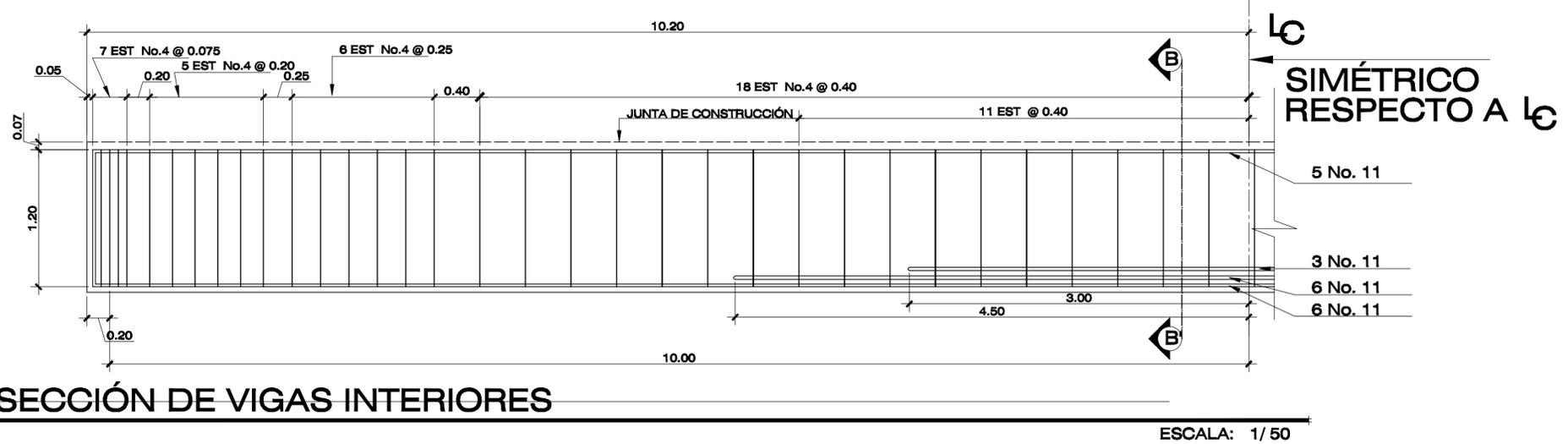
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
MORALES, IZABAL

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR "BARRIO MODERNO"	DISEÑO: GUEVARA GUERRA
CONTENIDO: PLANTA + ELEVACIÓN DE CABALLETE + DETALLES	DIBUJO: GUEVARA GUERRA
	CALCULO: GUEVARA GUERRA

EPESISTA: GUEVARA GUERRA	CARNÉ: 1998-10832	ING. ASESOR: LUIS ALFARO	ESCALA: INDICADA	FECHA: MAYO 2008
-----------------------------	----------------------	-----------------------------	---------------------	---------------------



BYRON MENDEZ COORDINADOR OMP	ING. LUIS ALFARO ASESOR-SUPERVISOR
U A E I	HOJA DE
5	6



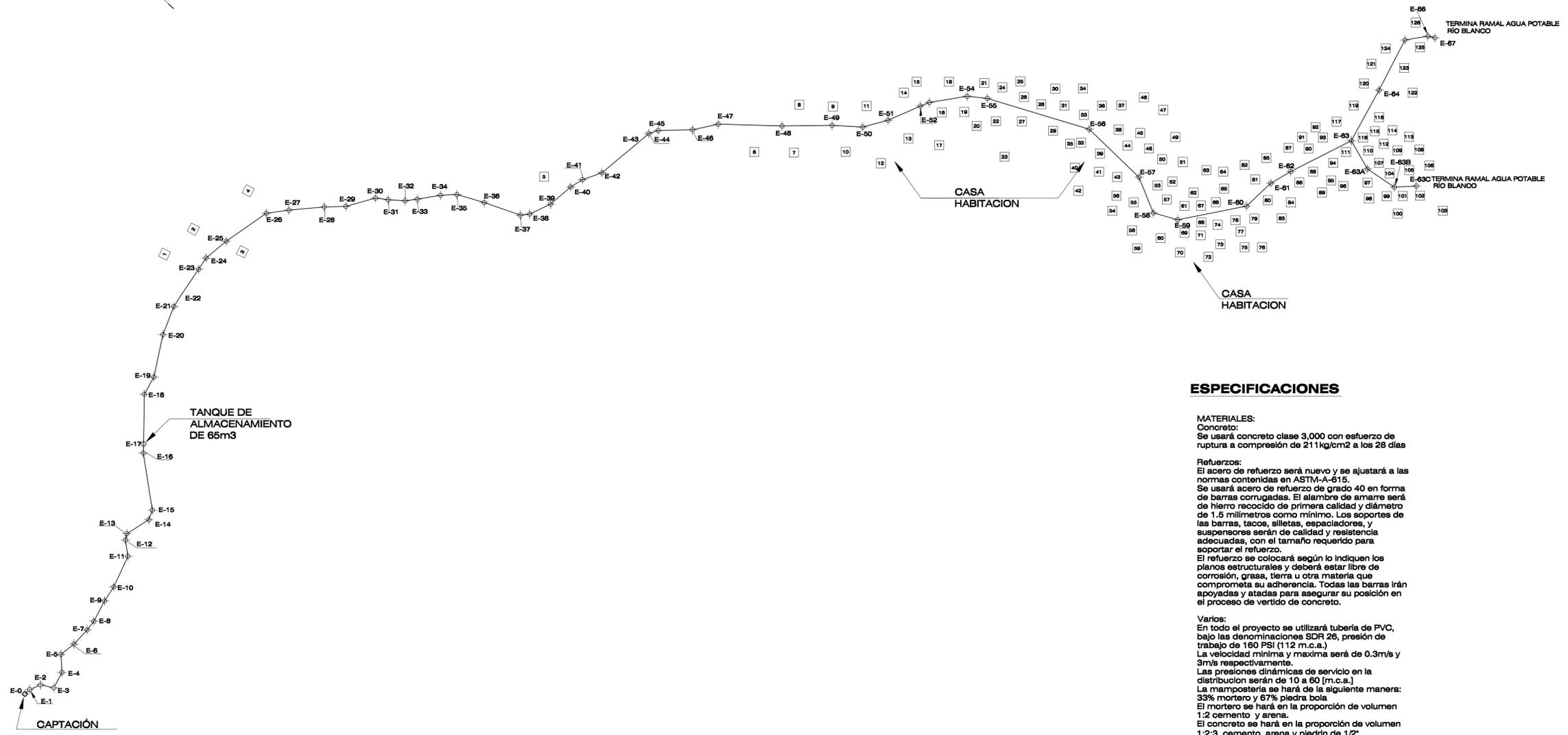
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
MORALES, IZABAL

PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR "BARRIO MODERNO"	DISEÑO: GUEVARA GUERRA
CONTENIDO: DETALLES DE VIGAS + DIAFRAGMAS	DIBUJO: GUEVARA GUERRA
	CALCULO: GUEVARA GUERRA

EPESISTA: GUEVARA GUERRA	CARNÉ: 1998-10832	ING. ASESOR: LUIS ALFARO	ESCALA: INDICADA	FECHA: MAYO 2008
--------------------------	-------------------	--------------------------	------------------	------------------

OMP
OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION

BYRON MENDEZ COORDINADOR OMP	ING. LUIS ALFARO ASESOR-SUPERVISOR
U A E I	HOJA DE
6	6



LIBRETA TOPOGRAFICA

EST.	P.O.	DIST.	AZIMUT	COTA
0	1	14.37	94°11'57"	98.00
1	2	25.70	113°00'20"	96.84
2	3	29.94	148°29'20"	94.98
3	4	37.83	75°03'20"	92.45
4	5	36.97	43°37'00"	91.57
5	6	36.39	98°15'20"	93.12
6	7	42.52	88°58'40"	86.45
7	8	23.80	84°52'00"	85.79
8	9	50.42	74°01'40"	83.47
9	10	36.80	80°09'40"	73.48
10	11	73.88	71°09'40"	70.38
11	12	35.98	37°39'00"	68.24
12	13	14.50	58°34'00"	67.88
13	14	57.08	104°11'20"	66.77
14	15	22.34	67°21'20"	66.95
15	16	126.94	37°28'20"	65.28
16	17	19.86	42°02'20"	66.83
17	18	108.14	47°22'00"	67.56
18	19	43.00	75°35'00"	67.49
19	20	95.28	58°42'00"	64.36
20	21	66.13	67°41'00"	62.81
21	22	26.26	79°08'20"	61.18
22	23	71.70	80°34'00"	60.94
23	24	20.95	80°00'00"	60.08
24	25	67.48	96°41'20"	61.97
25	26	107.00	101°48'40"	61.94
26	27	50.47	128°09'40"	49.61
27	28	78.00	131°31'20"	48.30
28	29	47.19	134°54'40"	48.56
29	30	67.79	120°56'20"	47.71
30	31	28.10	144°07'40"	47.58
31	32	37.22	140°06'20"	49.03
32	33	27.22	128°56'40"	51.03
33	34	51.89	127°03'40"	48.79
34	35	35.92	133°44'40"	50.10
35	36	62.52	152°56'40"	47.18
36	37	84.00	155°32'20"	47.19
37	38	20.82	130°41'20"	46.05
38	39	50.96	110°28'00"	43.75
39	40	57.90	98°23'20"	44.43
40	41	30.30	104°28'00"	44.74
41	42	45.36	117°16'20"	42.10
42	43	108.98	96°44'20"	41.02
43	44	24.32	98°01'20"	39.84
44	45	21.90	117°49'20"	39.71
45	46	75.70	135°40'40"	38.78
46	47	57.49	123°47'40"	38.61
47	48	140.40	138°12'00"	37.42
48	49	109.95	135°48'00"	36.29
49	50	67.06	139°33'40"	41.25
50	51	57.97	121°39'20"	40.00
51	52	77.81	113°02'00"	35.11
52	53	21.20	113°56'20"	34.70
53	54	83.98	127°13'20"	33.54
54	55	44.59	142°37'00"	33.51
55	56	233.98	153°16'00"	32.08
56	57	151.98	180°29'40"	31.30
57	58	83.97	204°32'20"	30.48
58	59	55.94	152°24'00"	29.57
59	60	154.25	125°15'42"	28.46
60	61	72.87	93°05'20"	40.08
61	62	50.73	108°11'40"	42.65
62	63	148.44	109°34'20"	45.18
63	64	126.69	78°13'00"	44.51
64	65	123.79	78°48'40"	43.80
65	66	51.32	127°20'00"	46.41
66	67	15.50	149°43'00"	45.61
68	68A	71.16	186°42'20"	35.37
68A	68B	71.18	170°31'40"	40.93
68B	68C	48.48	133°33'20"	42.42

ESPECIFICACIONES

MATERIALES:
Concreto:
 Se usará concreto clase 3,000 con esfuerzo de ruptura a compresión de 211kg/cm² a los 28 días.

