

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LOS  
ACHIOTES Y DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE  
AGUA POTABLE PARA LA ALDEA GUASINTEPEQUE,  
MUNICIPIO DE GUALÁN, DEPARTAMENTO DE ZACAPA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR:

**ÁLVARO ARIEL GARCÍA MEJÍA**

ASESORADO POR EL ING. ÁNGEL ROBERTO SIC GARCÍA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE  
**INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, JUNIO DE 2010

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA



**NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

<b>DECANO</b>	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
<b>VOCAL I</b>	Inga. Glenda Patricia García Soria
<b>VOCAL II</b>	Inga. Alba Maritza Guerrero de López
<b>VOCAL III</b>	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
<b>VOCAL IV</b>	Br. Luis Pedro Ortíz de León
<b>VOCAL V</b>	Br. José Alfredo Ortiz Henricx
<b>SECRETARIA</b>	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO**


<b>DECANO</b>	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos.
<b>EXAMINADOR</b>	Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
<b>EXAMINADOR</b>	Ing. Silvio José Rodríguez Serrano
<b>EXAMINADOR</b>	Ing. Ángel Roberto Sic García
<b>SECRETARIA</b>	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas.

## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

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

### **DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LOS ACHIOTES Y DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA GUASINTEPEQUE, MUNICIPIO DE GUALÁN, DEPARTAMENTO DE ZACAPA,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil,  
con fecha 30 de septiembre de 2009.

  
**ÁLVARO ARIEL GARCÍA MEJÍA**



UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala 18 de enero de 2010.  
Ref.EPS.DOC.25.01.10.

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

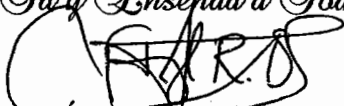
Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Álvaro Ariel García Mejía** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200413776**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LOS ACHIOTES Y DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA GUASINTEPEQUE, MUNICIPIO DE GUALÁN, DEPARTAMENTO DE ZACAPA”**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

*“Id y Enseñad a Todos”*

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

c.c. Archivo  
ARSG/ra





UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala, 18 de enero de 2010.  
Ref.EPS.D.25.01.10

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco.

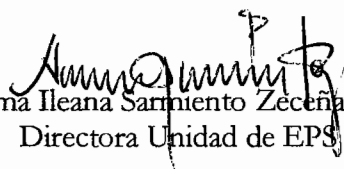
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LOS ACHIOTES Y DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA GUASINTEPEQUE, MUNICIPIO DE GUALÁN, DEPARTAMENTO DE ZACAPA"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Álvaro Ariel García Mejía**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Ángel Roberto Sic García .

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

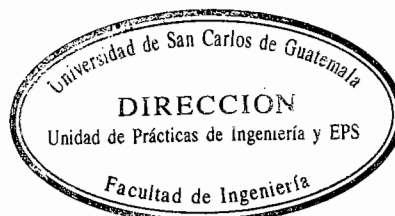
Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

*"Id y Enseñad a Todos"*

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

NISZ/ra





Guatemala,  
19 de febrero de 2010

FACULTAD DE INGENIERIA

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

Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL PUNTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LOS ACHIOTES Y DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA GUASINTEPEQUE, MUNICIPIO DE GUALÁN, DEPARTAMENTO DE ZACAPA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil **Álvaro Ariel García Mejía**, quien contó con la asesoría del Ing. **Ángel Roberto Sic García**.

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

Atentamente,

¡DID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Rafael Enrique Morales  
Revisor por el Departamento de Hidráulica



FACULTAD DE INGENIERIA  
DEPARTAMENTO  
DE  
HIDRAULICA  
USAC

/bbdeb.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
www.ingeniería-usac.edu.gt  
14 de abril 2010



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

Estimado Ing. Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LOS ACHIOTES Y DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA GUASINTEPEQUE, MUNICIPIO DE GUALÁN, DEPARTAMENTO DE ZACAPA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Álvaro Ariel García Mejía, quien contó con la asesoría del Ing. Ángel Roberto Sic García.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera  
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA  
DEPARTAMENTO  
DE  
ESTRUCTURAS  
USAC

/bbdeb.

Más de 130 Años de Trabajo Académico y Mejora Continua





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



El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Ángel Roberto Sic García y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Álvaro Ariel García Mejía, titulado DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LOS ACHIOTES Y DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA GUASINTEPEQUE, MUNICIPIO DE GUALÁN, DEPARTAMENTO DE ZACAPA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

  
Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, mayo de 2010

/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 DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LOS ACHIOTES Y DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA GUASINTEPEQUE, MUNICIPIO DE GUALÁN, DEPARTAMENTO DE ZACAPA**, presentado por el estudiante universitario **Alvaro Ariel García Mejía**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olympo Paiz Pacinos  
Decano



Guatemala, mayo de 2010

/cc

## **ACTO QUE DEDICO A:**

- Dios**                      Porque de Él viene toda sabiduría y sin su ayuda no me hubiera sido posible alcanzar esta meta.
- Mis padres**                Mariano Adolfo García e Irene Florida de García, por su amor, comprensión, guianzas y consejos que llevaré siempre en mi mente, que sea este triunfo un pequeño reconocimiento a sus múltiples esfuerzos.
- Mis hermanos**            Auner, Mariano, Verónica y Mayra, por apoyarme e instarme siempre a seguir adelante.
- Mi familia en general**    Que me ha brindado su apoyo y cariño.
- Mis amigos**                Por brindarme su amistad en todo momento y haberme acompañado en una etapa muy significativa e inolvidable en mi vida.

## **AGRADECIMIENTOS A:**

**Universidad de San Carlos  
de Guatemala**

En especial a la Facultad de Ingeniería, por transmitirme los valiosos conocimientos y así poder formarme como profesional.

**Ing. Ángel Roberto  
Sic García**

Por su colaboración en el presente trabajo de graduación.

**Municipalidad de  
Gualán, Zacapa**

Por la oportunidad, ayuda y apoyo que me brindaron durante mi estancia en tan agradable lugar.

**Guatemala**

Por acogerme en su territorio y ser el origen de mi inspiración para demostrar mi preparación.



1.2.2.1.	Salud	8
1.2.2.2.	Infraestructura vial, comunicación y energía eléctrica	8
1.2.2.3.	Recurso humano existente	8
1.2.2.4.	Organización y participación comunitaria	8
1.2.3.	Aspectos económicos	9
1.2.3.1.	Sector agropecuario	9
1.2.3.2.	Sector medio ambiental	9
1.2.3.3.	Otras actividades económicas	9
1.3.	Monografía de la aldea Guasintepeque	9
1.3.1.	Aspectos físicos	8
1.3.1.1.	Ubicación geográfica	10
1.3.2.	Aspectos sociales	10
1.3.2.1.	Salud	10
1.3.2.2.	Infraestructura vial, comunicación y energía eléctrica	10
1.3.2.3.	Recurso humano existente	10
1.3.2.4.	Organización y participación comunitaria	10
1.3.3.	Aspectos económicos	11
1.3.3.1.	Sector agropecuario	11
1.3.3.2.	Sector medio ambiental	11
1.3.3.3.	Otras actividades económicas	11

## **2. DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LOS ACHIOTES, MUNICIPIO DE GUALÁN, DEPARTAMENTO DE ZACAPA**

2.1.	Descripción del proyecto	13
2.2.	Criterios y especificaciones para el diseño de puentes de concreto	13
2.3.	Estudios preliminares	15

2.3.1	Levantamiento topográfico	15
2.3.2	Estudio de la calidad del suelo	15
2.3.2.1	Valor soporte	15
2.3.3	Cálculo de crecidas	18
2.3.3.1	Método sección pendiente	18
2.4.	Diseño de superestructura	20
2.4.1.	Diseño de losa	20
2.4.2.	Diseño de pasamanos	26
2.4.3.	Diseño de voladizo	32
2.4.4.	Diseño de vigas	34
2.4.4.1.	Cálculo de fuerzas por carga muerta	37
2.4.4.2.	Cálculo de fuerzas por carga viva	37
2.4.4.3.	Cálculo de refuerzo de acero	42
2.4.5.	Diseño de diafragmas	45
2.4.5.1.	Diafragma interior	46
2.4.5.2.	Diafragma exterior	47
2.4.6.	Diseño de apoyos de neopreno	48
2.5.	Diseño de subestructura	51
2.5.1.	Diseño de estribos de entrada y salida	51
2.5.1.1.	Diseño de aleros	51
2.5.1.2.	Diseño de cortina	55
2.5.1.3.	Diseño de la viga de apoyo	59
2.5.1.4.	Diseño de muro de contención	60
2.5.1.5.	Revisión de la resistencia de la base a esfuerzos cortantes horizontales	63
2.5.1.6.	Cálculo de la estabilidad del estribo	63
2.5.1.7.	Revisión de las presiones en el terreno	65
2.5.1.8.	Cargas y fuerzas actuantes sobre el pie de la base	67

2.5.1.9.	Cargas y fuerzas actuantes sobre el talón de la base	68
2.5.1.10.	Diseño del refuerzo de acero para el cuerpo del estribo	70
<b>2.6</b>	<b>Diseño de pila central</b>	<b>73</b>
2.6.1.	Diseño de viga de apoyo	73
2.6.2.	Revisión de pila central	76
2.6.3.	Revisión de la resistencia de la base a esfuerzos cortantes horizontales	79
2.6.4.	Cálculo de la estabilidad de la pila	80
2.6.5.	Revisión de las presiones en el terreno	82
2.6.6.	Diseño de columna central	83
2.6.7.	Diseño de zapata	87
<b>2.7.</b>	<b>Elaboración del presupuesto y cronograma de ejecución</b>	<b>88</b>
<b>3. DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA GUASINTEPEQUE, MUNICIPIO DE GUALÁN, DEPARTAMENTO DE ZACAPA</b>		
3.1.	Descripción del proyecto	91
3.2.	Aforo de la fuente	91
3.3.	Calidad del agua	91
3.4.	Levantamiento topográfico	92
3.4.1.	Planimetría	92
3.4.2.	Altimetría	92
3.5.	Diseño hidráulico	92
3.5.1.	Período de diseño	93
3.5.2.	Población futura	93
3.5.3.	Dotación de agua	94
3.5.4.	Obras de captación	94

<b>3.6. Diseño del sistema</b>	<b>94</b>
3.6.1. Línea de conducción	94
3.6.2. Factores de consumo	95
3.6.2.1. Caudal medio diario	95
3.6.2.2. Caudal máximo diario	95
3.6.2.3. Caudal máximo horario	96
3.6.2.4. Caudal de bombeo	96
3.6.3. Diámetro de tubería de impulsión	97
3.6.4. Velocidad del fluido	99
3.6.5. Integración de pérdidas	99
3.6.6. Carga dinámica total	101
3.6.7. Clase de tubería	102
3.6.8. Potencia de la bomba	102
3.6.9. Golpe de ariete	102
3.6.10. Diseño del tanque de almacenamiento	103
3.6.11. Red de distribución	110
3.6.12. Conexiones domiciliarias	112
3.6.13. Obras de arte	112
3.6.13.1. Válvula de aire	112
3.6.13.2. Válvula de limpieza	112
<b>3.7. Desinfección</b>	<b>113</b>
<b>3.8. Elaboración del presupuesto y cronograma de ejecución</b>	<b>114</b>
<b>3.9. Programa de operación y mantenimiento</b>	<b>117</b>
<b>3.10. Propuesta de tarifa</b>	<b>117</b>
<b>3.11. Evaluación socio-económica</b>	<b>119</b>
3.11.1. Valor presente neto	119
3.11.2. Tasa interna de retorno	121
<b>3.12. Análisis de vulnerabilidad</b>	<b>122</b>



<b>CONCLUSIONES</b>	125
<b>RECOMENDACIONES</b>	127
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	129
<b>ANEXOS</b>	131
132	
133	
134	
135	
136	
137	
138	
139	
140	
141	
142	
143	
144	
145	
146	
147	
148	
149	
150	
151	
152	
153	
154	
155	
156	
157	
158	
159	
160	
161	
162	
163	
164	
165	
166	
167	
168	
169	
170	
171	
172	
173	
174	
175	
176	
177	
178	
179	
180	
181	
182	
183	
184	
185	
186	
187	
188	
189	
190	
191	
192	
193	
194	
195	
196	
197	
198	
199	
200	

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

	<b>FIGURAS</b>	
1. Mapa de la ubicación de Gualán en Zacapa	2	
2. Dimensionamiento transversal de superestructura	20	
3. Detalle longitudinal del armado final de losa	26	
4. Detalle transversal del armado final de losa	26	
5. Armado final de poste y voladizo	35	
6. Sobrecarga ocasionada por el camión sobre las vigas	37	
7. Determinación del centro de gravedad del camión	38	
8. Centro de gravedad del camión	39	
9. Determinación de carga crítica de corte	40	
10. Armado final de vigas	45	
11. Detalle de armado de diafragma interior	47	
12. Detalle de armado de diafragma exterior	48	
13. Cargas que actúan sobre aleros	52	
14. Armado final de aleros	55	
15. Armado final de cortina y viga de apoyo	59	
16. Cargas que actúan sobre el estribo	60	
17. Presiones que actúan en la base del estribo	66	
18. Cargas que actúan sobre la pantalla del estribo	70	
19. Dimensionamiento de viga de apoyo	74	
20. Detalle de cargas que actúan sobre la pila central	77	
21. Diagrama de momentos	106	
22. Geometría y diagrama de presiones del muro	108	

## TABLAS

I	Cargas muertas que actúan sobre el estribo	61
II	Cargas vivas que actúan sobre el estribo	61
III	Fuerzas de sismo que actúan sobre el estribo	62
IV	Empujes que actúan sobre el estribo	62
V	Fuerzas debido a carga viva que actúan sobre el estribo	62
VI	Fuerzas debido a sismo sobre la pantalla del estribo	71
VII	Fuerzas debido a empuje sobre la pantalla del estribo	71
VIII	Fuerzas debido a carga viva sobre la pantalla del estribo	71
IX	Cargas muertas que actúan sobre la pila	78
X	Cargas vivas que actúan sobre la pila	78
XI	Fuerzas debido a sismo que actúan sobre la pila	78
XII	Empujes que actúan sobre la pila	79
XIII	Fuerza debido a carga viva sobre la pila	79
XIV	Cargas muertas que actúan sobre la columna	83
XV	Carga viva que actúa sobre la columna	83
XVI	Fuerza debido a sismo que actúa sobre la columna	84
XVII	Empujes que actúan sobre la columna	84
XVIII	Empuje que actúa por carga viva sobre la columna	84
XIX	Presupuesto	89
XX	Cronograma físico y financiero de ejecución	90
XXI	Costo total de energía y tuberías al mes	98
XXII	Área de acero y espaciamiento	107
XXIII	Momento estabilizante en el muro	108
XXIV	Presupuesto	115
XXV	Cronograma físico y financiero de ejecución	116

## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>A.C.I.</b>	Instituto Americano del Concreto
<b>AASHTO</b>	Asociación Americana de Carreteras y Puentes
<b>Ag</b>	Área gruesa de columna
<b>As</b>	Área de acero
<b>Asmin</b>	Área de acero mínima
<b>Asmáx</b>	Área de acero máxima
<b>B</b>	Base de un elemento
<b>Ca</b>	Coefficiente ACI, del lado menor
<b>Cb</b>	Coefficiente ACI, del lado mayor
<b>Cm</b>	Carga muerta
<b>Cv</b>	Carga viva
<b>CMu</b>	Carga muerta última
<b>CVu</b>	Carga viva última
<b>cm</b>	Centímetros
<b>cm<sup>2</sup></b>	Centímetros cuadrados
<b>cm<sup>3</sup></b>	Centímetros cúbicos
<b>CU</b>	Carga última
<b>C.P.</b>	Cota piezométrica

<b>d</b>	<b>Peralte efectivo</b>	
<b>db</b>	<b>Diámetro de varilla</b>	
<b>Deq</b>	<b>Diámetro equivalente</b>	mm
<b>DGC</b>	<b>Dirección General de Caminos</b>	
<b>Dh</b>	<b>Distancia horizontal</b>	m
<b>Dimp</b>	<b>Diámetro de impulsión</b>	mm
<b>e</b>	<b>Excentricidad</b>	mm
<b>E</b>	<b>Empuje</b>	kg/cm <sup>2</sup>
<b>EQ</b>	<b>Carga sísmica</b>	kg
<b>Esp</b>	<b>Espaciamiento</b>	cm
<b>Espmáx</b>	<b>Espaciamiento máximo</b>	cm
<b>F</b>	<b>Fuerza</b>	kg
<b>f'c</b>	<b>Resistencia del concreto a los 28 días</b>	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Fs</b>	<b>Factor de seguridad</b>	
<b>FCU</b>	<b>Factor de carga última</b>	
<b>Fy</b>	<b>Esfuerzo de fluencia del acero</b>	kg/cm <sup>2</sup>
<b>h</b>	<b>Altura total</b>	m
<b>hs</b>	<b>Pérdida de carga en tubería</b>	kg
<b>Kg</b>	<b>Kilogramos</b>	kg
<b>Kg-m</b>	<b>Kilogramo metro</b>	kg
<b>Kg/m<sup>2</sup></b>	<b>Kilogramo sobre metro cuadrado</b>	kg/m <sup>2</sup>

<b>Kg/m<sup>3</sup></b>	Kilogramo sobre metro cúbico	129
<b>L,S</b>	Claro o luz considerada a rostro del elemento	130
<b>l/hab/día</b>	Litros por habitante día	131
<b>l/seg</b>	Litros por segundo	132
<b>lb/pie<sup>2</sup></b>	Libras sobre pie cuadrado	133
<b>lbs</b>	libras	134
<b>lbs/plg</b>	libras por pulgada	135
<b>m<sup>3</sup>/seg</b>	Metros cúbicos por segundo	136
<b>ml</b>	Metro lineal	137
<b>m<sup>2</sup></b>	Metros cuadrados	138
<b>m<sup>3</sup></b>	Metros cúbicos	139
<b>Ma</b>	Momento del lado menor	140
<b>Mb</b>	Momento del lado mayor	141
<b>Max</b>	Máximo	142
<b>Min</b>	Mínimo	143
<b>Mr</b>	Momento resultante	144
<b>Mmáx</b>	Momento máximo	145
<b>m.c.a.</b>	Metros columna de agua	146
<b>m/seg</b>	Metros sobre segundo	147
<b>P</b>	Carga horizontal	148
<b>PE</b>	Presión estática	149
<b>PD</b>	Presión dinámica	150

<b>PSI</b>	<b>Libras sobre pulgada cuadrada</b>	lb/in <sup>2</sup>
<b>PVC</b>	<b>Cloruro de polivinilo</b>	PVC
<b>P.U.</b>	<b>Precio unitario</b>	\$/unidad
<b>plg</b>	<b>Pulgada</b>	plg
<b>Pfr</b>	<b>Carga por frenado</b>	kg/m <sup>2</sup>
<b>P.E.</b>	<b>Presión estática</b>	atm
<b>P.D.</b>	<b>Presión dinámica</b>	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Qb</b>	<b>Caudal de bombeo</b>	l/s
<b>Qc</b>	<b>Caudal de conducción</b>	l/s
<b>Qd</b>	<b>Caudal de distribución</b>	l/s
<b>Qi</b>	<b>Caudal instantáneo</b>	l/s
<b>Qm</b>	<b>Caudal medio</b>	l/s
<b>Qmd</b>	<b>Caudal máximo diario</b>	l/s
<b>Qmh</b>	<b>Caudal máximo horario</b>	l/s
<b>Qv</b>	<b>Caudal por vivienda</b>	l/s
<b>q</b>	<b>Carga admisible del suelo</b>	kg/cm <sup>2</sup>
<b>seg.</b>	<b>Segundos</b>	seg
<b>t</b>	<b>Peralte total de un elemento</b>	cm
<b>Ton</b>	<b>Tonelada</b>	ton
<b>Tcv</b>	<b>Carga por temperatura</b>	kg
<b>v</b>	<b>Velocidad</b>	m/s
<b>Vs</b>	<b>Valor soporte del suelo</b>	kg/cm <sup>2</sup>

<b>Va</b>	Corte actuante
<b>Vr</b>	Corte resistente
<b>W</b>	Carga
<b>ȳ</b>	Centroide
<b>@</b>	Separación entre varillas
<b>∅</b>	Diámetro



<b>endpoints</b>	10
<b>single_endpoint</b>	11
<b>group</b>	12
<b>collection</b>	13
<b>APIResource</b>	14
<b>collection</b>	14

## GLOSARIO

- Aleros** Unidades destinadas a contener el relleno de la carretera.
- Aforo** Proceso de medir la cantidad de agua que lleva una corriente, en una unidad de tiempo.
- Agua potable** Agua sanitariamente segura y que es agradable a los sentidos.
- Caudal** Volumen de agua que pasa por unidad de tiempo.
- Concreto ciclópeo** Material de construcción con aspecto de piedra, que se obtiene de una mezcla proporcional de cemento, arena, piedra y agua, que a diferencia del concreto reforzado, las piedras son mucho más grandes.
- Concreto reforzado** Material de construcción que se obtiene de una mezcla cuidadosamente proporcional de cemento, arena, piedra y agua esto se combina con el refuerzo de acero.
- Consumo** Volumen de agua que es utilizado. Está en función de una serie de factores inherentes a la

propia localidad que se abastece, por lo que varía de una población a otra.

**Crecida** Estado de una corriente de agua, cuando aumenta el caudal de cierto valor específico.

**Diafragmas** Unidades usadas para evitar la deformación de vigas de la superestructura.

**Demanda** Es la cantidad de agua que una población requiere para satisfacer sus necesidades.

**Dotación** Cantidad de agua asignada por habitante por día para satisfacer sus necesidades afectado por factores tales como el clima, condiciones socioeconómicas, tipo de abastecimiento.

**Estribo** Estructura en extremos del puente que recibe las cargas de la superestructura y las transmite a la cimentación.

**Golpe de ariete** Ondas de presión generadas en un sistema de tuberías por un cambio de velocidad en el líquido en movimiento.

**Momento** Producto de una fuerza por la distancia perpendicular a la línea de acción de la fuerza al eje de rotación.

**Losa** Elemento estructural plano, que soporta directamente las cargas y las transmite a

diferentes apoyos.

**Losa en voladizo**

Elemento estructural que soporta directamente las cargas y las transmite a un solo apoyo.

**Luz**

Longitud entre apoyos de un puente.

**Neopreno**

Material natural o artificial con propiedades similares a las del caucho, utilizado en apoyos de puentes.

**Presión**

Fuerza o carga por unidad de área.

**Piezométrica**

Cargas de presión en el funcionamiento hidráulico de la tubería.

**Subestructura**

Conjunto de elementos, diseñados para soportar la superestructura y transmitir las cargas al suelo.

**Superestructura**

Conjunto de elementos, diseñados para soportar las cargas de diseño y transmitir las a la subestructura.

**Valor soporte**

Capacidad de carga de un suelo, que es dado en unidades de fuerza por unidad de área.

**Volteo**

Es el momento de la fuerza horizontal, que tiende a voltear el estribo respecto al borde exterior.

of the system, which may be used to monitor  
the system's performance and to detect any

anomalies that may occur.

These results are shown in Figure 1.

Figure 1

Figure 1 shows the results of the simulation. The  
system is able to detect any anomalies that

may occur.

Figure 1

Figure 1 shows the results of the simulation.

Figure 1

Figure 1 shows the results of the simulation. The  
system is able to detect any anomalies that

may occur.

Figure 1

Figure 1 shows the results of the simulation. The  
system is able to detect any anomalies that

may occur.

Figure 1

Figure 1 shows the results of the simulation. The  
system is able to detect any anomalies that

may occur.

Figure 1

Figure 1

Figure 1 shows the results of the simulation. The  
system is able to detect any anomalies that

may occur.

Figure 1

Figure 1 shows the results of the simulation. The  
system is able to detect any anomalies that

may occur.

Figure 1

Figure 1

## **RESUMEN**

El Presente Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) realizado en el municipio de Gualán del departamento de Zacapa, se desarrolló los diseños de los proyectos del puente vehicular en la aldea Los Achiotos y el abastecimiento de agua potable para la aldea Guasintepeque.

Se da inicio con una monografía del municipio y de las comunidades en estudio. A continuación, con el diseño del proyecto del puente vehicular se hace el estudio topográfico para determinar la luz y geometría del mismo, estudio de la calidad del suelo para saber nuestro valor soporte, diseño de la superestructura y subestructura. Con los estudios correspondientes se llegó a determinar dos luces libres entre apoyos de 15.00 metros cada una, un ancho de rodadura de 3.50 metros para una sola vía, una carga viva de diseño AASHTO HS 15-44, estribos de muro en voladizo con altura de 5.40 metros y 5.40 metros de ancho y una pila central única de columna rectangular diamantada perpendicularmente a la acción del agua.

También con el diseño del proyecto de abastecimiento de agua potable, se pretende llegar a toda la comunidad, empezando con una visita de campo, el aforo de la fuente y los análisis de laboratorio respectivos, seguido después del levantamiento topográfico donde se determina la ubicación del pozo, una línea de impulsión, un tanque de almacenamiento, un sistema de gravedad debido a la topografía y todas las obras de arte que son necesarias para el funcionamiento del proyecto.

Con la construcción de estos proyectos, las comunidades podrán contar con los servicios de transporte y agua potable durante cualquier época del año.



## OBJETIVOS

- **Generales:**

1. Diseño del puente vehicular para la aldea Los Achiotes, municipio de Gualán, departamento de Zacapa.
2. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Guasintepeque, municipio de Gualán, departamento de Zacapa.

- **Específicos:**

1. Contribuir con el desarrollo de la comunidad, con una vía de comunicación eficiente y de fácil acceso, para beneficio social y de la comercialización de sus productos.
2. Realizar un diseño adecuado para que el sistema de agua potable cubra a toda la comunidad y la provea de agua en cualquier época del año, y así mejorar las condiciones de higiene y salubridad.
3. Poder plantear soluciones técnicas, desde el punto de vista teórico-práctico, para el beneficio de la población y del estudiante, tomando en cuenta funcionalidad y costo.



## CONTENTS

### CONTENTS

1. Introduction ..... 1

2. The development of the theory of the firm ..... 2

### CONTENTS

3. The development of the theory of the firm ..... 3

4. The development of the theory of the firm ..... 4

5. The development of the theory of the firm ..... 5

## **INTRODUCCIÓN**

Según un estudio de necesidades y problemáticas, en coordinación con la Oficina Municipal de Planificación (O.M.P), del municipio de Gualán, departamento de Zacapa, se tomó como prioridad los proyectos, diseño del puente vehicular para la aldea Los Achiotos y el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea de Guasintepeque.

Debido a que el desarrollo económico y social del país, se ve afectado por la falta de vías de comunicación a los lugares con recursos naturales que tienen potencial económico significativo, surge de ahí la necesidad de planificar y desarrollar estructuras como los puentes, para mejorar el tránsito y el acceso de vehículos contribuyendo así al desarrollo del municipio. El diseño consiste de un puente vehicular de concreto de una vía, de sección en viga y losa, simplemente apoyado, diseño de losa, vigas, diafragma interior y exterior, cortina, viga de apoyo, estribo de concreto reforzado y barandal de protección.

El sistema de abastecimiento de agua potable elevará la calidad y nivel de vida de la población provocando el desarrollo social y económico y especialmente el de salud, ya que al ser el agua un elemento indispensable y esencial para la vida del ser humano, agradable a los sentidos, debe mantener una calidad estando exenta de patógenos y sustancias tóxicas para el consumo humano y así evitar posibles enfermedades.

Este trabajo de graduación tiene como propósito definir el diseño óptimo de los proyectos atendiendo las normas y códigos de diseño actualizados, también el análisis de las condiciones topográficas, hidráulicas, ambientales, económicas y comerciales para que posteriormente sean construidos por las autoridades correspondientes.

## INTRODUCCIÓN

El presente trabajo tiene como objetivo principal analizar y describir el rol de la tecnología en el desarrollo de las organizaciones, considerando tanto los aspectos teóricos como prácticos. Se explorará cómo la tecnología ha transformado los procesos de producción, la comunicación y la gestión de recursos, así como los desafíos que plantea para las empresas en el entorno actual.

En primer lugar, se abordará el concepto de tecnología y su evolución a lo largo del tiempo. Se analizará cómo la tecnología ha permitido la creación de nuevos productos y servicios, así como la mejora de la eficiencia y la productividad. Se explorarán también los impactos sociales y económicos de la tecnología, así como los desafíos que plantea para las empresas en términos de inversión, capacitación y seguridad.

En segundo lugar, se analizará el rol de la tecnología en el desarrollo de las organizaciones. Se explorará cómo la tecnología ha permitido la creación de nuevos modelos de negocio, así como la mejora de la eficiencia y la productividad. Se analizará también el impacto de la tecnología en la gestión de recursos humanos, así como en la comunicación y la colaboración entre los miembros de la organización.

Finalmente, se discutirán las perspectivas futuras de la tecnología en el desarrollo de las organizaciones. Se analizarán las tendencias actuales y se explorarán las oportunidades que se presentan para las empresas en el futuro. Se discutirán también los desafíos que plantea la tecnología y se ofrecerán algunas sugerencias para superarlos.

# **1. MONOGRAFÍA**

## **1.1 Información general del municipio**

### **1.1.1 Breve historia del municipio**

Corría el glorioso año de nuestra independencia, 1821, cuando a Gualán le fue conferido el título de villa, por las cortes de España, según comunicado de fecha 29 de junio del año de 1821, Gualán por la profusión de su comercio y sus condiciones de vida, la colocaba entre las más importantes.

Como ya lo indicamos, la historia de este bello municipio tiene como punto de partida, los tiempos coloniales, pequeños lanchones o embarcaciones de pequeña eslora, hacían el transbordo de pasajeros o bien el producto y materias primas desde Gualán hasta el litoral del Atlántico. (Puerto de Sto. Tomas), haciendo el recorrido por el río Motagua, que posteriormente merma sus aguas por la deforestación, pero no obstante sigue siendo un río caudaloso principalmente en la época lluviosa.

El 26 de septiembre de 1867, por medio del decreto de gobierno Español autorizó la navegación por dicho río, los viajeros esperaban las pequeñas embarcaciones procedentes de las capitanías. Aun en nuestra época todavía los Gualantecos más conservan el nombre de Barca a uno de sus Barrios, donde precisamente estaba el puerto.

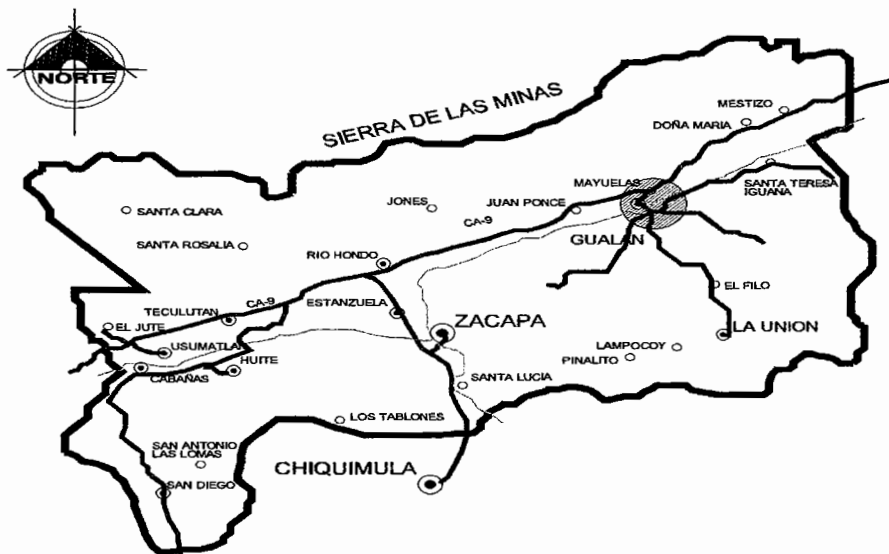
Según el Diccionario Geográfico Nacional (1996), Gualán, es el segundo municipio en importancia en el departamento de Zacapa. Por su situación

privilegiada en las márgenes del Motagua, desde el período hispánico y hasta la construcción del ferrocarril, fue puerto pluvial y paso obligado de personas y mercaderías en su camino al puerto de Santo Tomás de Castilla.

### 1.1.2 Ubicación geográfica

El municipio de Gualán se localiza en el departamento de Zacapa, con ubicación geográfica entre latitud  $15^{\circ}06'44''$  y longitud  $89^{\circ}21'45''$ . Su cabecera municipal es la Ciudad de Gualán encontrándose a una distancia de 36 kms de la cabecera departamental de Zacapa y 168 kms de la ciudad capital y a una altura de 130 msnm. Su extensión territorial es de  $696 \text{ km}^2$ , administrativamente subdividido en 182 lugares poblados (1 villa, 28 aldeas, 61 caseríos, 40 fincas, 5 parajes y 2 granjas). Colinda al Norte con El Estor y Los Amates, Izabal; al este con la república de Honduras; al Sur con La Unión y Zacapa; al oeste con Zacapa, Río Hondo y El Estor. Es irrigado por varios ríos entre los cuales se encuentran Río Naranjo, Mayuelas, El Lobo, Managua y Motagua, así como otros de menor importancia.

Figura 1. Mapa de la ubicación de Gualán en Zacapa



### **1.1.3 Identificación de cuencas**

La cuenca del río Mayuelas y la del Motagua.

### **1.1.4 Fisonomía**

Existen lugares llenos de bosques y un área árida. La topografía es bastante accidentada por el hecho que de la meseta del centro, frecuentemente quebrada, desciende el terreno casi bruscamente hacia el ancho valle del río Motagua, mientras que por el este se levantan picos montañosos y colinas más o menos elevadas, que son ramificaciones de la sierra que limita a la aldea.

### **1.1.5 Clima**

El clima es bastante cálido en las partes bajas y fresco en las altas, donde se cultivan plantas propias de la región, como el pino y el ciprés.

- Marzo y abril tienen una temperatura constante de 25 a 30 grados centígrados
- Noviembre y diciembre la temperatura disminuye a los 18 y 20 grados centígrados.

### **1.1.6 Recursos naturales**

#### **1.1.6.1 Suelo**

Uso actual: los agricultores le dan el uso aproximadamente a un 30% de las tierras Gualantecas, puesto que un 25% no se da por ser demasiado seco. El 45% pareciera ser de no uso, ya que está lleno de bosques, tierras del cual tiene en parte cuidado la municipalidad y el ministerio del Medio Ambiente. Uso

potencial: Gualán cuenta con bosques, arcilla, y otros que le dan vida a nuestro municipio.

En geología y geomorfología, cualquier agregado mineral formado de modo natural el término roca se aplica a los agregados de distintos tamaños desde la roca sólida del manto terrestre hasta la arena y la arcilla o barro. Las rocas se clasifican según sus orígenes en rocas sedimentarias, rocas metamórficas y rocas ígneas.

Las rocas sedimentarias son compuestas por materiales transformados, formadas por la acumulación y consolidación de materia mineral pulverizada, depositada por la acción del agua y, en menor medida, el viento o del hielo glacial.

La mayoría de las rocas sedimentarias se caracterizan por presentar lechos paralelos o discordantes que representan cambios en la velocidad de sedimentación o en la naturaleza de la materia depositada, el suelo donde se construirá el puente vehicular lo podemos clasificar como un suelo de rocas sedimentarias.

Las rocas metamórficas son rocas cuya composición y textura originales han sido alteradas por calor y presión. El metamorfismo que se produce como resultado del movimiento y presión entre dos bloques rocosos recibe el nombre de dinamometamorfismo o metamorfismo cataclástico y tiene lugar en fracturas con movimiento (fallas) y produce trituración mecánica pero también calor por rozamiento. El metamorfismo producido por el calor o la intrusión de rocas ígneas recibe el nombre de térmico o de contacto. Finalmente hay otro tipo de metamorfismo a gran escala, relacionado con la tectónica de placas y la orogénesis y motivado por los aumentos de presión y temperatura cercanos a la

zona de colisión y subducción, que origina extensas zonas de rocas metamórficas.

Las rocas ígneas son rocas formadas por el enfriamiento y la solidificación de materia rocosa fundida, conocida como magma. Según las condiciones bajo las que el magma se enfrió, las rocas que resultan pueden tener granulado grueso o fino.

#### **1.1.6.2 Flora y fauna**

La sierra de las minas es el lugar en donde habitan muchas especies, tanto de vegetación como de animales. Se corre un alto riesgo de perder los frondosos bosques de la aldea, debido a la tala de árboles para producción de madera y su uso como combustible, lo cuál pone en serio riesgo y peligro a la fauna y flora del lugar. En Gualán abunda la ganadería: Avícola, bovinos, caprinos, y porcinos. En el área forestal, hay dos áreas protegidas por la municipalidad.

#### **1.1.3 Recursos humanos**

Gualán cuenta con 53,172 habitantes, el área urbana de Gualán cuenta con 16,541 habitantes, y el área rural de Gualán cuenta con 36,631 habitantes, la población indígena y no indígena es de 53,172, El crecimiento es inmoderado y casi es de 3 % anual, ya que muchas familias no planifican, muchas jóvenes a tierna edad se casan o resultan embarazadas sin compromiso alguno, esto contribuye al aumento de niños que no tienen una vida adecuada. Tiene un alto grado de migración ya que Gualán no cuenta con fuentes de trabajo y debido a eso varios jovencitos se ven en la necesidad de irse ya sea a la capital de Guatemala o a Estados Unidos.



### **1.3.3 Economía**

La agricultura contribuye al sostenimiento del hogar y para algunos que comercializan es un ingreso económico más. La naranja se produce en dos aldeas denominadas, Bejucal y Cimarrón en grandes cantidades, no es tecnificada, y su variedad es criolla, el maíz es uno de los cultivos tradicionales, de los cuales se obtiene alimento básico para consumo diario, el frijol también es uno de los cultivos tradicionales para el consumo diario.

Dentro de las actividades pecuarias que se desarrollan dentro del municipio se encuentra: porcino, algunas comunidades se dedican a engordar, destazar y vender, tal es el caso de la comunidad de Shin-shin, venden chicharrones en grandes cantidades, bovino, hay ganaderos que se dedican a engordar y vender ganado como también la carne. Las aves es otra fuente de ingreso, especialmente para las amas de casa.

En Gualán si hablamos de industria, tal vez son mínimas, ya que solo hay algunos aserraderos, por supuesto que son fuente de trabajo para algunos jóvenes y adultos de Gualán. Maquila exactamente no hay, pero si hay algunas modistas que contratan a personal de sexo femenino para producir mayor cantidad de ropa y por ende se convierte en una fuente de trabajo que contribuirá a los ingresos del hogar.

Gualán cuenta con 5 bancos, 1 cooperativa y 1 de Western Unión, que prestan los servicios de seguros, préstamos y ahorros. Al mismo tiempo se convierte en una fuente de trabajo. Pues los jóvenes y señoritas de Gualán contribuyen a mejorar la economía del hogar al poseer trabajo, como también contribuyen a su desarrollo, pues tienen oportunidades de seguir estudiando en un nivel superior.

#### **1.1.4 Organización y participación comunitaria**

Las organizaciones que trabajan en este municipio y que se desenvuelven a nivel territorial son: FONAPAZ, FIS-PRORIENTE, FSDC, LA SEP, OPS Y ASOCIACIÓN PARTICIPA. Las primeras cuatro se dedican a gestionar y a ejecutar proyectos, las otras dos más que todo velan por la salud y participación ciudadana.

En Gualán se encuentran sectorizados, salud, educación y el Ministerio de Maga, mismas que se encargan de velar por el desarrollo de este municipio a través de la educación, y la salud, como también el Maga, se encarga de velar por una mejor producción, tanto ganadera como agrícola.

#### **1.1.10 Vulnerabilidad física**

La municipalidad con apoyo de OPS tiene a 32 comunidades identificadas como vulnerables a cualquier desastre. A las que se están apoyando con la elaboración de un plan de contingencia a nivel de comunidad. Gualán cuenta con 182 lugares poblados, entre las cuales hay algunas en un alto riesgo de derrumbe. Pues su ubicación está en alto o la tierra es demasiado suelta.

