



Universidad de San Carlos de Guatemala

Facultad de Ingeniería

Escuela de Ingeniería Civil

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR
BOMBEO PARA EL CASERÍO XIBALBAY Y PUENTE VEHICULAR PARA
BARRIO EL CARMEN, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, SOLOLÁ.**

WILLIAM ALEJANDRO ELÍAS CHARCHALAC

Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, marzo de 2006

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR
BOMBEO PARA EL CASERÍO XIBALBAY Y PUENTE VEHICULAR PARA
BARRIO EL CARMEN, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, SOLOLÁ.**

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

WILLIAM ALEJANDRO ELÍAS CHARCHALAC

ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS

**AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

GUATEMALA, MARZO DE 2006

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO:	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I:	
VOCAL II:	Lic. Amahán Sánchez Alvarez
VOCAL III:	Ing. Julio David Galicia Celada
VOCAL IV:	Br. Kenneth Issur Estrada Ruiz
VOCAL V:	Br. Elisa Yazminda Vides Leiva
SECRETARIA:	Ing. Marcia Ivonne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO:	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR:	Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
EXAMINADOR:	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADOR:	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
SECRETARIA:	Ing. 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 SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE POR BOMBEO PARA EL CASERÍO XIBALBAY Y PUENTE VEHICULAR PARA BARRIO EL CARMEN, MUNICIPIO DE SOLOLÁ, SOLOLÁ,

tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 9 de marzo de 2004

William Alejandro Elías Charchalac

AGRADECIMIENTOS A:

AGRADECIMIENTO ESPECIAL A DIOS

Por estar conmigo, por las bendiciones en todo momento de mi vida, por darme inteligencia, luz y fuerza para culminar mi carrera.

La facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala

Ing. Juan Merck Cos

Por compartir sus conocimientos y por la asesoría del presente trabajo de graduación

ACTO QUE DEDICO A:

MI PATRIA	Guatemala.
LA UNIVERSIDAD	San Carlos de Guatemala, por darme la oportunidad de abrir nuevos horizontes.
MIS PADRES	Por el apoyo incondicional que me han brindado. Le pido a nuestro creador les derrame bendiciones hoy y siempre.
MI HIJO	Alessandro, por su amor.
MIS HERMANOS	Por su apoyo y ayuda incondicional.

A todas las personas que, de alguna manera, colaboraron en mi formación profesional, Dios les bendiga.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
GLOSARIO	XI
RESUMEN	XV
OBJETIVOS	XVII
INTRODUCCIÓN	XIX
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	1
1.1. Monografía del caserío Xibalbay, Sololá	1
1.1.1. Localización y ubicación	1
1.1.2. Límite y colindancias	1
1.1.3. Vías de acceso	1
1.1.4. Clima	2
1.1.5. Población e idioma	2
1.1.6. Actividades económicas	2
1.1.7. Servicios públicos	2
1.1.8. Suelo y topografía	3
1.2. Diagnóstico sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura del caserío Xibalbay	3
1.2.1. Descripción de las necesidades	3
1.2.2. Priorización de las necesidades	3
2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	5
2.1. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo para el caserío Xibalbay	5
2.1.1. Descripción del proyecto	5
2.1.2. Fuente de abastecimiento	5

2.1.2.1.	Aforo de los nacimientos	5
2.1.2.2.	Calidad del agua	6
2.1.2.3.	Examen bacteriológico	6
2.1.2.4.	Examen físico	6
2.1.2.5.	Examen químico	7
2.2.	Levantamiento topográfico	7
2.2.1.	Planimetría	7
2.2.2.	Altimetría	8
2.3.	Criterios de diseño	8
2.3.1.	Dotación y tipo de servicio	8
2.3.1.1.	Dotación	8
2.3.1.2.	Tipo de servicio	9
2.3.2.	Tasa de crecimiento poblacional, poblacional actual	9
2.3.3.	Período de diseño, población futura	9
2.3.4.	Factores de consumo	10
2.3.4.1.	Factor de día máximo (FMD)	10
2.3.4.2.	Factor de hora máxima (FMH)	10
2.3.5.	Caudales de diseño	11
2.3.5.1.	Caudal medio (Qm)	11
2.3.5.2.	Caudal día máximo (QMD)	12
2.3.5.3.	Caudal hora máxima (QMH)	12
2.3.5.4.	Caudal de bombeo (Qb)	13
2.3.5.5.	Caudal de vivienda (Qv)	13
2.3.5.6.	Caudal instantáneo (Qi)	14
2.3.6.	Velocidades y presiones	14
2.3.6.1.	Velocidades	14
2.3.6.2.	Presiones	15
2.4.	Diseño hidráulico	15
2.4.1.	Planteamiento general del sistema	15