Refuerzo:
 El acero de refuerzo será nuevo y se ajustará a las normas contenidas en ASTM-A-615.
 Se usará acero de refuerzo de grado 40 en forma de barras corrugadas. El alambre de amarre será de hierro recocido de primera calidad y diámetro de 1.5 milímetros como mínimo. Los soportes de las barras, tacos, silletas, espaciadores, y suspensores serán de calidad y resistencia adecuadas, con el tamaño requerido para soportar el refuerzo.
 El refuerzo se colocará según lo indiquen los planos estructurales y deberá estar libre de corrosión, grasa, tierra u otra materia que comprometa su adherencia. Todas las barras irán apoyadas y atadas para asegurar su posición en el proceso de vertido de concreto.

Varios:
 En todo el proyecto se utilizará tubería de PVC, bajo las denominaciones SCR 26, presión de trabajo de 150 PSI (112 m.c.a.)
 La velocidad mínima y máxima será de 0.3m/s y 3m/s respectivamente.
 Las presiones dinámicas de servicio en la distribución serán de 10 a 60 [m.c.a.]
 La mampostería se hará de la siguiente manera:
 33% mortero y 67% piedra bola
 El mortero se hará en la proporción de volumen 1:2 cemento y arena.
 El concreto se hará en la proporción de volumen 1:2:3, cemento, arena y piedra de 1/2".
 El tanque se repellará en su interior con mortero proporción 1:2, cemento y arena con un recubrimiento mínimo de 1.5 cm mas alzado interno y externo.
 En las tapaderas se dejará un desnivel para drenar el agua de lluvia.
 El terreno bajo la losa del piso deberá ser perfectamente apizonado.

Toda la tubería deberá quedar por lo menos 60 cm debajo de la superficie de la tierra

PLANTA DE CONJUNTO
 LINEA DE CONDUCCION Y DISTRIBUCION

ESCALA/ 1:5000

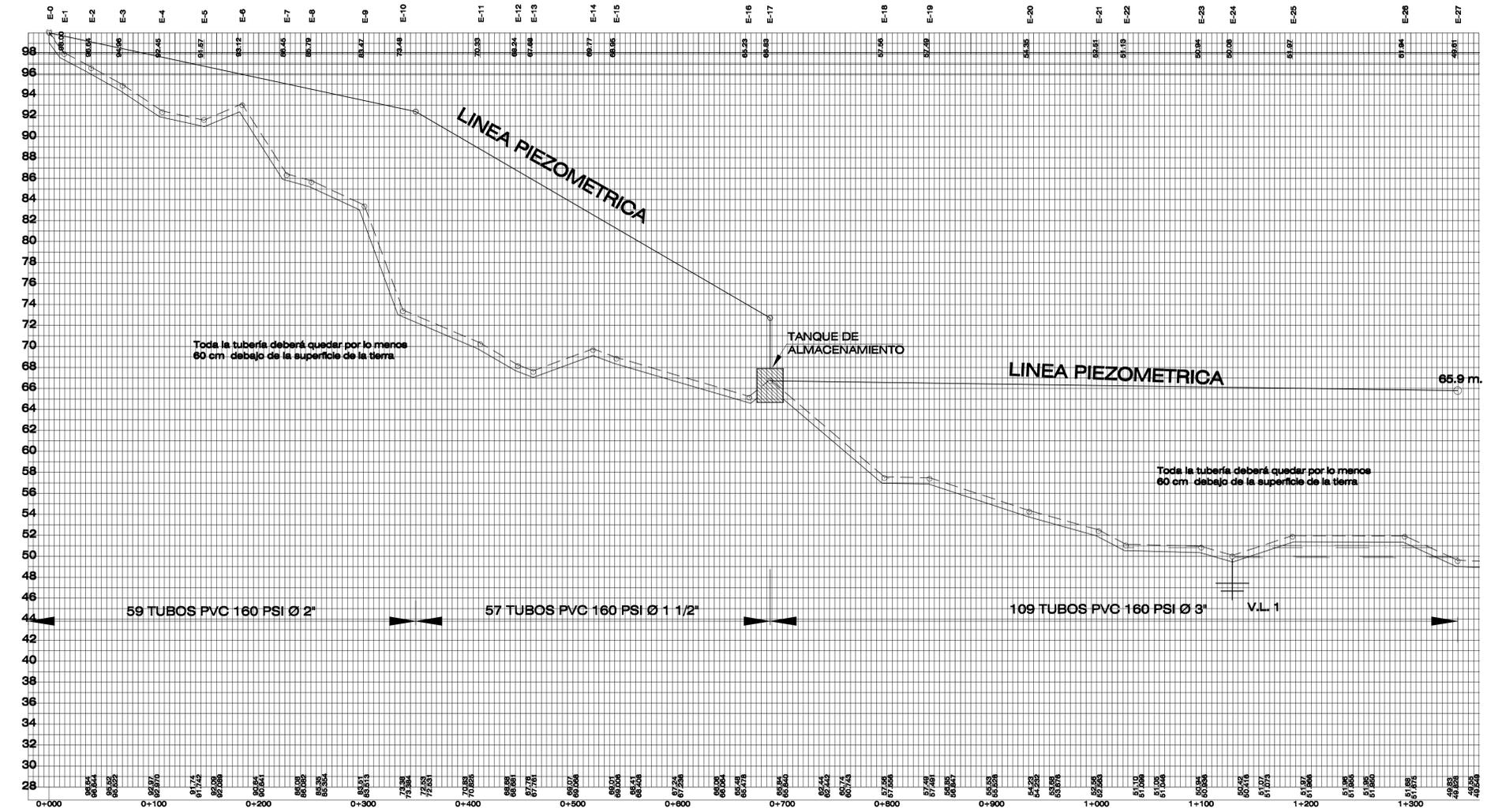
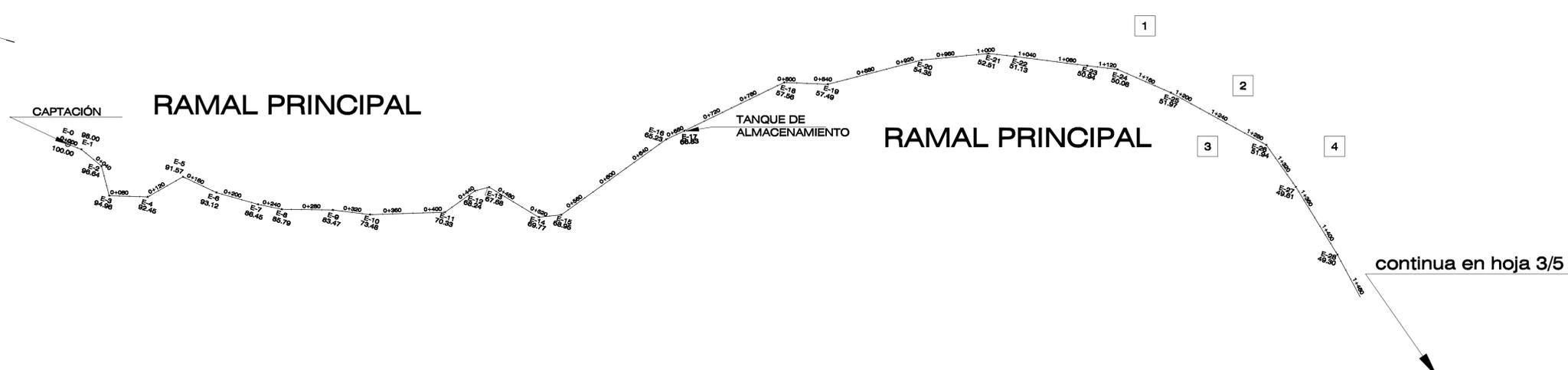