### **1.2 Monografía de la aldea Los Achiotes**

#### **1.1.5 Aspectos físicos**

### **1.1.5.1 Ubicación geográfica**

La aldea Los Achiotos se encuentra ubicada en el municipio de Gualán del departamento de Zacapa, pertenece al sector 1 del mismo, el municipio está conformado por siete sectores. Se encuentra a una distancia de 10 kilómetros de la cabecera municipal.

### **1.2.2 Aspectos sociales**

#### **1.2.2.1 Salud**

Recurso humano de salud: 1 vigilante de salud, 1 comadrona.

Manejo de basuras: la mayor parte de las familias tiran la basura en los patios que tienen las viviendas para luego quemarla.

#### **1.2.2.2 Infraestructura vial, comunicación y energía eléctrica.**

Todos los caminos de la comunidad son de terracería, el 70% de las viviendas cuenta con energía eléctrica, también cuentan con lámparas de alumbrado público.

#### **1.2.2.3 Recurso humano existente**

3 maestros, 1 comadrona, 5 albañiles.

#### **1.2.2.4 Organización y participación comunitaria**

Comité de consejo de desarrollo (COCODE), comité pro-mejoramiento.

### **1.2.3 Aspectos económicos**

#### **1.2.3.1 Sector agropecuario**

a) Tenencia de la tierra: el promedio de tareas que poseen las familias es de 20 tareas para el cultivo de alimentos.

b) Principales cultivos: maíz y frijol.

c) Cultivos secundarios:

Hortalizas: aguacate, tomate,

Frutales: naranja, mango, banano.

d) Ganadería: en su mayoría vacas de engorde.

#### **1.2.3.2 Sector medio ambiental**

a) En los bosques de la aldea se pueden encontrar diversos tipos de árbol como por ejemplo el pino, cedro, roble, conacaste, sauce, etc.

b) Forestación o reforestación: Se está llevando un plan de reforestación con las diferentes especies.

#### **1.2.3.3 Otras actividades económicas**

Molinos de nixtamal: existe un molino de combustible. Tiendas: existen 5 tiendas de víveres. Ventas: existe una venta de mojarra.

### **1.3 Monografía de la aldea Guasintepeque**

#### **1.1.6 Aspectos físicos**

### **1.1.6.1 Ubicación geográfica**

La aldea de Guasintepeque se encuentra ubicada en el municipio de Gualán del departamento de Zacapa, pertenece al sector 3 del mismo. Se encuentra a una distancia de 11 kilómetros de la cabecera municipal.

## **1.2.4 Aspectos sociales**

### **1.2.4.1 Salud**

Recurso humano de salud: 2 vigilantes de salud, 1 comadrona.

Manejo de basuras: la mayor parte de las familias tiran la basura en los patios que tienen las viviendas para luego quemarla.

### **1.2.4.2 Infraestructura vial, comunicación y energía eléctrica.**

Todos los caminos de la comunidad son de terracería, el 90% de las viviendas cuenta con energía eléctrica, también cuentan con lámparas de alumbrado público.

### **1.2.4.3 Recurso humano existente**

2 maestros, 1 comadrona, 8 albañiles.

### **1.2.4.4 Organización y participación comunitaria**

Comité de consejo de desarrollo (COCODE), comité pro-mejoramiento.

## **1.2.5 Aspectos económicos**

### **1.2.5.1 Sector agropecuario**

a) Tenencia de la tierra: el promedio de tareas que poseen las familias es de 8 tareas para el cultivo de alimentos.

b) Principales cultivos: maíz y frijol.

c) Cultivos secundarios:

Hortalizas: repollo, tomate.

Frutales: mango, banano.

d) Ganadería: en su mayoría vacas de engorde.

### **1.2.5.2 Sector medio ambiental**

a) En los bosques de la aldea se pueden encontrar diversos tipos de árbol como por ejemplo el pino, cedro, roble, conacaste, sauce, etc.

b) Forestación o reforestación: Se está llevando un plan de reforestación con las diferentes especies.

### **1.2.5.3 Otras actividades económicas**

Molinos de nixtamal: existe un molino de combustible. Tiendas: existe 1 tienda de víveres.



## **2. DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR PARA LA ALDEA LOS ACHIOTES, MUNICIPIO DE GUALÁN, DEPARTAMENTO DE ZACAPA**

### **2.1 Descripción del proyecto**

Este proyecto consiste en el diseño para la construcción de un puente vehicular de concreto armado de una vía con una luz de 30 metros compuesta de dos tramos con una pila al centro, estará diseñado para soportar una carga viva AASHTO HS 15-44, con dos luces libres entre apoyos de 15 metros cada una y un ancho de rodadura de 3.5 metros.

El puente vehicular de concreto armado tendrá tres fases de construcción:

- Subestructura
- Superestructura
- Aproches y obras de protección

### **2.2 Criterios y especificaciones para el diseño de puentes de concreto de sección en viga y losa**

Entre los criterios y especificaciones que se deben tomar en cuenta para desarrollar el diseño del puente vehicular tenemos los siguientes:

a) Recubrimientos: en AASHTO 5.12.3 dice que el recubrimiento para las armaduras no protegidas no deberá ser menor que el especificado en la tabla 1 donde nos dice que para situaciones exteriores 50 milímetros se tomará



para cimientos, muros, losas, columnas y vigas, mientras para fondo de losas 25 milímetros, todo debido del rostro de la barra al a superficie del concreto.

b) Longitud de desarrollo: en AASHTO 5.11.1.2.1 la armadura se deberá prolongar más allá del punto, en el cual ya no se requiere para resistir flexión en una distancia no menor que la profundidad efectiva del elemento, 15 veces el diámetro nominal de la barra o  $1/20$  de la luz libre del tramo.

c) Empalmes: en AASHTO 5.11.5.2.1 los empalmes de barras individuales dentro de un paquete no se deberán superponer. No se deberán empalmar paquetes enteros mediante empalmes solapados. En los elementos solicitados a flexión, las barras empalmadas mediante empalmes solapados sin contacto no deberán estar separadas transversalmente más de un quinto de la longitud de empalme requerida o 150mm.

En AASHTO 5.11.5.2.2 dice que la resistencia de una conexión totalmente mecánica no deberá ser menor que 125 % de la resistencia a la fluencia especificada de la barra en tracción o compresión, según corresponda.

d) Ganchos: en AASHTO de comentarios figura C5.11.2.4-1 detalles de las barras terminadas en gancho para el desarrollo de ganchos normales (ACI) nos indica  $12 db$  en ganchos a 90 grados y  $6 db$  en ganchos a 180 grados donde  $db$  es el diámetro de la barra en mm.

Para el manejo de paquete de barras se debe seguir las normas establecidas respecto a cantidad, longitud de desarrollo y el recubrimiento según nos dice AASHTO 5.10.3.1.5.

En la superestructura se debe tomar en cuenta la acera y el barandal de protección ya que deben construirse posteriormente a que las vigas se hayan deflectado libremente.

En la subestructura se debe tomar en cuenta el diseño de los estribos de concreto reforzado para la capacidad soporte establecido en el estudio de suelo y a la profundidad definida.

## **2.3 Estudios preliminares para el diseño del puente vehicular**

### **2.3.1 Levantamiento topográfico**

El levantamiento topográfico es un estudio fundamental para efectuar el diseño del puente vehicular, por constituirse en un elemento básico para su elaboración ya que de este estudio se puede obtener información detallada del terreno que nos servirá para delimitar alturas, el cálculo de crecida máxima y geometría de las partes que componen el puente.

### **2.3.2 Estudio de la calidad del suelo**

Para la realización de este estudio se tomó una muestra de suelo del lugar, para su análisis realizado en el Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII) de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala con el ensayo de compresión triaxial, dando en la descripción del suelo como arena arcillosa color café, este estudio se adjunta en los anexos.

### **Valor soporte**

Estos valores fueron tomados del ensayo del suelo

$\phi = 19.49^\circ$  (ángulo de fricción interna)

$C = 11.60 \text{ ton/m}^2 / 3 = 3.86$  (cohesión con factor de reducción según límites de atterberg)

$D_f = 2.00 \text{ m}$  (desplante)

$F_s = 3.0$  (factor)

$\gamma = 1.7 \text{ ton/m}^3$  (peso del suelo)

Dimensión de zapata =  $3.50 \text{ m} * 5.40 \text{ m}$ .

$$q_h = (C * N_c * d_c * S_c) + (q_o * N_q * d_q * S_q) + \left(\frac{1}{2} * B * \gamma * N_y * d_y * S_y\right)$$

donde:

$q_h$  = carga de hundimiento

$C$  = cohesión

$q_o = \gamma * D_f$

$N_c, d_c, S_c$  = factores de cohesión

$N_q, d_q, S_q$  = factores de carga

$B$  = base menor de la zapata

$N_y, d_y, S_y$  = factores de peso

Los factores de capacidad de carga, según Vesic (1973) se obtienen los valores de factores  $N_c$  y  $N_q$  estos dos valores están en función de  $\phi = 19^\circ$ .

$N_c = 13.93$

$N_q = 5.80$

$$N_y = 1.8(N_q - 1) * \tan \phi = 1.8(5.80 - 1) * \tan 19^\circ = 2.97$$

Es el factor de capacidad de carga de Hansen,  $N_y$ .

Mientras que  $N_y = 4.68$  según Vesic.

Es el factor de capacidad de carga de Vesic.

Los factores de forma, profundidad e inclinación, fuente Meyerhof (1963) se obtienen las fórmulas de los factores.

Para  $\phi \geq 10^\circ$

$$Sc = 1 + 0.2 \left( \frac{B}{L} \right) \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) = 1 + 0.2 \left( \frac{3.5}{5.40} \right) \tan^2 \left( 45 + \frac{19.49}{2} \right) = 1.26$$

$$Sq = Sy = 1 + 0.1 \left( \frac{B}{L} \right) \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) = 1 + 0.1 \left( \frac{3.5}{5.40} \right) \tan^2 \left( 45 + \frac{19.49}{2} \right) = 1.13$$

$$dc = 1 + 0.2 \left( \frac{Df}{B} \right) \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) = 1 + 0.2 \left( \frac{2}{3.5} \right) \tan^2 \left( 45 + \frac{19.49}{2} \right) = 1.16$$

$$dq = dy = 1 + 0.1 \left( \frac{Df}{B} \right) \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) = 1 + 0.1 \left( \frac{2}{3.5} \right) \tan^2 \left( 45 + \frac{19.49}{2} \right) = 1.08$$

Con Hansen:  $N_y = 2.97$

$$qh = (3.86 * 13.93 * 1.16 * 1.26) + (1.7 * 2.0 * 5.80 * 1.08 * 1.13) + (1/2 * 3.5 * 1.7 * 2.97 * 1.08 * 1.13)$$

$$qh = 113.35 \quad qad = qh/Fs = 113.35/3.0 = 37.7 \text{ ton/m}^2$$

Con Vesic:  $N_y = 4.68$

$$qh = (3.86 * 13.93 * 1.16 * 1.26) + (1.7 * 2.0 * 5.80 * 1.08 * 1.13) + (1/2 * 3.5 * 1.7 * 4.68 * 1.08 * 1.13)$$

$$qh = 119.63 \quad qad = qh/Fs = 119.63/3.0 = 39.8 \text{ ton/m}^2$$

Se tomará a 37.7 ton/m<sup>2</sup> como el valor soporte del suelo.

### 2.3.3 Cálculo de crecidas

Para el desarrollo del presente diseño es muy importante determinar el nivel de la creciente máxima para obtener la altura y la luz del puente, para su cálculo se utilizará el método de sección pendiente.

#### 2.3.3.1 Método sección pendiente

El método utilizado para la determinación de caudales de crecidas es el de sección pendiente, tomando en cuenta los datos que se pudieran recabar en el estudio. Se determina la altura máxima de agua que alcanzo el río por una corriente con anterioridad. Con la topografía se determino esta altura, después se utiliza la fórmula  $Q=V*A$  para calcular el caudal máximo.

donde:

Q= caudal máximo en m<sup>3</sup>/s.

V= velocidad en m/s.

A= área de descarga en m<sup>2</sup>/s.

Para obtener la velocidad se utiliza la fórmula de Manning que es la siguiente:

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

donde:

R= radio hidráulico en metros= (área en m<sup>2</sup>)/(perímetro mojado en m)

S= pendiente

n= coeficiente de rugosidad

La pendiente del terreno se determinó con los datos recabados de la topografía realizada.

Mientras que el valor del área de descarga "A" se obtiene con la altura máxima registrada con las secciones transversales hechas con el estudio topográfico.

Por último el valor del coeficiente de rugosidad se tomó de  $n = 0.03$  que es el usado para ríos con arrastre de piedras regulares.

Datos:

Altura de crecida = 2.40 m

Área de descarga = 11.58 m<sup>2</sup>

Perímetro mojado = 25.32 m

$n = 0.03$

$S = 2.00\%$

Solución:

$$R = 11.58 \text{ m}^2 / 25.32 \text{ m} = 0.46 \text{ m}$$

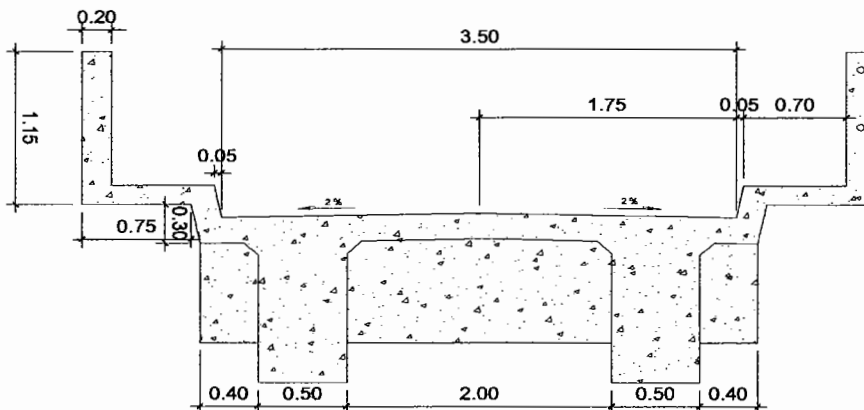
$$V = \left( \frac{1}{0.03} \right) * (0.46)^{2/3} * (0.02)^{1/2} = 2.81 \text{ m/s}$$

$$Q = V * A = 2.81 \text{ m/s} * 11.58 = 32.54 \text{ m}^3/\text{s}.$$

## 2.4 Diseño de superestructura

La superestructura se divide en losa, vigas, diafragmas, voladizo, postes y barandal. El dimensionamiento de estos consiste en la determinación del ancho de rodadura y de la sección de vigas. Para puentes el ancho usual de vía es de 10 pies (3.05 m) pero en este proyecto por tratarse de una vía se tomará un ancho de rodadura de 3.50 metros.

**Figura 2. Dimensionamiento transversal de superestructura.**



### 2.4.1 Diseño de losa

El diseño de la losa será con respecto a la norma AASHTO 8.9.2; para esto es necesario determinar cómo trabaja la losa. En este caso, la losa trabaja solo en el sentido corto y por lo tanto el refuerzo principal de la losa es perpendicular al tráfico. Por tal razón se debe asignar un espesor adecuado para resistir los efectos de flexión y corte de las cargas muertas y vivas.

$$\text{Espesor } T = \frac{1.2(L + 3.05)}{30} \geq 0.17m$$

donde: T = espesor

L = luz libre entre vigas

$$T = \frac{1.2(2.00 + 3.05)}{30} = 0.19 \text{ m}$$

Se utilizará un espesor de 0.20 m (0.656 pies).

- **Calculo de momentos**

Los momentos que se analizarán para una losa son los producidos por carga muerta y carga viva, además se tomará la sobrecarga de impacto.

Éste último es aplicado directamente al momento producido por la carga viva.

- **Momento debido a la carga muerta según ACI**

$$M_{cm} = W_{cmu} * \left( \frac{L^2}{10} \right)$$

donde:

$M_{CM}$  = Momento debido a carga muerta (kg-m)

$W_{CM}$  = Carga muerta (kg/m)

L = Luz libre entre vigas

$$W_{CM} = W_{losa} + W_{asfalto}$$

$$W_{CM} = 2400 * 0.2 * 1.0 + 1088 * 0.05 * 1.0 = 534.4 \text{ kg/m}$$



$$M_{cm} = \frac{WS^2}{10} = \frac{534.4 \text{ kg/m} * 2.0^2}{10} = 213.76 \text{ kg-m}$$

- **Momento debido a carga viva según AASHTO 3.24.3. caso A**

$$M_{cv} = \left[ \frac{0.8 * (L + 2)}{32} \right] * P$$

donde:

$M_{cv}$  = momento debido a carga viva

L = luz libre entre vigas en pies

P = peso de eje más cargado para camión en libras

$$M_{cv} = \left( \frac{0.8 * (6.56 + 2)}{32} \right) * 12000 = 2568 \text{ lb-pie} = 355.87 \text{ kg-m}$$

- **Sobrecarga debido a impacto según AASHTO 3.8.2.1**

$$I = \frac{15}{(L + 38)} \leq 0.30$$

donde:

I = sobrecarga debido a impacto

S = luz libre entre vigas (m)

$$I = \frac{15}{(2.0 + 38)} = 0.37$$

Se tomará una sobrecarga de impacto de 0.30

- **Momento ultimo según AASHTO 1.2.22**

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

$$Mu = 1.3 \left( 213.76 + \frac{5}{3} (355.87 + 355.87 * 0.30) \right) = 1280.25 \text{ kg} - \text{m}$$

- **Cuantía de acero transversal para cama inferior (ACI)**

El peralte efectivo se determina así:

$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{1}{2} \text{ diámetro (varilla No.4)}$

$$d = \left[ 20 - 2.5 - \left( \frac{1.27}{2} \right) \right]$$

$$d = 16.87 \text{ cm}$$

Datos:

$$\Phi = 0.85$$

$$Mu = 1280.25 \text{ kg} - \text{m}$$

$$d = 16.87 \text{ cm}$$

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

$$f'_c = 210 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$F_y = 2810 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Para calcular el área de acero se utilizan las siguientes fórmulas:

$$A_s = \left[ b * d - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{Mu * b}{0.003825 * f'_c}} \right] * 0.85 \frac{f'_c}{F_y}$$

$$\rho_{\min} = \frac{14.1}{f_c} \quad A_{s \min} = \rho_{\min} * b * d \quad A_{s \max} = \rho_{\max} * b * d$$

$$\rho_{s \max} = 0.5 \rho_b \quad \rho_b = \frac{0.85 * \beta_1 * f_c' * \frac{6090}{F_y}}{F_y + 6090} \quad \beta_1 = 0.85$$

Se obtiene:

$$\rho_{\min} = \frac{14.1}{2,810} = 5.02E - 3 \quad A_{s \min} = 5.02E - 3 * 100 * 16.87 = 8.46 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \left[ 100 * 16.87 - \sqrt{(100 * 16.87)^2 - \frac{1,280.25 * 100}{0.003825 * 210}} \right] * 0.85 \frac{210}{2,810} = 3.04 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\max} = 0.5 * 0.03695 = 0.018473 \quad A_{s \max} = 0.018473 * 100 * 16.87 = 31.16 \text{ cm}^2$$

Como  $A_{s \min} > A_s$ , se tomará  $A_s = 3.04 \text{ cm}^2$

Utilizando refuerzo No. 4, el armado quedará distribuido de la siguiente forma:

$$Esp = 1.27 * \frac{100}{8.46} = 15.0 \text{ cm}$$

No. 4 @ 0.15 m

- **Cuantía de acero transversal para cama superior**

Se calcula refuerzo por temperatura.

$$A_{s \text{ temp}} = 0.002 * b * t$$

$$A_{s \text{ temp}} = 0.002 * 100 * 20 = 4 \text{ cm}^2$$

Utilizando refuerzo No. 4, el armado quedará distribuido de la siguiente forma:

$$Esp = 1.27 * \frac{100}{4.0} = 31.75 \text{ cm}$$

No. 4 @ 0.30 m

- **Cuantía de acero longitudinal para cama superior e inferior**

Según AASHTO 3.24.10.2, recomienda que el refuerzo longitudinal debe ser el 67% como máximo del refuerzo transversal.

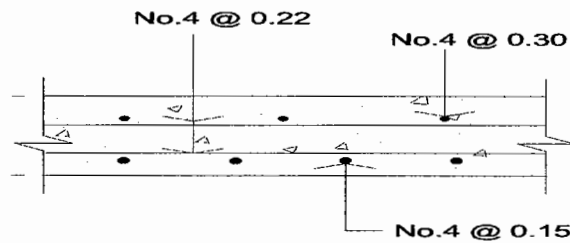
$$A_s = 0.67 * A_{s,trans} = 0.67 * 8.46 = 5.66 \text{ cm}^2$$

Utilizando refuerzo No. 4, el armado quedará distribuido de la siguiente forma:

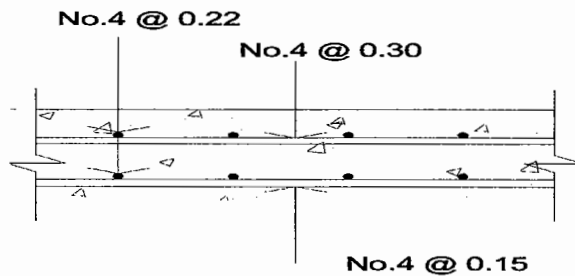
$$Esp = 1.27 * \frac{100}{5.66} = 22.40 \text{ cm}$$

No. 4 @ 0.22 m

**Figura 3. Detalle longitudinal del armado final de losa**



**Figura 4. Detalle transversal del armado final de losa**



### **2.4.2 Diseño de pasamanos**

Los pasamanos se diseñaran en base a la norma AASHTO 2.7.1, estos están formados por unidades longitudinales que funcionan para la protección de los peatones y además cuentan con postes de concreto armado, se diseñan para soportar una carga  $P/4$  de la carga estandarizada de la AASHTO. La

altura promedio que deben tener los postes de los pasamanos es de 42 pulgadas (1.07 m). Además de la carga del camión estandarizado, la AASHTO recomienda para el diseño de los postes una carga vertical de 100 lb/pie y una carga horizontal de 300 lb/pie, esto se debe a los peatones que circulan por la acera.

- **Análisis de la resistencia del tubo**

Estos miembros longitudinales (por esfuerzos de trabajo), se diseñaran como vigas continuas.

P diseño = 150 lb/pie por cada pasamanos

L entre postes = 2 m = 6.56 pie

Utilizando tubos estándar diámetro 2 plg.

Datos:

f = 20,000 PSI

W hg Ø 2" = 3.65 lb/pie

Ø exterior = 2.375 plg

Ø interior = 2.067 plg

I = 0.665 plg<sup>4</sup>

C = Ø exterior / 2 = 1.875 plg.

$$\left(\frac{I}{C}\right) * f \geq \frac{W * L^2}{10}$$

Se obtiene:

$$\left(\frac{0.665}{1.875}\right) * \frac{20,000}{12} \geq (150 + 3.65) * \frac{6.56^2}{10}$$

$$933.33 \text{ lb-pie} \geq 661.21 \text{ lb-pie} \quad \text{si cumple}$$

- **Análisis de la resistencia de los postes**

Los postes serán de sección 0.15 \* 0.20 m, se diseñaran a flexión y a flexo-compresión.

$$W_{CM} = 1.3 * \sigma_c * A * L * 1.0$$

$$W_{CM} = 1.3 * 2400 * 0.15 * 0.20 * 1.0 = 206.35 \text{ lb} = 93.6 \text{ kg}$$

$$W_{\text{tubos}} = 1.3 * 3.65 * 6.56 * 2.0 = 62.25 \text{ lb} = 28.25 \text{ kg}$$

$$W_{Cv100\text{lb/pie}} = 100 * 0.6557 = 65.57 \text{ lb} = 29.76 \text{ kg}$$

$$W_{Cv300\text{lb/pie}} = 300 * 3 = 900 \text{ lb} = 408.42 \text{ kg}$$

$$P_t = 206.35 + 62.25 + 65.57 = 334.17 \text{ lb} = 151.65 \text{ kg}$$

$$M_{t1} = 900 * 1.5 + 334.17 * 0.24 + 1500 * 1.5 + 1500 * 3.0$$

$$M_{t1} = 8182.20 \text{ lb-pie} = 1122.66 \text{ kg-m}$$

$$M_{t2} = 900 * 1.5 + 1500 * 1.5 + 1500 * 3.0$$

$$M_{t2} = 8100.0 \text{ lb-pie} = 1119.87 \text{ kg-m}$$

- **Diseño a flexión**

Peralte efectivo = altura de sección – recubrimiento – ½ diámetro (varilla

No.4)

$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{1}{2} \text{ diámetro (varilla No.4)}$

$$d = \left[ 20 - 2.5 - \left( \frac{1.27}{2} \right) \right] \quad d = 16.87 \text{ cm}$$

Datos:

$$M_u = 1122.66 \text{ kg} - \text{m}$$

$$d = 16.87 \text{ cm}$$

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

$$f'_c = 210 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$F_y = 2810 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Se obtiene:

$$\rho_{\min} = \frac{14.1}{f'_c} \quad A_{s \min} = \rho_{\min} * b * d \quad A_{s \max} = \rho_{\max} * b * d$$

$$\rho_{s \max} = 0.5 \rho_b \quad \rho_b = \frac{0.85 * \beta_1 * f'_c}{F_y} * \frac{6090}{F_y + 6090} \quad \beta_1 = 0.85$$

$$\rho_{\min} = \frac{14.1}{2,810} = 5.02E-3 \quad A_{s \min} = 5.02E-3 * 15 * 16.87 = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \left[ 15 * 16.87 - \sqrt{(15 * 16.87)^2 - \frac{1,122.66 * 15}{0.003825 * 210}} \right] * 0.85 \frac{210}{2,810} = 2.89 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\max} = 0.5 * 0.03695 = 0.018473 \quad A_{\max} = 0.018473 * 15 * 16.87 = 4.67 \text{ cm}^2$$

Utilizando refuerzo No. 4 y  $A_s$ , el armado quedará distribuido de la siguiente forma:

No. 4 como refuerzo a tensión y 2 No. 4 como refuerzo a compresión



- **Diseño a flexocompresión**

Se debe revisar la esbeltez para proceder al diseño

$$E = K * \frac{Lu}{r} < 22$$

$K = 2$  (condición de apoyo libre en un extremo)

$Lu = 3 \text{ pie} = 0.915 \text{ m}$

$r = 0.30 h = 0.30 * 0.656 = 0.20 \text{ pie}$

$$E = 2 * \frac{3}{0.20} = 30 > 22$$

Debido a que  $E > 22$ , se deberá encontrar un magnificador:

$$\beta_d = \frac{1.3 * CM}{1.3(CM + 1.3 * CV)}$$

$$\beta_d = \frac{1.3 * (93.6 + 28.25)}{1.3(121.89 + 1.3 * 29.76)} = 0.76$$

$$EI = \frac{15100 * \sqrt{f_c} * \left(\frac{1}{12} bh^3\right)}{2.5} * \left(\frac{1}{1 + \beta_d}\right)$$

$$EI = \frac{15100 * \sqrt{210} * \left(\frac{1}{12} * 15 * 20^3\right)}{2.5} * \left(\frac{1}{1 + 0.76}\right) = 4.973E8 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

$$P_C = \frac{\pi^2 * EI}{(K * lu)^2} = \frac{\pi^2 * 4.973E8}{(2 * 91.5)^2} = 146560.2 \text{ kg}$$

$$\delta = \frac{1}{1 - \left( \frac{Pu}{\phi Pc} \right)} = \frac{1}{1 - \left( \frac{151.65}{0.70 * 146560.2} \right)} = 1.001$$

Se tomará un magnificador mínimo recomendado por el ACI, el cuál no debe ser menor al 5%, por lo tanto  $\delta = 1.05$ .

Al magnificar se tiene:

Momento último = magnificador \* momento ejercido por tubos

$$Mu = 1.05 * 1119.87 = 1175.86 \text{ kg} - \text{m}$$

Datos:

$$Mu = 1175.86 \text{ kg} - \text{m} \quad f'c = 210 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$Fy = 2810 \text{ kg} / \text{cm}^2 \quad As_c = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$Pu = 151.65 \text{ kg} \quad As_c = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$d = 16.87 \text{ cm}$$

$$d' = 3.13 \text{ cm}$$

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

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

$$e = 2.89 \text{ cm}^2$$

- **Diseño a corte**

Corte último = corte tubo uno + corte tubo dos

$$Vu = 3000 + 900 = 3900 \text{ lb} = 1769 \text{ kg}$$

$$V_u = 3000 + 900 = 3900 \text{ lb} = 1769 \text{ kg}$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 15 * 16.87 = 1652.0 \text{ kg}$$

como  $V_u > V_r$  se debe reforzar a corte

Datos:

$$V_u = 1769.0 \text{ kg-m}$$

$$d = 16.87 \text{ cm}$$

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

$$f'_c = 210 \text{ kg / cm}^2$$

$$F_y = 2810 \text{ kg / cm}^2$$

Se obtiene:

$$\text{Esp} = 504.40 \text{ cm}$$

$$\text{Esp}_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = 10.0 \text{ cm}$$

Se tomará un armado de estribos con varillas No. 3 @ 0.10m.

### 2.4.3 Diseño del voladizo

- **Integración de cargas muertas (momentos)**

$$\text{Pasamanos: } M = 3.65 * 2.0 * 3.607 = 26.33 \text{ lb-pie}$$

$$\text{Poste: } M = 158.73 * 3.607 = 572.54 \text{ lb-pie}$$

$$\text{Banqueta: } M = 150 * 2.95 * 0.49 * 2.46 = 533.39 \text{ lb-pie}$$

$$\text{Mordiente: } M = 150 * 0.98 * 0.66 * 1.1 = 106.72 \text{ lb-pie}$$

$$\text{Losa: } M = 150 * 0.82 * 0.66 * 0.41 + 68 * 0.82 * 0.164 * 0.41 = 37.0 \text{ lb-pie}$$

$$\text{Total: } M = 1275.98 \text{ lb-pie} = 176.41 \text{ kg-m}$$

- **Integración de cargas vivas (momentos)**

Poste (horizontal):  $M = 300 * 3.28 * 3.17 = 3119.28 \text{ lb-pie}$

Poste (vertical):  $M = 100 * 0.66 * 3.61 = 238.26 \text{ lb-pie}$

Mordiente:  $M = 500 * 0.82 * 1.06 = 434.6 \text{ lb-pie}$

Banqueta:  $M = 85 * 2.30 * 2.46 = 480.93 \text{ lb-pie}$

Total:  $M = 4273.07 \text{ lb-pie} = 590.76 \text{ kg-m}$

- **Momento último**

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

$$Mu = 1.3 \left( 176.41 + \frac{5}{3} (590.76) \right) = 1509.31 \text{ kg-m}$$

- **Cuantía de acero para el voladizo**

$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{1}{2} \text{ diámetro (varilla No.4)}$

$$d = \left[ 15 - 2.5 - \left( \frac{1.27}{2} \right) \right] \quad d = 11.87 \text{ cm}$$

Datos:

$Mu = 1509.31 \text{ kg-m}$

$d = 11.87 \text{ cm}$

$b = 100 \text{ cm}$

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$Fy = 2810 \text{ kg/cm}^2$

Se obtiene:

$$\rho_{\min} = \frac{14.1}{f'_c} \quad A_{s \min} = \rho_{\min} * b * d \quad A_{s \max} = \rho_{\max} * b * d$$

$$\rho_{s \max} = 0.5\rho_b \quad \rho_b = \frac{0.85 * \beta_1 * f'_c}{F_y} * \frac{6090}{F_y + 6090} \quad \beta_1 = 0.85$$

$$\rho_{\min} = \frac{14.1}{2,810} = 5.02E-3 \quad A_{s \min} = 5.02E-3 * 100 * 11.87 = 5.96 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \left[ 100 * 16.87 - \sqrt{(100 * 16.86)^2 - \frac{1,509.31 * 100}{0.003825 * 210}} \right] * 0.85 \frac{210}{2,810} = 5.21 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\max} = 0.5 * 0.03695 = 0.018473 \quad A_{\max} = 0.018473 * 100 * 11.87 = 21.93 \text{ cm}^2$$

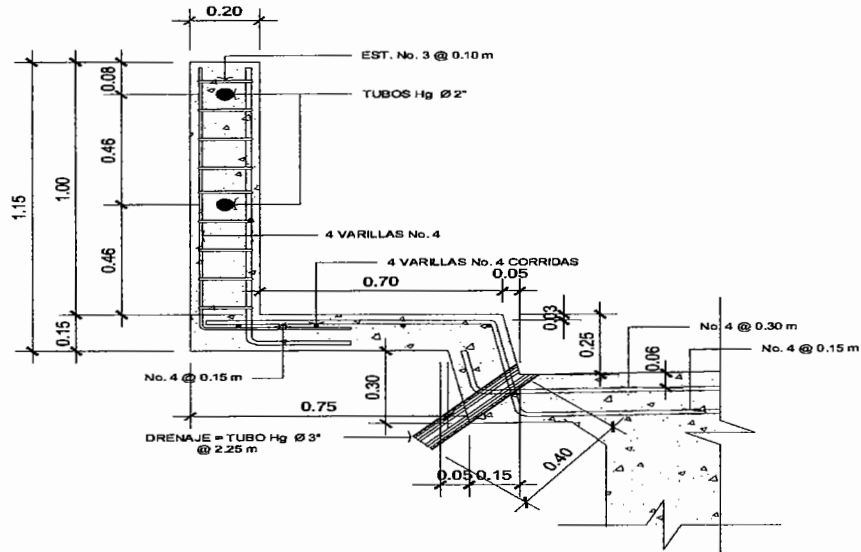
Como  $A_{s \min} > A_s$ , se tomará  $A_s = 5.96 \text{ cm}^2$

Utilizando refuerzo No. 4, el armado quedará distribuido de la siguiente forma:

$$Esp = 1.27 * \frac{100}{5.96} = 21.30 \text{ cm}$$

Se colocaran No. 4 @ 0.15 m para que el refuerzo de la cama inferior de la losa sea corrido. El acero en sentido longitudinal de la banqueta se colocará por temperatura, el armado típico que usa la Dirección General de Caminos es No. 4 @ 0.23 m.

**Figura 5. Armado final de poste y voladizo**



#### 2.4.4 Diseño de vigas

En el diseño de las vigas, la AASHTO considera que el peralte se considere de  $L/16$  a  $L/12$  y para la base tomar  $2/5$  del peralte de la viga.

$$T = L/16 = 15/16 = 0.94 \rightarrow 1.00 \text{ m}$$

$$b = (2/5) * T = (2/5) * 1.00 = 0.4 \rightarrow 0.50 \text{ m}$$

- **Cargas muertas para cada viga**

$$W = Y_c * \text{Área}$$

$$\text{Pasamanos: } W = 3.65 * 2.0 = 7.30 \text{ lb-pie}$$

$$\text{Poste: } W = 158.73 \text{ lb-pie}$$

Banqueta:  $W = 150 * 2.95 * 0.49 = 216.82 \text{ lb-pie}$

Mordiente:  $W = 150 * 0.98 * 0.66 = 97.02 \text{ lb-pie}$

Losa:  $W = 150 * 6.23 * 0.66 + 68 * 6.23 * 0.164 = 686.24 \text{ lb-pie}$

Total:  $W = 1166.11 \text{ lb-pie} = 1738.56 \text{ kg-m}$

- **Peso propio de la viga**

$W = \sigma_c * \text{ancho de sección} * \text{altura de sección}$

$W = 150 * 1.64 * 2.62 = 644.52 \text{ lb/pie} = 961.0 \text{ kg/m}$

- **Cálculo de la sobrecarga**

Para determinar el factor de sobrecarga siempre y cuando la separación a ejes de las vigas corresponda, si no es así se deberá realizar el cálculo de la sobrecarga utilizando el método tradicional corriendo al camión en la sección transversal de la carretera y utilizando la condición que fuese más crítica, según especificación AASHTO.

La fracción de la carga que absorbe cada viga es:

Para concreto reforzado en vigas T:      Puente una vía =  $L/6.5$  si  $L < 6'$

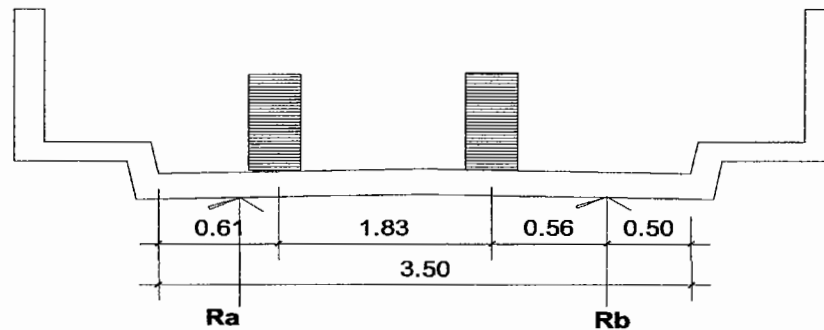
   Puente dos vía =  $L/6$     si  $L < 10'$

donde:

$L = \text{espaciamiento de vigas en pies a ejes}$

Como este puente es de una vía y tiene una separación a ejes de 8.2', la cuál es mayor que 6.5', no puede aplicarse el criterio anterior sino que se deberá recurrir al método de correr el camión a lo ancho del puente, la reacción máxima sobre la viga se deberá de calcular en función de P (carga del camión 12,000 lb) dejando una separación mínima de 2' entre las cargas y la mordiente.

**Figura 6. Sobrecarga ocasionada por el camión sobre vigas**



$$\sum Mb = 0$$

$$0.56 P + 2.39 P = 2.5 Ra$$

$$1.18 P = Ra$$

Como resultado se obtiene que el factor de sobrecarga  $SC = 1.18$

#### 2.4.4.1 Cálculo de fuerzas por carga muerta

$$M_{m\acute{a}x} = W * \frac{L^2}{8} + P * \frac{L}{3}$$

$$M_{m\acute{a}x} = (1166.11 + 644.52) * \frac{49.2^2}{8} + 2439.36 * \frac{49.2}{3} = 587,865.93 \text{ lb-pie}$$

$$V_{m\acute{a}x} = W * \frac{L}{2} + P_{DI} + P_{DE}$$

$$V_{m\acute{a}x} = (1166.11 + 644.52) * \frac{49.2}{2} + 2439.36 + 1330.56 = 48,311.42 \text{ lb}$$

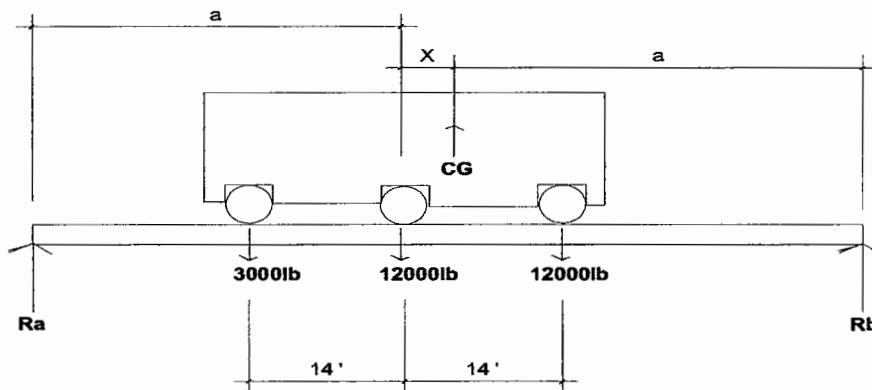
#### 2.4.4.2 Cálculo de fuerzas por carga viva



- **Método tren de cargas**

En este caso el momento máximo ocurre bajo una de las ruedas de mayor carga, cuando ésta se encuentra tan lejos del soporte como su centro de gravedad del otro extremo.