2.4.2. Tipo de tubería	15
2.4.3. Fórmulas de cálculo	16
2.4.3.1. Pérdidas por fricción en tuberías (Hf) Hasen-Williams	16
2.4.3.2. Diámetro de tubería	16
2.4.3.3. Diámetro de tubería para bombeo	17
2.4.3.4. Velocidad	17
2.4.3.5. Carga dinámica total	17
2.4.3.6. Golpe de ariete	18
2.4.3.7. Presiones: disponible, estática y cota piezométrica	18
2.4.4. Componentes del sistema	19
2.4.4.1. Captación de la fuente	19
2.4.4.2. Caja unificadora de caudales	19
2.4.4.3. Línea de conducción por bombeo	19
2.4.4.3.1. Diseño de la línea de conducción	20
2.4.4.4. Cálculo de potencia de la bomba	23
2.4.4.5. Tanque de alimentación	24
2.4.4.5.1. Diseño de losa	25
2.4.4.5.2. Diseño del muro	28
2.4.4.6. Diseño del tanque de distribución	31
2.4.4.6.1. Volumen del tanque	31
2.4.4.7. Diseño de la red de distribución	32
2.4.4.7.1. Caudal de vivienda	33
2.4.4.7.2. Caudal requerido, caudal instantáneo y caudal de diseño	33
2.4.4.7.3. Diámetro de la tubería	34
2.4.4.7.4. Pérdidas por fricción	34
2.4.4.7.5. Velocidad	34
2.4.4.7.6. Cota piezométrica, presión dinámica, presión estática	35
2.4.4.8. Descripción de conexión domiciliar	35

2.4.4.9.	Obras hidráulicas	35
2.4.4.9.1.	Caja unificadora de caudales	35
2.4.4.9.2.	Caja para válvulas	36
2.4.4.9.3.	Paso aéreo	36
2.4.4.10.	Sistema de desinfección	48
2.4.4.11.	Propuesta de tarifa	48
2.4.4.12.	Programa de operación y mantenimiento	50
2.5.	Elaboración de planos	56
2.6.	Presupuesto	57
2.7.	Cronograma de ejecución	58
2.8.	Evaluación de impacto ambiental	59
2.8.1.	Descripción de medio ambiente	59
2.8.2.	Descripción de actividades para la construcción del proyecto	60
2.8.3.	Identificación y valoración de los impactos	60
2.8.4.	Medidas de mitigación	62
2.8.4.1.	Plan de seguridad humana y ambiental	62
3.	DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR	65
3.1.	Descripción del proyecto	65
3.2.	Normas de diseño	65
3.3.	Levantamiento topográfico	67
3.4.	Evaluación de la calidad del suelo	67
3.5.	Cálculo de caudal máximo	68
3.6.	Diseño de la superestructura	71
3.6.1.	Diseño de losa	71
3.6.1.1.	Espesor de losa	71
3.6.1.2.	Cálculo de momentos	72
3.6.1.2.1.	Momento por carga muerta	72
3.6.1.2.2.	Momento por carga viva	73

3.6.1.2.3. Factor de impacto	73
3.6.1.2.4. Momento último	74
3.6.1.3. Cálculo de refuerzo	74
3.6.1.3.1. Refuerzo principal, transversal cama inferior	74
3.6.1.3.2. Refuerzo transversal, cama superior	75
3.6.1.3.3. Refuerzo longitudinal, ambas camas	76
3.6.2. Diseño de vigas principales	77
3.6.2.1. Cálculo del peralte y base	77
3.6.2.2. Cálculo de momentos	78
3.6.2.2.1. Integración de carga muerta	78
3.6.2.2.2. Integración de carga viva	78
3.6.2.2.3. Factor de sobrecarga	78
3.6.2.2.4. Cálculo de momento por carga muerta	79
3.6.2.2.5. Cálculo de momento y corte por carga viva	79
3.6.2.2.6. Factor de impacto	81
3.6.2.2.7. Momento último	81
3.6.2.3. Cálculo de refuerzo	81
3.6.2.3.1. Refuerzo longitudinal cama inferior	81
3.6.2.3.2. Refuerzo longitudinal cama superior	82
3.6.2.3.3. Refuerzo adicional	82
3.6.2.4. Diseño a corte	82
3.6.2.4.1. Cálculo de corte por carga muerta	82
3.6.2.4.2. Cálculo de corte por carga viva	83
3.6.2.4.3. Corte último	83
3.6.2.4.4. Corte que resiste el concreto	83
3.6.3. Diseño de diafragmas	85
3.6.3.1. Diseño del diafragma interno	86
3.6.3.2. Diseño del diafragma externo	87
3.7. Diseño de la subestructura	88