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
 MORALES, IZABAL

PROYECTO:	AMPLIACIÓN SISTEMA DE AGUA POTABLE ALDEA RÍO BLANCO	DISEÑO:	GUEVARA GUERRA
CONTENIDO:	PLANTA DE CONJUNTO	DIBUJO:	GUEVARA GUERRA
		CALCULO:	GUEVARA GUERRA
EPESISTA:	GUEVARA GUERRA	CARNÉ:	1998-10832
ING. ASESOR:	LUIS ALFARO	ESCALA:	INDICADA
		FECHA:	MAYO 2008



ING. LUIS ALFARO	INGENIERO SUPERVISOR		
BYRON MENDEZ	COORDINADOR OMP		
U	A	E	I
HOJA	DE		
1	5	1	1



Planta Perfil
 RAMAL PRINCIPAL DE LA ESTACION E-0 HASTA LA E-27

escala horizontal/ 1: 1.000
 escala vertical/ 1: 500

continua en hoja 3/5



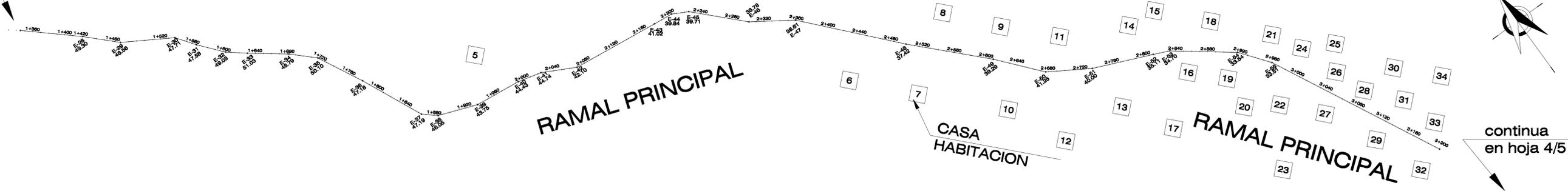
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
 FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
 MORALES, IZABAL

PROYECTO:	AMPLIACIÓN SISTEMA DE AGUA POTABLE ALDEA RÍO BLANCO	DISEÑO:	GUEVARA GUERRA
CONTENIDO:	PLANTA - PERFIL DE EST.=0 A EST.=27	DIBUJO:	GUEVARA GUERRA
EPERISTA:	GUEVARA GUERRA	CÁRNE:	1998-10832
ING. ASESOR:	LUIS ALFARO	ESCALA:	INDICADA
FECHA:	MAYO 2008	CALCULO:	GUEVARA GUERRA