**Figura 7. Determinación del centro de gravedad del camión**



$$\sum M_{cg} = 0$$

$$3,000(14 + X) + 12,000(X) = 12,000(14 - X)$$

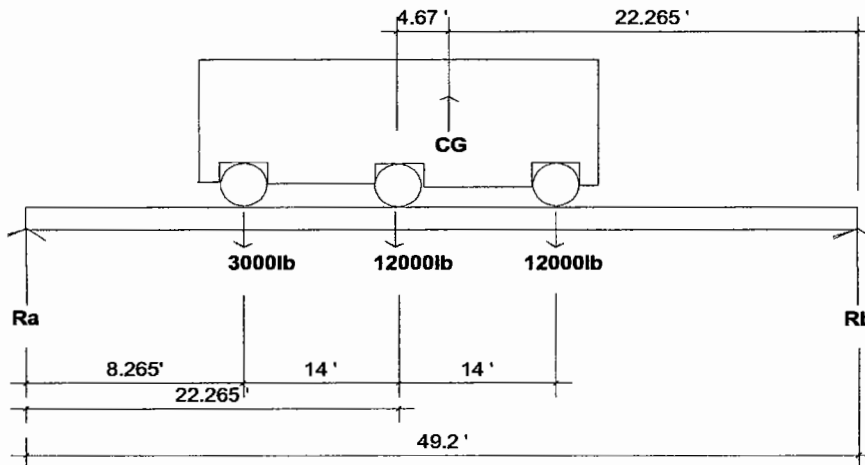
$$X = 4.67'$$

$$2a + 4.67' = 49.2'$$

$$a = 22.265'$$

- **Momento**

**Figura 8. Centro de gravedad del camión**



$$\sum M_a = 0$$

$$49.2R_b = 8.265 (3,000) + 22.265 (12,000) + 36.265 (12,000); R_b = 14,779.57 \text{ lb}$$

$$\sum F_v = 0$$

$$R_a = 27,000 - 14,779.57 \text{ lb}$$

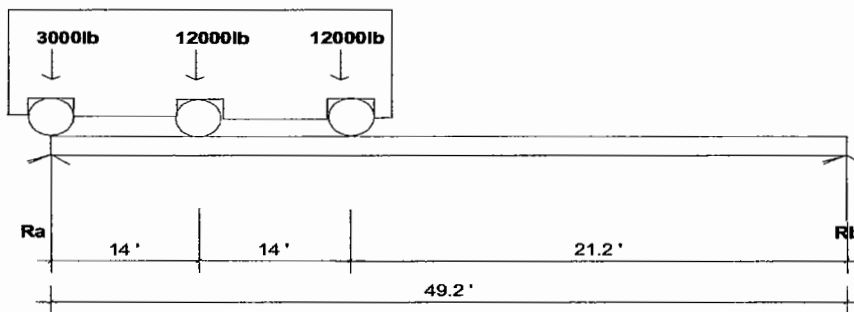
$$R_a = 12,220.43 \text{ lb}$$

$$M_{\text{máx}} = 3,000 (8.265) + (12,220.43 - 3,000) (22.265)$$

$$M_{\text{máx}} = 230,087.87 \text{ lb-pie}$$

- Corte

**Figura 9. Determinación de carga crítica de corte**



$$\sum Mb = 0$$

$$49.2 Ra = 49.2 (12,000) + 35.2 (12,000) + 21.2 (3,000)$$

$$Ra = 21,878.05 \text{ lb}$$

$$V_{\text{máx}} = 21,878.05 \text{ lb}$$

- **Método de carga de carril estándar**

La carga de carril ocupa un ancho de 10', por lo tanto, el ancho tributario de una viga corresponde a una fracción de la carga.

$$S = 5.74/10 = 0.5738 \text{ veces la carga de carril estándar.}$$

$$W = 0.5738 * 480 = 275.92 \text{ lb/pie}$$

$$P_{\text{MOMENTO}} = 0.5738 * 13,500 = 7746.30 \text{ lb}$$

$$P_{\text{CORTE}} = 0.5738 * 19,500 = 11189.10 \text{ lb}$$

- **Momento**

$$M_{\text{máx}} = W * \frac{L^2}{8} + P * \frac{L}{4}$$

$$M_{\text{máx}} = 275.42 * \frac{49.2^2}{8} + 7746.30 * \frac{49.2}{4} = 178,616.07 \text{ lb - pie}$$

- **Corte**

$$V_{\text{máx}} = W * \frac{L}{2} + P$$

$$V_{\text{máx}} = 275.42 * \frac{49.2}{2} + 11189.10 = 17,964.43 \text{ lbs}$$

Como puede notarse las fuerzas de corte y momento obtenidas por el método de tren de cargas son mayores que las obtenidas por el método de carga de carril estándar, por lo tanto éstas son las que rigen el diseño de carga viva en las vigas.

- **Sobrecarga de impacto en vigas**

$$I = \frac{L}{L + 38} \leq 0.3$$

donde:

I = sobrecarga debido a impacto

L = luz libre de vigas en m

$$I = \frac{15}{15 + 38} = 0.28 \leq 0.3$$

Se tomará una sobrecarga de impacto de 0.28.

- **Cálculo de fuerzas últimas**

$$Mu = 1.3 \left( M_{cm} + \frac{5}{3} (M_{cv} + SC + I) \right)$$

$$Mu = 1.3 \left( 587,865.93 + \frac{5}{3} (230,087.87 + 230,087.87 * 0.18 + 230,087.87 * 0.28) \right)$$

$$Mu = 1,492,070.34 \text{ lb-pie} = 206,772.49 \text{ kg-m}$$

$$Vu = 1.3 \left( V_{cm} + \frac{5}{3} (V_{cv} + SC + I) \right)$$

$$Vu = 1.3 \left( 48,311.42 + \frac{5}{3} (21,878.05 + 21,878.05 * 0.18 + 21,878.05 * 0.28) \right)$$

$$Vu = 132,012.41 \text{ lb} = 60,005.64 \text{ kg}$$

#### 2.4.4.3 Cálculo de refuerzo de acero

- **Cálculo de cuantía de acero a flexión para vigas**

$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{1}{2} \text{ diámetro (varilla No.10)}$

$$d = \left[ 100 - 4.0 - \left( \frac{3.18}{2} \right) \right] \quad d = 94.41 \text{ cm}$$

Datos:

$$Mu = 206,772.49 \text{ kg-m}$$

$$d = 94.41 \text{ cm}$$

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

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

Se obtiene:

$$\rho_{\min} = \frac{14.1}{f_c'} \quad A_{s\min} = \rho_{\min} * b * d \quad A_{s\max} = \rho_{\max} * b * d$$

$$\rho_{s\max} = 0.5\rho_b \quad \rho_b = \frac{0.85 * \beta_1 * f_c'}{F_y} * \frac{6090}{F_y + 6090} \quad \beta_1 = 0.85$$

$$\rho_{\min} = \frac{14.1}{2,810} = 5.02E-3 \quad A_{s\min} = 5.02E-3 * 50 * 94.41 = 23.69 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \left[ 50 * 94.41 - \sqrt{(50 * 94.41)^2 - \frac{206,772.49 * 50}{0.003825 * 210}} \right] * 0.85 \frac{210}{2,810} = 104.98 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\max} = 0.5 * 0.03695 = 0.018473 \quad A_{\max} = 0.018473 * 50 * 94.41 = 87.20 \text{ cm}^2$$

Utilizando refuerzo No. 10, se utilizarán un total de 14 varillas en la cama inferior. En la cama superior se reforzará con  $A_{s\min}$ , se colocarán 3 No. 10.

También deberá tomarse en cuenta que por la esbeltez de la viga se reforzará a temperatura su alma con cierta cuantía de acero por pie de alto:

$$A_{s\text{temp}} = 0.002 * 50 * 30.5 = 3.05 \text{ cm}^2$$

Se reforzará con 2 varillas No. 5, a cada lado de la viga @ 0.305 m.

- **Cálculo de cuantía de acero a corte para vigas**

$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{1}{2} \text{ diámetro (varilla No.3)}$

$$d = \left[ 100 - 4.0 - \left( \frac{0.95}{2} \right) \right] \quad d = 95.53 \text{ cm}$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 50 * 95.53 = 31,182.74 \text{ kg}$$

Datos:

$$V_u = 60,005.64 \text{ kg}$$

$$d = 95.53 \text{ cm}$$

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

$$f_c = 210 \text{ kg / cm}^2$$

$$F_y = 2810 \text{ kg/ cm}^2$$

$$Esp = \frac{(2 * 2810 * 95.53 * 0.71)}{(60,005.64 - 31182.74)} = 13.22 \text{ cm} \quad Esp_{\text{m}\acute{a}\text{x}} = d/2 = 47.76 \text{ cm}$$

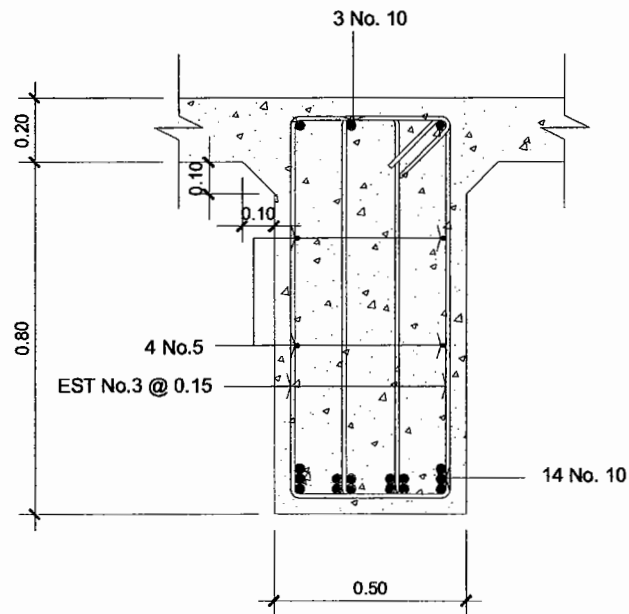
Se obtiene:

$$Esp = 13.22 \text{ cm}$$

$$Esp_{\text{m}\acute{a}\text{x}} = 47.76 \text{ cm}$$

Se colocaran estribos dobles No. 3 @ 0.15 m.

**Figura 10. Armado final de vigas**



### **2.4.5 Diseño de diafragmas**

Los diafragmas son vigas secundarias que sirven para transmitir cargas de la losa a las vigas principales y rigidizar el sistema ante cargas laterales.

Se debe utilizar en los extremos; para luces mayores de 12 m se recomienda intermedios en el punto de máximo momento positivo AASHTO 8.1.2.

AASHTO define los peraltes mínimos para diafragmas internos como externos de la siguiente manera: los diafragmas exteriores serán como mínimo de  $1/2$  de la altura de la viga principal, pero no menor de 50 cm los diafragmas interiores serán de  $3/4$  de la altura de la viga principal.



- **Dimensionamiento**

Para este proyecto se usaron dos diafragmas exteriores y dos diafragmas interiores, debido a la luz del tramo de 15 m. Los diafragmas exteriores se calculan con una altura de medio peralte de la viga principal, y los diafragmas internos, con una altura de 3/4 del peralte de la viga principal. El ancho de los diafragmas es generalmente de 30 cm.

$$\text{Diafragma interior } h = 0.75 * 1.0\text{m} = 0.75 \text{ m}$$

$$\text{Diafragma exterior } h = 0.50 * 1.0\text{m} = 0.50 \text{ m}$$

- **Cuantía de acero de diafragmas**

Debido a que los diafragmas no están diseñados para soportar carga proveniente de la losa, los diafragmas se refuerzan con el área de acero mínimo. También se debe colocar 0.25 plg<sup>2</sup> de acero por pie de alto de la viga. Los diafragmas externos transmiten su propio peso directamente a los apoyos; los interiores transmiten su carga proporcionalmente a las vigas principales como cargas puntuales.

#### **2.4.5.1 Diafragma interior**

Peso:

$$W = 2400 (2 + 0.8) * 0.30 * 0.55 = 1,108.80 \text{ kg} = 2,439.36 \text{ lb}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{2810} * 30 * 75 = 11.30 \text{ cm}^2$$

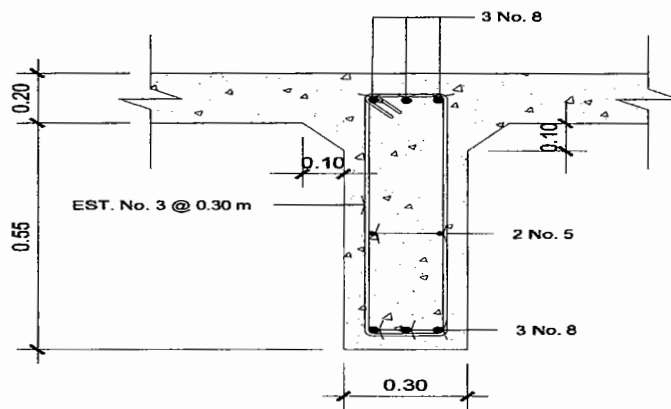
Refuerzo extra de 0.25 plg<sup>2</sup> por pie de alto, que es igual a 5.29 cm<sup>2</sup> por metro de alto.

$$A_s = 5.29 \text{ cm}^2/\text{m} * h$$

$$A_s = 5.29 \text{ cm}^2/\text{m} * 0.75\text{m} = 3.98 \text{ cm}^2$$

Se colocaran 3 No.8 en la cama inferior y superior + 2 varillas No.5 + estribos No.3 @ 0.30 m.

**Figura 11. Detalle de armado de diafragma interior**



### 2.4.5.2 Diafragma exterior

Peso:

$$W = 2400 (2 + 0.8) * 0.30 * 0.30 = 604.80 \text{ kg} = 1,330.56 \text{ lb}$$

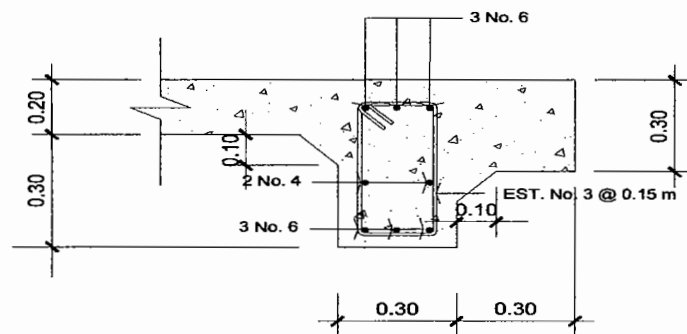
$$A_{s_{\min}} = \frac{14.1}{2810} * 30 * 50 = 7.53 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.29 \text{ cm}^2/\text{m} * h$$

$$A_s = 5.29 \text{ cm}^2/\text{m} * 0.50\text{m} = 2.65 \text{ cm}^2$$

Se colocaran 3 No.6 en la cama inferior y 3 No.6 en la cama superior + 1 varilla No.4 en cada lado + estribos No.3 @ 0.15 m.

**Figura 12. Detalle de armado de diafragma exterior**



#### **2.4.6 Diseño de apoyos de neopreno**

Los apoyos del puente serán de neopreno de dureza shore 60 reforzados con placas metálicas. El esfuerzo máximo permisible por compresión se obtiene mediante la siguiente fórmula:

$$\sigma_r = \frac{8 * a * b}{t(a + b)} ; \text{ para apoyos fijos y móviles (AASHTO 3.12.2.2)}$$

$$\Delta L/T \leq 0.5 \text{ apoyos móviles o libremente apoyados}$$

donde:

$\Delta L$  = máximo desplazamiento horizontal

a,b = dimensiones del apoyo (a = lado largo; b = lado corto)

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

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

$\sigma_a$  = esfuerzo a compresión del apoyo

t = espesor de una lámina (1.3cm)

Datos:

L = 15.0m

a = 50cm

b = 30cm

R = 60 ton

Mcm = 105.91 ton-m

Mcv+I = 100.86 ton-m

- **Esfuerzo por compresión**

$$\sigma_r = \frac{8 * 50 * 30}{1.3(50 + 30)} = 115.38 \text{ kg/cm}^2$$

- **Esfuerzo actuante**

$$\sigma_a = \frac{60,005}{(50 * 30)} = 40.0 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo no sobrepasa el máximo recomendable de 100 kg/cm<sup>2</sup>.

- **Cálculo del desplazamiento horizontal (L=15.0m)**

Deformación total por esfuerzo, se utiliza la ley de Hooke

$\sigma_f = 1700 \text{ kg/cm}^2$ :

$$\Delta_{eT} = \frac{\sigma_f}{E} * L$$

$$\Delta_{eT} = \frac{1,700 \text{ kg / cm}^2}{2.1E6 \text{ kg / cm}^2} * 1,500 \text{ cm} = 1.21 \text{ cm}$$

**Deformación por carga muerta**

$$\Delta_{ecm} = \frac{\Delta eT * M_{cm}}{M_{cm} + M_{cm+1}}$$

$$\Delta_{ecm} = \frac{1.21 * 105.91}{105.91 + 100.86} = 0.62 \text{ cm}$$

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

$$\Delta_c = 0.000165 * L$$

$$\Delta_c = 0.000165 * (1,500 \text{ cm}) = 0.25 \text{ cm}$$

**Deformación por temperatura:**

$$\Delta_t = 0.000011 * D^\circ * L = 0.000011 * 10 * 1,500 \text{ cm} = 0.17 \text{ cm}$$

- **Deformaciones máximas**

$$\text{Contracción} = \Delta_{ecm} - (\Delta_c + \Delta_t) = 0.62 - (0.25 + 0.17) = 0.20 \text{ cm}$$

$$\text{Dilatación} = (\Delta_{eT} + \Delta_t) - \Delta_c = (1.21 + 0.17) - 0.25 = 1.13 \text{ cm}$$

$$\text{Máximo desplazamiento horizontal del apoyo} = \Delta L = 1.13 \text{ cm}$$

- **Espesor de apoyos**

Se usan dos placas de elastómero de 13 mm + dos placas de acero de 2 mm + una placa de acero de 3 mm = 33 mm = 3.3 cm.

$$\Delta L / T = 1.13 / 3.3 = 0.34 \leq 0.50$$

## **2.5 Diseño de subestructura**

### **2.5.1 Diseño de estribos de entrada y salida**

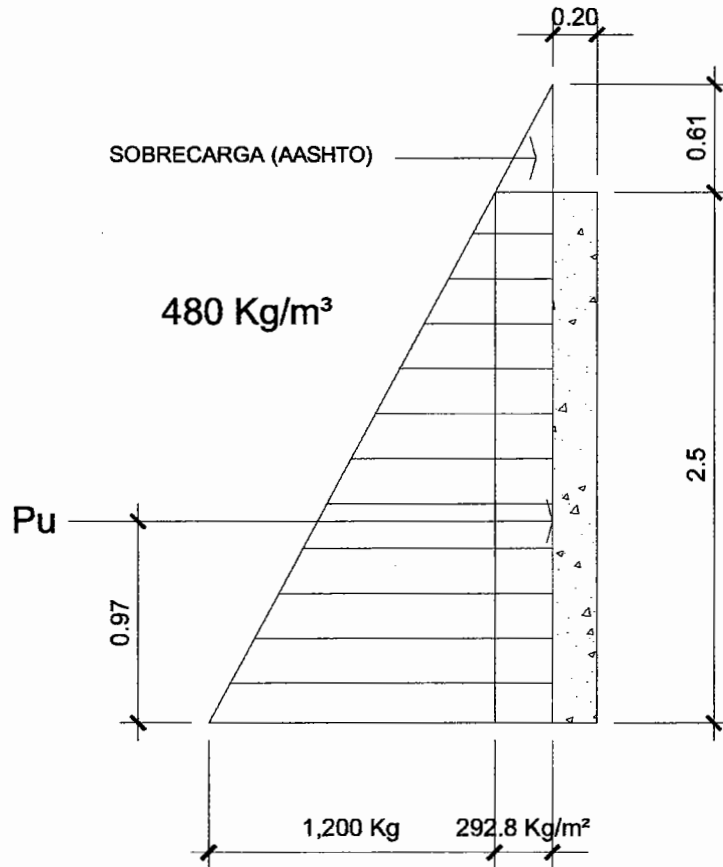
Cada estribo estará constituido por un muro frontal y dos aleros. El muro frontal soportará la carga del sistema de la superestructura independientemente de los aleros, los cuáles servirán únicamente como muros de contención del suelo para que el material de relleno del terraplén no se derrame hacia el cauce del río.

La tabla 3.22.1 de la AASHTO nos indica las diferentes combinaciones de carga, recomendadas para el análisis de una estructura. Para el diseño de la subestructura del puente, de los casos que se van a considerar, los grupos de carga mas exigentes son el I, II, III y VII. Para este proyecto se tomaron los grupos de carga II y III, por ser los más utilizados en el diseño de puentes y que regirán en el diseño de toda la subestructura.

#### **2.5.1.1 Diseño de aleros**

Los aleros tendrán 0.20 m de ancho, 1.30 m de largo y 2.5 m de altura para que puedan dar un buen soporte al relleno del terraplén.

**Figura 13. Cargas que actúan sobre aleros**



Peso propio de los aleros por metro lineal:

$$W_m = 0.20 * 1.3 * 2400 = 624 \text{ kg}$$

Momento en la base por carga muerta:

$$M_m = \frac{W * L^2}{2} = \frac{624 * 1.3^2}{2} = 527.28 \text{ kg} - m$$

Momento ocasionado por sismo:

$$M_{EQ} = 0.10 * 527.28 = 52.728 \text{ kg-m}$$

Presión de tierra resistida:

$$P_u = 292.8 (2.5) + 0.5 * 1,200 (2.5) = 2232.0 \text{ kg}$$

$$P_n = 2232.0 * \text{sen } 45^\circ = 1578.26 \text{ kg}$$

Punto de aplicación de la presión del suelo de abajo hacia arriba

$$\hat{y} = \frac{292.8 * 2.5^2 * 1/2 + 1/2 * 1200 * 2.5^2 * 1/3}{292.8 * 2.5 + 1/2 * 1200 * 2.5} = 0.97 \text{ m}$$

Momento producido por el empuje del suelo:

$$M = 2,232 * 0.65 = 1,450.8 \text{ kg-m}$$

Momento por franja lineal:

$$M = 1,450.8 / 2.5 = 580.32 \text{ kg-m}$$

Momento total resistido por el alero:

Grupo II:

$$M_u = 1.3 (52.728 + 580.32) = 822.96 \text{ kg-m}$$

Grupo III:

$$M_u = 1.3 (0.30 * 52.728 + 580.32) = 774.98 \text{ kg-m}$$

- **Determinando el área de acero a utilizar:**

$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{1}{2} \text{ diámetro (varilla No.4)}$

$$d = \left[ 20 - 7.5 - \left( \frac{1.27}{2} \right) \right] \quad d = 11.87 \text{ cm}$$

Datos:

$$M_u = 822.96 \text{ kg - m}$$



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

$$d = 11.87 \text{ cm}$$

$$f_c = 210 \text{ kg / cm}^2$$

$$F_y = 2810 \text{ kg/ cm}^2$$

Se obtiene:

$$\rho_{\min} = \frac{14.1}{f_c} \quad A_{s \min} = \rho_{\min} * b * d \quad A_{s \max} = \rho_{\max} * b * d$$

$$\rho_{s \max} = 0.5 \rho_b \quad \rho_b = \frac{0.85 * \beta_1 * f_c * 6090}{F_y} \quad \beta_1 = 0.85$$

$$\rho_{\min} = \frac{14.1}{2,810} = 5.02E - 3 \quad A_{s \min} = 5.02E - 3 * 100 * 11.87 = 5.96 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \left[ 100 * 11.87 - \sqrt{(100 * 11.87)^2 - \frac{822.96 * 100}{0.003825 * 210}} \right] * 0.85 \frac{210}{2,810} = 2.79 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\max} = 0.5 * 0.03695 = 0.018473 \quad A_{\max} = 0.018473 * 100 * 11.87 = 21.93 \text{ cm}^2$$

Como  $A_{s \min} > A_s$ , se tomará  $A_{s \min}$  como diseño, utilizando varilla No.4 queda:

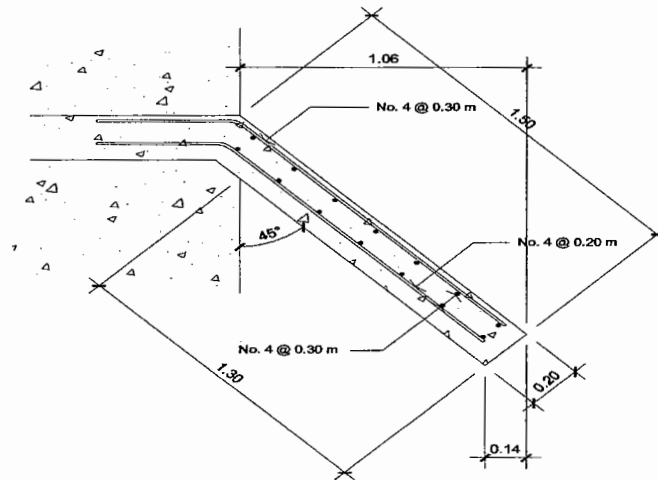
No.4 @ 0.20 m

El resto del refuerzo se tomará por temperatura:

$$A_{s \text{ temp}} = 0.002 * 100 * 20 = 4.0 \text{ cm}^2$$

No.4 @ 0.30 m

**Figura 14. Armado final de aleros**



### 2.5.1.2 Diseño de cortina

Resultantes verticales que actúan en cada viga:

$$P_u = 1.3 \left( P_{cm} + \frac{5}{3} (P_{cv} + SC + I) \right)$$

$$P_u = 1.3 \left( 48,311.42 + \frac{5}{3} (21,878.05 + 21,878.05 * 0.18 + 21,878.05 * 0.28) \right) \text{ lbs}$$

$$P_u = 1.3 \left( 21,959.74 + \frac{5}{3} (9,944.57 + 9,944.57 * 0.18 + 9,944.57 * 0.28) \right) \text{ kg}$$

$$P_u = 60,005.64 \text{ kg}$$

Los estribos tendrán un ancho total de 5.40 metros para darle comodidad a la superestructura.

Carga muerta que soporta cada estribo:

$$C_m = 21,959.74 * 2 / 5.4 = 8,133.23 \text{ kg/m}$$

- **Carga viva en losa**

No se tomará como diseño la resultante vertical de carga viva por viga sino se analizará el camión completo, el cuál es más crítico.

Se tiene una carga móvil HS-15, el cual lo constituye un camión tipo tractor de 30,000 lbs y un remolque de 24,000 lbs. En tal caso la carga para cada estribo será:

$$C_v = (30,000 + 24,000) * 0.4538 / 2 = 12,252.60 \text{ kg}$$

La carga viva por metro de ancho es:

$$C_v = 12,252.60 / 5.40 = 2,269 \text{ kg/m}$$

Fuerza de frenado ocasionada por la carga viva:

$$P_f = 2,269 * 0.10 = 226.9 \text{ kg/m}$$

El brazo de la fuerza de frenado que ocasiona momento se toma según AASHTO a 6' (1.83m) sobre la cota rasante:

$$M_f = (1.0 + 1.83) * 226.9 = 642.13 \text{ kg-m}$$

Peso propio de la cortina del estribo:

$$W_m = 0.20 * 1.0 * 2,400 = 480 \text{ kg}$$

Momento ocasionado por la carga muerta de la cortina:

$$M_m = 0.1 * 0.5 * 480 = 24 \text{ kg-m}$$

Fuerza dada por el empuje del suelo sobre la cortina del estribo:

$$F = 292.8 * 1.0 + 0.5 * 480 * 1.0 = 532.8 \text{ kg}$$

- **Punto de aplicación de la fuerza ejercida por el suelo sobre la cortina:**

$$\hat{y} = \frac{SC.AASHTO * L^2 * 1/2 + 1/2 * F * L^2 * 1/3}{SC.AASHTO * L + 1/2 * F * L}$$

$$\hat{y} = \frac{292.8 * 1.0^2 * 1/2 + 1/2 * 532.8 * 1.0^2 * 1/3}{292.8 * 1.0 + 1/2 * 532.8 * 1.0} = 0.42 \text{ m}$$

Momento producido por el empuje de tierra:

$$M_t = 0.42 (532.8) = 223.78 \text{ kg-m}$$

- **Integrando grupo de cargas**

Grupo II:

$$M_u = 1.3 (223.78 + 24.0) = 322.11 \text{ kg-m}$$

Grupo III:

$$M_u = 1.3 (0.30 * 24.0 + 223.78 + 642.13) = 1,135.04 \text{ kg-m}$$

- **Determinando el área de acero a utilizar**

$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{1}{2} \text{ diámetro (varilla No.4)}$

$$d = \left[ 20 - 7.5 - \left( \frac{1.27}{2} \right) \right] \quad d = 11.87 \text{ cm}$$

Datos:

$$M_u = 1,135.04 \text{ kg - m}$$

$$d = 11.87 \text{ cm}$$

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

$$f_c = 210 \text{ kg / cm}^2$$

$$F_y = 2810 \text{ kg/ cm}^2$$

Se obtiene:

$$\rho_{\min} = \frac{14.1}{f_c} \quad A_{s \min} = \rho_{\min} * b * d \quad A_{s \max} = \rho_{\max} * b * d$$

$$\rho_{s \max} = 0.5 \rho_b \quad \rho_b = \frac{0.85 * \beta_1 * f_c' * 6090}{F_y + 6090} \quad \beta_1 = 0.85$$

$$\rho_{\min} = \frac{14.1}{2,810} = 5.02E - 3 \quad A_{s \min} = 5.02E - 3 * 100 * 11.87 = 5.96 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \left[ 100 * 11.87 - \sqrt{(100 * 11.87)^2 - \frac{1,135.04 * 100}{0.003825 * 210}} \right] * 0.85 \frac{210}{2,810} = 3.88 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\max} = 0.5 * 0.03695 = 0.018473 \quad A_{\max} = 0.018473 * 100 * 11.87 = 21.93 \text{ cm}^2$$

Como  $A_{s \min} > A_s$ , se tomará  $A_{s \min}$  como diseño, utilizando varilla No.4 queda:

No.4 @ 0.20 m

El resto del refuerzo se tomara por temperatura:

$$A_{s \text{ temp}} = 0.002 * 100 * 20 = 4.0 \text{ cm}^2$$

No.4 @ 0.30 m

- **Al revisar el corte**

$$V_a = 0.5 (292.8 + (480.0 + 292.8)) + 0.1 (480) = 580.8 \text{ kg}$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 (\sqrt{210}) * 100 * 11.87 = 7,749.17 \text{ kg} > V_a$$

### 2.5.1.3 Diseño de la viga de apoyo

La viga de apoyo es la encargada de distribuir las cargas provenientes de la superestructura al cuerpo del estribo. El estribo es un muro en voladizo, la viga de apoyo no estará trabajando a esfuerzos excesivos, ya que sólo transmitirá cargas, por lo tanto se diseñará a temperatura en el sentido longitudinal y por refuerzo mínimo en el sentido transversal de su estructura.

Determinación de acero longitudinal:

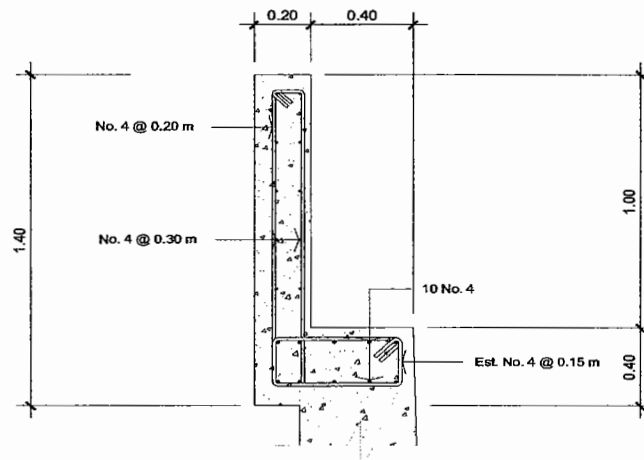
$$A_{s\text{temp}} = 0.002 * 100 * 40 = 8.0 \text{ cm}^2$$

Determinación de acero transversal:

$$A_{s\text{min}} = (14.1 / 2810) * 60 * 40 = 12.04 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas No.4 en ambos sentidos se tiene, que el armado adecuado es de 10 varillas No.4 corridas + estribos No.4 @ 0.15 m.

**Figura 15. Armado final de cortina y viga de apoyo**



### 2.5.1.4 Diseño del muro de contención

Determinación de cargas muertas actuantes por metro lineal:

$$W = \text{área de sección} * \text{peso específico material}$$

Cortina:  $W1 = 0.20 * 1.40 * 2,400 = 672 \text{ kg}$

Pantalla del muro:  $W2 = 0.50 * 3.90 * 2,400 = 4,680.0 \text{ kg}$

Base:  $W3 = 0.50 * 3.5 * 2,400 = 4,200 \text{ kg}$

Aleros:  $Wa = 2 * (0.20 * 1.30 * 2.5 * 2,400) / 5.40 = 577.78 \text{ kg}$

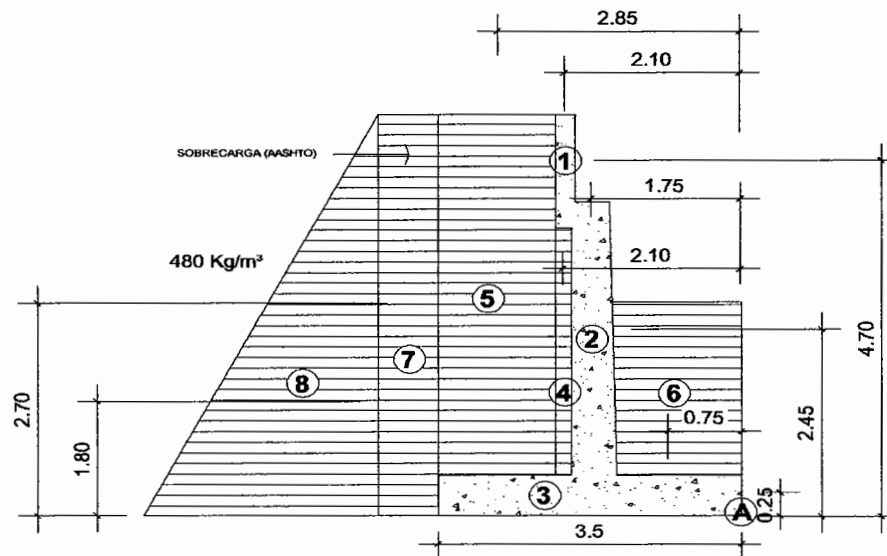
Relleno debajo de la cortina:  $W4 = 0.20 * 3.5 * 1,700 = 1,190 \text{ kg}$

Relleno sobre el tacón:  $W5 = 1.30 * 5.40 * 1,700 = 11,934 \text{ kg}$

Relleno sobre el pie:  $W6 = 1.5 * 3.0 * 1,700 = 7,650 \text{ kg}$

Superestructura:  $Pcm = 8,133.23 \text{ kg}$

Figura 16. Cargas que actúan sobre el estribo



**Tabla I. Cargas muertas que actúan sobre el estribo**

Cargas muertas			
	Wo (kg)	Brazo (m)	Mo (kg-m)
W1	672	2.1	1411.20
W2	4680	1.75	8190.00
W3	4200	1.75	7350.00
Wa	577.78	2.65	1531.12
W4	1190	2.1	2499.00
W5	11934	2.85	34011.90
W6	7650	0.75	5737.50
Pcm	8133.23	1.75	14233.15
	39037.01		74963.87

- **Determinación de cargas vivas actuantes por metro lineal**

Pcv = 2269.0 kg

**Tabla II. Cargas vivas que actúan sobre el estribo**

Cargas vivas			
	Wo (kg)	Brazo (m)	Mo (kg-m)
Pcv	2269	1.75	3970.75

- **Determinación de fuerzas horizontales actuantes debido al impacto sísmico por metro lineal:**

$$EQ = \text{factor sísmico} * Wo$$

Cortina:  $EQ1 = 0.10 * 672 = 67.2 \text{ kg}$

Pantalla del muro:  $EQ2 = 0.10 * 4,680 = 468.0 \text{ kg}$

Base:  $EQ3 = 0.10 * 4,200 = 420 \text{ kg}$

Aleros:  $EQa = 0.10 * 577.78 = 57.78 \text{ kg}$

Superestructura:  $EQcm = 0.10 * 8,133.23 = 813.32 \text{ kg}$



**Tabla III. Fuerzas de sismo que actúan sobre el estribo**

Fuerzas debido a sismo			
	Wo (kg)	Brazo (m)	Mo (kg-m)
EQ1	67.20	4.70	315.84
EQ2	468.00	2.45	1146.60
EQ3	420.00	0.25	105.00
EQa	57.78	4.15	239.79
EQcm	813.32	4.40	3578.61
	1,826.30		5385.84

- **Determinación del empuje ejercido por la presión del suelo por metro lineal:**

Aleros:  $E_a = (1,578.26 * 2) / 5.40 = 584.54 \text{ kg}$

Sobrecarga AASHTO:  $E_7 = 292.8 * 5.40 = 1,581.12 \text{ kg}$

Equivalente liquido:  $E_8 = \frac{1}{2} * 480 * 5.40 * 5.40 = 6,998.4 \text{ kg}$

**Tabla IV. Empujes que actúan sobre el estribo**

Empuje ejercido por la presión del suelo			
	Wo (kg)	Brazo (m)	Mo (kg-m)
Ea	584.54	4.15	2425.84
E7	1,581.12	2.70	4269.02
E8	6,998.40	1.80	12597.12
	9,164.06		19291.99

- **Determinación del empuje ejercido horizontalmente por la carga viva por metro lineal:**

Fuerza de frenado:  $P_{fr} = 0.10 * 2,269.0 = 226.9 \text{ kg}$

Fuerza por cambio de temperatura y frenado

$T_{cv} = 0.25 (2269.0) = 567.25 \text{ kg}$

$T_{cv} = 0.10 (2269.0) = 226.9 \text{ kg}$

**Tabla V. Fuerzas debido a carga viva que actúan sobre el estribo**

Empuje ejercido por la carga viva			
	Wo (kg)	Brazo (m)	Mo (kg-m)
Pfr	226.90	6.40	1452.16
Tcv	567.25	4.40	2495.90
	794.15		3948.06

### 2.5.1.5 Revisión de la resistencia de la base a esfuerzos cortantes horizontales

Fuerzas actuando horizontalmente contra la base del muro:

Grupo II:

$$Va = 1.3 (1826.3 + 9164.06) = 14287.47 \text{ kg}$$

Grupo III:

$$Va = 1.3 (0.30 * 1826.3 + 9164.06 + 794.15) = 13,657.93 \text{ kg}$$

Corte resistente en la base por el concreto:

$$Vr = 0.85 * 0.53 (\sqrt{210}) * 100 * 50 = 32,641.83 \text{ Kg.} > Va$$

### 2.5.1.6 Cálculo de la estabilidad del estribo

- **Factor de seguridad al volteo**

El momento producido por las fuerzas estabilizantes con respecto al punto A es:

Grupo II:

$$Me = 1.3 (74,963.87) = 97,453.03 \text{ kg-m}$$

Grupo III:

$$Me = 1.3 (74,963.0 + 3,970.75*1.30) = 104,163.60 \text{ kg-m}$$

El momento producido por las fuerzas volteantes con respecto al punto A es de:

Grupo II:

$$Mv = 1.3 (5,385.84 + 19,291.98) = 32,081.17 \text{ kg-m}$$

Grupo III:

$$Mv = 1.3 (0.30 * 5,385.84 + 19,291.98 + 3,948.06 * 1.3) = 33,852.27 \text{ kg-m}$$

Factor de seguridad al volteo ( $M_e / M_v$ ):

Grupo II:

$$F.S. = 97,453.03 / 32,081.17 = 3.04 > 1.5$$

Grupo III:

$$F.S. = 104,163.60 / 33,852.27 = 3.08 > 1.5$$

- **Factor de seguridad al deslizamiento**

El coeficiente de deslizamiento o de fricción vale 0.60, por lo que las fuerzas estabilizantes son:

Grupo II:

$$F_e = 1.3 (39,037.01) = 50,748.11 \text{ kg}$$

Grupo III:

$$F_e = 1.3 (39,037.01 + 2,269.0 * 1.30) = 54,582.72 \text{ kg}$$

Las fuerzas deslizantes son:

Grupo II:

$$F_d = 1.3 (1826.3 + 9164.06) = 14,287.47 \text{ kg}$$

Grupo III:

$$F_d = 1.3 (0.30 * 1826.3 + 9164.06 + 794.15 * 1.30) = 13,967.65 \text{ kg}$$

Factor de seguridad al deslizamiento ( $0.60 * F_e / F_d$ ):

Grupo II:

$$F.S. = 0.60 (50,748.11 / 14,287.47) = 3.55 > 1.5$$

Grupo III:

$$F.S. = 0.60 (54,582.72 / 13,967.65) = 3.90 > 1.5$$

### 2.5.1.7 Revisión de las presiones en el terreno

El esfuerzo admisible o capacidad de carga admisible de la cimentación es de 90,510 kg/m<sup>2</sup>.