3.7.1. Diseño de la cortina	88
3.7.1.1. Empuje de tierra	88
3.7.1.2. Fuerza longitudinal (FL)	89
3.7.1.3. Fuerza de sismo (S)	89
3.7.1.4. Cálculo de refuerzo	91
3.7.1.4.1. Refuerzo por flexión	91
3.7.1.4.2. Refuerzo por corte	92
3.7.2. Diseño de la viga de apoyo	92
3.7.3. Diseño del estribo de concreto ciclópeo	93
3.7.3.1. Momento de volteo (MV)	95
3.7.3.2. Momento estabilizante respecto al punto "B"	96
3.7.3.3. Chequeo del muro sin superestructura	96
3.7.3.4. Chequeo del muro con superestructura y carga viva	97
3.7.3.5. Chequeo del muro con sismo, sin carga viva	98
3.7.4. Apoyo elastomérico	100
3.8. Diseño del barandal	101
3.8.1. Diseño del poste	101
3.9. Elaboración de planos	103
3.10. Presupuesto	104
3.11. Cronograma de ejecución	105
CONCLUSIONES	107
RECOMENDACIONES	108
BIBLIOGRAFÍA	109
APÉNDICES	110
ANEXOS	133

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Optimización de la clase tubería en línea de conducción.....	22
2.	Distribución de la tubería en línea de conducción	23
3.	Dimensiones de la losa, del tanque de distribución.....	25
4.	Esquema del muro, del tanque de distribución.....	29
5.	Modelo matemático del cable en suspensión, del paso aéreo.....	39
6.	Esquema del cable en los tensores, del paso aéreo.....	41
7.	Elevación del paso aéreo	43
8.	Elevación del puente.....	70
9.	Geometría de la superestructura.....	71
10.	Modelo matemático para cálculo de momentos	72
11.	Armado de losa.....	77
12.	Diagrama de sobrecarga.....	78
13.	Diagrama de carga viva.....	79
14.	Diagrama de corte y momento en viga debido a la carga viva	80
15.	Diagrama de corte resistente del concreto.....	83
16.	Sección transversal de viga principal.....	84
17.	Elevación de armado en viga principal.....	85
18.	Esquema de armado de diafragma interno.....	86
19.	Esquema de armado de diafragma externo.....	87
20.	Diagrama de presiones en la cortina	88
21.	Diagrama de fuerza longitudinal en viga de apoyo	89
22.	Esquema de armado de cortina y viga de apoyo	93
23.	Geometría y diagrama de presiones del estribo.....	95
24.	Sección de neopreno	101
25.	Detalle de apoyo elastomérico –neopreno-.....	101

26.	Modelo matemático de las cargas en el poste.....	102
27.	Esquema de armado de poste.....	103
28.	Plano de planta general, densidad de vivienda.....	111
29.	Plano general de diagrama de flujos	112
30.	Plano general de diámetros de tuberías.....	113
31.	Plano de planta y perfil línea de conducción por bombeo.....	114
32.	Plano de planta y perfil línea de distribución, ramal 1.....	115
33.	Plano de planta ramal 2 y perfil sub-ramal E-88.....	116
34.	Plano de perfil ramal 2.....	117
35.	Plano de detalles de caja de brote definido.....	118
36.	Plano de detalles de caja unificadora de caudales y válvulas....	119
37.	Plano de detalles de tanque de alimentación.....	120
38.	Plano de detalles de tanque de distribución.....	121
39.	Plano de detalles de hipoclorador.....	122
40.	Plano de detalles de paso de zanjón y paso aéreo.....	123
41.	Plano de detalles caseta para bombeo y conexión domiciliar.....	124
42.	Plano de ubicación del puente.....	129
43.	Plano de planta y elevación.....	130
44.	Plano de detalles de vigas principales, cortina y viga de apoyo.	131
45.	Plano detalles de estribo de concreto ciclópeo y poste.....	132