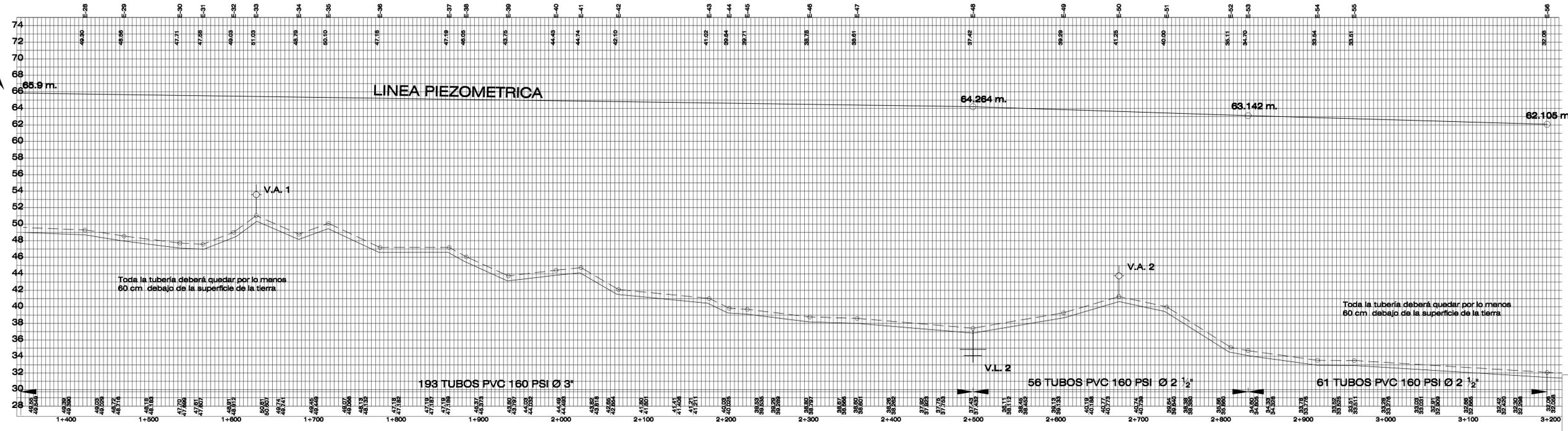
BYRON MENDEZ COORDINADOR OMP	ING. LUIS ALFARO ASESOR-SUPERVISOR	U	A	E	I
HOJA	DE	2	5	1	1

viene de hoja 2/5



continua en hoja 4/5

viene de hoja 2/5



continua en hoja 4/5

Planta Perfil