Determinación del centroide de aplicación de cargas  $(M_e - M_v) / F_e$

Grupo II:

$$\hat{y} = (97,453.03 - 32,081.17) / 50,748.11 = 1.29 \text{ m}$$

Grupo III:

$$\hat{y} = (104,163.60 - 33,852.27) / 54,582.72 = 1.29 \text{ m}$$

Determinación de la excentricidad actuante  $\left( \left| y - \frac{L}{2} \right| < \frac{L}{6} \right)$ ; conociendo

que la longitud de la base es de 3.5 m.

Grupo II:

$$e = \left( \left| 1.29 - \frac{3.5}{2} \right| < \frac{3.5}{6} \right)$$
$$e = 0.46 < 0.58 \text{ m}$$

Grupo III

$$e = \left( \left| 1.29 - \frac{3.5}{2} \right| < \frac{3.5}{6} \right)$$

$$e = 0.46 < 0.58m$$

Determinación de la presión producida sobre el subsuelo:

$$\left[ \frac{Fe}{L} * \left( 1 \pm 6 * \frac{e}{L} \right) \right]$$

Grupo II:

$$q_{\min} = \left[ \frac{50,748.11}{3.5} * \left( 1 - 6 * \frac{0.46}{3.5} \right) \right] = 3,065.60 \text{ kg} / \text{m}^2$$

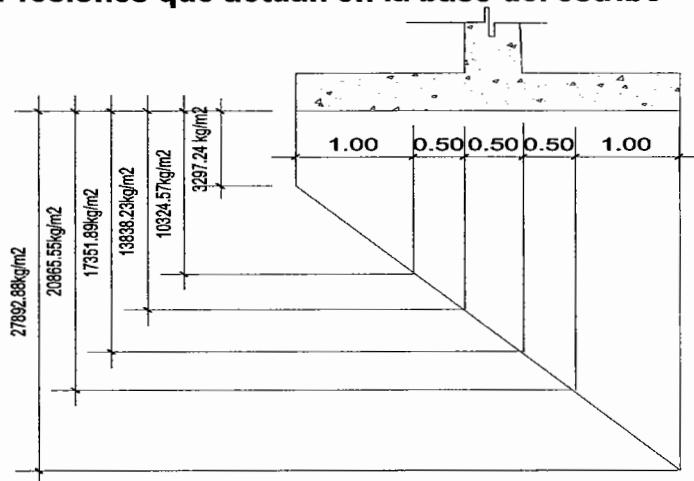
$$q_{\max} = \left[ \frac{50,748.11}{3.5} * \left( 1 + 6 * \frac{0.46}{3.5} \right) \right] = 25,933.32 \text{ kg} / \text{m}^2$$

Grupo III:

$$q_{\min} = \left[ \frac{54,582.72}{3.5} * \left( 1 - 6 * \frac{0.46}{3.5} \right) \right] = 3,297.24 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$q_{\max} = \left[ \frac{54,582.72}{3.5} * \left( 1 + 6 * \frac{0.46}{3.5} \right) \right] = 27,892.88 \text{ kg} / \text{m}^2$$

Figura 17. Presiones que actúan en la base del estribo



### 2.5.1.8 Cargas y fuerzas actuantes sobre el pie de la base

$$W = 0.50 * (27,892.88 + 17,351.89) = 22,622.38 \text{ kg/m}$$

$$M = \frac{W * L^2}{2}$$

$$M = \frac{22,622.38 * 1.50^2}{2} = 25,450.18 \text{ kg} - \text{m}$$

- **Determinando el área de acero a utilizar**

$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{1}{2} \text{ diámetro (varilla No.8)}$

$$d = \left[ 50 - 7.5 - \left( \frac{2.54}{2} \right) \right] \quad d = 41.23 \text{ cm}$$

Datos:

$$Mu = 25,450.18 \text{ kg} - \text{m}$$

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

$$d = 41.23 \text{ cm}$$

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

Se obtiene:

$$\rho_{\min} = \frac{14.1}{f_c} \quad A_{s\min} = \rho_{\min} * b * d \quad A_{s\max} = \rho_{\max} * b * d$$

$$\rho_{s\max} = 0.5\rho_b \quad \rho_b = \frac{0.85 * \beta_1 * f_c'}{F_y} * \frac{6090}{F_y + 6090} \quad \beta_1 = 0.85$$

$$\rho_{\min} = \frac{14.1}{2,810} = 5.02E-3 \quad A_{s\min} = 5.02E-3 * 100 * 41.23 = 20.69 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \left[ 100 * 41.23 - \sqrt{(100 * 41.23)^2 - \frac{25,450.18 * 100}{0.003825 * 210}} \right] * 0.85 \frac{210}{2,810} = 25.66 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.5 * 0.03695 = 0.018473 \quad A_{m\acute{a}x} = 0.018473 * 100 * 41.23 = 76.16 \text{ cm}^2$$

Con  $A_s = 25.66 \text{ cm}^2$ , utilizando varilla No. 8 el armado queda:

No.8 @ 0.20

El resto del refuerzo se tomará por temperatura:

$$A_{s,temp} = 0.002 * 100 * 50 = 10.0 \text{ cm}^2$$

No.6 @ 0.30m

- **Revisión de esfuerzos cortantes sobre el pie de la base:**

$$W = 0.50 (27,892.88 + 20,865.55) = 24,379.21 \text{ kg/m}$$

$$V_a = W * L$$

$$V_a = 24,379.21 * 1.0 \text{ m} = 24,379.21 \text{ kg}$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 (\sqrt{210}) * 100 * 41 = 26,766.30 \text{ Kg.} > V_a$$

### 2.5.1.9 Cargas y fuerzas actuantes sobre el talón de la base

$$W = 5.40 * 1.50 * 1700 = 13,770 \text{ kg/m}$$

$$M = \frac{W * L^2}{2} = \frac{13,770 * 1.50^2}{2} = 15,491.25 \text{ kg-m}$$

- **Determinando el área de acero a utilizar**

$$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{1}{2} \text{ diámetro (varilla No.8)}$$

$$d = \left[ 50 - 7.5 - \left( \frac{2.54}{2} \right) \right] \quad d = 41.23 \text{ cm}$$

Datos:

$$M_u = 15,491.25 \text{ kg} - \text{m}$$

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

$$d = 41.23 \text{ cm}$$

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

Se obtiene:

$$\rho_{\min} = \frac{14.1}{f_c} \quad A_{s \min} = \rho_{\min} * b * d \quad A_{s \max} = \rho_{\max} * b * d$$

$$\rho_{s \max} = 0.5 \rho_b \quad \rho_b = \frac{0.85 * \beta_1 * f_c'}{F_y} * \frac{6090}{F_y + 6090} \quad \beta_1 = 0.85$$

$$\rho_{\min} = \frac{14.1}{2,810} = 5.02E - 3 \quad A_{s \min} = 5.02E - 3 * 100 * 41.23 = 20.69 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \left[ 100 * 41.23 - \sqrt{(100 * 41.23)^2 - \frac{15,491.25 * 100}{0.003825 * 210}} \right] * 0.85 \frac{210}{2,810} = 15.30 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\max} = 0.5 * 0.03695 = 0.018473 \quad A_{\max} = 0.018473 * 100 * 41.23 = 76.16 \text{ cm}^2$$

Se diseña con  $A_{s \min} = 20.69 \text{ cm}^2$ , utilizando varilla No. 8 el armado queda:

**No.8 @ 0.20**

El resto del refuerzo se tomará por temperatura:

$$A_{s \text{ temp}} = 0.002 * 100 * 50 = 10.0 \text{ cm}^2$$

**No.6 @ 0.30 m**



- **Revisión de esfuerzos cortantes sobre el talón de la base**

$$W = 5.40 * 1.0 * 1700 = 9,180 \text{ kg/m}$$

$$V_a = W * L$$

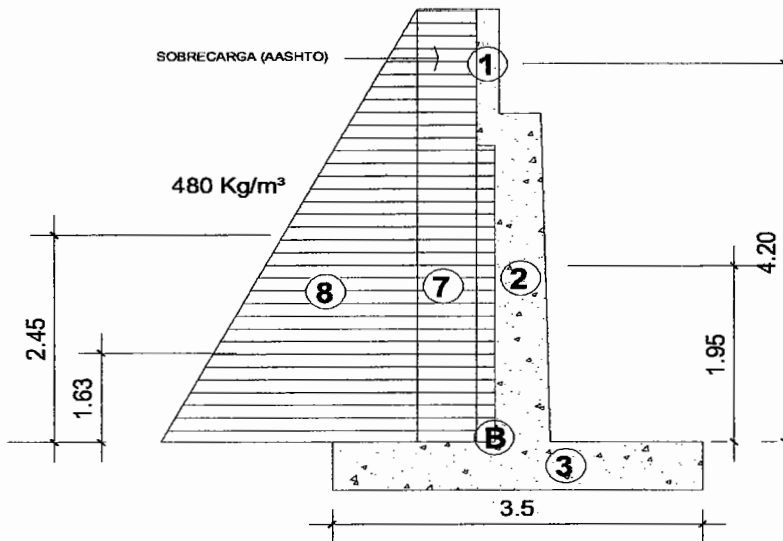
$$V_a = 9,180 * 1.0\text{m} = 9,180 \text{ kg}$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 (\sqrt{210}) * 100 * 41 = 26,766.30 \text{ kg} > V_a$$

### 2.5.1.10 Diseño del refuerzo de acero para el cuerpo del estribo

Determinando fuerzas actuantes sobre el muro de contención con respecto al punto B se tiene:

**Figura 18. Cargas que actúan sobre la pantalla del estribo**



**Tabla VI. Fuerzas debido a sismo sobre la pantalla del estribo**

Fuerzas debido a sismo			
	Wo (kg)	Brazo (m)	Mo (kg-m)
EQ1	67.20	4.20	282.24
EQ2	468.00	1.95	912.60
EQ3	420.00	0.00	0.00
EQa	57.78	3.65	210.90
EQcm	813.32	3.90	3171.95
			4577.69

**Tabla VII. Fuerzas debido a empuje sobre la pantalla del estribo**

Empuje ejercido por la presión del suelo			
	Wo (kg)	Brazo (m)	Mo (kg-m)
Ea	584.54	3.65	2133.57
E7	1,581.12	2.45	3873.74
E8	6,998.40	1.63	11407.39
			17414.71

**Tabla VIII. Fuerzas debido a carga viva sobre la pantalla del estribo**

Empuje ejercido por la carga viva			
	Wo (kg)	Brazo (m)	Mo (kg-m)
Pfr	226.90	5.90	1338.71
Tcv	567.25	3.90	2212.28
			3550.99

Integrando los grupos de cargas se obtiene:

Grupo II:

$$M_u = 1.3 (4,577.69 + 17,414.7) = 28,590.11 \text{ kg-m}$$

Grupo III:

$$M_u = 1.3 (0.30 * 4,577.59 + 17,414.70 + 3,550.98 * 1.30) = 30,425.56 \text{ kg-m}$$

- **Determinando el área de acero a utilizar**

$$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{1}{2} \text{ diámetro (varilla No.8)}$$

$$d = \left[ 50 - 7.5 - \left( \frac{2.54}{2} \right) \right] \quad d = 41.23 \text{ cm}$$

Datos:

$$Mu = 30,425.56 \text{ kg} - \text{m}$$

$$d = 41.23 \text{ cm}$$

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

$$f_c = 210 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$F_y = 2810 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Se obtiene:

$$\rho_{\min} = \frac{14.1}{f_c} \quad A_{s \min} = \rho_{\min} * b * d \quad A_{s \max} = \rho_{\max} * b * d$$

$$\rho_{s \max} = 0.5 \rho_b \quad \rho_b = \frac{0.85 * \beta_1 * f_c'}{F_y} * \frac{6090}{F_y + 6090} \quad \beta_1 = 0.85$$

$$\rho_{\min} = \frac{14.1}{2,810} = 5.02E - 3 \quad A_{s \min} = 5.02E - 3 * 100 * 41.23 = 20.69 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \left[ 100 * 41.23 - \sqrt{(100 * 41.23)^2 - \frac{30,425.56 * 100}{0.003825 * 210}} \right] * 0.85 \frac{210}{2,810} = 31.02 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\max} = 0.5 * 0.03695 = 0.018473 \quad A_{s \max} = 0.018473 * 100 * 41.23 = 76.16 \text{ cm}^2$$

Con  $A_s = 31.02 \text{ cm}^2$ , utilizando varilla No. 8 el armado queda:

**No.8 @ 0.15**

El resto del refuerzo se tomará por temperatura:

$$A_{s \text{ temp}} = 0.002 * 100 * 50 = 10.0 \text{ cm}^2$$

**No.6 @ 0.30 m**

## 2.6 Diseño de pila central

La pila central tendrá una forma de muro de carga transversal con zapata en la base para soportar el tipo de cargas bajo las que actúa.

Resultantes verticales que actúan en cada viga:

$$Pu = 1.3 \left( P_{cm} + \frac{5}{3} (P_{cv} + SC + I) \right)$$

$$Pu = 1.3 \left( 48,311.42 + \frac{5}{3} (21,878.05 + 21,878.05 * 0.18 + 21,878.05 * 0.28) \right) \text{ lbs}$$

$$Pu = 1.3 \left( 21,959.74 + \frac{5}{3} (9,944.57 + 9,944.57 * 0.18 + 9,944.57 * 0.28) \right) \text{ kg}$$

$$Pu = 60,005.64 \text{ kg}$$

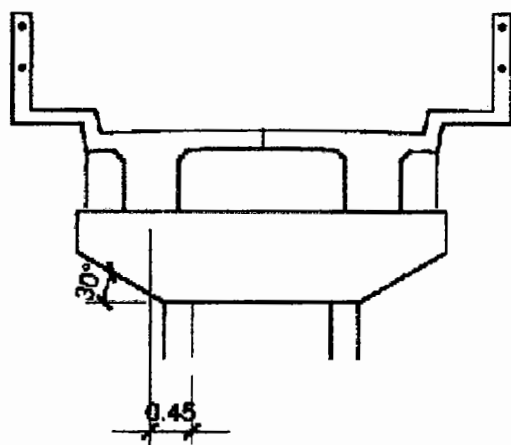
### 2.6.1 Diseño de viga de apoyo

Como criterio de diseño se tomará la opción de un solo camión actuando al centro de la luz total del puente donde ocurriría la situación más crítica de la carga viva.

$$Pu = 1.3 \left( 21,959.74 + \frac{5}{3} (9,944.57 + 9,944.57 * 0.18 + 9,944.57 * 0.28) \right) \text{ kg}$$

$$Pu = 89,639.26 \text{ kg}$$

**Figura 19. Dimensionamiento de viga de apoyo**



Momento actuante al rostro de la columna:

$$M_u = 0.45 * 89,639.26 = 40,337.67 \text{ kg-m}$$

- **Determinando el área de acero a utilizar**

$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{1}{2} \text{ diámetro (varilla No.8)}$

$$d = \left[ 90 - 7.5 - \left( \frac{2.54}{2} \right) \right] \quad d = 81.23 \text{ cm}$$

Datos:

$$M_u = 40,337.67 \text{ kg - m}$$

$$b = 75 \text{ cm}$$

$$d = 81.23 \text{ cm}$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

Se obtiene:

$$\rho_{\min} = \frac{14.1}{f_c'} \quad A_{s \min} = \rho_{\min} * b * d \quad A_{s \max} = \rho_{\max} * b * d$$

$$\rho_{s \max} = 0.5 \rho_b \quad \rho_b = \frac{0.85 * \beta_1 * f_c'}{F_y} * \frac{6090}{F_y + 6090} \quad \beta_1 = 0.85$$

$$\rho_{\min} = \frac{14.1}{2,810} = 5.02E-3 \quad A_{s \min} = 5.02E-3 * 75 * 81.23 = 30.57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \left[ 75 * 81.23 - \sqrt{(75 * 81.23)^2 - \frac{40,337.67 * 75}{0.003825 * 210}} \right] * 0.85 \frac{210}{2,810} = 20.16 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\max} = 0.5 * 0.03695 = 0.018473 \quad A_{\max} = 0.018473 * 75 * 81.23 = 112.54 \text{ cm}^2$$

Como  $A_{s \min} > A_s$  se tomará  $A_{s \min} = 30.57 \text{ cm}^2$ , utilizando varilla No.8 el armado queda con 6 varillas.

- **Revisión a corte de la sección**

$$V_a = P_u = 89,639.26 \text{ kg}$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 (\sqrt{210}) * 75 * 81.23 = 39,772.43 \text{ Kg.}$$

Como  $V_r < V_a$  se deberá reforzar la sección con estribos de acero que resistan los esfuerzos cortantes actuantes, utilizando estribos No.4 como refuerzo da:

Datos:

$$V_u = 89,639.26 \text{ kg-m}$$

$$d = 81.23 \text{ cm}$$

$$b = 75 \text{ cm}$$

$$F_c = 210 \text{ kg / cm}^2$$

$$F_y = 2810 \text{ kg/ cm}^2$$

Se obtiene:

$$S = \frac{(2 * 2810 * 81.23 * 1.27)}{(89,639.26 - 39,772.43)} = 14.31 \text{ cm} \quad S_{\text{máx}} = 81.23/2 = 40.6 \text{ cm}$$

$$Esp = 14.31 \text{ cm}$$

$$Esp_{\text{máx}} = 40.6 \text{ cm}$$

Con  $A_s = 1.27 \text{ cm}^2$ , se colocaran dos juegos de estribos No. 4 @ 0.15m.

### 2.6.2 Revisión de pila central

Las cargas que actúan en la zapata de la pila central son:

Carga muerta de viga de apoyo:

$$W_1 = 2,400 (3.80 * 0.90 * 0.75 - 2 * \frac{1}{2} * 0.55 * 1.0 * 0.75) = 5,166.0 \text{ kg}$$

Centro geométrico de aplicación de carga transversal:

$$\hat{y} = \frac{3.80 * 0.90 * 1/2 - 2 * 1/2 * 1.0 * 0.55^2 * 1/3}{3.8 * 0.9 - 2 * 1/2 * 1.0 * 0.55} = 0.56 \text{ m}$$

Carga muerta de columna:

$$W_2 = 2,400 * 6.50 * (1.30 * 0.50 * + 2 * \frac{1}{2} * 0.25^2) = 11,115 \text{ kg}$$

Carga muerta de zapata:

$$W_3 = 2,400 * 0.80 * 4.50^2 = 38,880 \text{ kg}$$

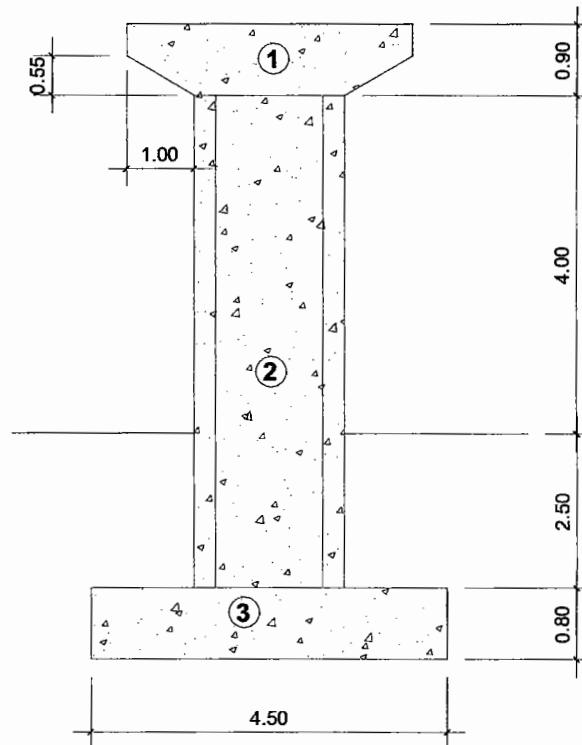
Carga muerta de superestructura:

$$P_{cm} = 21,959.74 * 4 = 87,838.96 \text{ kg}$$

Peso de relleno del suelo:

$$W_t = 1,700 (4.5 * 4.5 * 2.5 - 1.30 * 0.50 * 2.50) = 83,300 \text{ kg}$$

**Figura 20. Detalle de cargas que actúan sobre la pila central**





**Tabla IX. Cargas muertas que actúan sobre la pila**

Cargas muertas			
	Wo (kg)	Brazo (m)	Mo (kg-m)
W1	5166.00	2.25	11623.50
W2	11115.00	2.25	25008.75
W3	38880.00	2.25	87480.00
Wt	83300.00	2.25	187425.00
Pcm	87838.96	2.25	197637.66
	226299.96		509174.91

Fuerza debido a carga viva:

$$P_{cv} = 12,252.60 * 2.0 = 24,505.20 \text{ kg}$$

**Tabla X. Cargas vivas que actúan sobre la pila**

cargas vivas			
	Wo (kg)	Brazo (m)	Mo (kg-m)
Pcv	24,505.20	2.25	55136.70
	24,505.20		55136.70

- **Determinación de fuerzas horizontales actuantes debido al impacto sísmico:**

Viga de apoyo:  $EQ_1 = 0.10 (5,166.0) = 5,16.6 \text{ kg}$

Muro central:  $EQ_2 = 0.10 (11,115.0) = 1,111.5 \text{ kg}$

Zapata:  $EQ_3 = 0.10 (38,880.0) = 3,888.0 \text{ kg}$

Superestructura:  $EQ_{cm} = 0.10 (87,838.96) = 8,783.9 \text{ kg}$

**Tabla XI. Fuerzas debido a sismo que actúan sobre la pila**

Fuerzas debido a sismo			
	Wo (kg)	Brazo (m)	Mo (kg-m)
EQ1	516.60	7.75	4003.65
EQ2	1,111.50	4.05	4501.58
EQ3	3,888.00	0.40	1555.20
EQcm	8,783.90	7.30	64122.47
	14,300.00		74182.90

- **Empujes que actúan sobre la pila**

Agua:

$$F_a = 0.5 * 16.0 * 2.30 = 18.4 \text{ kg/m}^2$$

$$E_a = 18.4 * 0.50 * 3.3 = 30.36 \text{ kg}$$

Presión del suelo:

$$E_t = \frac{1}{2} * 1,700 * 4 = 3,400 \text{ kg}$$

**Tabla XII. Empujes que actúan sobre la pila**

Empujes que actúan sobre la pila			
	Wo (kg)	Brazo (m)	Mo (kg-m)
Ea	30.36	4.90	148.76
Et	3,400.00	1.23	4182.00
	3,430.36		4330.76

- **Empuje ocasionado por la carga viva**

Frenado:  $P_{fr} = 0.10 (24,505.20) = 2,450.52 \text{ kg}$

Temperatura:  $T_{cv} = 0.25 * 24,505.20 = 6,126.30 \text{ kg}$

**Tabla XIII. Fuerza debido a carga viva sobre la pila**

Empuje ejercido por la carga viva			
	Wo (kg)	Brazo (m)	Mo (kg-m)
Pfr	2,450.52	11.23	27519.34
Tcv	6,126.30	8.20	50235.66
	8,576.82		77755.00

### 2.6.3 Revisión de la resistencia de la base a esfuerzos cortantes horizontales

Fuerzas actuando horizontalmente contra la base del muro:

Grupo II:

$$V_a = 1.3 (14,300.0 + 3,430.36) = 23,049.47 \text{ kg}$$

Grupo III:

$$V_a = 1.3 (0.30 * 14,300.0 + 3430.36 + 8,576.82) = 21,186.33 \text{ kg}$$

- **Corte resistente en la base por el concreto**

$$V_r = 0.85 * 0.53 (\sqrt{210}) * 130 * 50 = 42,434.37 \text{ Kg.}$$

Se reforzará con armado mínimo de estribos requerido  $A_s = 1.27 \text{ cm}^2$ , se colocarán estribos No.4 @ 0.30 m.

#### **2.6.4 Cálculo de la estabilidad de la pila**

- **Factor de seguridad al volteo.**

El momento producido por las fuerzas estabilizantes con respecto al punto A es:

Grupo II:

$$M_e = 1.3 (509,174.91) = 661,927.38 \text{ kg-m}$$

Grupo III:

$$M_e = 1.3 (509,174.91 + 55,136.7 * 1.30) = 755,108.41 \text{ kg-m}$$

El momento producido por las fuerzas volteantes con respecto al punto A es de:

Grupo II:

$$M_v = 1.3 (74,182.90 + 4,330.76) = 102,067.74 \text{ kg-m}$$

Grupo III:

$$Mv = 1.3 (0.30 * 74,182.89 + 4,330.76 + 77,755 * 1.30) = 165,967.26 \text{ kg-m}$$

Factor de seguridad al volteo ( $M_e / M_v$ ):

Grupo II:

$$F.S. = 661,927.38 / 102,067.74 = 6.40 > 1.5$$

Grupo III:

$$F.S. = 755,108.41 / 165,967.26 = 4.55 > 1.5$$

- **Factor de seguridad al deslizamiento**

El coeficiente de deslizamiento o de fricción vale 0.60, por lo que las fuerzas estabilizantes son:

Grupo II:

$$F_e = 1.3 (226,299.96) = 294,189.95 \text{ kg}$$

Grupo III:

$$F_e = 1.3 (226,299.96 + 24,505.2 * 1.30) = 335,603.74 \text{ kg}$$

Las fuerzas deslizantes son:

Grupo II:

$$F_d = 1.3 (14,300.0 + 3,430.36) = 23,049.47 \text{ kg}$$

Grupo III:

$$F_d = 1.3 (0.30 * 14,300 + 3,430.36 + 8,576.82 * 1.30) = 24,531.29 \text{ kg}$$

Factor de seguridad al deslizamiento ( $0.60 * F_e / F_d$ ):

Grupo II:

$$F.S. = 0.60 (294,189.95 / 23,049.47) = 7.66 > 1.5$$

Grupo III:

$$F.S. = 0.60 (335,603.74 / 24,531.29) = 8.21 > 1.5$$

### 2.6.5 Revisión de las presiones en el terreno

El esfuerzo admisible o capacidad de carga admisible de la cimentación es de 90,510 kg/m<sup>2</sup>.

Determinación del centroide de aplicación de cargas  $(M_e - M_v) / F_e$

Grupo II:

$$\hat{y} = (661,927.38 - 102,067.74) / 294,189.95 = 1.90 \text{ m}$$

Grupo III:

$$\hat{y} = (755,108.41 - 165,967.26) / 335,603.74 = 1.75 \text{ m}$$

Determinación de la excentricidad actuante  $\left( \left| y - \frac{L}{2} \right| < \frac{L}{6} \right)$ ; conociendo

que la longitud de la base es de 4.5 m.

Grupo II:

$$e = \left( \left| 1.90 - \frac{4.5}{2} \right| < \frac{4.5}{6} \right)$$

$$e = 0.35 < 0.75m$$

Grupo III

$$e = \left( \left| 1.75 - \frac{4.5}{2} \right| < \frac{4.5}{6} \right)$$

$$e = 0.50 < 0.75m$$

Determinación de la presión producida sobre el subsuelo:

$$\left[ \frac{Fe}{L} * \left( 1 \pm 6 * \frac{e}{L} \right) \right]$$

Grupo II:

$$q_{\min} = \left[ \frac{294,189.95}{4.5^2} * \left( 1 - 6 * \frac{0.35}{4.5} \right) \right] = 7,748.21 \text{ kg / m}^2$$

$$q_{\max} = \left[ \frac{294,189.95}{4.5^2} * \left( 1 + 6 * \frac{0.35}{4.5} \right) \right] = 21,307.58 \text{ kg / m}^2$$

Grupo III:

$$q_{\min} = \left[ \frac{335,603.74}{4.5} * \left( 1 - 6 * \frac{0.50}{4.5} \right) \right] = 5,524.34 \text{ kg / m}^2$$

$$q_{\max} = \left[ \frac{335,603.74}{4.5} * \left( 1 + 6 * \frac{0.50}{4.5} \right) \right] = 27,621.71 \text{ kg / m}^2$$

## 2.6.6 Diseño de columna central

Determinando fuerzas actuantes sobre el muro de contención.

**Tabla XIV. Cargas muertas que actúan sobre la columna**

Cargas muertas			
	Wo (kg)	Brazo (m)	Mo (kg-m)
W1	5166.00	0.00	0.00
W2	11115.00	0.00	0.00
W3	38880.00	0.00	0.00
Pcm	87838.96	0.00	0.00
	142999.96		0.00

**Tabla XV. Carga viva que actúa sobre la columna**

cargas vivas			
	Wo (kg)	Brazo (m)	Mo (kg-m)
Pcv	24,505.20	0.00	0.00
	24,505.20		0.00

**Tabla XVI. Fuerzas de sismo que actúan sobre la columna**

Fuerzas debido a sismo			
	Wo (kg)	Brazo (m)	Mo (kg-m)
EQ1	516.60	6.95	3590.37
EQ2	1,111.50	3.25	3612.38
EQcm	8,783.90	6.50	57095.35
	10,412.00		64298.10

**Tabla XVII. Empujes que actúan sobre la columna**

Empujes que actúan sobre la pila			
	Wo (kg)	Brazo (m)	Mo (kg-m)
Ea	30.36	4.10	124.48
Et	1,360.00	1.00	1360.00
	1,390.36		1484.48

**Tabla XVIII. Empuje que actúa por carga viva sobre la columna**

Empuje ejercido por la carga viva			
	Wo (kg)	Brazo (m)	Mo (kg-m)
Pfr	2,450.52	10.43	25558.92
Tcv	6,126.30	7.40	45334.62
	8,576.82		70893.54

Carga puntual resultante de fuerzas verticales:

Grupo II:

$$P_u = 1.3 (142,999.96) = 185,899.95 \text{ kg}$$

Grupo III:

$$P_u = 1.3 (142,999.96 + 24,505.20 \cdot 1.30) = 227,313.74 \text{ kg}$$

Momentos de volteo actuantes al pie de la zapata:

Grupo II:

$$M_u = 1.3 (64,298.09 + 1,484.48) = 85,517.34 \text{ kg-m}$$

Grupo III:

$$M_u = 1.3 (0.30 \cdot 64,298.09 + 1,484.48 + 70,893.54 \cdot 1.30)$$

$$M_u = 146,816.16 \text{ kg-m}$$

Para realizar el análisis de carga y momento que resiste la columna se calculará una columna rectangular equivalente.

- **Determinación de columna rectangular equivalente:**

Se tomara una base constante de 0.50 m y se procederá a determinar una longitud equivalente rectangular.

$$h = \frac{0.50 * 1.30 + 2 * 0.25^2}{0.50} = 1.55 \text{ m}$$

Queda una columna rectangular equivalente de 0.50 m \* 1.55 m.

Se procederá a proponer un área de acero que sea mayor al 1% y menor al 4% del área gruesa de la columna.

Se propondrá la columna rectangular equivalente con un armado que tendrá 12 varillas No.10 ( $77.5 \text{ cm}^2 < 94.92 \text{ cm}^2 < 310 \text{ cm}^2$ )

- **Revisión de esbeltez:**

$$E = K * \frac{Lu}{r} < 22$$

K = 2 (condición de apoyo libre en un extremo)

Lu = 6.50 m

r = 0.30 h = 0.30 \* 1.55 m = 0.47 m

$$E = 2 * \frac{6.50}{0.47} = 27.67 > 22$$

Debido a que E > 22, se deberá encontrar un magnificador:



$$\beta_d = \frac{1.3 * CM}{1.3 \left( CM + \frac{5}{3} (CV + I + SC) \right)}$$

$$\beta_d = \frac{1.3 * (142,999.96)}{1.3 \left( 142,999.96 + \frac{5}{3} (24,505.20 * 1.30 * 1.18) \right)} = 0.69$$

$$EI = \frac{15100 * \sqrt{f_c} * \left( \frac{1}{12} bh^3 \right)}{2.5} * \left( \frac{1}{1 + \beta_d} \right)$$

$$EI = \frac{15100 * \sqrt{210} * \left( \frac{1}{12} * 50 * 155^3 \right)}{2.5} * \left( \frac{1}{1 + 0.69} \right) = 8.036E11 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 * EI}{(K * \ell u)^2} = \frac{\pi^2 * 8.036E11}{(2 * 650)^2} = 4,693,026.093 \text{ kg}$$

$$\delta = \frac{1}{1 - \left( \frac{Pu}{\phi P_c} \right)} = \frac{1}{1 - \left( \frac{227,313.74}{0.70 * 4,693,026.093} \right)} = 1.07$$

Se tomará un magnificador mínimo recomendado por el ACI, el cuál no debe ser menor al 5%.

Al magnificar se tiene:

$$Mu = 1.07 * 146,816.16 = 157,093.29 \text{ kg} - \text{m}$$

Comprobando si resisten las áreas de acero y concreto propuestas:

Datos:

$$M_u = 157,093.29 \text{ kg} - \text{m}$$

$$P_u = 227,313.74 \text{ kg}$$

$$F_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 210 \text{ kg / cm}^2$$

$$d = 123 \text{ cm}$$

$$d' = 32 \text{ cm}$$

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

$$h = 155 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 0.70$$

$$\Gamma = 0.80$$

$$A_s = 51.28 \text{ cm}^2$$

Se obtiene:

La columna si resiste las cargas aplicadas sobre ella.

### 2.6.7 Diseño de zapata

$d = t - \text{recubrimiento} - \frac{1}{2} \text{ diámetro (varilla No.10)}$

$$d = \left[ 80 - 7.5 - \left( \frac{3.18}{2} \right) \right] \quad d = 70.91 \text{ cm}$$

Datos:

$$f_c = 210 \text{ kg / cm}^2$$

$$F_y = 2810 \text{ kg/ cm}^2$$

$$M = 146,816.16 \text{ kg-m}$$

$$P = 227,313.74 \text{ kg}$$

$$V_s = 90,510 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Sección columna} = 155 \text{ cm} * 50 \text{ cm}$$

$$B = 4.5 \text{ m}$$

H = 4.5 m  
t = 80 cm  
d = 70.91 cm

#### Resultados:

q<sub>máx</sub> = 25,053.06 kg/m<sup>2</sup>  
q<sub>min</sub> = 10,228.49 kg/m<sup>2</sup>  
V<sub>a</sub> = 64,083.54 kg  
V<sub>r</sub> = 205,643.50 kg  
A<sub>s</sub> = 25.89 cm<sup>2</sup>  
A<sub>smin</sub> = 35.58cm<sup>2</sup>

Las dimensiones propuestas si resisten contra las fuerzas actuantes, por lo tanto el armado queda con varillas No.10 @ 0.20m.

### **2.7 Elaboración del presupuesto**

Para este proyecto el costo se determina calculando la cantidad de materiales, mano de obra, maquinaria y equipo, que determinan el costo directo de la obra. Basándose en estos resultados se calculan los costos indirectos y luego sumando estos costos (directos e indirectos) se obtiene el valor total que tendrá la ejecución de este proyecto.

Se debe detallar claramente los costos unitarios de materiales y mano de obra, costo por renglón y costo total del proyecto, utilizando cuadros en los cuales se integren los costos directos e indirectos, para obtener finalmente el presupuesto del proyecto.

**Tabla XIX. Presupuesto**

**PROYECTO: CONSTRUCCION DE PUENTE VEHICULAR ALDEA LOS ACHOTES, GUALAN, DEPARTAMENTO DE ZACAPA.  
INTEGRACIÓN DE COSTOS POR RENGLONES Y CANTIDADES**

No.	Ren glón	Unidad	Cantidad	P.U.	M. Obra	M.O. Ind.	Pres.	Materiales	% Indirecto	TOTAL
1	Levantamiento topográfico	Global	1	7.175,26	Q 975,00	Q 448,50	Q 939,51	Q 2.952,00	Q 1.860,25	Q 7.175,26
2	Limpieza, excavación y trabajos preliminares	Global	1	47.941,85	Q 1.800,00	Q 828,00	Q 1.734,48	Q 1.350,00	Q 12.429,37	Q 47.941,85
3	Base del asfalto	ml	10,8	6.755,78	Q 10.279,44	Q 4.728,54	Q 9.905,27	Q 29.132,97	Q 18.916,18	Q 72.962,40
4	Pantalla de esbibo	ml	10,8	8.074,38	Q 7.195,50	Q 3.509,93	Q 6.939,58	Q 47.155,85	Q 22.608,20	Q 87.203,07
5	Viga de apoyo	ml	10,8	1.592,94	Q 1.795,08	Q 807,80	Q 1.892,16	Q 8.007,47	Q 4.292,23	Q 16.555,74
6	Corina de viga de apoyo	ml	10,8	1.536,53	Q 1.709,40	Q 784,94	Q 1.644,29	Q 8.156,64	Q 4.302,29	Q 16.594,56
7	Aletores	ml	5,2	3.450,87	Q 1.485,00	Q 687,70	Q 1.440,58	Q 9.668,96	Q 4.652,28	Q 17.944,52
8	Zapala da pila central	ml	4,5	9.386,27	Q 3.116,25	Q 1.439,48	Q 3.002,82	Q 23.789,36	Q 10.962,32	Q 42.289,22
9	Columna de pila central	ml	6,5	4.781,67	Q 2.605,95	Q 1.198,69	Q 2.511,00	Q 16.911,02	Q 8.024,90	Q 30.550,85
10	Viga de apoyo para pila central	ml	3,8	3.271,22	Q 867,16	Q 398,89	Q 835,60	Q 7.106,23	Q 3.222,76	Q 12.430,63
11	Viga simplemente apoyada	ml	6,0	5.303,59	Q 12.980,00	Q 5.961,60	Q 12.488,26	Q 204.305,28	Q 82.500,30	Q 318.215,43
12	Diáfragma exterior	ml	11,2	1.706,93	Q 1.683,92	Q 774,60	Q 1.623,63	Q 10.080,03	Q 4.996,41	Q 19.117,59
13	Diáfragma interior	ml	11,2	2.060,91	Q 1.898,96	Q 873,52	Q 1.829,84	Q 12.495,63	Q 5.984,28	Q 23.092,23
14	Losq de superestructura	m2	11,4	1.756,50	Q 18.012,00	Q 8.285,52	Q 17.556,36	Q 104.673,10	Q 51.914,44	Q 200.241,42
15	Voladizo de superestructura	ml	60	1.948,88	Q 9.204,00	Q 4.233,84	Q 8.692,97	Q 64.310,11	Q 30.315,92	Q 116.932,89
16	Postes de los barandales	Unidad	44	1.132,23	Q 7.099,90	Q 3.247,51	Q 6.502,82	Q 19.792,70	Q 12.915,99	Q 49.918,82
17	Relieno y compactación de aproches	Global	1	93.971,23	Q 1.200,00	Q 552,00	Q 1.156,32	Q 66.700,00	Q 24.382,91	Q 93.971,23
18	Gastos de ejecución	Global	1	114.488,17	Q 15.900,00	Q 7.314,00	Q 15.321,24	Q 46.256,00	Q 29.676,93	Q 114.488,17
	<b>TOTAL</b>				Q 99.715,36	Q 45.669,07	Q 96.086,72	Q 682.522,34	Q 333.697,37	Q 1.287.889,85

**Tabla XX. Cronograma físico y financiero de ejecución**

**CRONOGRAMA FISICO Y FINANCIERO DE ACTIVIDADES**

Actividad	Costo	% Total	% Acum.	Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4	Mes 5
Levantamiento topográfico	Q 7.175,26	0,56%	0,56%	■				
Limpieza, excavación y trabajos preliminares	Q 47.941,85	3,72%	4,28%	■				
Base del estribo	Q 72.962,40	5,67%	9,94%	■	■			
Pantalla de estribo	Q 87.203,07	6,77%	16,72%		■	■		
Viga de apoyo	Q 16.555,74	1,29%	18,00%		■	■		
Cortina de viga de apoyo	Q 16.594,56	1,29%	19,29%		■	■		
Altopones	Q 17.944,52	1,39%	20,68%		■	■		
Zapata de pila central	Q 42.283,22	3,28%	23,97%		■	■		
Columna de pila central	Q 30.950,85	2,40%	26,37%		■	■		
Viga de apoyo para pila central	Q 12.430,63	0,97%	27,33%		■	■		
Viga simplemente apoyada	Q 318.215,43	24,71%	52,04%		■	■	■	
Diaphragma exterior	Q 19.117,59	1,48%	53,53%		■	■	■	
Diaphragma interior	Q 23.082,23	1,79%	55,32%		■	■	■	
Losa de superestructura	Q 200.241,42	15,55%	70,87%		■	■	■	■
Voladizo de superestructura	Q 116.932,85	9,08%	79,95%		■	■	■	■
Postes de los barandales	Q 49.818,82	3,87%	83,82%		■	■	■	■
Relleno y compactación de aproches	Q 93.971,23	7,30%	91,11%		■	■	■	■
Gastos de ejecución	Q 114.468,17	8,89%	100,00%		■	■	■	■
<b>TOTAL</b>	<b>Q 1.287.889,85</b>	<b>100,00%</b>						

### **3. DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA ALDEA GUASINTEPEQUE, MUNICIPIO DE GUALÁN, DEPARTAMENTO DE ZACAPA**

#### **3.1 Descripción del proyecto**

El proyecto consiste de un sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea Guasintepeque, debido a la topografía del lugar y a la existencia de un pozo perforado que distribuirá el agua, el diseño seleccionado para que cumpla con los requisitos hidráulicos adecuados, es el de bombear el agua del pozo, hacia un lugar elevado y luego distribuirla con un sistema por gravedad.