TABLAS

I.	Momento estabilizante en el muro.....	30
II.	Tensión en el cable.....	39
III.	Altura de péndolas.....	42
IV.	Propuesta de tarifa.....	50
V.	Presupuesto para el sistema de agua potable.....	57

VI. Cronograma de ejecución para el sistema de agua potable.....	58
VII. Momento de volteo en el estribo.....	95
VIII. Momento estabilizante en el estribo.....	96
IX. Momento estabilizante en el estribo sin carga viva.....	99
X. Presupuesto para el puente vehicular.....	104
XI. Cronograma de ejecución para el puente vehicular.....	105
XII. Parámetros de diseño para el agua potable.....	125
XIII. Distribución de caudales, para el diseño hidráulico.....	126
XIV. Cálculo del diseño hidráulico.....	127

GLOSARIO

AASHTO	Siglas de la <i>American Association State highway and Transportation Officials</i> -Asociación Americana de Autopistas Estatales y Oficiales de Transporte-.
ACI	Siglas del Instituto Americano del Concreto.
Agua potable	Agua, sanitariamente, segura y agradable a los sentidos.
Aforo	Consiste en medir una cantidad de agua en una unidad de tiempo.
Barandales	Se construye en los bordes del voladizo, para brindar protección al usuario, su construcción varía dependiendo del material a usar.
Carga muerta	Cualquier carga que sea permanente en la estructura.
Carga viva	Carga que no es permanente en la estructura.
Carga última	Es la sumatoria de la carga viva y muerta afectada ambas por su factor de seguridad.
Concreto ciclópeo	Material de construcción que se obtiene de la mezcla proporcionada de cemento, arena, piedra y agua.
Concreto reforzado	Material de construcción que se obtiene de la mezcla debidamente proporcionada de cemento, arena, grava y agua; todo esto, combinado con el acero con lo cual se logra un elemento estructural resistente a la compresión y tensión.
Contingencia	Posibilidad de que algún evento suceda o no suceda.
Cota de terreno	Indica la altura de un punto sobre un plano de referencia.
Diafragmas	Miembros de concreto reforzado, sirve para darle rigidez a las vigas en el sentido transversal.

Estación	Cada uno de los puntos en el que se coloca el instrumento topográfico en cualquier operación de levantamiento topográfico.
Estribos	Cada una de las estructuras extremas que sirve de apoyo a la superestructura, estos pueden ser de concreto ciclópeo ó concreto reforzado.
Formaleta	Armazón provisional que sostiene un elemento de construcción mientras se construye, hasta que alcance su resistencia necesaria.
Losa	Elemento estructural que esta apoyada sobre vigas, es la que recibe directamente la carga viva.
Luz	Distancia interna, entre dos elementos.
Mitigación	Aminorar o disminuir un efecto o acción.
Neopreno	Material aislante, que permite absorber el impacto de de la carga viva móvil. Su componente principal es caucho sintético y es apropiado para la mayoría de climas.
Puentes	Estructuras mayores de seis metros, construidos para salvar depresiones del terreno y unir dos puntos separados por un río, quebrada, cañón, etc.
Piezoométrica	Relativo a la presión del líquido en un punto determinado.
Presión	En hidráulica expresa la intensidad de fuerza por unidad de superficie.
Sistema predial	Sistema de abastecimiento de agua potable que consiste en un chorro para una vivienda ubicado en el predio que ocupa esta.
Subestructura	Está compuesto por los elementos estructurales que soportan la superestructura, dichos elementos son las vigas de apoyo, cortina y viga da apoyo.