RAMAL PRINCIPAL DE ESTACION E-27 A E-56

escala horizontal/ 1: 1,000
escala vertical/ 1: 500

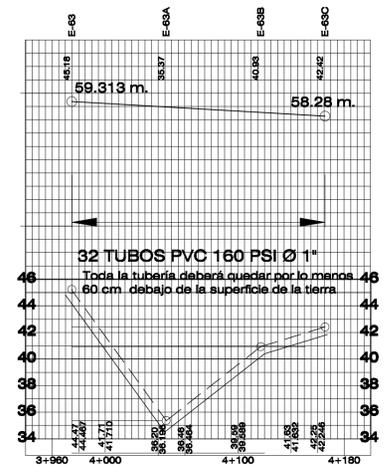
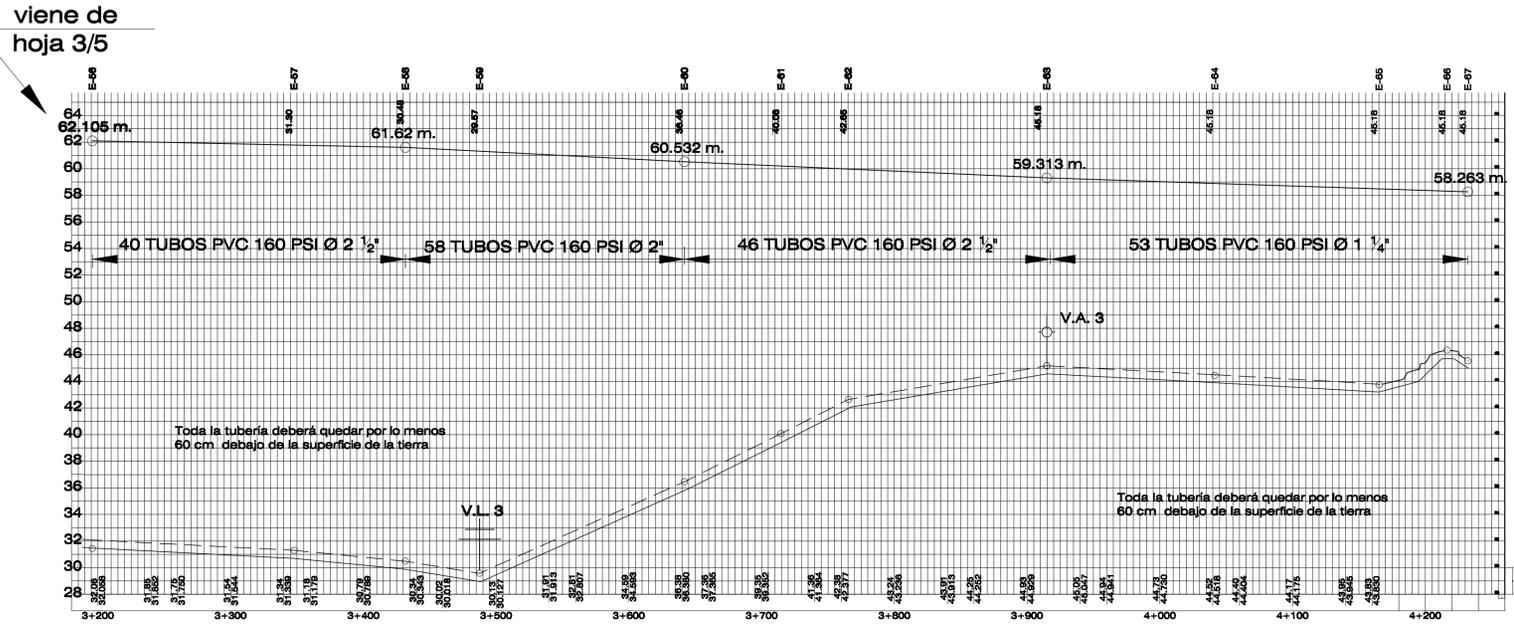
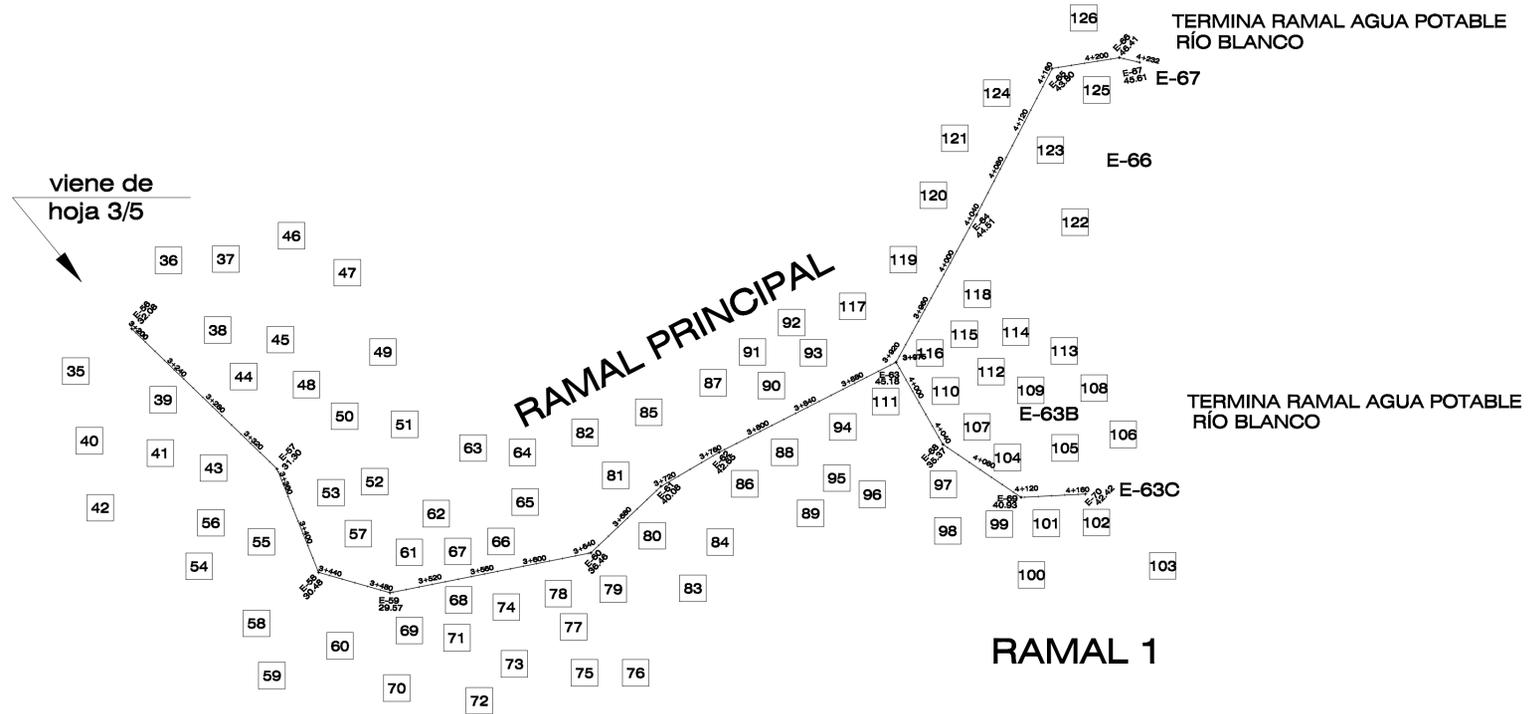