#### **3.2 Aforo de la fuente**

Es la determinación del caudal de una fuente, en este caso como ya existía un pozo el aforo ya estaba calculado y con base a documentos presentados por la comunidad el aforo era de 2.75 litros por segundo, llenando las expectativas que se requieren para distribuir el agua de forma permanente, durante el período de diseño, que en este caso es de 21 años.

#### **3.3 Calidad del agua**

El agua es un elemento indispensable para la vida, por lo que su calidad debe estar como agua sanitariamente segura para consumo humano que está exenta de patógenos y sustancias tóxicas cumpliendo las normas COGUANOR NGO 29001.

Para el mismo se tomó una muestra de la fuente para análisis de laboratorio (se adjunta en anexos).

### **3.4 Levantamiento topográfico**

En el levantamiento topográfico se define el diseño del sistema, se realiza una evaluación del terreno que tiene por objeto medir las distancias, ángulos y cambio de niveles que se dan en el mismo para que en conjunto nos de la información completa para realizar el proyecto.

#### **3.4.1 Planimetría**

Para el levantamiento planimétrico se utilizó como una poligonal abierta, encontrando los azimut y distancias.

#### **3.4.2 Altimetría**

El levantamiento altimétrico se realizó con el método de nivelación abierta, para los cambios de altura en el terreno.

### **3.5 Diseño hidráulico**

El diseño comienza con el pozo y su obra de captación, al tanque de almacenamiento y después a la red de distribución que van a las casas con sus respectivas obras de arte. Al realizar el diseño del sistema se presentan los planos del mismo con su planta y perfiles (ver planos en anexos).

Para el diseño por gravedad se utiliza la fórmula de Hazen & Williams que nos sirve para calcular pérdidas y diámetros de tubería adecuados.

### 3.5.1 Período de diseño

Este es el período de tiempo para que el sistema presente un servicio adecuado a la población, tomando en cuenta la durabilidad de las instalaciones y también la posibilidad de prestar un buen servicio según las condiciones previstas. Para este proyecto se determinó un período de diseño de 21 años.

### 3.5.2 Población futura

Para el cálculo de la población futura existen varios métodos, para este proyecto utilizaremos el método de incremento geométrico y calculamos con la siguiente fórmula:

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

donde:

Pf = Población futura

P<sub>o</sub> = Población actual

r = Tasa de crecimiento anual (en decimales)

n = Período de diseño

Datos:

P<sub>o</sub> = 170 habitantes

r = 3.0 %

n = 21 años

Solución:

$$Pf = 170(1 + 0.03)^{21}$$

Pf= 317 habitantes



### **3.5.3 Dotación de agua**

Es la cantidad asignada a la unidad consumidora, que es el valor tomado de agua por una persona en un día, la UNEPAR recomienda de 90 l/hab/día a 175 l/hab/día, para poder aprovechar el pozo fue fijada en 150 l/hab/día, valor tomado por sus costumbres siendo la necesaria para esta conexión.

### **3.5.4 Obras de captación**

Estas se desarrollan principalmente para recolectar y proteger el agua de la fuente, que es necesaria para suministrar a la población, esto con el fin de evitar la contaminación de la captación que puede ser producida por los animales y por personas.

## **3.6 Diseño del sistema**

### **3.6.1 Línea de conducción**

El cálculo de la línea de conducción, la cual va desde el pozo existente, hasta el tanque de almacenamiento ubicado en la parte más alta del terreno, con una diferencia de nivel de 59.70 metros, se bombeará el agua del pozo hasta el tanque de almacenamiento. La conducción se diseñó con tubería PVC (Cloruro de polivinilo).

Los datos y parámetros de diseño fueron tomados del estudio efectuado para el respectivo proyecto.

Fuente  
Aforo

Pozo existente  
2.75 l/seg

Período de diseño	21 años
Tipo de distribución	Domiciliar
Dotación	150 l/hab/día
Población actual	170 habitantes
Población futura	317 habitantes
Viviendas actuales	34 viviendas
Habitantes por vivienda	5
Tasa de crecimiento	3 %
Factor de día máximo	1.3
Factor de hora máximo	2.5
Porcentaje de almacenamiento	30 %

### **3.6.2 Factores de consumo**

#### **3.6.2.1 Caudal medio diario (Qm)**

Es el consumo de agua promedio diario que se le proporciona a la población futura, se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$Q_m = \text{Dotación} * \text{Población futura} * 1 \text{ día} / 86,400 \text{seg.}$$

$$Q_m = 150 \text{ l/hab/día} * 317 * 1 \text{ día} / 86,400 \text{ seg.}$$

$$Q_m = 0.55 \text{ l/seg.}$$

#### **3.6.2.2 Caudal máximo diario (Qc)**

Es el máximo consumo en un día, registrado durante un año, para su cálculo se utiliza un factor de día máximo (Fdm), este valor según las normas de diseño varía entre 1.2 y 1.5 para el área rural, este valor se tomará de 1.3; se calcula de la siguiente manera:

$$Q_c = Q_m * F_{dm}$$

$$Q_c = 0.55 \text{ l/seg} * 1.3$$

$$Q_c = 0.715 \text{ l/seg.}$$

### **3.6.2.3 Caudal máximo horario (Qmh)**

Este es el caudal de máximo consumo de agua durante una hora de un día en el período de un año. En el cálculo se usa el factor de hora máxima (Fhm), este factor de hora máxima se usa con las normas de diseño que tiene valores de 2.0 a 3.0, para este caso se tomará de 2.5; se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{mh} = Q_m * F_{hm}$$

$$Q_{mh} = 0.55 \text{ l/seg} * 2.5$$

$$Q_{mh} = 1.375 \text{ l/seg.}$$

### **3.6.2.4 Caudal de bombeo (Qb)**

El caudal de bombeo, es la cantidad de agua que debe bombearse desde el fondo del pozo hasta el tanque de almacenamiento y depende de la cantidad de horas al día, que se conectará la bomba, en nuestro caso se conectará 12 horas al día.

$$Q_b = (24 / \text{No. de horas}) * Q_{mh}$$

$$Q_b = (24 / 12 \text{ horas}) * 1.375 \text{ l/seg.}$$

$$Q_b = 2.75 \text{ l/seg.}$$

### 3.6.3 Diámetro de tubería de impulsión

El diámetro de la tubería de impulsión es el que se utilizará para transportar el agua de la superficie del pozo al tanque de almacenamiento, y se determina con la siguiente fórmula:

$$D_{imp} = \sqrt{\frac{1.974Q}{v}}$$

$$Dv = 0.6m/s = \sqrt{\frac{1.974 * 2.75}{0.6}} = 3.0 \text{ plg}$$

$$Dv = 3m/s = \sqrt{\frac{1.974 * 2.75}{3}} = 1.34 \text{ plg}$$

Analizaremos los diámetros siguientes: 1 ½ plg, 2 plg y 3 plg.

Cálculo de interés mensual:

$$R = 15\% \text{ anual} = \frac{15 * 10^{-2}}{12 \text{ meses}} = 1.25 * 10^{-2} \text{ mensual} ; n = 10 \text{ años} = 120 \text{ meses}$$

$$A = \frac{R(R+1)^n}{(R+1)^n - 1} = \frac{0.0125(1.0125)^{120}}{(1.0125)^{120} - 1} = 0.016$$

Costo de tuberías:

Diámetro de tubería (plg) = precio \* numero de tubos \* A = costo total

$$1 \frac{1}{2} = Q220 * 53 * 0.016 = Q186.56$$

$$2 = Q285 * 53 * 0.016 = Q241.68$$

$$3 = Q380 * 53 * 0.016 = Q322.24$$

Cálculo costo energía mensual:

$$hf(1.5 \text{ plg}) = \frac{1743.811 \times 333.9m \times 2.75l / \text{seg}^{1.85}}{150^{1.85} \times 1.5^{4.87}} = 49.5 \text{ m}$$

$$hf(2p\lg) = \frac{1743.811 \times 333.9m \times 2.75l / \text{seg}^{1.85}}{150^{1.85} \times 2^{4.87}} = 12.2 \text{ m}$$

$$hf(3p\lg) = \frac{1743.811 \times 333.9m \times 2.75l / \text{seg}^{1.85}}{150^{1.85} \times 3^{4.87}} = 1.69 \text{ m}$$

Cálculo de potencia:

$$\text{potencia} = \frac{hf * Q}{76 * \text{eficiencia}}$$

$$\text{potencia (1.5p\lg)} = \frac{49.5 * 2.75}{76 * 0.6} = 2.98hp * 0.746 = 2.22 \text{ kw}$$

$$\text{potencia (2p\lg)} = \frac{12.2 * 2.75}{76 * 0.6} = 0.74hp * 0.746 = 0.55 \text{ kw}$$

$$\text{potencia (3p\lg)} = \frac{1.69 * 2.75}{76 * 0.6} = 0.10hp * 0.746 = 0.07 \text{ kw}$$

Período de bombeo:  $\frac{12 \text{ horas}}{\text{dia}} * \frac{30 \text{ dias}}{1 \text{ mes}} = 360 \text{ horas / mes}$

**Tabla XXI. Costo total de energía y tuberías al mes.**

Ø(plg)	Potencia(kw)	No. De horas	Precio kw	Costo bombeo mes	Costo tubería	Costo total
1 1/2	2.22	360	1.37	1,094.90	186.56	<b>1,281.46</b>
2	0.55	360	1.37	271.26	241.68	<b>512.94</b>
3	0.07	360	1.37	34.52	322.24	<b>356.76</b>

El diámetro más económico es el de 3 pulgadas, por lo tanto para efectos de diseño se tomará el diámetro comercial de 3 pulgadas y por la diferencia de altura se usará PVC de 250 PSI bajo la superficie del suelo.

### 3.6.4 Velocidad del fluido

La velocidad que el fluido alcance, es importante para determinar que en la tubería no se formen sedimentaciones y no existan desgastes, según UNEPAR la velocidad del líquido en condiciones forzadas, para que no exista sedimentación o desgastes, esta entre 0.4 m/seg como mínimo y 3.0 m/seg como máximo.

$$V = 1.97 * Q_b / D_{imp}^2$$

$$V = 1.97 * 2.75 \text{ l/seg} / (3.0 \text{ plg})^2$$

$$V = 0.60 \text{ m/seg}$$

### 3.6.5 Integración de pérdidas

Es la unificación de todas las pérdidas que afectan la subida de agua al tanque de almacenamiento.

- **Pérdidas por altura entre la profundidad del pozo y el sello sanitario**

Es la diferencia de altura entre la profundidad del pozo y donde se coloca el sello sanitario.

$$hf_1 = \text{profundidad del pozo}$$

$$hf_1 = 71.5 \text{ metros}$$

- **Pérdidas por altura en la conducción**

Es la diferencia de alturas entre el sello sanitario y el tanque de almacenamiento.

hf2 = cota tanque de almacenamiento – cota sello sanitario

$$hf2 = 1022.62 - 962.92 = 59.69 \text{ m}$$

- **Pérdidas en la tubería de succión**

Son pérdidas que se tienen por fricción en la tubería y se calculan con la fórmula de Hazen & Williams.

$$hfs = \frac{1743.811 \times L \times Q^{1.85}}{C^{1.85} \times D^{4.87}}$$

donde:

hfs = pérdida de carga (m)

L = longitud (m)

Q = caudal (l/seg)

D = diámetro (plg)

C = rugosidad de la tubería

Con los datos de Q = 2.75 l/seg; D = 5.0 plg; L = 71.5 m y C = 100, se obtiene:

$$hfs = \frac{1743.811 \times 71.5 \text{ m} \times 2.75 \text{ l/seg}^{1.85}}{100^{1.85} \times 5^{4.87}} = 0.064 \text{ m}$$

- **Pérdidas en la tubería de impulsión**

Las pérdidas en la tubería de impulsión, son las pérdidas por fricción en la tubería, y se determinan de igual forma que las pérdidas por succión.

Con los datos de Q = 2.75 l/seg; D = 3.0 plg; L = 333.9 m y C = 150, se obtiene:

$$h_{fi} = \frac{1743.811 \times 333.9 \text{ m} \times 2.75 \text{ l / seg}^{1.85}}{150^{1.85} \times 3^{4.87}} = 1.69 \text{ m}$$

- **Pérdidas por velocidad**

Las pérdidas por velocidad, son debidas principalmente a la velocidad y a la gravedad que actúa sobre el líquido.

$$h_{fv} = \frac{v^2}{2 * g} = \frac{(0.60 \text{ m/s})^2}{2 * 9.8 \text{ m/s}} = 0.018 \text{ m}$$

- **Pérdidas menores**

Las pérdidas menores, se atribuyen a pérdidas en accesorios que se utilizan en la línea de conducción.

$$h_{fm} = k * h_{fv} \quad \text{donde: } k = 8.2$$

$$h_{fm} = 8.2 * 0.018 \text{ m} = 0.15 \text{ m}$$

### 3.6.6 Carga dinámica total (CDT)

Es la suma de todas las cargas que se calcularon anteriormente y se determina con la siguiente fórmula:

$$CDT = hf1 + hf2 + hfs + hfi + hfv + hfm$$

$$CDT = 71.5 \text{ m} + 59.698 \text{ m} + 0.064 \text{ m} + 1.69 \text{ m} + 0.018 \text{ m}$$

$$CDT = 132.97 \text{ m}$$



### 3.6.7 Clases de tubería

La clase de tubería depende de la presión a la que será sometida, existen tuberías de Cloruro de Polivinilo (PVC), hierro galvanizado (HG) y hierro negro, en este proyecto se utilizará tubería PVC.

### 3.6.8 Potencia de la bomba

La potencia de la bomba, garantiza el buen funcionamiento del sistema ya que es parte importante del rendimiento del sistema.

$$Pot = \frac{CDT * Qb}{76 * e}$$

donde:

e = eficiencia = 0.60 cte.

$$Pot = \frac{132.97m * 2.75l / seg}{76 * 0.60} = 8.01 \text{ HP}$$

Para cálculos del proyecto, se tomará la bomba comercial de 10 HP.

### 3.6.9 Golpe de ariete

El golpe de ariete es una sobre presión que existe en la bomba debido a una honda expansiva que se crea en un instante determinado, en el cual la bomba deja de bombear agua y crea espacios con aire y cierta cantidad de agua se precipita por efecto de la gravedad y llega a la bomba con una gran cantidad de energía que podría dañar la bomba.

$$h = \frac{145 * V}{\sqrt{1 + \frac{Ea * D}{Et * e}}}$$

donde:

$h$  = Sobre presión por golpe de ariete (m)

$V$  = Velocidad del agua en la tubería (m/seg)

$D$  = Diámetro interno de la tubería (cm)

$e$  = Espesor de la tubería (cm)

$E_t$  = Módulo de elasticidad del material (kg/cm<sup>2</sup>)

$E_a$  = Módulo de elasticidad del agua (kg/cm<sup>2</sup>)

Sustituyendo valores se tiene:

$$h = \frac{145 * 0.60}{\sqrt{1 + \frac{20,670 * 7.844}{28,100 * 0.523}}}$$

$$h = 25.08 \text{ m}$$

Se requiere una tubería de 3.0 pulgadas clase 250 PSI, ya que 250 PSI es equivalente a 175 metros columna de agua y cumple con las presiones estáticas.

### 3.6.10 Diseño del tanque de almacenamiento

- **Volumen del tanque**

El objetivo del tanque de almacenamiento, es compensar las horas de mayor demanda y según UNEPAR el volumen se encuentra entre el 25% y 40% del caudal medio diario en sistemas por gravedad.

Para efecto del diseño se asume un 30% del consumo medio diario, para tal efecto se utiliza la fórmula siguiente.

$$Vol = \frac{30\% * Qm * 86,400}{1,000}$$

$$Vol = \frac{0.30 * 0.55l / seg * 86,400}{1,000} = 14.26 m^3$$

Para efectos de diseño, el volumen del tanque será de 15 m<sup>3</sup> y conforme a la geología del terreno, se construirá de concreto ciclópeo con las debidas especificaciones en el plano constructivo.

- **Diseño estructural de la cubierta**

La estructura de cubierta se diseñara, con una losa de concreto reforzada y con las siguientes dimensiones que se mostraran a continuación.

Longitud = 4.00 m

Ancho = 3.00 m

Haciendo uso del código ACI (American Concrete Institute) y el método 3, se procede a diseñar:

- **Coefficientes de momentos**

Calculo del coeficiente de momentos (m) a usar en el código ACI, que es la relación entre el lado menor y el lado mayor.

$$m = a / b = 3 / 4 = 0.75$$

Como 0.75 > 0.5 entonces la losa se diseñará en dos sentidos.

- **Espesor de la losa**

$$t = \text{Perímetro} / 180$$

$$t = 2 * (3 + 4) / 180 = 0.08 \rightarrow 0.10 \text{ m}$$

- **Integración de cargas**

Carga muerta: Es el peso propio de la estructura.

$$CM = PpLosa + \text{sobre peso}$$

$$PpLosa = 2,400 \text{ kg/m}^3 * t * 1.00 \text{ m}$$

$$PpLosa = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.10 * 1.00 \text{ m} = 240 \text{ kg/m}$$

$$\text{Sobre peso} = 60 \text{ kg/m}$$

$$Cm = 240 \text{ kg/m} + 60 \text{ kg/m} = 300 \text{ kg/m}$$

Carga viva: Son las fuerzas externas que actúan en la estructura.

$$Cv = 100 \text{ kg/m}$$

Cargas últimas: Es la sumatoria de cargas vivas y muertas afectadas por un factor de seguridad. El factor para carga muerta es un 40% más y viva 70%.

$$CU = CMu + CVu$$

$$CU = 1.4 (300 \text{ kg/m}) + 1.7(100\text{kg/m}) = 590 \text{ kg/m}$$

- **Momentos que actúan en la losa**

Los momentos pueden ser positivos o negativos, conforme se aplique la integración de la carga en la losa y de acuerdo a la posición de giro.

$$M(+)\text{A} = A^2 * (CaCm * CMu + CaCv * CVu)$$

$$M(+)\text{A} = (3)^2 * ((0.061 * 420 \text{ kg/m}) + (0.061)(170 \text{ kg/m}))$$

$$M(+)\text{A} = 323.91 \text{ kg-m}$$

$$M(-)\text{A} = 323.91 \text{ kg-m} / 3 = 107.97 \text{ kg-m}$$

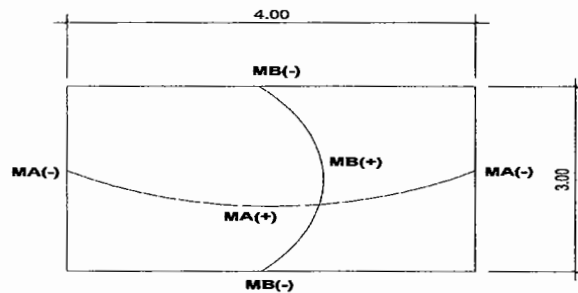
$$M(+)\text{B} = B^2 * (C_b C_m * C_{Mu} + C_b C_v * C_{V_u})$$

$$M(+)\text{B} = (4)^2 * ((0.019 * 420 \text{ kg/m}) + (0.019)(170 \text{ kg/m}))$$

$$M(+)\text{B} = 179.36 \text{ kg-m}$$

$$M(+)\text{B} = 179.36 \text{ kg-m} / 3 = 59.79 \text{ kg/m.}$$

**Figura 21. Diagrama de momentos**



- **Acero mínimo y espaciamiento**

$$A_{s \min} = 0.4 \left( \frac{14.1}{F_y} \right) * b * d$$

donde:

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$d = 10 \text{ cm} - 2.5 \text{ cm} = 7.5 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = 0.4 \left( \frac{14.1}{2,810 \text{ kg/cm}^2} \right) * 100 * 7.5 = 1.50 \text{ cm}^2$$

$$Esp = 0.71 * \frac{100}{1.50} = 47.33 \text{ cm}$$

$$Esp_{\max} = 3 * t = 3 * 10 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

Calculando el acero para los momentos:

**Tabla XXII. Área de acero y espaciamiento**

Momento (kg/m)	As (cm <sup>2</sup> )	Espaciamiento (cm)	Smin (cm)	Smax (33cm)
323.91	1.73	41.0	47	30
107.97	0.57	124.6	47	30
179.36	0.95	74.7	47	30
59.79	0.32	221.8	47	30

Los espaciamientos finales quedan de la siguiente manera:

Momento 323.91 kg-m    No.3 @ 0.30 m

Momento 107.97 kg-m    No.3 @ 0.30 m

Momento 179.36 kg-m    No.3 @ 0.30 m

Momento 59.79 kg-m    No.3 @ 0.30 m

- **Diseño estructural del muro del tanque**

Para el cálculo se utilizan los siguientes datos:

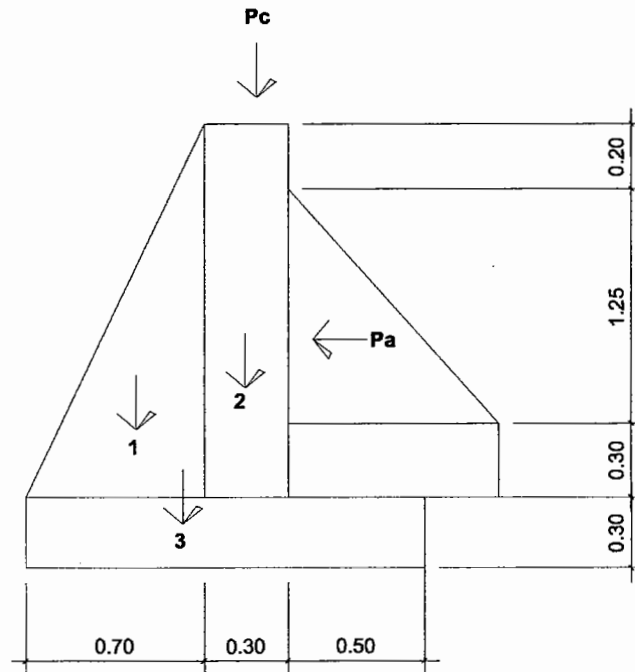
Peso específico del concreto ciclópeo ( $W_{\text{concreto ciclópeo}}$ ) = 2700 kg/m<sup>3</sup>

Peso específico del concreto armado ( $W_{\text{concreto armado}}$ ) = 2400 kg/m<sup>3</sup>

Peso específico del suelo ( $W_{\text{suelo}}$ ) = 1700 kg/m<sup>3</sup>

Valor soporte del suelo ( $V_s$ ) = 90.51 ton/m<sup>2</sup>

**Figura 22. Geometría y diagrama de presiones del muro**



**Tabla XXIII. Momento estabilizante en el muro**

Sección	Dimensiones (m)		Area (m <sup>2</sup> )	Peso vol (kg/m <sup>3</sup> )	Peso Wr (kg)	Brazo (m)	Momento Mr(kg-m)
1	0.7	1.75	0.61	2700	1647	0.47	774.09
2	0.3	1.75	0.53	2700	1431	0.85	1216.35
3	1.5	0.3	0.45	2700	1215	0.75	911.25
					4293		2901.69

- **Carga de losa y vigas sobre el muro**

Carga muerta (CM):

Peso propio de la losa:  $2,400 \text{ kg/m}^3 \cdot 0.10\text{m} = 240 \text{ kg/m}^2$

Sobre peso =  $60 \text{ kg/m}^2$

$CM = 240 \text{ kg/m}^2 + 60 \text{ kg/m}^2 = 300 \text{ kg/m}^2$

$CV = 100 \text{ kg/m}^2$

$CU = 1.4CM + 1.7CV = 1.4(300 \text{ kg/m}^2) + 1.7(100 \text{ kg/m}^2) = 590 \text{ kg/m}^2$

Área tributaria:

$$A = (3.0\text{m} * 1.5\text{m}) / 2 = 2.25 \text{ m}^2$$

$$B = (4\text{m} + 1\text{m}) * (1.5\text{m}) / 2 = 3.75 \text{ m}^2$$

Peso sobre el muro = Peso área tributaria de losa + peso propio de viga

$$W_A = (590 * 2.25) / 3 + (2400 * 0.15 * 0.20) = 514.50 \text{ kg/m}$$

$$W_B = (590 * 3.75) / 4 + (2400 * 0.15 * 0.20) = 625.13 \text{ kg/m}$$

Se toma el mayor como el caso crítico que es  $W = 625.13 \text{ kg/m}$

Considerando  $W$  como carga puntual ( $P_C$ ):

$$P_C = 625.13 \text{ kg/m} * 1.0\text{m} = 625.13 \text{ kg}$$

Momento que ejerce la carga puntual ( $M_C$ ):

$$M_C = 625.13 \text{ kg} [ (0.30 / 2) + 0.70 ] \text{ m} = 531.36 \text{ kg-m}$$

Peso total del muro ( $W_t$ ):

$$W_t = W + W_r = 625.13 * 4,293 = 4,918.13 \text{ kg/m}$$

Fuerza activa ( $F_a$ ):

$$F_a = \gamma_{\text{agua}} * H^2 / 2 = 1000 \text{ kg/m}^3 * (1.25)^2 / 2 = 781.25 \text{ kg/m}$$

Momento de volteo con respecto a "x":

$$M_{\text{act}} = F_a * (H / 3) = 781.25 \text{ kg/m} * ((1.25 / 3) + 0.60) = 794.27 \text{ kg-m / m}$$

- **Chequeos**

a) Estabilidad contra volteo ( $F_{sv}$ ) > 1.5

$$F_{sv} = (M_r + M_C) / M_{\text{act}} = (2,901.69 + 531.36) / 794.27 = 4.32 > 1.50$$

b) Estabilidad contra deslizamiento ( $F_{sd}$ ) > 1.5



$$Fsd = (W_T * \mu) / Fa = (4,918.13 * 0.40) / 781.25 = 2.52 > 1.50$$

c) Presión máxima bajo la base del muro  $P_{\text{máx}} < V_s$

$$a = (M_r + M_C - M_{\text{act}}) / W_T = (2,901.69 + 531.36 - 794.27) / 4,918.13$$

$$a = 0.54\text{m}$$

Donde la excentricidad  $(ex) = (1/2 * \text{base}) - a$

$$ex = (1/2 * 1.50) - 0.54 = 0.21\text{m}$$

Módulo de sección por metro lineal  $(S_x)$ :

$$S_x = 1/6 * (\text{base})^2 * \text{longitud} = 1/6 * (1.50\text{m})^2 * 1.0\text{m} = 0.38 \text{ m}^3$$

Presión máxima  $P_{\text{máx}}$ .

$$P_{\text{máx}} = (W_T / A) + [(W_T * ex) / S_x]$$

$$P_{\text{máx}} = (4,918.13 / 1.50 * 1.0) + [(4,918.13 * 0.21) / 0.38]$$

$$P_{\text{máx}} = 5.996 \text{ ton/m}^2 < 90.51 \text{ ton/m}^2$$

La presión máxima en el suelo es menor al valor soporte del suelo ( $V_s$ ) que se tomo con valor de  $90.51 \text{ ton/m}^2$ , por lo tanto chequea.

### 3.6.11 Red de distribución

La red de distribución del sistema sirve para transportar el agua del tanque de almacenamiento a las conexiones para las viviendas por medio de tuberías unidas entre si, que tienen diferentes diámetros según la topografía del terreno y del caudal de diseño.

Se utilizará la tubería PVC con presión de trabajo en PSI que está dado en libras por pulgada cuadrada, con el coeficiente de rugosidad  $C = 150$ ,

además lo recomendable es mantener velocidades entre 0.60 m/s a 3.00 m/s en la distribución.

Ejemplo del tramo de las estaciones E-19 – E-26 para el diseño hidráulico de la red de distribución, utilizando la fórmula de Hazen & Williams, que es la siguiente:

$$hf = \frac{1743.811 \times L \times Q^{1.85}}{C^{1.85} \times D^{4.87}}$$

Datos:

$$Q = 1.375 \text{ l/seg}$$

$$L = 97.69 \text{ m}$$

$$C = 150$$

$$\varnothing = 1 \text{ plg}$$

$$hf = \frac{1743.811 \times 97.69 \text{ m} \times 1.375^{1.85}}{150^{1.85} \times 33.233^{4.87}} = 9.76 \text{ m}$$

Mientras para chequear las velocidades se usa la fórmula siguiente:

$$\text{Vel} = 1.974 * Q / \varnothing^2$$

donde:

$$\text{Vel} = 1.974 * Q / \varnothing^2 = 1.974 * 1.375 / 1^2 = 1.79 \text{ m/s}$$

a) Cota piezométrica (C.P.) = altura salida – hf

$$\text{C.P.} = 1,022.627 - 9.76 = 1,012.867 \text{ m.c.a}$$

b) Presión estática (P.E.) = altura salida – cota de terreno

$$\text{P.E.} = 1,022.627 - 989.394 = 33.23 \text{ m}$$

c) Presión dinámica (P.D.) = C.P. – cota terreno

$$P.D. = 1,012.867 - 989.394 = 23.473 \text{ m}$$

Para el presente sistema de distribución de agua, la red de distribución se divide en un ramal principal y dos secundarios.

### **3.6.12 Conexiones domiciliarias**

Aquí es donde la red de distribución del sistema de agua potable se conecta al interior de cada vivienda por medio de tuberías y accesorios. Para la misma se utilizara la tubería de diámetro de ½" de PVC de 315 PSI.

### **3.6.13 Obras de arte**

#### **3.6.13.1 Válvula de aire**

Las válvulas se definen como aparatos mecánicos con los que se puede iniciar, detener o regular la circulación del paso de líquidos mediante una pieza movable que abre, cierra y que obstruye en forma parcial uno o más orificios, para el proyecto se coloco una válvula de aire en la estación E-42.

Estas válvulas de aire tienen la función de permitir el escape de aire que se acumula en las tuberías, se colocan en los puntos altos.

#### **3.6.13.2 Válvula de limpieza**

Las Válvulas de limpieza sirven para extraer los sedimentos que se pueden depositar en las partes bajas de la tubería, donde se colocan normalmente, para el proyecto se coloco una válvula de limpieza en la estación E-59.

### 3.7 Desinfección

La desinfección es el proceso de destrucción de microorganismos presentes en el agua mediante la aplicación directa de medios físicos o químicos.

El cloro es un poderoso desinfectante que tiene la capacidad de penetrar en las células y de combinarse con las sustancias celulares vivas y es el más común en sistemas de acueductos rurales.

Para este proyecto utilizaremos tabletas de tricloro, que es una forma de presentación del cloro, la cual consiste en pastillas o tabletas, tienen un tamaño de 3" de diámetro, por 1 pulgada de espesor, con una solución de cloro al 90% y un 10% de estabilizador, el peso de la tableta es de 200 gramos y la velocidad a la que se disuelve en agua en reposo es de 15 gramos en 24 horas.

Para determinar la cantidad de tabletas para clorar el caudal para el proyecto se hace mediante la fórmula que se utiliza para hipocloritos, la cual es la siguiente:

$$G = \frac{C * M * D}{\%C}$$

donde:

G = Gramos de tricloro

C = Miligramos por litro

M = Litros de agua a tratarse por día

D = Número de días que durará

%C = Concentración de cloro

Para el diseño de este proyecto se determina la cantidad de tabletas de tricloro que se necesita para clorar el agua, para un período de 15 días.

$$G = \frac{0.001 * 118,368 * 15}{0.90}$$

$$G = 1,972.8 \text{ gramos}$$

Esto significa, que se necesitan 1,972.8 gramos de tricloro, el equivalente a 10 tabletas para 15 días.

### **3.8 Elaboración del presupuesto**

Se toma en cuenta al igual que el proyecto del puente la cantidad de materiales, el precio de los materiales, la mano de obra calificada y mano de obra no calificada.

**Tabla XXIV. Presupuesto**

PROYECTO: CONSTRUCCION SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE ALDEA GUASINTEPEQUE, GUALAN, DEPARTAMENTO DE ZACAPA  
**INTEGRACION DE COSTOS POR RENGLONES Y CANTIDADES**

No.	Renglón	Unidad	Cantidad	P.U.	M. Obra	M.O. Ind.	Prest.	Materiales	% Indirecto	TOTAL
1	Preliminares	global	1	5,879.71	650.00	299.00	626.34	2,505.00	1,524.37	5,879.71
2	Excavacion	ml	1356.52	30,469.23	8,817.38	4,056.99	8,496.43	-	7,899.43	30,469.23
3	Captacon	global	1	92,146.82	14,000.00	6,440.00	13,490.40	34,326.50	23,899.92	92,146.82
4	Linea de Impulsion	ml	289.43	61,716.86	10,130.05	4,659.82	9,761.32	21,166.00	16,000.67	61,716.86
5	Tanque de distribucion	unidad	1	67,277.84	12,900.00	5,934.00	12,430.44	18,571.00	17,442.40	67,277.84
6	Caja pivavula de aire (1 U)	unidad	1	5,515.26	800.00	368.00	770.88	2,146.50	1,429.88	5,515.26
7	Caja pivavula de limpieza (1 U)	unidad	1	5,110.26	800.00	368.00	770.88	1,846.50	1,324.88	5,110.26
8	Linea de distribucion	ml	1067.09	156,705.94	37,348.15	17,180.15	35,988.68	25,561.50	40,627.47	156,705.94
9	Acometida domiciliar	unidad	34	49,579.56	8,500.00	3,910.00	8,190.60	16,126.00	12,853.96	49,579.56
	<b>TOTAL</b>				<b>83,945.58</b>	<b>43,214.97</b>	<b>90,625.96</b>	<b>122,247.00</b>	<b>122,982.98</b>	<b>474,401.49</b>

**Tabla XXV. Cronograma físico y financiero de ejecución**

**PROYECTO: Construcción sistema de abastecimiento de agua potable Aldea Guasintepique, Gualán, Zacapa**  
**CRONOGRAMA FÍSICO Y FINANCIERO DE ACTIVIDADES**

Actividad	Costo	% Total	% Acum.	Mes 1	Mes 2	Mes 3	Mes 4
Preliminares	Q 5.879,71	1,24%	1,24%	■			
Excavacion	Q 30.469,23	6,42%	7,66%	■			
Caplacion	Q 92.146,82	19,42%	27,09%	■			
Linea de Impulsion	Q 61.716,86	13,01%	40,10%		■		
Tanque de distribucion	Q 67.277,84	14,18%	54,28%		■		
Caja p/valvula de aire (1 U)	Q 5.515,26	1,16%	55,44%			■	
Caja p/valvula de limpieza (1 U)	Q 5.110,26	1,08%	56,52%			■	
Linea de distribucion	Q 156.705,94	33,03%	89,55%		■	■	
Acometida domiciliar	Q 49.579,56	10,45%	100,00%				■
<b>TOTAL</b>	<b>Q 474.401,49</b>	<b>100,00%</b>	<b>100,00%</b>				

### 3.9 Programa de operación y mantenimiento

Entre las actividades más comunes del programa están: detectar posibles fugas que puedan existir tanto en la línea de conducción, distribución y conexiones, cuando se registre insuficiencias de agua en el servicio, efectuar las reparaciones necesarias, dar mantenimiento a las obras de arte, es decir, mantenerlas limpias, retirar la maleza y velar por el buen estado de todas las obras complementarias. Cuando no se cuente con un fontanero designado para estas actividades, el consejo comunitario de desarrollo de la aldea Guasintepeque serán los encargados de realizar estas actividades.

### 3.10 Propuesta de tarifa

Un sistema de agua potable debe de contar con un programa de operación y mantenimiento adecuado, para garantizar la sostenibilidad del mismo durante el período para el que se ha diseñado. Esto implica que es necesario contar con recursos suficientes para operar el sistema.

- **Costo de operación ( O )**

Este costo representa el pago al fontanero por revisión de la tubería y conexiones. Asumiendo que el fontanero recorrerá 2 kilómetros de línea al día revisándola minuciosamente y podrá revisar 10 conexiones al día, además se contempla un factor que representa las prestaciones.

$$O = ((\text{Longitud tubería} * \frac{1}{2} * \text{jornal}) + (\text{No.conexiones} * \frac{1}{20} * \text{jornal}))1.43$$

$$O = ((6.0m * \frac{1}{2} * Q35.00) + (34viviendas * \frac{1}{20} * Q35.00))1.43$$

$$O = Q235.24$$



- **Costo de mantenimiento ( M )**

Este costo servirá para la compra de materiales del proyecto, en caso de que sea necesario cambiar los ya instalados o para la ampliación de los mismos, se estima con la siguiente expresión.

$$M = \frac{0.004 * \text{costo total del proyecto}}{\text{No.viviendas}}$$

$$M = \frac{0.004 * Q474,401.49}{34}$$

$$M = Q55.81$$

- **Costo de tratamiento ( T )**

Es el costo que se requiere para la compra de tabletas de tricloro, que es el método seleccionado para la desinfección del agua, el cual se hará mensualmente.

$$T = \frac{30 * \text{costo tableta en gramos} * \text{relacion agua..cloro} * Qc * 86,400}{\text{concentración de cloro}}$$

$$T = \frac{30 * 0.20 * 0.001 * 0.7151 / \text{seg} * 86,400}{0.90}$$

$$T = Q411.84$$

- **Costo de administración ( A )**

El costo de administración representa el fondo que servirá para gastos de papelería, sellos, viáticos, etc. Se estima que es 15% de la suma de los tres anteriores.

$$A = 15\% (O + M + T)$$

$$A = 0.15 * (Q235.24 + Q55.81 + Q411.84)$$

$$A = Q105.43$$

- **Costo de reserva ( R )**

Costo de reserva se le denomina a una reserva de dinero para cualquier imprevisto que afecte al proyecto, el cual será el 12% de la suma de los costos de operación, mantenimiento y tratamiento.

$$R = 12\% (O + M + T)$$

$$R = 0.12 * (Q235.24 + Q55.81 + Q411.84)$$

$$R = Q84.35$$

- **Tarifa calculada**

La tarifa calculada es la suma de los costos anteriores, dividido el número de viviendas:

$$\text{Tarifa} = (O + M + T + A + R) / \text{No. viviendas}$$

$$\text{Tarifa} = (Q235.24 + Q55.81 + Q411.84 + Q105.43 + Q84.35) / 34$$

$$\text{Tarifa} = Q26.25$$

### **3.11 Evaluación socio-económica**



## **CONCLUSIONES**

1. Se deben realizar reuniones breves con los trabajadores de la obra, relativas a las buenas prácticas ambientales, al momento del inicio de la jornada en cada uno de los frentes de trabajo.
2. La construcción del puente vehicular en la aldea los Achiotos, del municipio de Gualán, departamento de Zacapa, tendrá un costo total de Q1,287,889.85, mientras que el costo del metro cuadrado es de Q7,949.94 para una longitud de 30 metros lineales de puente.
3. El proyecto de abastecimiento de agua potable proporcionará el líquido vital durante todo el año, habiéndose diseñado un sistema de bombeo del pozo a un nivel alto y luego distribuirse por gravedad a toda la Aldea.
4. El costo total del sistema de abastecimiento de agua potable es de Q474,401.49 con un costo de metro lineal de Q349.72, para una longitud total de 1,356.52 metros lineales.
5. Es fundamental que por medio del E.P.S. el estudiante de Ingeniería Civil enfrente directamente los problemas que se presentan en el campo, para adquirir la experiencia que da la recopilación de datos, para que luego realice un trabajo de gabinete satisfactorio, y por consiguiente la realización de un buen proyecto.