Superestructura	Elemento integrado por los barandales, banquetta, mordiente, losa, diafragmas y las vigas principales.
Viga	Elemento estructural que se coloca paralelamente a la línea central del puente. Se asienta en los apoyos de la subestructura y recibe la carga de la losa.
Subestructura	Parte inferior de un puente, integrado por la cimentación, estribos, pilas y vigas de apoyo. Sirve para transmitir la carga al suelo.
Superestructura	Pare superior de un puente, integrado por la losa, barandales, voladizos, vigas principales y diafragmas.
Tenamaste	Sistema para cocinar con leña, ubicado, directamente, al suelo y mediante tres bloques de ladrillo.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación contiene el desarrollo de los siguientes proyectos:

Abastecimiento de agua potable para el caserío Xibalbay, municipio de Sololá, departamento de Sololá, es un sistema mixto, bombeo y gravedad, debido a la topografía del terreno. Para llevar el vital líquido a los consumidores, se captaron tres nacimientos, los cuales son conducidos a un tanque de alimentación, luego, será conducido al tanque de distribución ubicado en la parte más alta del caserío, para tal efecto se determinó la potencia de la bomba, la clase, tipo y diámetro de la tubería. El diseño de la red de distribución se realizó como redes abiertas y la conexión domiciliar es tipo predial. Para establecer si el agua es apta para consumo humano se realizaron los exámenes físico-químico y bacteriológico, los cuales indican que es apta para consumo humano y sólo requiere una simple desinfección que se realizará por medio de cloración.

Puente vehicular para el barrio El Carmen, cabecera municipal de Sololá, tiene las siguientes características: luz de 12 metros, un carril con ancho de rodadura de 3.50 metros. La carga viva de diseño es para un vehículo tipo H15-44, la superestructura es de concreto armado y la subestructura de concreto ciclópeo; para el análisis y diseño se utilizaron las normas AASHTO y ACI. El diseño del puente se realizó de acuerdo a las condiciones topográficas, hidráulicas y económicas, para hacer de ello un proyecto factible.

Al final de este trabajo, se presentan planos y presupuestos correspondientes.

OBJETIVOS

- **General**

Diseñar el sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo-gravedad para el Caserío Xibalbay y puente vehicular para el barrio El Carmen en la cabecera municipal de Sololá.

- **Específicos**

1. Proveer del juego de planos, presupuesto y cronogramas de ejecución necesarios para la construcción de los proyectos de agua potable y puente vehicular.
2. Aplicar los conocimientos de las áreas de: hidráulica, ingeniería sanitaria, estructuras, suelos y topografía.

INTRODUCCIÓN

El Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) ofrece la oportunidad de poder aplicar los conocimientos adquiridos durante la formación académica, con el planteamiento de soluciones factibles que contribuyen a resolver algunas de las necesidades planteadas por las comunidades. El objetivo es promover un cambio positivo en el modo de vida de los pueblos, entre los proyectos que promueven dichos cambios están; los diseños del sistema de abastecimiento de agua potable para el caserío Xibalbay y del puente vehicular para el barrio El Carmen del municipio de Sololá. Este trabajo de graduación está conformado por los capítulos siguientes:

Capítulo uno: se expone la monografía y diagnóstico de necesidades de servicios básicos e infraestructura del caserío Xibalbay. Capítulo dos: se describe el procedimiento de diseño del sistema de abastecimiento de agua potable el cual es mixto, es decir, el agua se conduce por bombeo y se distribuye a los puntos de consumo por gravedad.

Capítulo tres: se describe el diseño del puente vehicular para el barrio El Carmen, éste tiene 12 metros de longitud con un ancho de rodadura de 3.50 metros, para soportar una carga viva tipo H15-44. Al final, se presentan las conclusiones y recomendaciones de este trabajo.

1. INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del caserío Xibalbay, Sololá

1.1.1. Localización y ubicación

El departamento de Sololá se encuentra a 140 kilómetros de la ciudad capital, ubicado al sureste del departamento de Totonicapán; al noreste del departamento de Quetzaltenango y Suchitepequez; al suroeste de Huehuetenango, Quiche y Chimaltenango. El caserío Xibalbay se sitúa a 13 Kilómetros de la cabecera municipal y a 135 de la ciudad Capital, con una altura aproximada de 2,113.50 metros sobre el nivel del mar.

1.1.2. Límite y colindancias

El caserío Xibalbay colinda al norte con el cantón Pixabaj, al este con el cantón Xajaxac, al oeste con el cantón Chaquijyá y al sur con el cantón El Tablón, pertenece al Cantón Chaquijyá, del municipio y departamento de Sololá.