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
MORALES, IZABAL

PROYECTO:	AMPLIACIÓN SISTEMA DE AGUA POTABLE ALDEA RÍO BLANCO	DISEÑO:	GUEVARA GUERRA
CONTENIDO:	PLANTA - PERFIL DE EST.=27 A EST.=56	DIBUJO:	GUEVARA GUERRA
EPESISTA:	GUEVARA GUERRA	CÁRNE:	1998-10832
ING. ASESOR:	LUIS ALFARO	ESCALA:	INDICADA
FECHA:	MAYO 2008	CALCULO:	GUEVARA GUERRA



OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION	ING. LUIS ALFARO ASESOR-SUPERVISOR
U A E I	HOJA DE
3 1	5 1



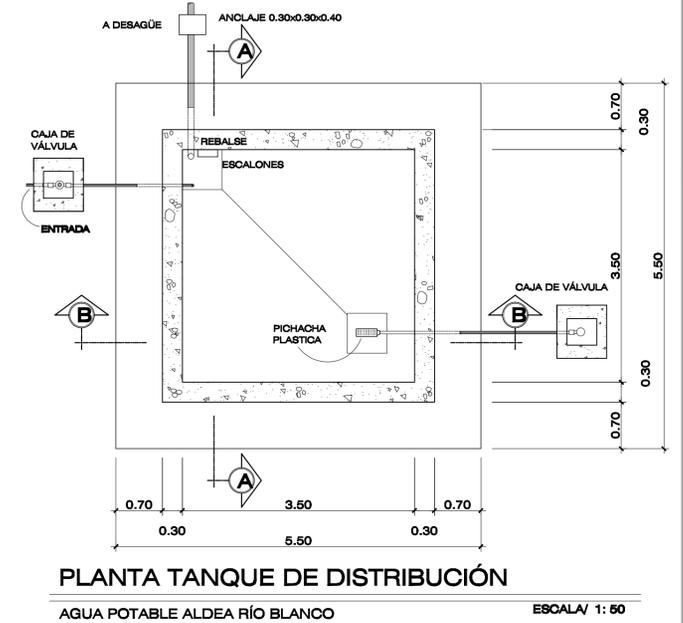
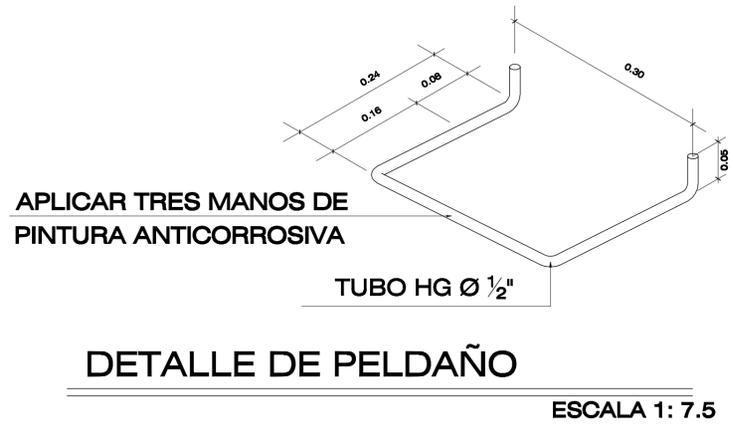
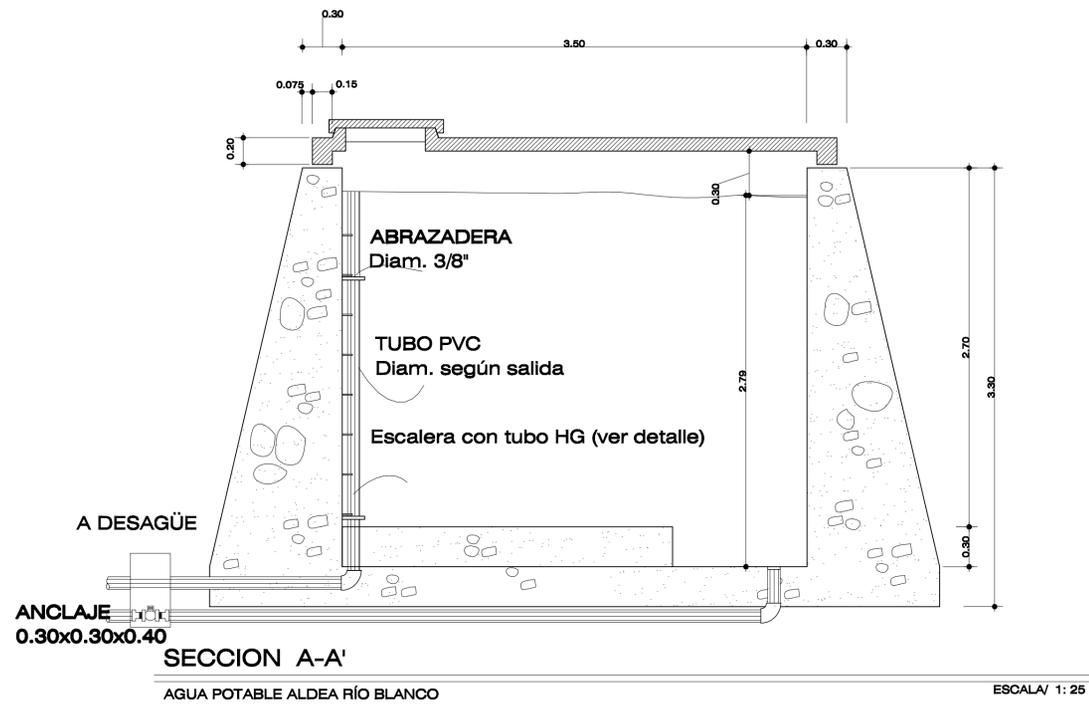
Perfil
RAMAL 1 DE ESTACION E-63 A E-63C

escala horizontal/ 1:1,000
escala vertical/ 1: 500

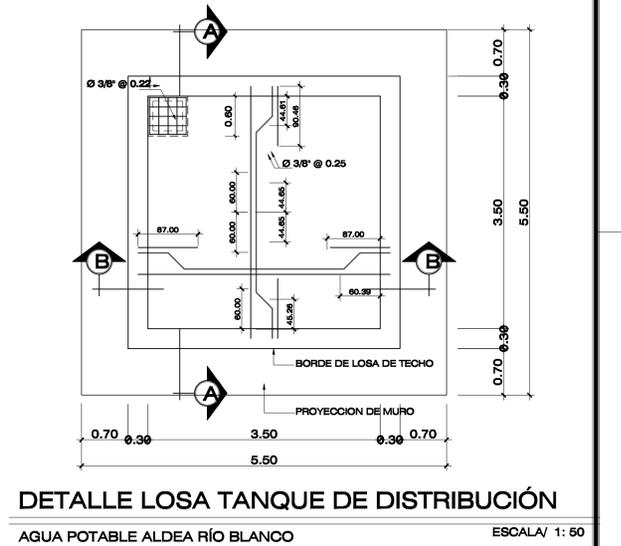
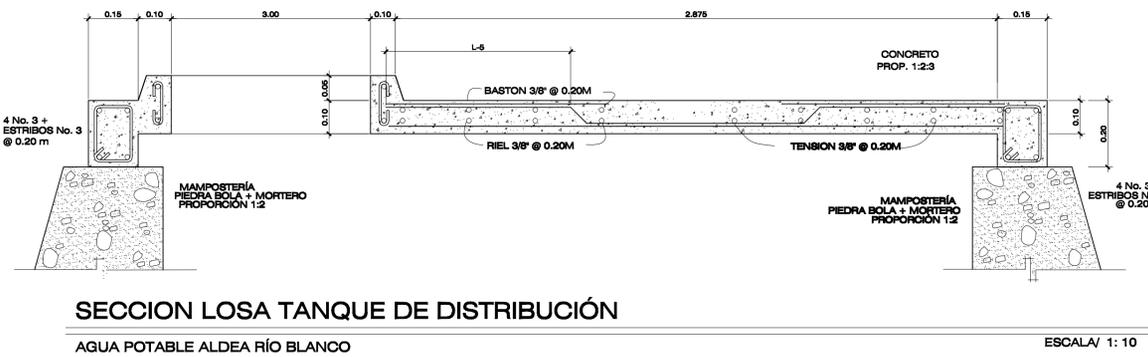
Planta Perfil
RAMAL PRINCIPAL DE ESTACION E-56 A E-67