## RECOMENDACIONES

1. Es necesario garantizar la calidad de la construcción del puente vehicular, cumpliendo con las especificaciones indicadas en los planos, por lo que para ello es necesario contratar personal calificado y un Ingeniero encargado de la supervisión de la ejecución de la obra.
2. Los materiales de construcción del puente, en su mayoría lo integran el concreto con una resistencia definida en las especificaciones, por lo que es necesario un control de calidad estricto, en el momento de la fabricación y colocación del concreto.
3. Es necesario conservar la fuente de agua dándole la protección requerida para evitar su contaminación, así como realizarse los aforos periódicamente, en especial durante el verano, por ser la época donde se registra menor caudal.
4. Mantener un control adecuado de todo el sistema de abastecimiento de agua potable, tuberías, tanque de almacenamiento, cajas, etc. para evitar un mal funcionamiento del sistema y prestar un buen servicio a la comunidad.



## **BIBLIOGRAFÍA**

1. American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO). Standard Specifications for highways and bridges, 16<sup>a</sup> edición, Estados Unidos 1996.
2. Building Code Requirements for Structural Concrete. Michigan: American Concrete Institute, ACI 318-95, 1995.
3. Crespo Villalaz, Carlos. Mecánica de suelos y cimentaciones. 4<sup>a</sup> edición, México: Editorial Limusa, 1999. 640 pp.
4. García Luna, Juan Carlos. Diseño de abastecimiento de agua potable para el Caserío La Consolación, aldea Carrizal y diseño de puente vehicular en Caserío Valle Nuevo, aldea El Rodeo, municipio de Olopa, Chiquimula. Trabajo de graduación Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2007. 119 pp.
5. Nilson, Arthur H. Diseño de estructuras de concreto. 12<sup>a</sup> edición, Colombia: McGraw-Hill Interamericana S.A., 2001. 722 pp.
6. López Osoy, Luís Gustavo. Diseño de abastecimiento de agua potable para la aldea El Rincón Cedral, en el municipio de Amatitlán. Trabajo de graduación Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2003. 68 pp.
7. Orellana Mejía, Lester Antonio. Diseño de de Puente Vehicular en la aldea Mayuelas del municipio de Gualán, departamento de Zacapa. Trabajo de



graduación Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2005. 149 pp.

8. Simons Robinson, Edwin. Geología física básica. 1ª edición, México: Editorial Limusa, S.A. de C.V. Balderas 95. 699 pp.

## **ANEXOS**



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



**Nº 004214**

O.T. No. 25 982		ANALISIS FISICO QUIMICO SANITARIO		INF. No. 23 770
INTERESADO:	<b>ALVARO ARIEL GARCÍA MEJÍA (Carné 200 413776)</b>	PROYECTO:	EPS "Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable aldea Guasintepeque Gualán Zacapa"	
RECOLECTADA POR:	Interesado	DEPENDENCIA:	FACULTAD DE INGENIERIA/USAC	
LUGAR DE RECOLECCIÓN:	Aldea Guasintepeque	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	2009-08-28; 09 h 00 min.	
FUENTE:	Manantial Guasintepeque	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LAB.:	2009-08-28; 17 h 00 min.	
MUNICIPIO:	Gualán	CONDICIÓN DEL TRANSPORTE:	Sin refrigeración	
DEPARTAMENTO:	Zacapa			

RESULTADOS					
1. ASPECTO:	Lig. turbio	4. OLOR:	Inodora	7. TEMPERATURA: (En el momento de recolección)	--° C
2. COLOR:	14,00 Unidades	5. SABOR:	-----	8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA	67,00 µmhos/cm
3. TURBIEDAD:	04,80 UNT	6.potencial de Hidrógeno ( pH ) :	07,00 unidades		
	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS	mg/L	SUSTANCIAS
	1. AMONIACO (NH <sub>3</sub> )	00,22	6. CLORUROS (Cl <sup>-</sup> )	05,00	11. SOLIDOS TOTALES
	2. NITRITOS (NO <sub>2</sub> <sup>-</sup> )	00,00	7. FLUORUROS ( F <sup>-</sup> )	00,17	12. SOLIDOS VOLÁTILES
	3. NITRATOS (NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> )	01,54	8. SULFATOS (SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> )	01,00	13. SOLIDOS FIJOS
	4. CLORO RESIDUAL	--	9. HIERRO TOTAL (Fe)	00,10	14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN
	5. MANGANESO (Mn)	00,022	10. DUREZA TOTAL	32,00	15. SOLIDOS DISUELTOS
					51,00
					11,00
					40,00
					08,00
					36,00
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
	HIDROXIDOS mg/L	CARBONATOS mg/L	BICARBONATOS mg/L	ALCALINIDAD TOTAL mg/L	
	00,00	00,00	40,00	40,00	

OTRAS DETERMINACIONES \_\_\_\_\_

**OBSERVACIONES:** Desde el punto de vista de la calidad física ASPECTO ligeramente turbia (rechazable). Desde el punto de vista de la calidad química el agua cumple con la norma. Según normas internacionales de la Organización mundial de la Salud para Fuentes de Agua.

TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - A.W.W.A. - W.E.F. 21<sup>TH</sup> EDITION 2 005, NORMA COGUANOR NGO 4 010 ( SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 ( AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2009-09-22

Vo.Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales  
DIRECTORA CII/USAC



Zerón Muñoz Santos  
Ing. Químico Col. No. 420  
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria  
Jefe Técnico Laboratorio





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



**Nº 004215**

<b>EXAMEN BACTERIOLOGICO</b>		<b>INF. No.A-305 672</b>
<b>O.T. No. 25 569</b>		
INTERESADO	<u>ALVARO ARIEL GARCÍA MEJÍA</u> <u>(Carné No. 200 413776)</u>	PROYECTO: <u>EPS "Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable aldea Guasintepeque, Gualán Zacapa"</u>
MUESTRA RECOLECTADA POR	<u>Interesado</u>	DEPENDENCIA: <u>FACULTAD DE INGENIERÍA/USAC</u>
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>Aldea Guasintepeque</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN: <u>2009-08-28; 09 h00 min.</u>
FUENTE: MUNICIPIO:	<u>Manantial Guasintepeque</u> <u>Gualán</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO: <u>2009-08-28; 17 h 00 Min</u>
DEPARTAMENTO:	<u>Zacapa</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE: <u>Sin refrigeración</u>
SABOR:	<u>-----</u>	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN <u>Lig. cantidad</u>
ASPECTO:	<u>Lig. Turbio</u>	COLOR RESIDUAL <u>-----</u>
OLOR:	<u>Inodora</u>	

**INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI - AEROGENES)**

PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA	FORMACIÓN DE GAS – 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00 cm <sup>3</sup>	+++++	+++++	+++++
01,00 cm <sup>3</sup>	+++++	+++++	+++++
00,10 cm <sup>3</sup>	+++++	+++++	+++--
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm <sup>3</sup>		≥ 16 x 10 <sup>2</sup>	900

**TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. – W.E.F. 21<sup>TH</sup> NORMA COGUANOR NGO 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.**

**OBSERVACIONES:** Bacteriológicamente el agua se enmarca en la clasificación II. Calidad bacteriológica que precisa la aplicación de los métodos habituales de tratamiento (coagulación, sedimentación, filtración, desinfección). Según normas internacionales de la Organización Mundial de la Salud para Fuentes de Agua.

Guatemala, 2009 -09-22

Vo.Bo.

**Inga. Telma Maricela Carrón Morales**  
**DIRECTORA CII/USAC**



**Zenón Muñoz Santos**  
Ing. Químico Col. No. 420  
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria  
Jefe Técnico Laboratorio





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

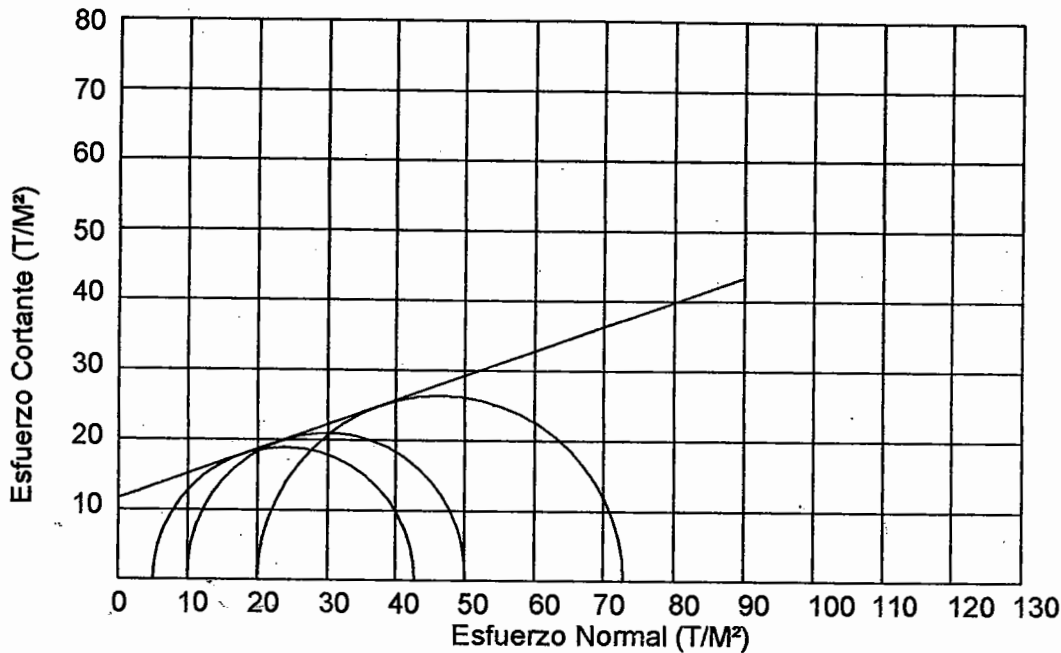


**Nº 008790**

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

INFORME No.: 376 S.S. O.T.No.: 25,568

INTERESADO: Alvaro Ariel García Mejía  
 PROYECTO: Planificación y Diseño de Puente Vehicular  
 UBICACIÓN: Aldea Los Achíotes, Gualán, Zacapa  
 pozo: 1 Profundidad: X m Muestra: 1  
 Fecha: 08 de septiembre de 2009



**PARAMETROS DE CORTE:**

<b>ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : <math>\phi = 19.49^\circ</math></b>	<b>COHESIÓN: <math>C_u = 11.6 \text{ T/m}^2</math></b>
---	--

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.  
 DESCRIPCION DEL SUELO: Arena arcillosa color café  
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"  
 OBSERVACIONES: Muestra tomada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m <sup>2</sup> )	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q(T/m <sup>2</sup> )	34.78	40.09	52.82
PRESION INTERSTICIAL u(T/m <sup>2</sup> )	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA Er (%)	2.0	4.5	8.5
DENSIDAD SECA (T/m <sup>3</sup> )	1.60	1.60	1.60
DENSIDAD HUMEDA (T/m <sup>3</sup> )	1.73	1.73	1.73
HUMEDAD (%H)	9.6	9.6	9.6

Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales  
DIRECTORA-CIUSAC

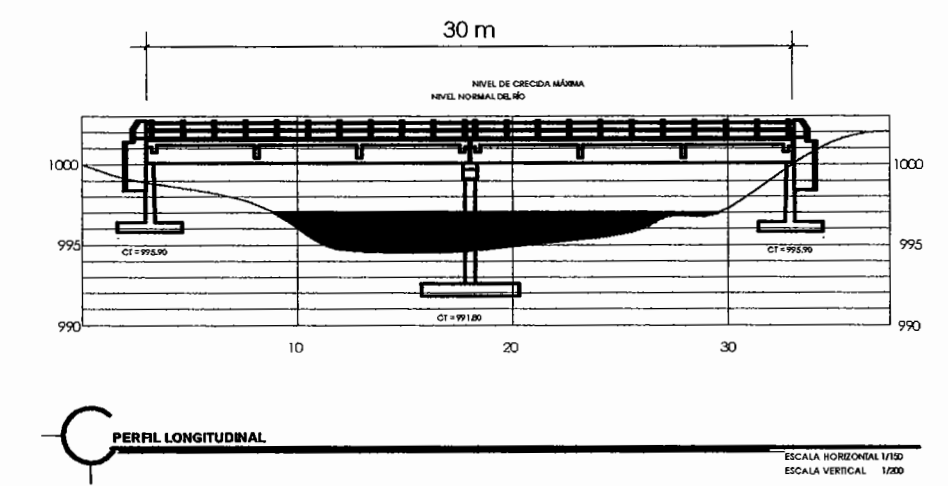


Ing. Omar Enrique Medrano Méndez  
Jefe Sección Mecánica de Suelos





PLANTA TOPOGRÁFICA  
ESCALA 1:500



PERFIL LONGITUDINAL  
ESCALA HORIZONTAL 1/150  
ESCALA VERTICAL 1/250

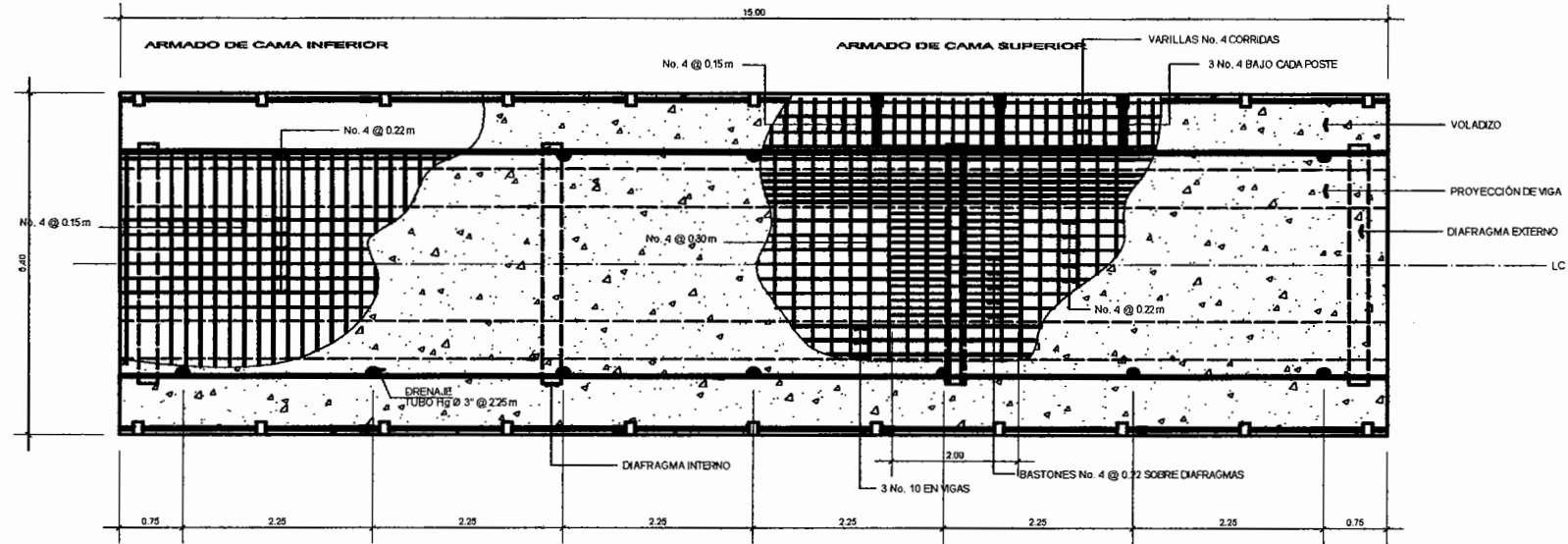
**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

- CRITERIOS:**
- DISEÑO: STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, DE LA AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (A.A.S.H.T.O. 1.996). BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE, DEL AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (A.C.I. 318-95, 1.995).
  - CONSTRUCCIÓN: ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS Y PUENTES DE LA DIRECCIÓN GENERAL DE CAMINOS DE GUATEMALA (D.G.C. 2.001).
  - CARGA VIVA: CAMIÓN HS 15-44 DE A.A.S.H.T.O.
- MATERIALES:**
- CONCRETO: EN TODOS LOS ELEMENTOS SE UTILIZARÁ CONCRETO  $F_c = 3,000 \text{ PSI} = 211 \text{ Kg/cm}^2$  A LOS 28 DÍAS LA PROPORCIÓN DEL CONCRETO SERÁ DE 1:2:2 Y CON UN AGREGADO GRUESO DE 1/2" Y UN MÁXIMO DE 2 cm. CON UN AGREGADO FINO LAVADO Y LIBRE DE MATERIA ORGÁNICA.
  - ACERO DE REFUERZO: SE USARÁ ACERO DE REFUERZO DE GRADO 40 EN FORMA DE BARRAS CORRUGADAS DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES DE LA A.A.S.H.T.O. Y LAS NORMAS A.S.T.M.
  - RECURRIMIENTO: SE USARÁ EL SIGUIENTE RECURRIMIENTO PARA LAS BARRAS DE REFUERZO:  
- PARA LOSA EN SUPERFICIE DE RODADURA = 5 cm.  
- PARA VIGAS EN CUALQUIER SENTIDO = 4 cm.  
- PARA ELEMENTOS EXPUESTOS AL SUELO Y AL AGUA = 7.5 cm.  
EL RECURRIMIENTO SE MEDIRÁ ENTRE EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DEL CONCRETO. LAS FORMALETAS Y LOS ACABADOS FINALES DEL CONCRETO SE HARÁN RESPECTO A LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LA D.G.C.
  - GANCHOS: LOS GANCHOS SE DOBLARÁN EN FRÍO Y SEGÚN LAS ESPECIFICACIONES DE LA D.G.C.
  - TRASLAFES: SERÁN DE 20 DIÁMETROS, SALVO EN VIGAS QUE TENGAN MÁS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO LAS BARRAS, EN CUYO CASO DEBERÁ USARSE 35 DIÁMETROS, TODO SEGÚN ESPECIFICACIONES D.G.C.
  - FUNDICIÓN DE CONCRETO: EL CONCRETO DEBE VERTERSE A UNA ALTURA NO MAYOR DE 50 cm DEL FONDO, LO CUAL EVITA LA DISGREGACIÓN DEL MISMO, SE TENDRÁ QUE UTILIZAR VIBRADORES.
  - PREPARACIÓN DE MEZCLA: TODA LA MEZCLA DEBERÁ DE REALIZARSE EN UNA CONCRETERA DEBIDAMENTE CONTROLADA POR EL CONSTRUCTOR SEGÚN CAPACIDAD Y POTENCIA DE LA MISMA.
  - ARISTAS: TODAS LAS ARISTAS EXPUESTAS DEBERÁN SER BISELADAS CON UN DIÁMETRO PROMEDIO DE 2 cm.
  - DIMENSIONES: DEBE COLOCARSE BARRAS COMPRESIDAS ENTRE LOS 30 Y 50 cm PARA SU DEBIDA CONFORMACIÓN. ESTÁN EN METROS, SALVO DONDE SE INDIQUE OTRA DIMENSIÓN.

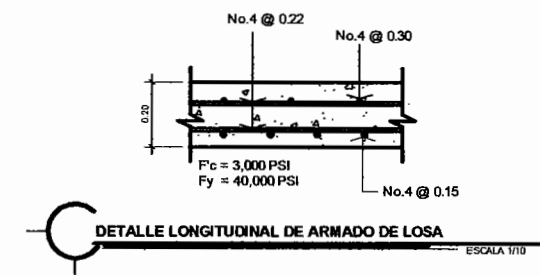
Universidad de San Carlos de Guatemala  
**SUPERVISOR (A) DE EPS**  
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS  
 Facultad de Ingeniería

*[Handwritten signature]*

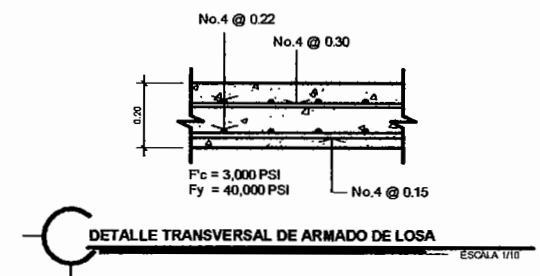
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERÍA			
OFICINA MUNICIPAL DE PLANEACIÓN CUMAR Y ZACÁN			
EPS INGENIERÍA REGION NOROCCIDENTE	FECHA: 15/05/2010	PROYECTO: PUENTE VEHICULAR DE LINA VA, ALDEA LOS ACHOTES	HOJA: 1/6
NOBRE: ALVARO ABEL GARCIA	CARTEL: 3000000	FECHA: 15/05/2010	ESTADO: DISEÑO
CONTENIDO: PLANTA-PERFIL			HOJA: 1/6
ING. MIGUEL ROBERTO DE JESUS ALPHEUS		ALVARO ABEL GARCIA EPS DE INGENIERIA	



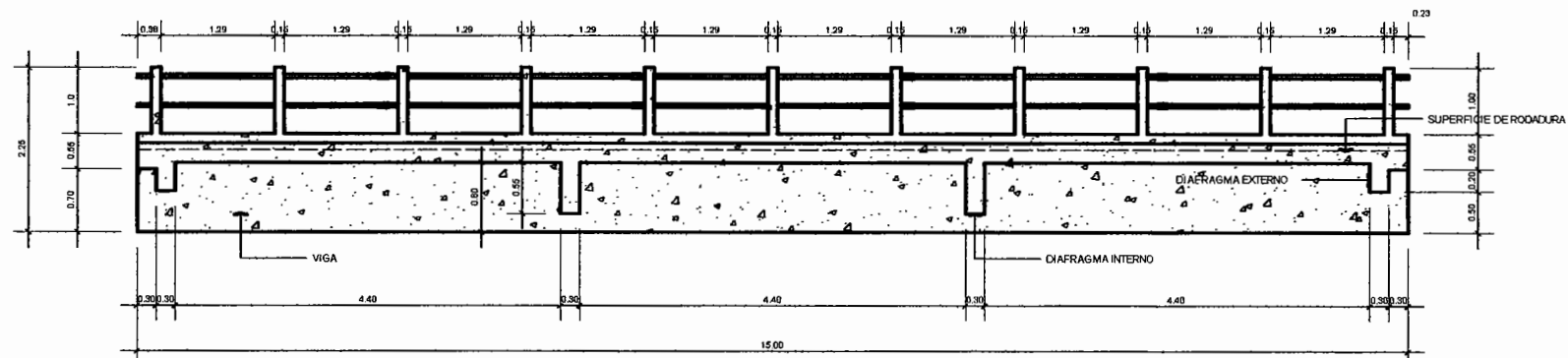
PLANTA DE SUPERESTRUCTURA ESCALA 1/50



DETALLE LONGITUDINAL DE ARMADO DE LOSA ESCALA 1/10



DETALLE TRANSVERSAL DE ARMADO DE LOSA ESCALA 1/10

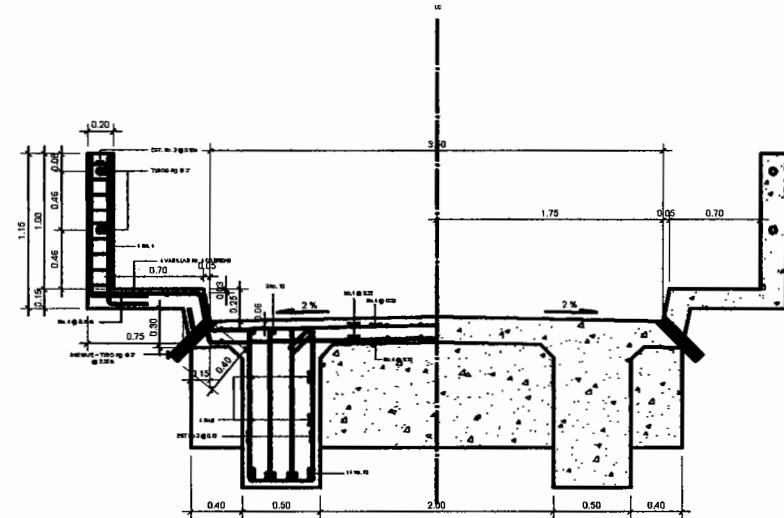


ELEVACIÓN DE SUPERESTRUCTURA ESCALA 1/50

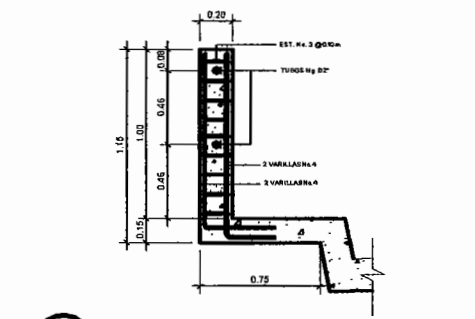
Universidad de San Carlos de Guatemala  
**SUPERVISOR (A) DE EPS**  
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS  
 Facultad de Ingeniería

*[Handwritten Signature]*

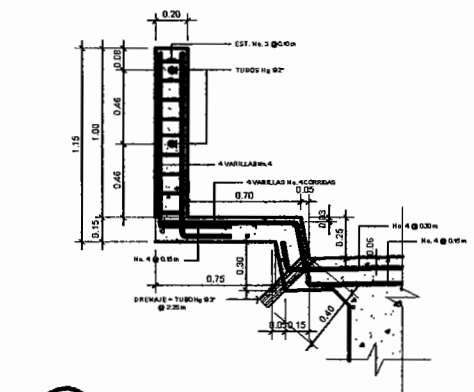
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			
FACULTAD DE INGENIERIA			
OFICINA MUNICIPAL DE PLANEACION			
QUIMAN 2009			
EPS INGENIERIA	REGION NOROCCIDENTE	CIUDAD	REINTEGRACION
NOMBRE: ALVARO ARELLANO GARCIA	CARRER: 2004/09	FECHA	15/04/2009
PROYECTO: PUENTE VEHICULAR DE LUNA VIA, ALDEA LOS ACHOTES		TIPO	INDICADA
CONTENIDO: SUPERESTRUCTURA-LOSA-		HOJA	2/6
ING. ROBERTO DE ALBA-SALAS	ALVARO ARELLANO GARCIA	ESPECIALISTA EN INGENIERIA	



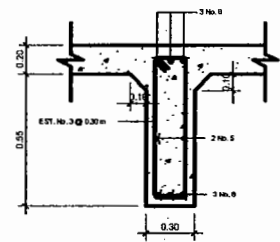
DETALLE TRANSVERSAL TOTAL DEL PUENTE  
ESCALA 1/25



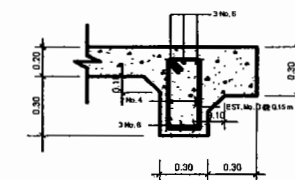
DETALLE TRANSVERSAL DE ARMADO DE BARANDALES  
ESCALA 1/20



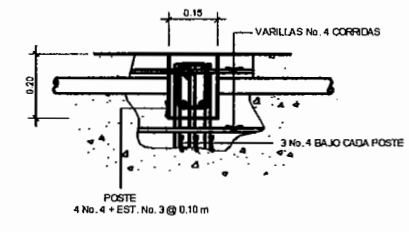
DETALLE TRANSVERSAL DE BANQUETA Y BARANDALES  
ESCALA 1/20



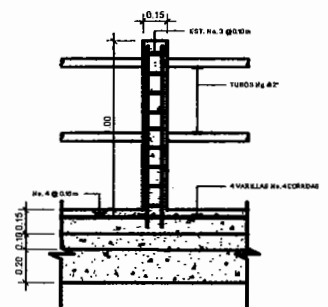
DETALLE DE DIAFRAGMA INTERIOR  
ESCALA 1/20



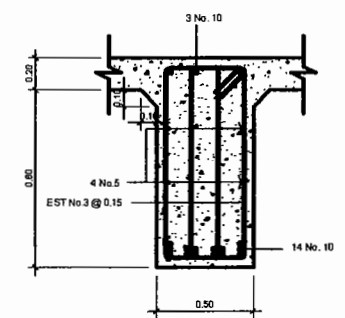
DETALLE DE DIAFRAGMA EXTERIOR  
ESCALA 1/20



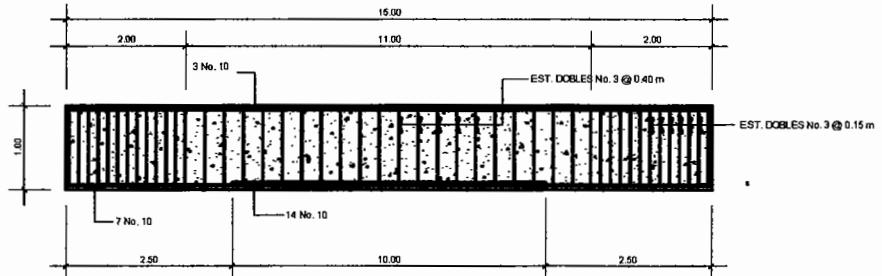
DETALLE EN PLANTA DE ARMADO DE BARANDALES  
ESCALA 1/10



DETALLE LONGITUDINAL DE BANQUETA Y BARANDALES  
ESCALA 1/20



DETALLE DE ARMADO DE VIGA  
ESCALA 1/20

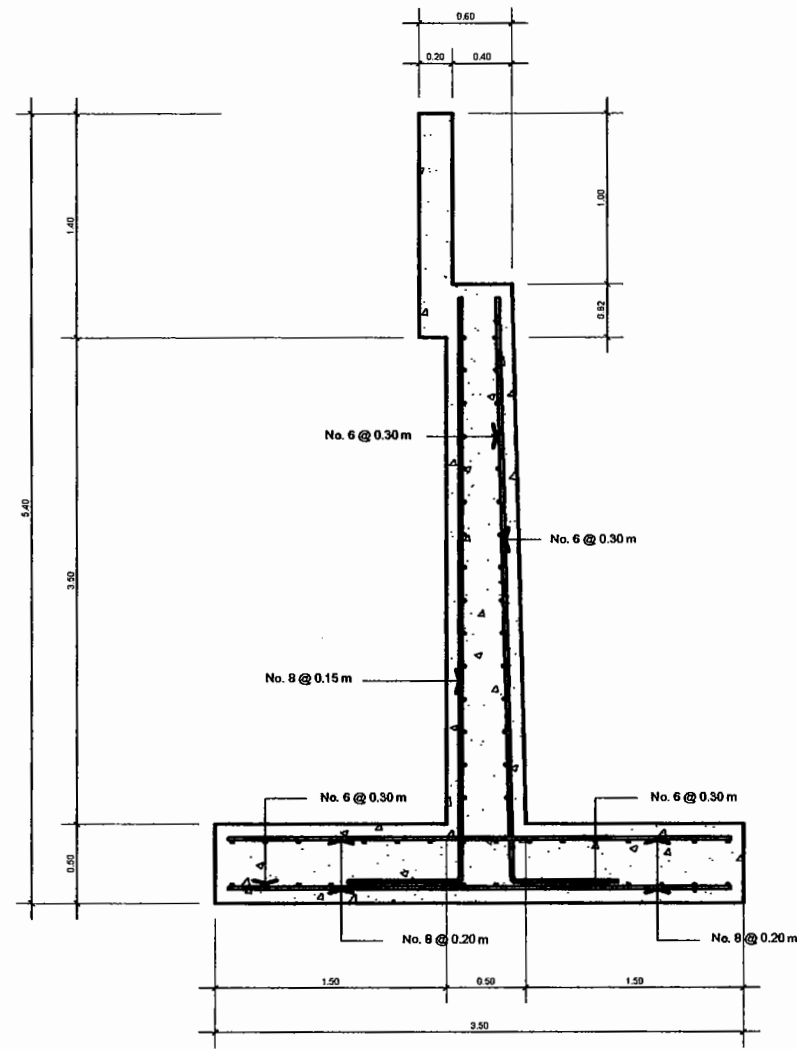


DETALLE DE ARMADO DE VIGA  
ESC. VER. 1/20  
ESC. HOR. 1/100

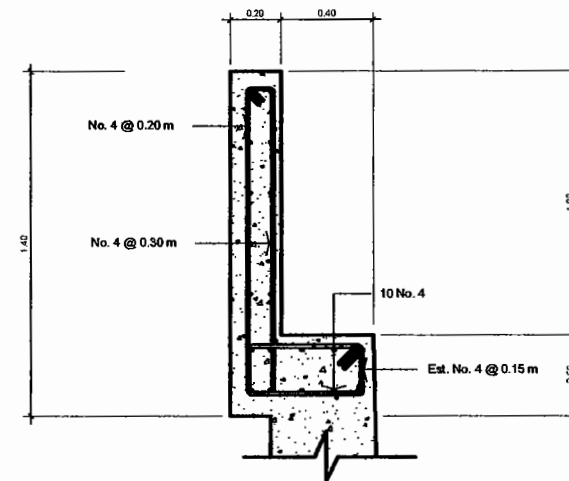
Universidad de San Carlos de Guatemala  
SUPERVISOR (A) DE EPS  
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS  
Facultad de Ingeniería

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			
FACULTAD DE INGENIERIA			
OFICINA MUNICIPAL DE PLANEACION			
QUIMUTEL ZUCITA			
EPS INGENIERIA	REGION NOROCCIDENTE	ALCALDE	ALCALDE
NOMBRE: ALVARO ANEL GARCIA	CARRER: 1000100	FECHA: 2010	INDICACION
CONTENIDO: PLENTE VEHICULAR DE UNA MA, ALDEA LOS ACHOTES			
DETALLES VIGA, DIAFRAGMAS Y LOSA			
HOJA			3/6

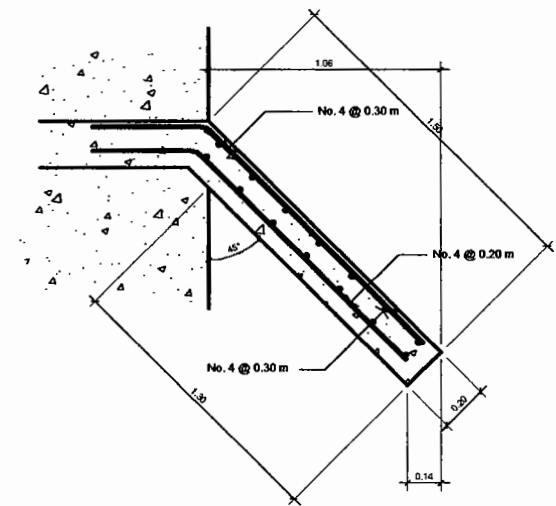




**DETALLE DE MURO**  
ESCALA 1/50



**DETALLE DE VIGA DE APOYO**  
ESCALA 1/25

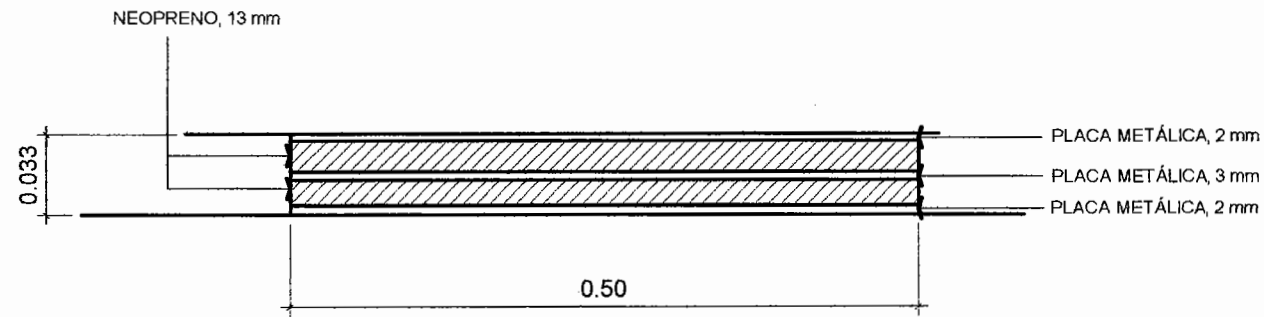


**DETALLE DE ALETONES**  
ESCALA 1/25

Universidad de San Carlos de Guatemala  
**SUPERVISOR (A) DE EPS**  
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS  
 Facultad de Ingeniería

*[Handwritten Signature]*

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			
FACULTAD DE INGENIERIA			
OFICINA PARACIPAL DE PLUMBACION			
CAYALAN ZACAPA			
EPS INGENIERIA	REGION NORDRECENTE	Nombre	Apellido
Nombre: ALVARO ABEL GARCIA	Carnet: 1004076	Fecha	12/02/2020
Proyecto: PUENTE VEHICULAR DE LINA MA, ALDEA LOS ACHOTES		Fecha	12/02/2020
Contenido: DETALLE DE ESTRIBOS		Hoja	4/6
D.C. ANSEL SOBRETO DE ALDEA ALPARRAJO		ALVARO ABEL GARCIA ESTRIBO DE INGENIERIA	

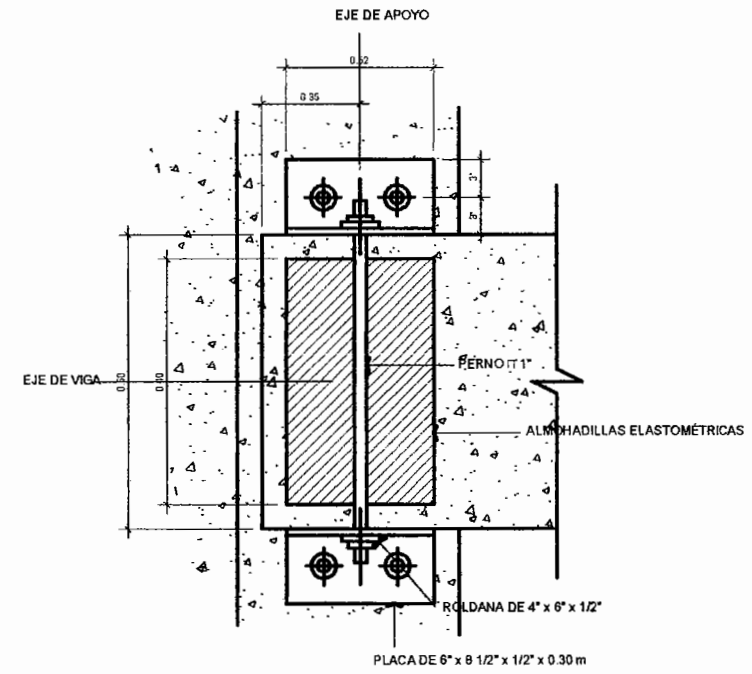


LA UNIÓN ENTRE LAS PLANCHAS DE NEOPRENO Y LAS PLACAS METÁLICAS DEBERÁ HACERSE CON UN PEGAMENTO QUE EVITE SU SEPARACIÓN  
 DIMENSIONES: 30 x 50 x 1.3 cms., DUREZA 60

LOS APOYOS DE NEOPRENO DEBEN COLOCARSE EN UNA SOLA ENVOLTURA CONTENIENDO TANTO LAS PLACAS DE NEOPRENO COMO LAS PLACAS METÁLICAS QUE LAS SEPARAN, EL ESPESOR TOTAL ES DE 3.3 cm.

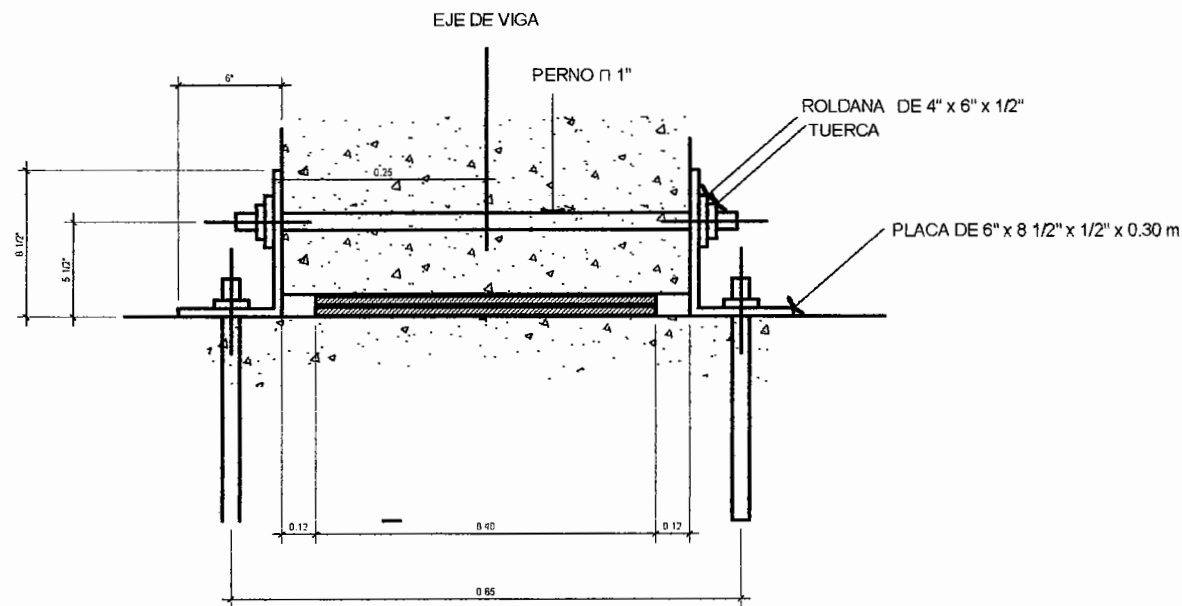
**DETALLE DE APOYOS ELASTOMÉTRICOS**

ESCALA 1/7.5



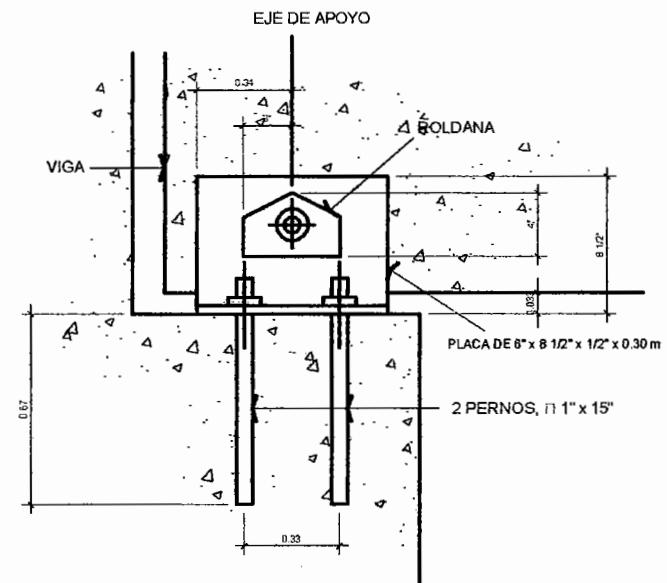
**PLANTA DE DETALLE DE ANCLAJE**

ESCALA 1/12.5



**DETALLE DE APOYOS ELASTOMÉTRICOS**

ESCALA 1/12.5

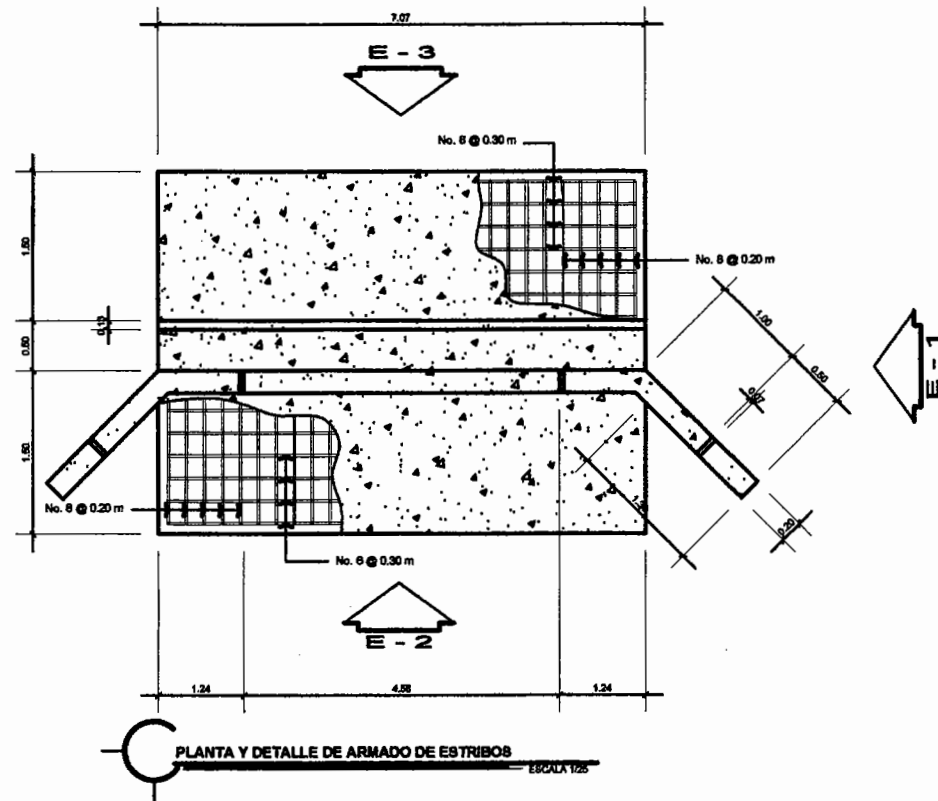


EN LAS PLANCHAS DE LOS APOYOS SE USARÁN  
 2 ALMOHADILLAS DE NEOPRENO DUREZA 60.  
 TODAS LAS PLACAS TIENEN LAS MISMAS DIMENSIONES 13X62X30

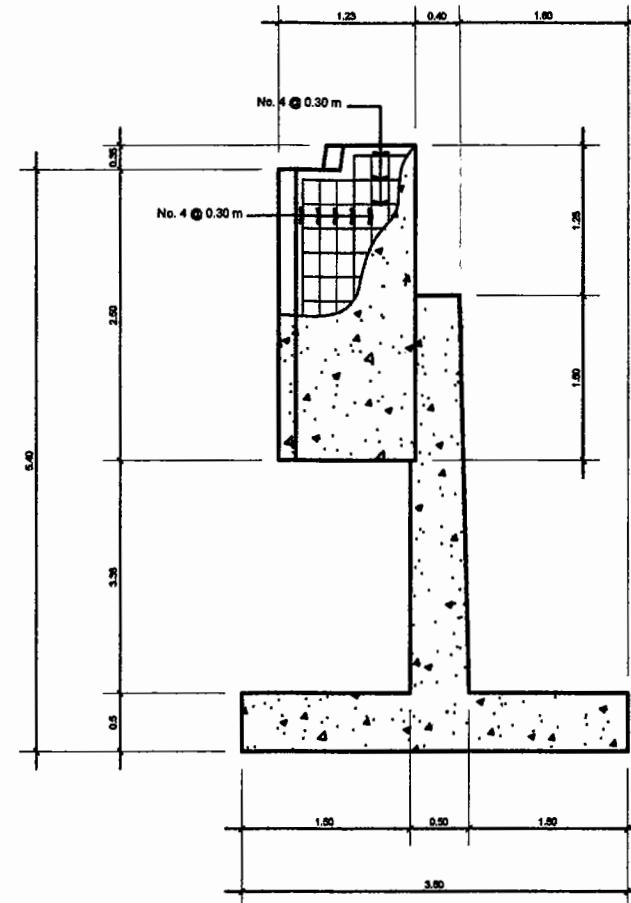
**ELEVACIÓN DETALLE DE ANCLAJE**

ESCALA 1/12.5

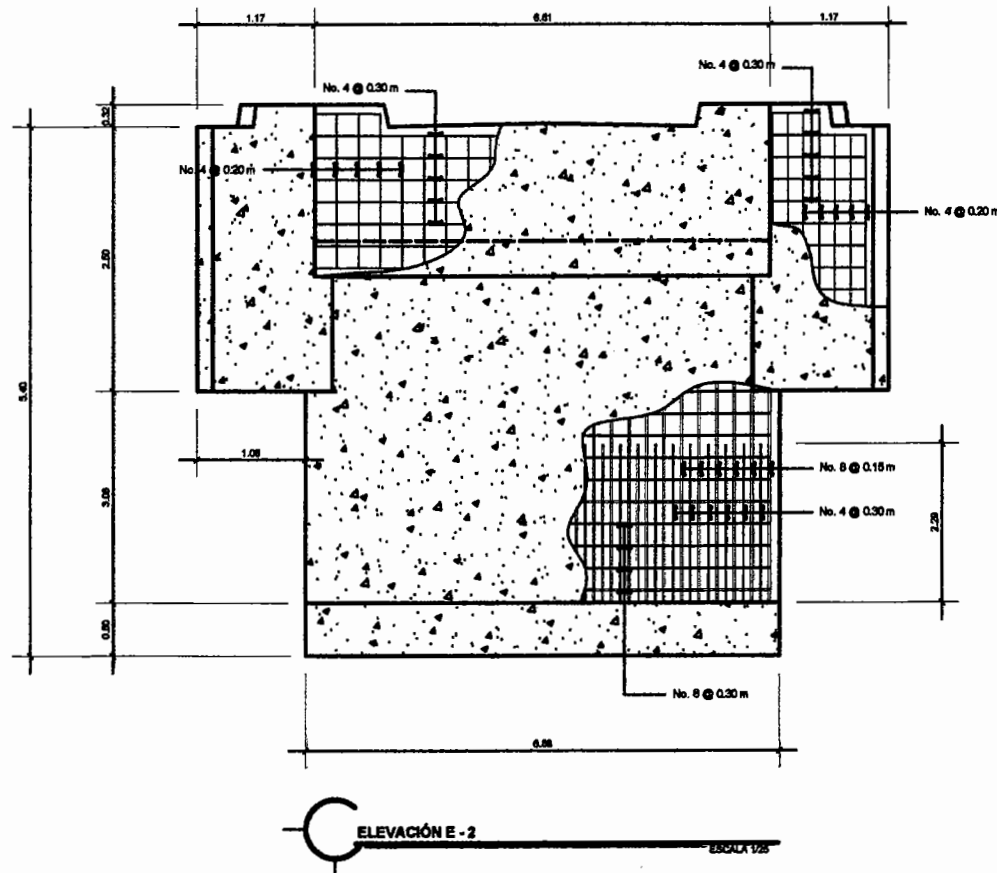
<b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b> FACULTAD DE INGENIERÍA OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACIÓN GUATEMALA, GUATEMALA			
EPS INGENIERIA REGION NOROCCIDENTE NOMBRE: ALVARO AREL CARDEAL CARNET: 2004-1576	CARRERA: INGENIERIA CIVIL GRUPO: ALVARO CARDEAL	FECHA: 02/09/2009	ENTIDAD: ALVARO AREL CARDEAL ESPECIALIDAD: INGENIERIA CIVIL
Proyecto: <b>PUENTE VEHICULAR DE UNA VIA, ALDEA LOS AGUAYES</b>			INDICIA:
Contenido: <b>DETALLE DE APOYOS DE NEOPRENO</b>			INDICIA:
INEL ANCEL ROBERTO DE AGUAYES			HOJA: <b>4/6</b>



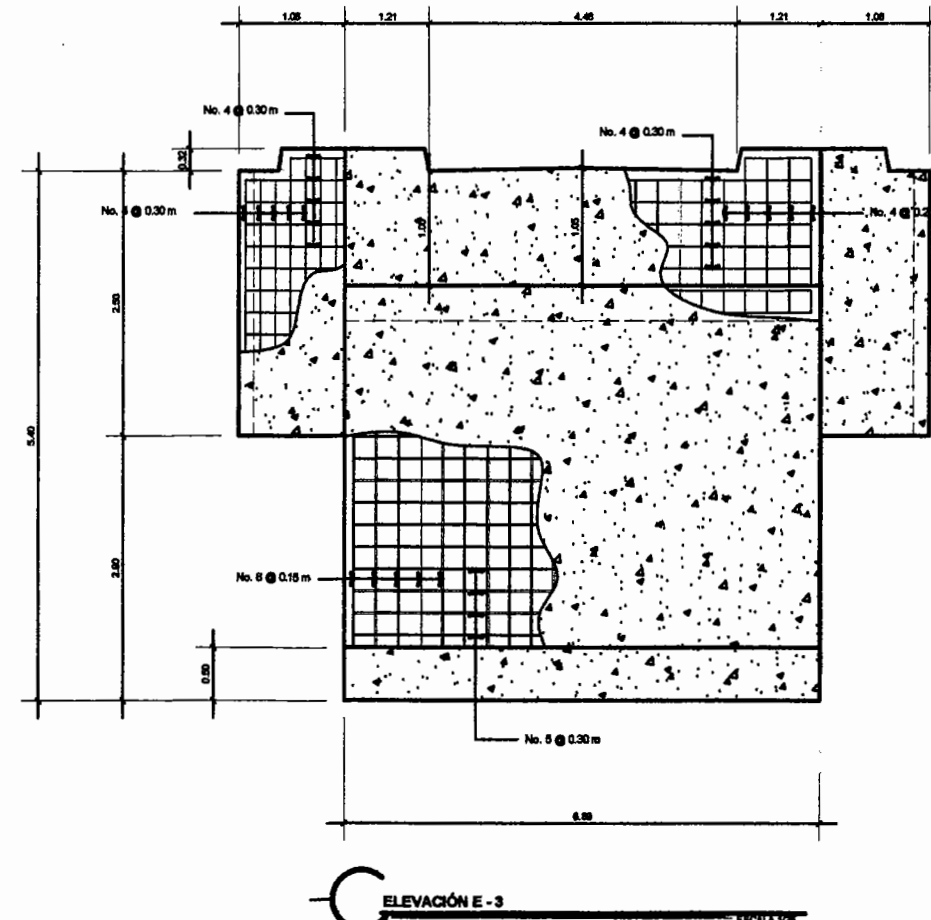
PLANTA Y DETALLE DE ARMADO DE ESTRIBOS  
ESCALA 1/25



ELEVACIÓN E-1  
ESCALA 1/25



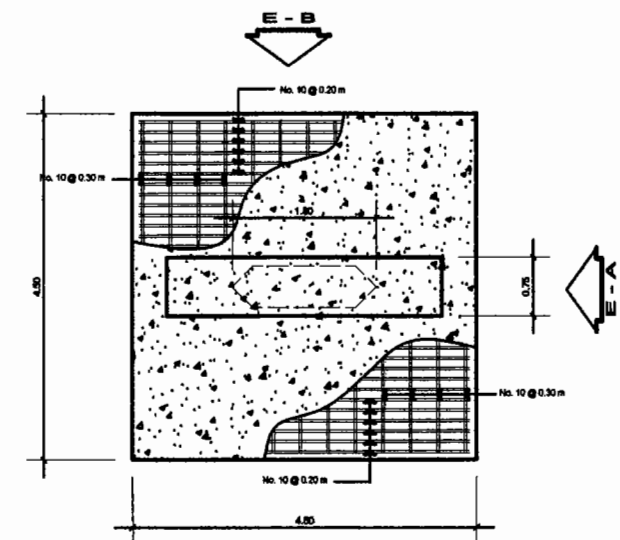
ELEVACIÓN E-2  
ESCALA 1/25



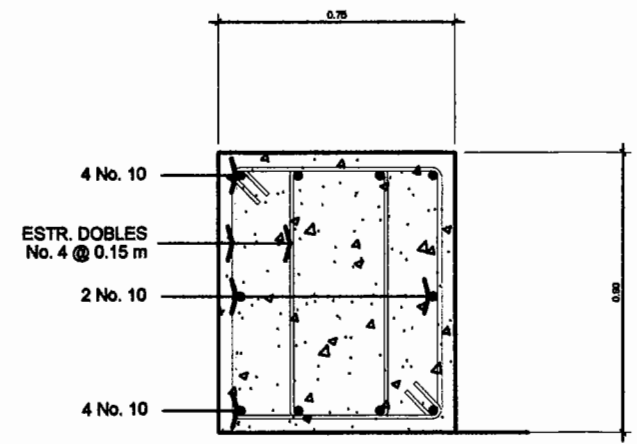
ELEVACIÓN E-3  
ESCALA 1/25

Universidad de San Carlos de Guatemala  
**ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS**  
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS  
 Facultad de Ingeniería  
*[Handwritten Signature]*

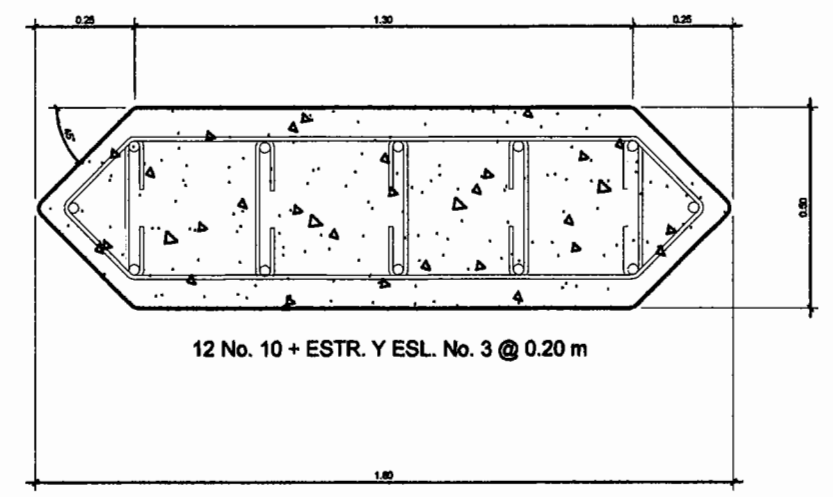
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA			
OFICINA MUNICIPAL DE PLANEACION CUALAN ZACCA			
EPS INGENIERIA RUBEN RODRIGUEZ	EPS INGENIERIA ALVARO GARCIA	EPS INGENIERIA ALVARO GARCIA	EPS INGENIERIA ALVARO GARCIA
PROFESOR ALVARO ARELLANO M. CARRER: INGENIERIA	PROFESOR ALVARO ARELLANO M. CARRER: INGENIERIA	PROFESOR ALVARO ARELLANO M. CARRER: INGENIERIA	PROFESOR ALVARO ARELLANO M. CARRER: INGENIERIA
PROYECTO: PUNTE VEHICULAR DE UNA VIA, ALDEA LOS ACHOTES			FECHA: 2014
CONVENIO: ESTRUCTURA DE ESTRIBOS			HOJA: 5/6
ING. ANGEL ROBERTO DE ARZUAGA		ALVARO ARELLANO M. PROFESOR	



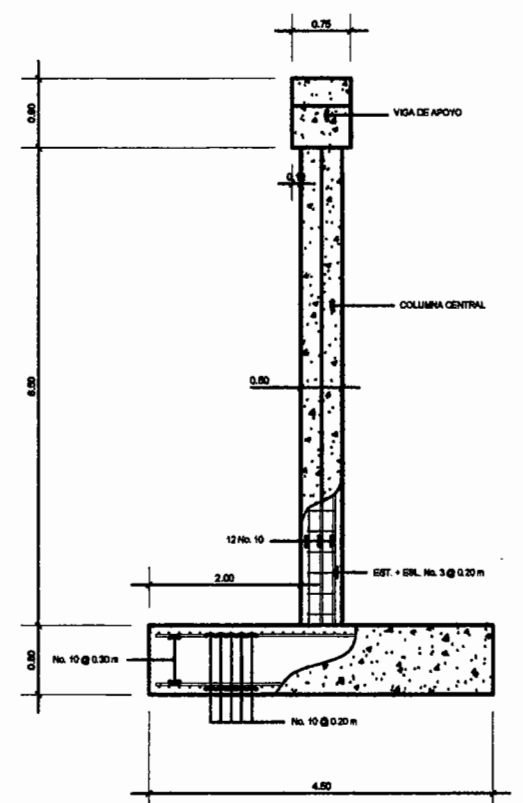
PLANTA DE ESTRUCTURA DE PILA  
ESCALA 1/25



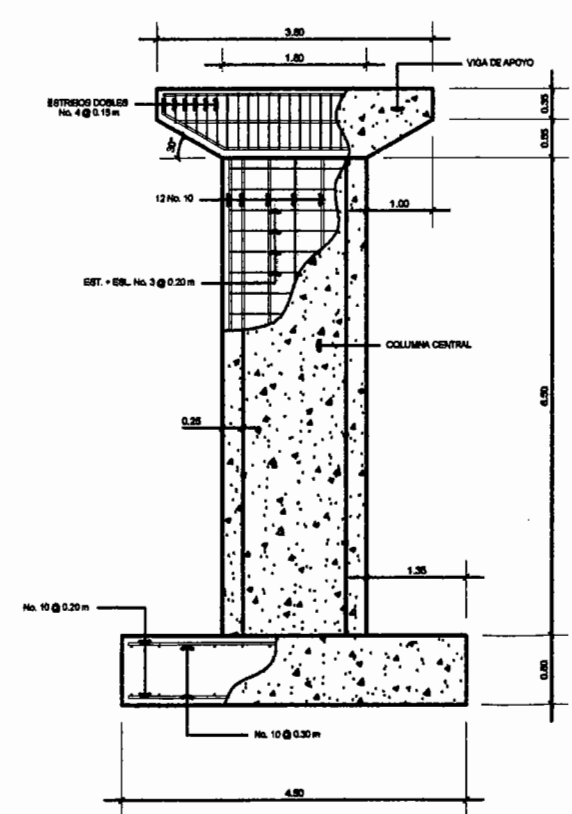
DETALLE DE VIGA DE APOYO  
ESCALA 1/25



DETALLE DE COLUMNA CENTRAL  
ESCALA 1/25



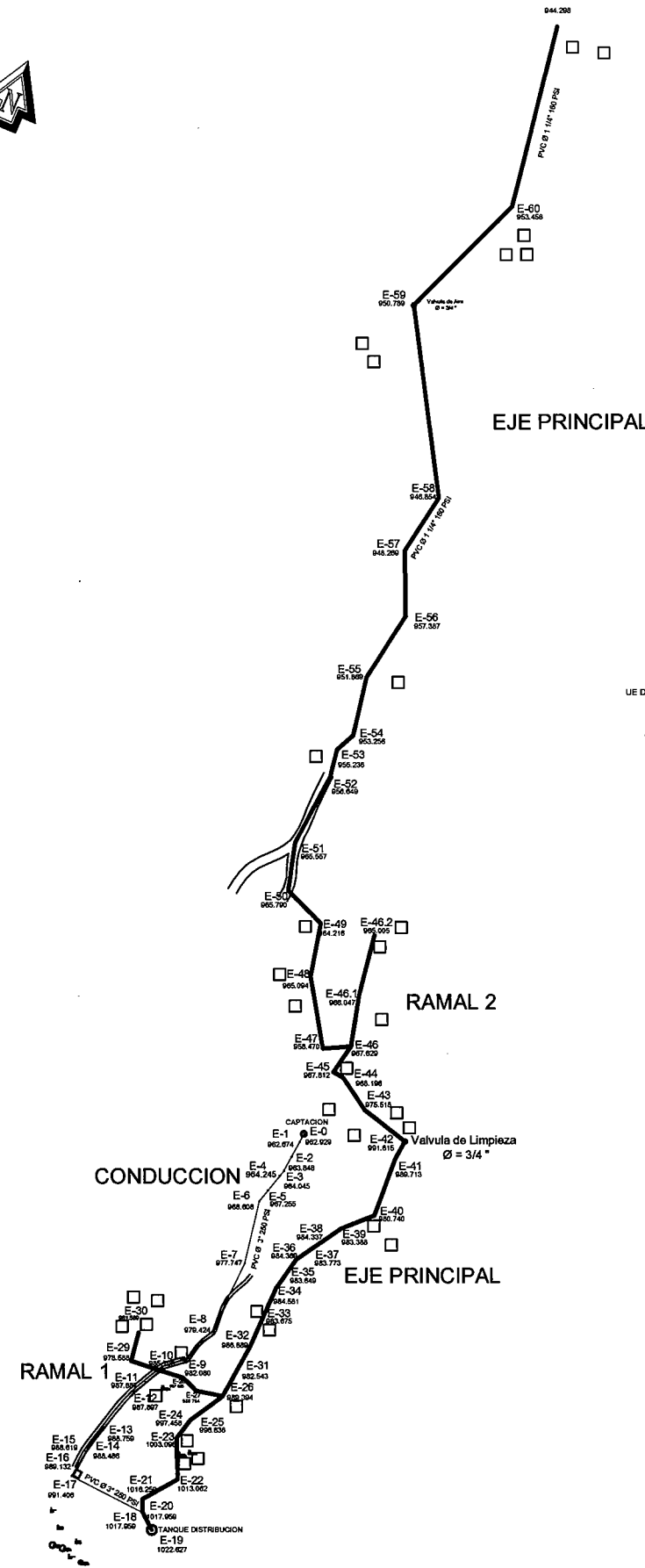
ELEVACIÓN E - A  
ESCALA 1/50



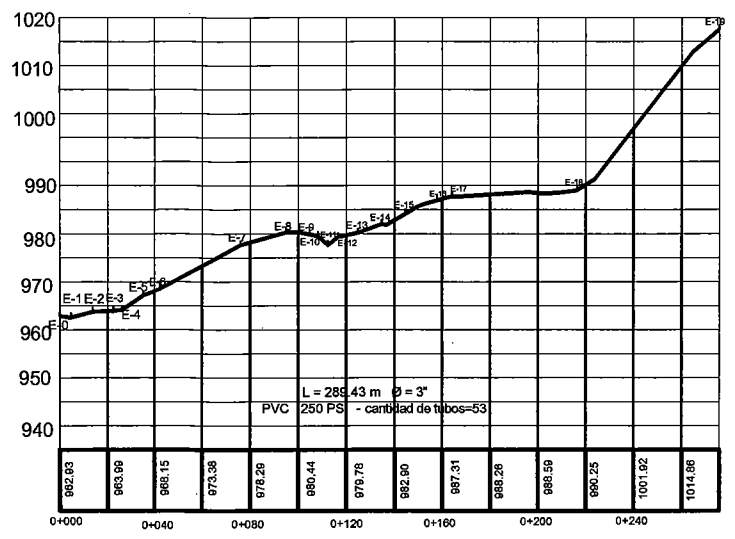
ELEVACIÓN E - B  
ESCALA 1/50

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
CARRERA DE INGENIERIA EN INGENIERIA CIVIL  
OPERA SUPERVISOR(A) DE EPS  
OFICINA DE INGENIERIA Y EES  
FACULTAD DE INGENIERIA

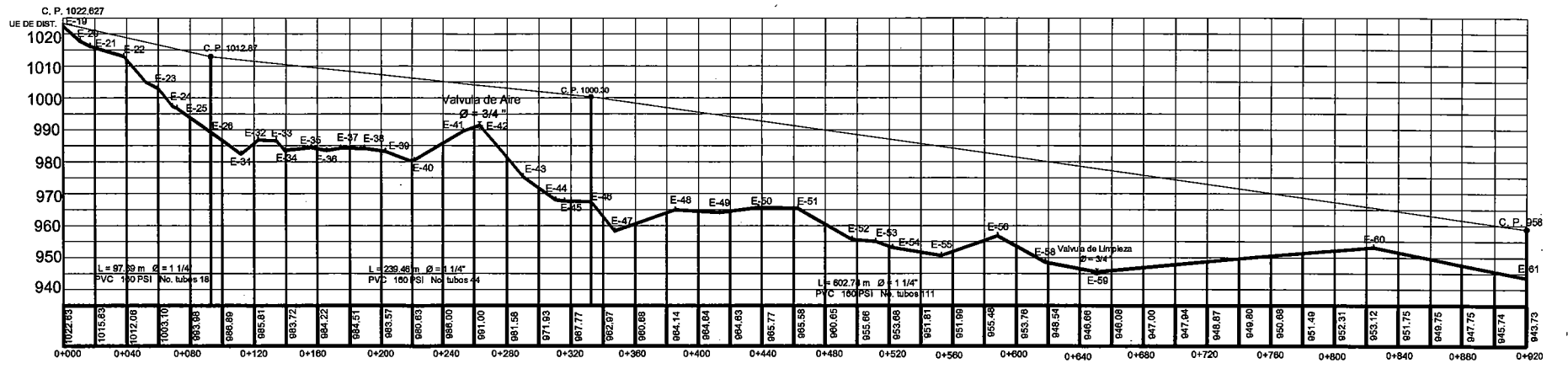
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA	
OPERA MUNICIPAL DE PLANEACION CARRERA DE INGENIERIA	
INGENIERO ALVARO ANIBAL GARCIA M. CARRERA: INGENIERIA CIVIL CARRERA: INGENIERIA CIVIL	OPERA ALVARO ANIBAL GARCIA M. CARRERA: INGENIERIA CIVIL CARRERA: INGENIERIA CIVIL
PROYECTO: PUENTE VEHICULAR DE UNA VIA, ALDEA LOS ACHOTES	
CONTENIDO: ESTRUCTURA DE PILA CENTRAL	
HOJA 6/8	



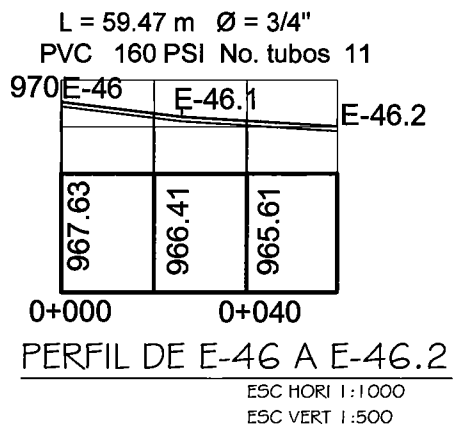
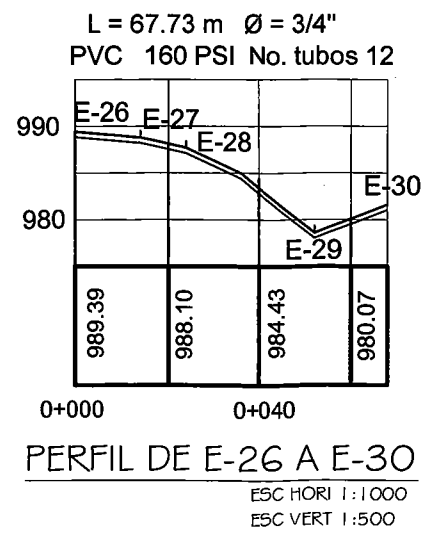
PLANTA DE E-0 A E-61  
ESC 1:1000



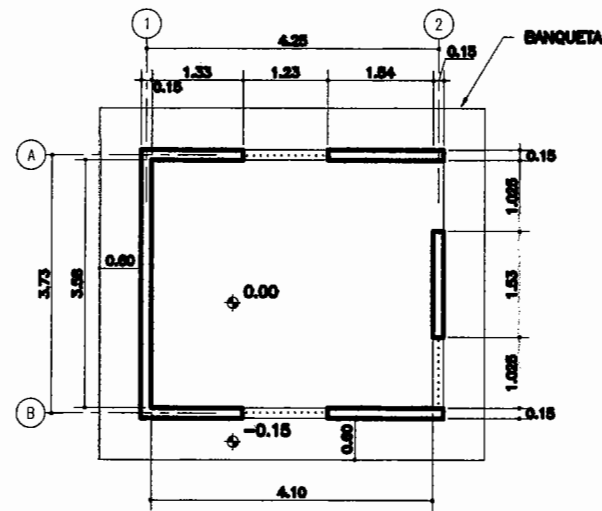
PERFIL DE E-0 A E-19  
ESC HORI 1:1000  
ESC VERT 1:500



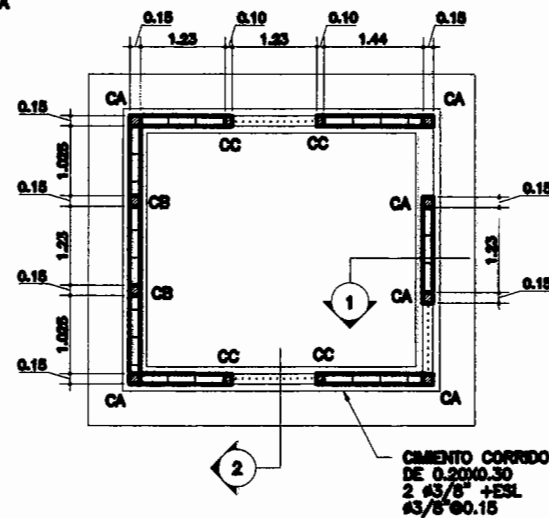
PERFIL DE E-19 A E-61  
ESC HORI 1:1000  
ESC VERT 1:500



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA			
OFICINA MUNICIPAL DE PLANEACION GUANAJAZCA			
EPS INGENIERIA	REGION NOROCCIDENTE	CALEDA ALVARO GARCIA	CALEDA ALVARO GARCIA
NOMBRE: ALVARO ARELLANO AL	CARNET: 2004-8876	GRUPO ALVARO GARCIA	FECHA SEP-2009
PROYECTO: SISTEMA DE AGUA POTABLE ALDEA GUASINTEPEQUE		ESCALA: INDICADA	
CONVENIO: PLANTA-PERFIL		HOJA	
ING. ANGEL ROBERTO SAC ASESOR SUPERVISOR		ALVARO ARELLANO EPS-DE INGENIERIA	

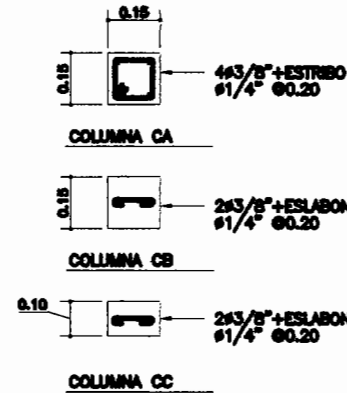


PLANTA DE COTAS  
ESCALA 1/50

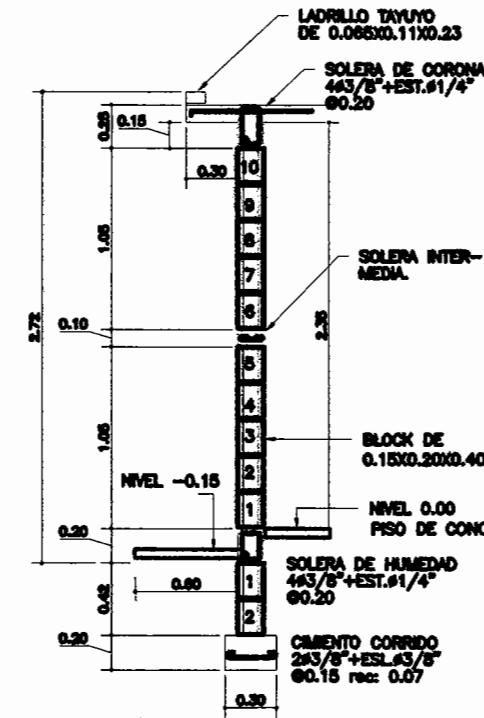


PLANTA DE CIMENTACION  
ESCALA 1/50

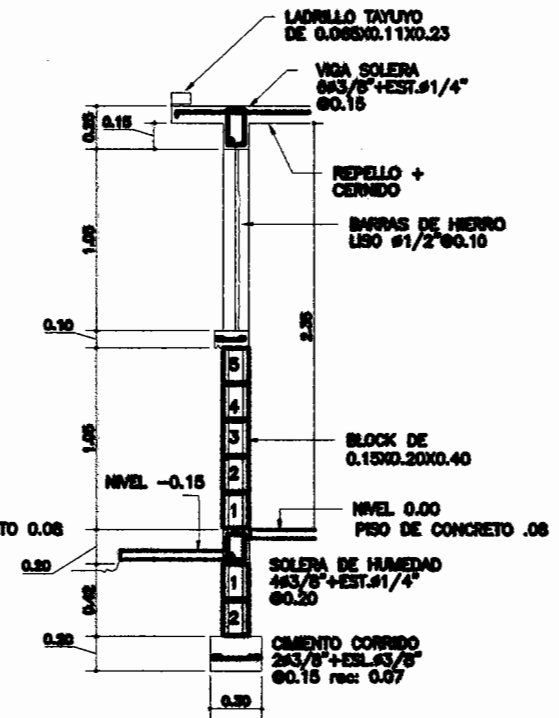
PLANILLA DE COLUMNAS		
TIPO	MEDIDAS	REFUERZO
CA	0.15X0.15	4#3/8" + ESTRIBO #1/4" @0.20
CB	0.15X0.15	2#3/8" + ESLAB.#1/4" @0.20
CC	0.10X0.15	2#3/8" + ESLAB.#1/4" @0.20



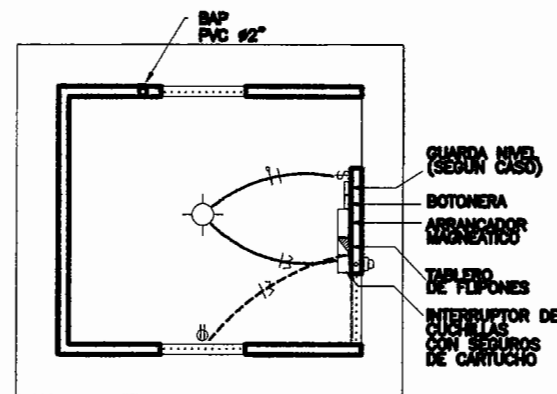
DETALLE DE COLUMNAS  
ESCALA 1/10



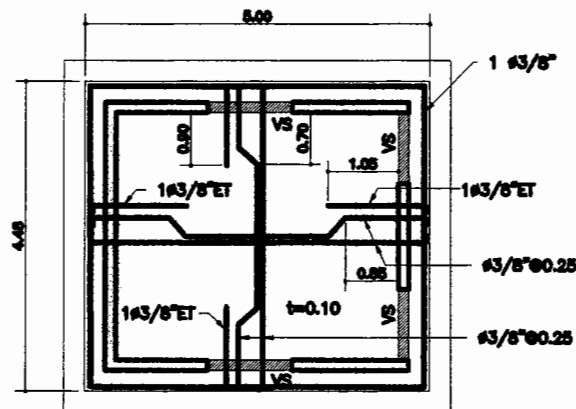
SECCION 1  
ESCALA 1/20



SECCION 2  
ESCALA 1/20



PLANTA DE INSTALACION ELECTRICA  
ESCALA 1/50



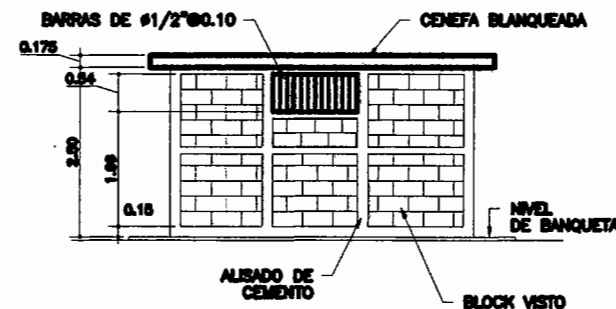
PLANTA DE ESTRUCTURA DE TECHO  
ESCALA 1/50