escala horizontal/ 1: 1,000
escala vertical/ 1: 500

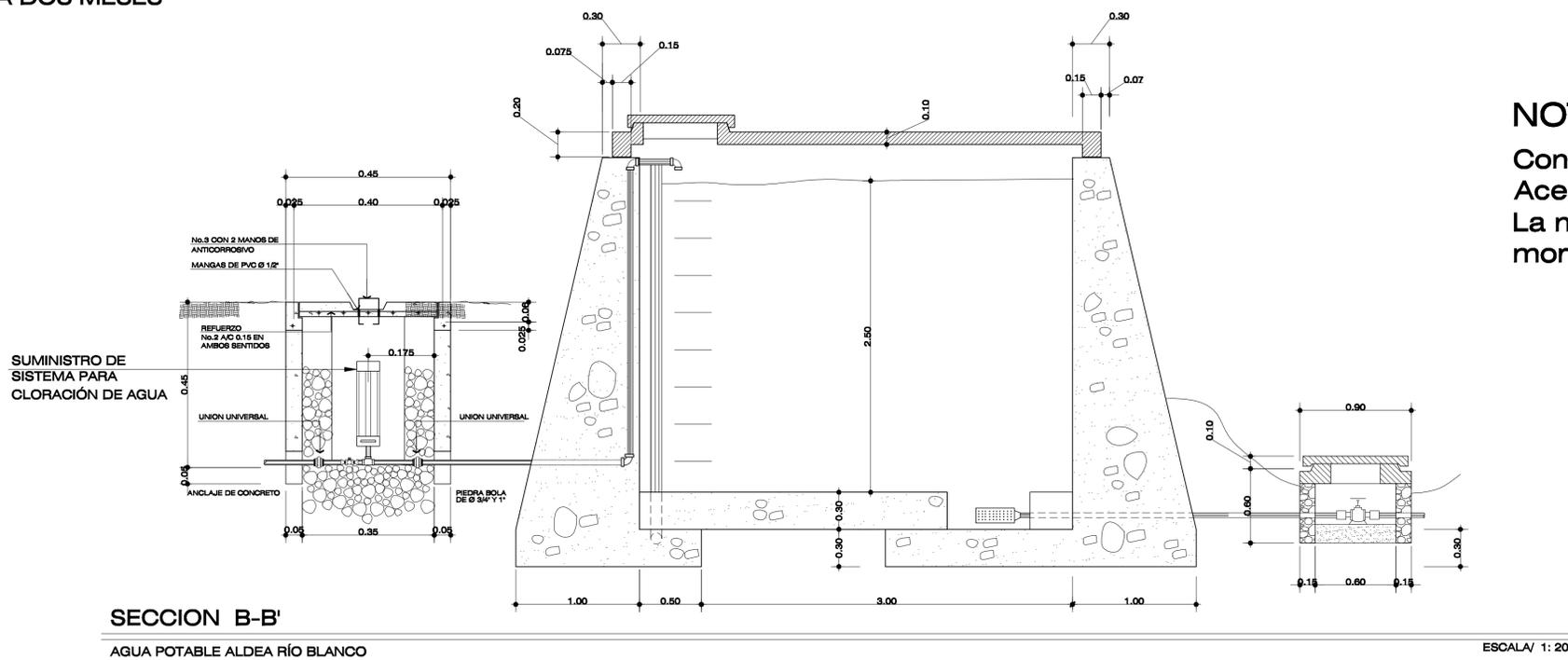
		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS MORALES, IZABAL	
PROYECTO: AMPLIACIÓN SISTEMA DE AGUA POTABLE ALDEA RIO BLANCO	DISEÑO: GUEVARA GUERRA	HOJA DE: 4 DE 5	
CONTENIDO: PLANTA - PERFIL Y RAMAL 1 DE E=56 A E=71 Y E=67 A E=67C	DIBUJO: GUEVARA GUERRA	FECHA: MAYO 2008	
EPESISTA: GUEVARA GUERRA	CARNÉ: 1998-10832	ING. ASesor: LUIS ALFARO	ESCALA: INDICADA
OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION		ING. LUIS ALFARO ASesor-SUPERVISOR	



NOTA
EL SUMINISTRO DE SISTEMA PARA CLORACIÓN DE AGUA SE DEBERÁ RECARGAR CON 5 PASTILLAS POR LO MENOS CADA DOS MESES



NOTA
Concreto $f_c=3,000$ PSI
Acero $f_y=40$ Ksi
La mampostería se hará 33% mortero y 67% piedra bola.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
MORALES, IZABAL

PROYECTO:	AMPLIACIÓN SISTEMA DE AGUA POTABLE ALDEA RÍO BLANCO	DISEÑO:	GUEVARA GUERRA
CONTENIDO:	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN DE 65 m ³	DIBUJO:	GUEVARA GUERRA
EPERISTA:	GUEVARA GUERRA	CÁRNE:	1998-10832
ING. ASESOR:	LUIS ALFARO	ESCALA:	INDICADA
FECHA:	MAYO 2008		
U A E I HOJA DE 5 1 / 1			



BYRON MENDEZ COORDINADOR OMP
ING. LUIS ALFARO ASESOR-SUPERVISOR