PLANILLA DE SOLERAS		
TIPO	MEDIDAS	REFUERZO
SOLERA DE HUMEDAD	0.15X0.20	4#3/8" + ESTRIBO #1/4" @0.20
SOLERA INTERMEDIA	0.10X0.15	2#3/8" + ESLAB.#1/4" @0.20
SOLERA DE CORONA	0.15X0.25	4#3/8" + ESTRIBO #1/4" @0.20
VIGA SOLERA VS	0.15X0.25	6#3/8" + ESTRIBO #1/4" @0.15

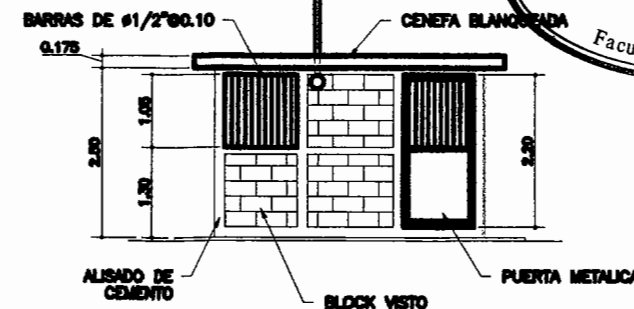
$F_c = 210 \text{ kg/cm} = 3 \text{ Kal (CONCRETO)}$   
 $F_y = \text{GRADO 40 Kal (ACERO DE REFUERZO)}$   
 $P_u = 45 \text{ kg/cm}^2 \text{ (RESISTENCIA DE LA UNIDAD DE BLOCK)}$

No.	PLANILLA DE MATERIALES	CANTIDAD	UNIDAD
1.-	BLOCK DE 0.15X0.20X0.40	375	U
2.-	LADRILLO TAYUYO 0.065X0.11X0.23	80	U
3.-	CEMENTO	70	cajones
4.-	PIEDRIN	5.5	m <sup>3</sup>
5.-	ARENA DE RIO	6.5	m <sup>3</sup>
6.-	CAL HIDROFODA	7	cajones
7.-	ARENA AMARILLA	1	m <sup>3</sup>
8.-	ARENA BLANCA	0.25	m <sup>3</sup>
9.-	HIERRO DE 3/8"	108	var
10.-	HIERRO DE 1/4"	31	var
11.-	ALAMBRE DE AMARRAR	100	lb.
12.-	CLAVO DE 2 1/2"	7	var
13.-	HIERRO DE 1/2"	20	var
14.-	TABLA DE 1"X12"X8"	14	U
15.-	TABLA DE 1"X12"X12"	21	U
16.-	PANEL DE 3"X3"X8"	46	U
17.-	Puerta METALICA	1	U
18.-	ALAMBRE THW CAL 12	24	m
19.-	POLIDUCTO # 1/2"	12	m
20.-	BAJADA DE AGUA PVC # 2"	3	m
21.-	ARMADURA DOBLE DE BAGUETA	1	U
22.-	INTERRUPTOR SENCILLO DE BAGUETA	1	U
23.-	FLAFONERO	1	U
24.-	BOMBILLA DE 60 WATTS	1	U
25.-	CAJA RECTANGULAR DE EMPOTRAR	1	U
26.-	CAJA OCTOGONAL	2	U
27.-	TUBO CONDUIT GALVANIZADO #1 1/4" CON ANCHO Y ACCESORIOS DE ACOMETIDA	1.5	m
28.-	CASA SOCKET	1	U

PLANILLA DE ELECTRICIDAD	
	BOMBILLA DE 60 watts.
	TOMACORRIENTE DOBLE 110v
	INTERRUPTOR DE CUCHILLAS
	TABLERO
	CONDUCOR
	ALAMBRES CAL 12 THW
	POLIDUCTO #1/2" EN LOMA
	POLIDUCTO #1/2" EN PISO



FACHADA LATERAL  
ESCALA 1/50

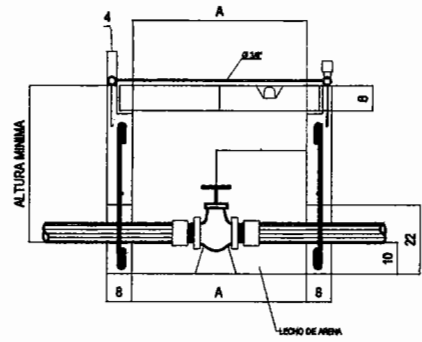


FACHADA FRONTAL  
ESCALA 1/50

Universidad de San Carlos de Guatemala  
 ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS  
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS  
 Facultad de Ingeniería  
 OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACIÓN  
 GUILAN ZACAPA

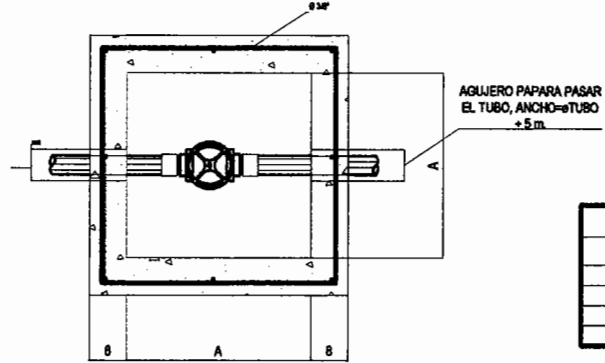
EPS INGENIERIA REGION NOROCCIDENTE  
 NOMBRE: ALVARO ABEL GARCIA M. CARNET: 2004-0276  
 SISTEMA DE AGUA POTABLE ALDEA GIASINTEPEQUE  
 CASETA DE BOMBEO  
 HOJA 2/5

CAJA DE CONCRETO



ELEVACION

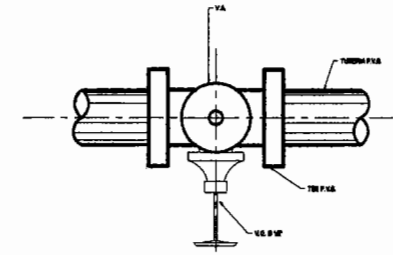
CAJA DE VALVULAS ESCALA 1/10



PLANTA

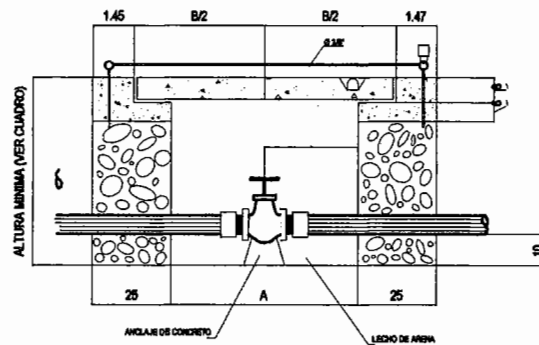
CAJA DE VALVULAS ESCALA 1/10

	A	B	C	ALTURA MINIMA
2"	50	50	25	40
2 1/2"	60	56	30	50
3"	70	76	35	60
4"	100	106	50	70



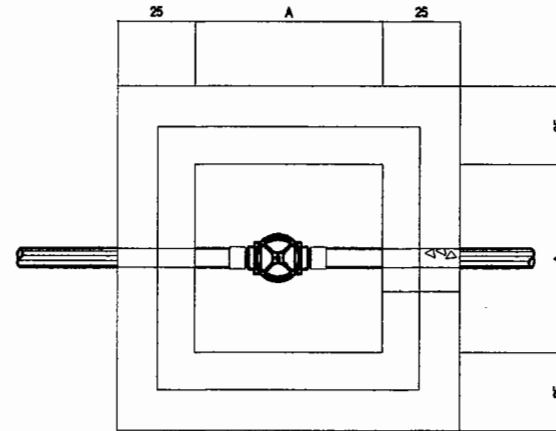
PLANTA VALVULA DE AIRE

CAJA DE MAMPOSTERIA



ELEVACION

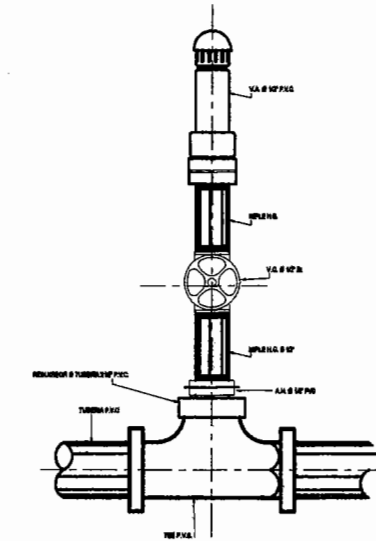
CAJA DE VALVULAS ESCALA 1/10



PLANTA

CAJA DE VALVULAS ESCALA 1/10

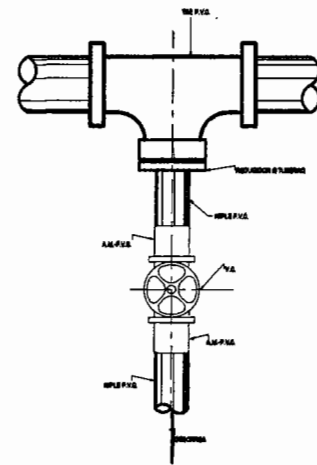
	A	B	C	ALTURA MINIMA
2"	50	74	25	40
2 1/2"	60	84	30	50
3"	70	94	35	60
4"	100	124	50	70



ELEVACION VALVULA DE AIRE

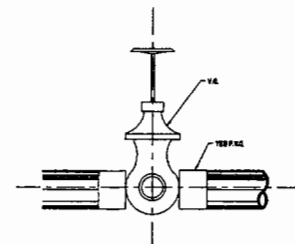
NOTA:  
LA VALVULA DE AIRE Y COMPUERTA SERA 8 1/2" PARA TUBERIA PRINCIPAL 8 < 4"

NOTA:  
TODAS LAS VALVULAS DE LIMPIEZA SERAN VALVULAS DE COMPUERTA LAS CUALES SE PROTEGERAN CON CAJAS DE CONCRETO, PIEDRA O LADRILLO TAYUO, SEGUN SE INDIQUE EN LAS ESPECIFICACIONES DEL PROYECTO.



PLANTA VALVULA DE LIMPIEZA

NOTA:  
EL DIAMETRO DE LA VALVULA DE LIMPIEZA SERA LA MITAD DEL DIAMETRO DE LA TUBERIA DE CONDUCCION



ELEVACION VALVULA DE LIMPIEZA

REFERENCIAS

P.V.C.	CLORURO DE POLIVINILO
H.G.	HIERRO GALVANIZADO
V.C.	VALVULA DE COMPUERTA
A.M.	ADAPTADOR MACHO
V.A.	VALVULA DE AIRE
A.H.	ADAPTADOR HEMBRA

Universidad de San Carlos de Guatemala  
**ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE B.O.**  
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y O.P.S.  
 Facultad de Ingeniería



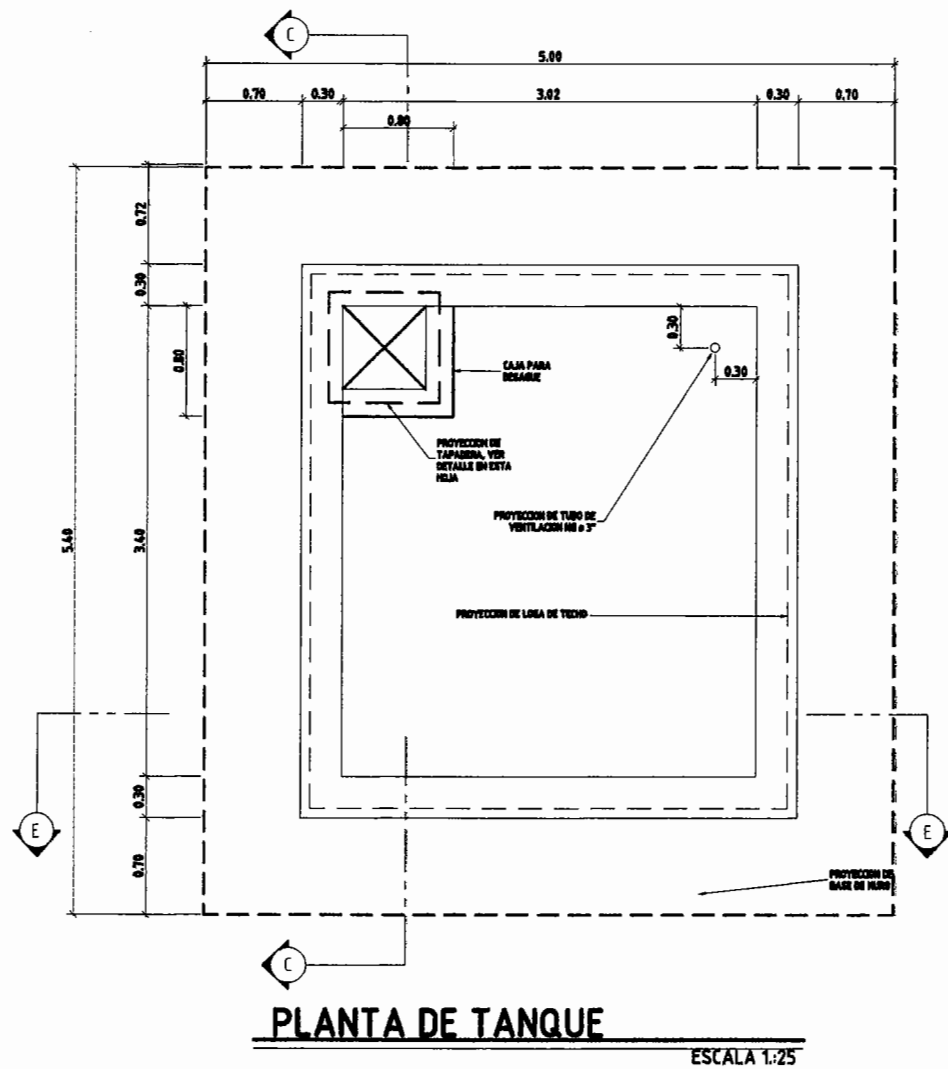
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 FACULTAD DE INGENIERIA

ORICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION  
 GUALAN ZACAPA

EPS INGENIERIA REGION HONORARIAMENTE  
 NOMBRE: ALVARO AREL GARCIA M. CARNET: 2004-10778  
 CUALIDAD: ALVARO GARCIA  
 PRECIO: USD 2000  
 FECHA: INDICADA

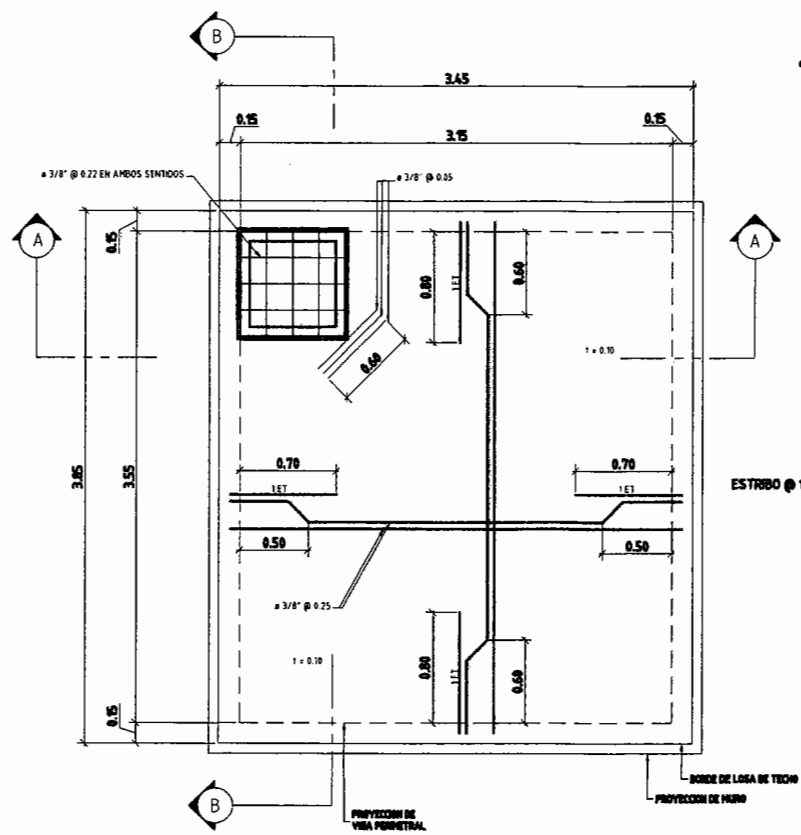
SISTEMA DE AGUA POTABLE, ALDEA GUASINTEPEQUE  
 CONTENIDO: DETALLE DE VALVULAS

HOJA 3/5  
 ING. ANCEL ROBERTO DE ALVARO AREL GARCIA M. ASISTENTE SUPERVISOR  
 EPS INGENIERIA REGION HONORARIAMENTE



**PLANTA DE TANQUE**

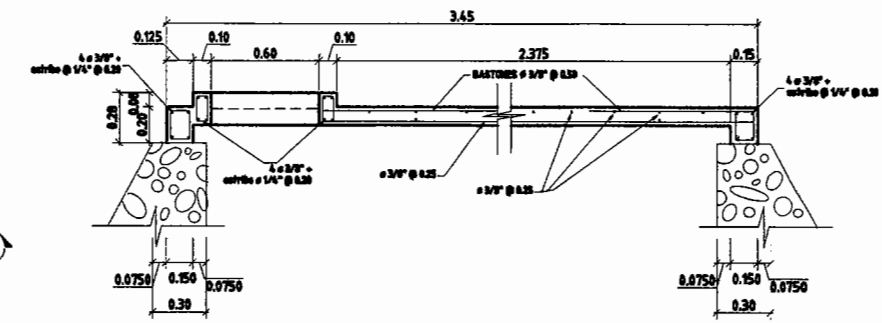
ESCALA 1:25



**PLANTA DE LOSA DE TECHO**

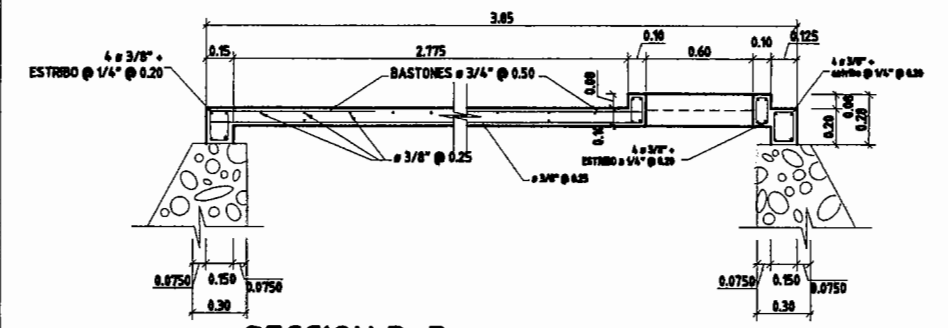
ESCALA 1:25

LISTADO DE MATERIALES		
DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD
CEMENTO	153	sacos
PIEDRIN	125	m <sup>3</sup>
PIEDRA	22.00	m <sup>3</sup>
ARENA DE RIO	24.00	m <sup>3</sup>
TABLA DE PINO RUSTICA 1"X12"X10"	25	U
PARALES DE 3"X4"X8"	12	U
CLAVO DE 3"	25	lbs.
ALAMBRE DE AMARRE	25	lbs.
HIERRO DE 1/4"	9	var.
HIERRO DE 3/8"	32	var.
HEMBRA DE 2" X 1/4"	2	m



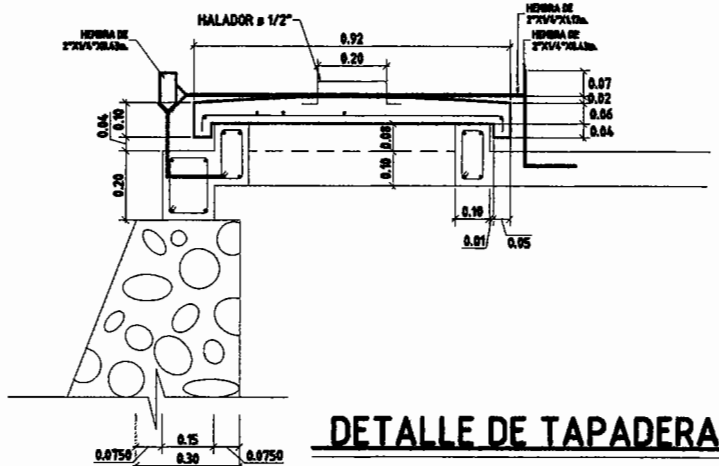
**SECCION A-A**

ESCALA 1:20



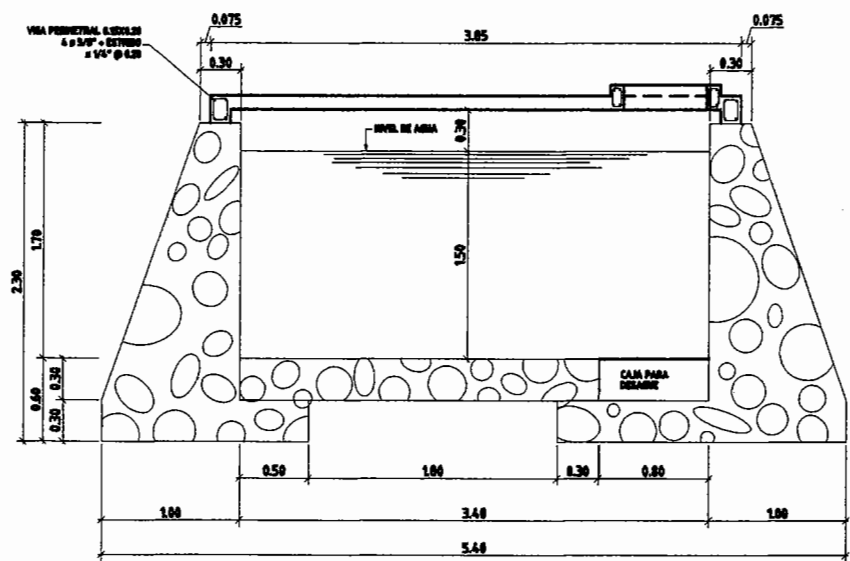
**SECCION B-B**

ESCALA 1:20



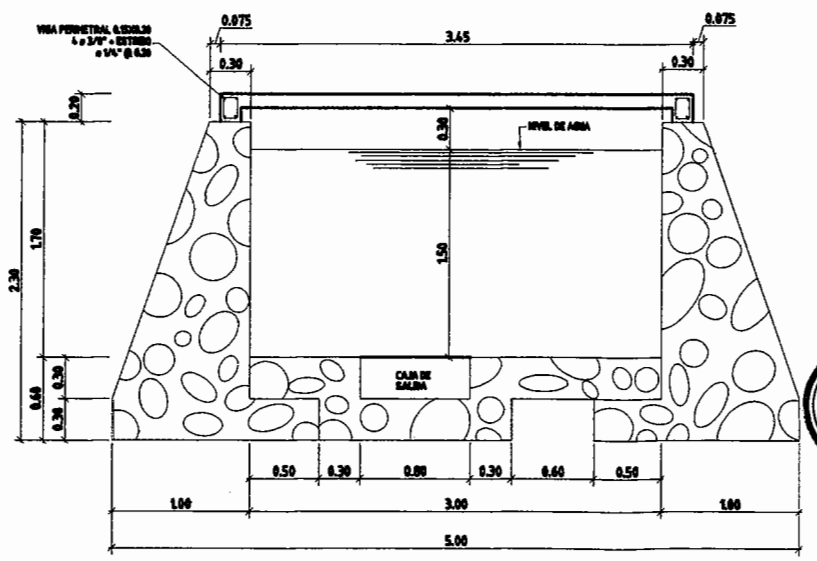
**DETALLE DE TAPADERA**

ESCALA 1:10



**SECCION C-C**

ESCALA 1:25



**SECCION E-E**

ESCALA 1:25

**NOTAS GENERALES:**

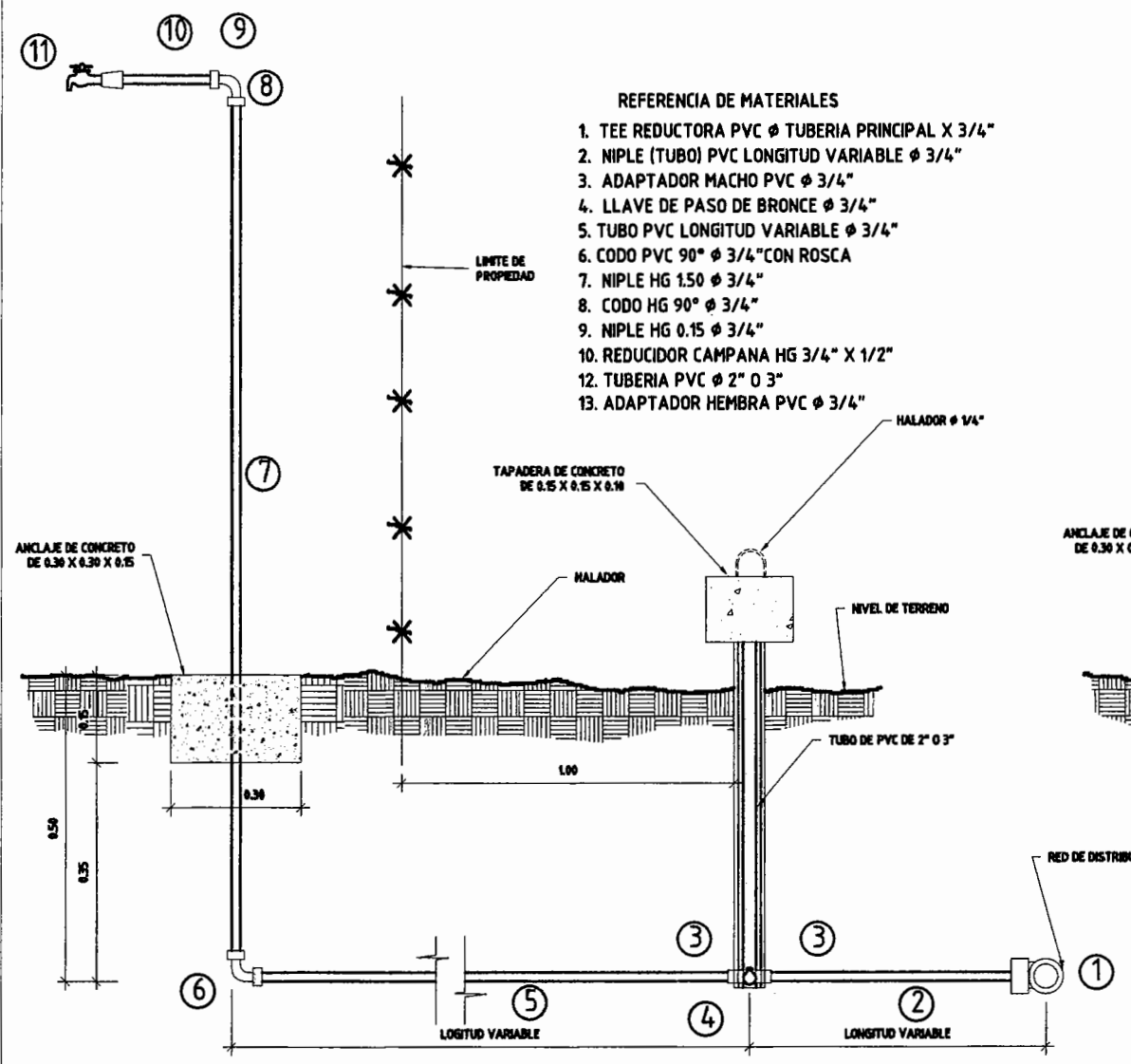
- MATERIALES:**  
 1° CONCRETO: SE USARA CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 210 Kg/cm<sup>2</sup> (3000 lb/Pig<sup>2</sup>) A LOS 28 DIAS  
 2° ACERO DE REFUERZO: SE USARA ACERO DE REFUERZO DE fy = 2810 Kg/cm<sup>2</sup> (IGRADO 40 KSI) ESPECIFICACION ASTM A615  
 3° VARIOS: LOS MUROS ESTAN DISEÑADOS PARA TRABAJAR TANTO SOBRE COMO BAJO TIERRA.  
 4° TODAS LA DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS.  
 5° LOS RECUBRIMIENTOS SERAN DE 3cm EXCEPTO DONDE SE INDIQUE LO CONTRARIO Y ESTE SE MEDIRA ENTRE EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DE CONCRETO.  
 6° EL TERRENO BAJO LA LOSA DEL PISO DEBERA SER PERFECTAMENTE APISONADO.  
 7° LA LOSA DEL TECHO DEBERA TENER UNA PENDIENTE DE 1% HACIA LOS LADOS.  
 8° LOS MUROS DE PIEDRA DEBERAN IMPERMEABILIZARSE EN SUS CARAS INTERIORES POR MEDIO DE UNA CAPA DE SABIETA DE CEMENTO ARENA PROPORCION (1:2), DEBIDAMENTE ALISADA.  
 9° LA SUPERFICIE DE LAS LOSAS DE CONCRETO DEBERAN QUEDAR CERNIDAS CON CEMENTO ARENA.  
 10° LOS MUROS DE TANQUE SERAN DE MAMPOSTERIA: 67% PIEDRA BOLA 33% SABIETA-CEMENTO-ARENA 1:2  
 11° EL RECUBRIMIENTO EN LA LOSA SERA DE 0.03m.

Universidad de San Carlos de Guatemala  
**ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS**  
 Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS  
 Facultad de Ingeniería

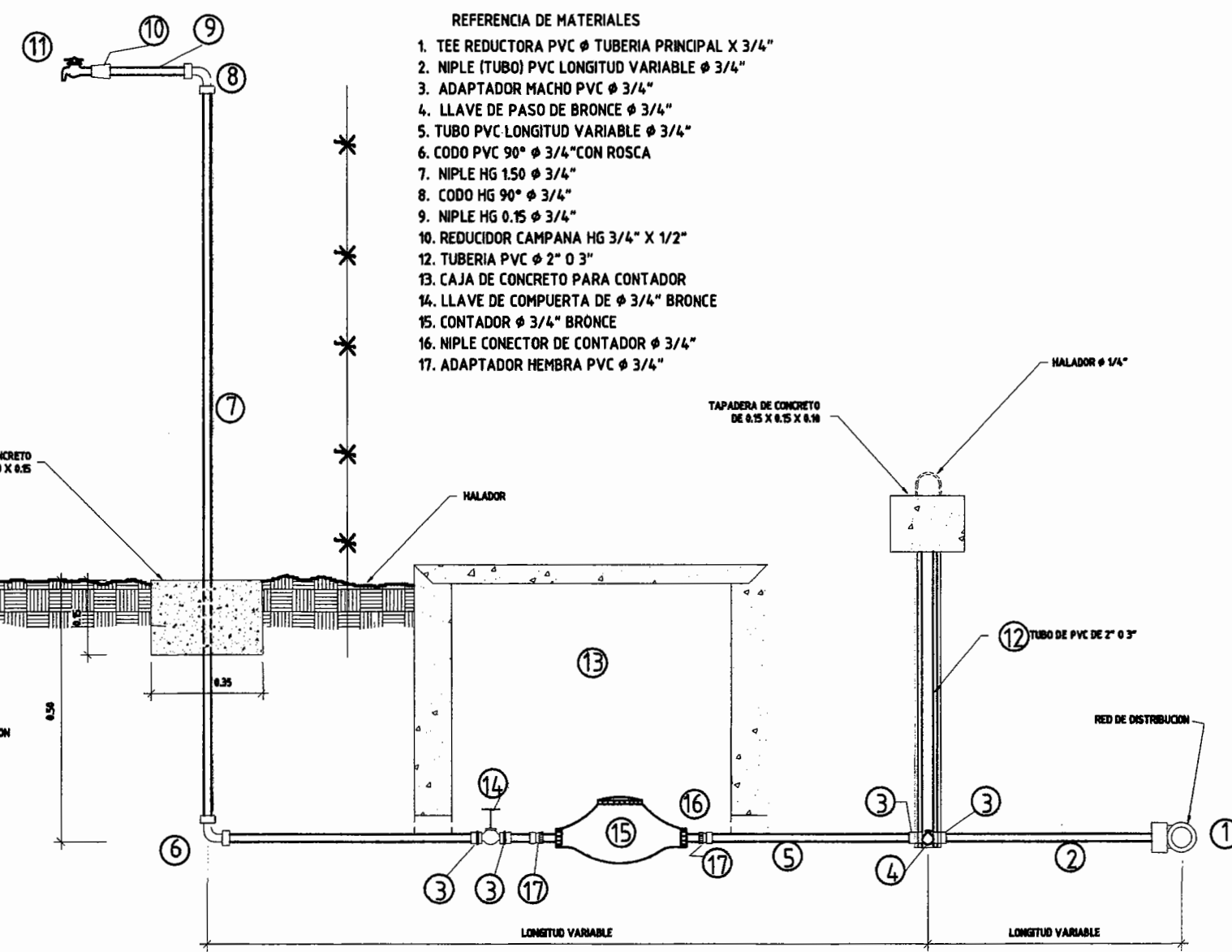
**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION  
 GUALAN ZACAPA

EPS INGENIERIA REGION NOROCCIDENTE	DISEÑO ALVARO GARCIA	CALZADO ALVARO GARCIA
NOMBRE: ALVARO ANSEL GARCIA M. CARNET: 2004-8076	DISEÑO ALVARO GARCIA	FECHA: SEP 2008
PROYECTO: SISTEMA DE AGUA POTABLE, ALDEA GUASINTEPEQUE	ESCALA: INDICADA	
CONTENIDO: TANQUE DE DISTRIBUCION DE 15 M3		
INC. ANSEL ROBERTO SIC ARDOR-ALPARRADOR	ALVARO ANSEL GARCIA M. INGENIERO DE INGENIERIA	HOJA 4/5





- REFERENCIA DE MATERIALES
1. TEE REDUCTORA PVC Ø TUBERIA PRINCIPAL X 3/4"
  2. NIPLE (TUBO) PVC LONGITUD VARIABLE Ø 3/4"
  3. ADAPTADOR MACHO PVC Ø 3/4"
  4. LLAVE DE PASO DE BRONCE Ø 3/4"
  5. TUBO PVC LONGITUD VARIABLE Ø 3/4"
  6. CODO PVC 90° Ø 3/4" CON ROSCA
  7. NIPLE HG 1.50 Ø 3/4"
  8. CODO HG 90° Ø 3/4"
  9. NIPLE HG 0.15 Ø 3/4"
  10. REDUCIDOR CAMPANA HG 3/4" X 1/2"
  11. TUBERIA PVC Ø 2" O 3"
  12. ADAPTADOR HEMBRA PVC Ø 3/4"



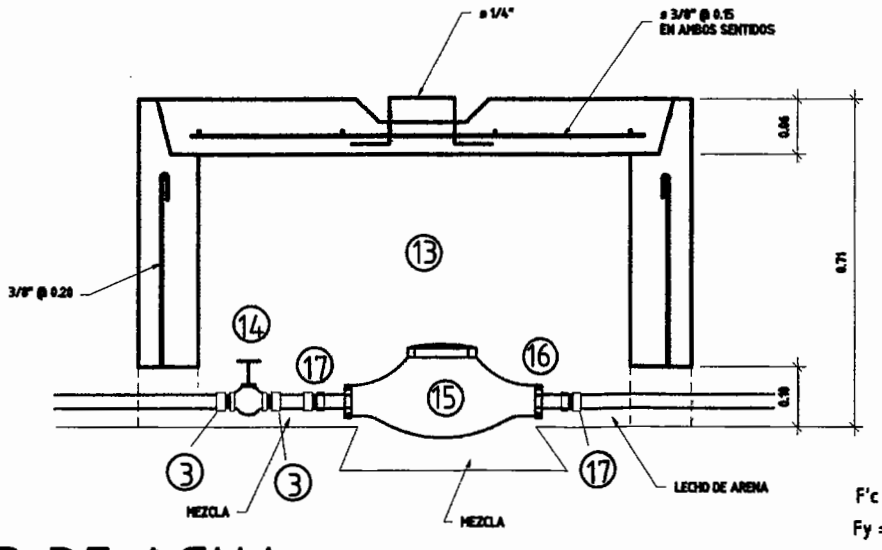
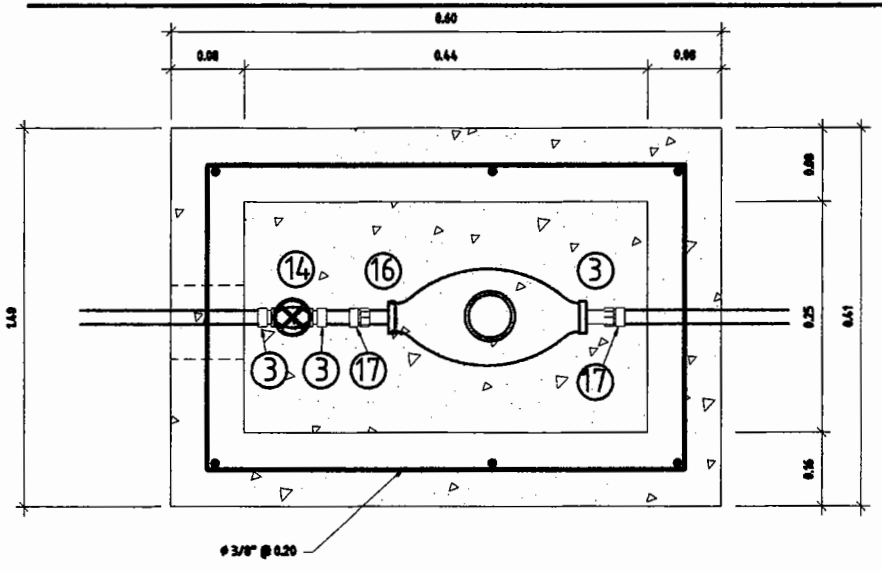
- REFERENCIA DE MATERIALES
1. TEE REDUCTORA PVC Ø TUBERIA PRINCIPAL X 3/4"
  2. NIPLE (TUBO) PVC LONGITUD VARIABLE Ø 3/4"
  3. ADAPTADOR MACHO PVC Ø 3/4"
  4. LLAVE DE PASO DE BRONCE Ø 3/4"
  5. TUBO PVC LONGITUD VARIABLE Ø 3/4"
  6. CODO PVC 90° Ø 3/4" CON ROSCA
  7. NIPLE HG 1.50 Ø 3/4"
  8. CODO HG 90° Ø 3/4"
  9. NIPLE HG 0.15 Ø 3/4"
  10. REDUCIDOR CAMPANA HG 3/4" X 1/2"
  11. TUBERIA PVC Ø 2" O 3"
  12. ADAPTADOR HEMBRA PVC Ø 3/4"
  13. CAJA DE CONCRETO PARA CONTADOR
  14. LLAVE DE COMPUERTA DE Ø 3/4" BRONCE
  15. CONTADOR Ø 3/4" BRONCE
  16. NIPLE CONECTOR DE CONTADOR Ø 3/4"
  17. ADAPTADOR HEMBRA PVC Ø 3/4"

CONEXION DOMICILIAR TIPICA TIPO 1

ESCALA 1/7.5

CONEXION DOMICILIAR TIPICA TIPO 2

ESCALA 1/7.5



F'c = 3 Ksi  
Fy = 40 Ksi

DETALLE DE CAJA PARA CONTADOR DE AGUA

ESCALA 1/5

Universidad de San Carlos de Guatemala  
ASESOR(A)-SUPERVISOR(A) DE EPS  
Unidad de Prácticas de Ingeniería y EPS  
Facultad de Ingeniería



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
OFICINA MUNICIPAL DE PLANIFICACION  
GUALAN ZACAPA

EPS INGENIERIA REGION NORORIENTE	DISENO ALVARO GARCIA	CALCULO ALVARO GARCIA
NOMBRE: ALVARO ARIEL GARCIA M.	CARNET: 2004-13776	FECHA SEP 2009
PROYECTO SISTEMA DE AGUA POTABLE, ALDEA GUASINTEPEQUE	ESCALA INDICADA	
CONTENIDO CONEXIONES DOMICILIARES	HOJA 5/5	
ING. ANGEL ROBERTO SC ASESOR-SUPERVISOR	ALVARO ARIEL GARCIA M. EPISTA DE INGENIERIA	