1.1.3. Vías de acceso

La vía principal es la carretera Interamericana, que atraviesa la comunidad precisamente a la altura del kilómetro 135. En este sentido la comunidad no tiene problemas con el transporte, pues los hay a cualquier hora del día hacia la mayoría de ciudades principales del país, mientras que en el interior de la comunidad el acceso es por camino de terracería en el que se transita a pie.

1.1.4. Clima

De acuerdo a la ubicación geográfica de la comunidad y por su altitud el clima que predomina es el frío, los vientos fríos especialmente en horas de la tarde son muy frecuentes.

La temperatura máxima oscila entre los 21°C, la media en los 13°C y la mínima entre los 8°C. La precipitación pluvial promedio anual es de 1,010mm.

1.1.5. Población e idioma

De acuerdo a los datos del censo del año 2003, el Instituto Nacional de Estadística informa que la población es aproximadamente de 1,200 habitantes siendo su totalidad indígena, el 100% de la población habla el Kaqchiquel, del 100% un 40% habla Español y Kaqchiquel.

1.1.6. Actividades económicas

Existen tres fuentes de ingresos: a) La agricultura, b) El comercio y c) La actividad de jornaleros, principalmente los hombres. No se puede precisar con exactitud los ingresos mensuales de cada familia pero un promedio aproximado es de Q.600.00 a Q.1,000.00. Mientras que las personas que trabajan como jornaleros obtienen un ingreso promedio de Q.40.00 diarios.

1.1.7. Servicios públicos

El 95% de la comunidad cuenta con el servicio de energía eléctrica, poseen una escuela de nivel primario. Se carece de sistema de alcantarillado

sanitario, el 50% cuenta con letrina en su vivienda, el 75% tiene estufas (de leña) y el 25% cocina con tenamaste.

1.1.8. Suelo y topografía

La topografía del terreno es variable y quebrada por ser una zona montañosa. Su suelo es productivo, especialmente para el cultivo de hortalizas, principalmente para la siembra de maíz y flores.

1.2. Diagnóstico sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura

1.2.1. Descripción de las necesidades

Las necesidades que se encuentran en la aldea Xibalbay son: agua potable, el sistema de agua con que cuentan actualmente es bastante deficiente debido a que ya rebasó su periodo de diseño. Alcantarillado sanitario, no cuentan con un sistema de drenajes. Salud, es necesario la construcción de un puesto de salud, debido a que por cualquier emergencia que se presente deben acudir hasta la cabecera municipal. Un centro de convergencia, para cualquier emergencia de tipo social o desastres que se pueda presentar.

1.2.2. Priorización de las necesidades

La municipalidad de Sololá efectuó, por medio de la Oficina Municipal de Planificación (O.M.P.) un estudio sobre las necesidades de la comunidad y conjuntamente con la comunidad se priorizaron las necesidades en el orden siguiente: agua potable, sistema de alcantarillado para darle el saneamiento correspondiente a la comunidad.

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo para el caserío Xibalbay

2.1.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en diseñar un sistema de agua potable, el cual está conformado de la siguiente manera; para hacer llegar el agua a su destino se requiere un tanque de alimentación para bombeo, línea de impulsión (bombeo), tanque de distribución, red de distribución por gravedad y 49 conexiones domiciliarias tipo predial.

2.1.2. Fuente de abastecimiento

La fuente de abastecimiento del sistema de agua potable está constituida por tres manantiales definidos, los cuales se unirán mediante una caja unificadora de caudales cercana a los mismos, dicha caja se encuentra a 36 metros del tanque de alimentación.

2.1.2.1. Aforo de los nacimientos

El método utilizado fue el volumétrico, se determinó que los tres brotes producen un caudal de 0.367 l/s. Este dato se obtuvo el 25 de junio de 2004.

2.1.2.2. Calidad del agua

Para determinar la calidad sanitaria es necesario realizar análisis físico-químico y bacteriológico, los que deben cumplir con los requerimientos mínimos establecidos por la norma COGUANOR NGO 29001.

2.1.2.3. Examen bacteriológico

El objetivo primordial de este examen es determinar la polución fecal, ya que ésta representa el mayor peligro de contaminación para los consumidores. De acuerdo al examen realizado en el CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERÍA se obtuvieron los siguientes resultados (ver anexo 1).

Aspecto	Clara
Olor	Inodora
Sustancias en suspensión	No hay

Con base a los resultados anteriores se puede concluir que el agua es apta para consumo humano, la cual no exige más que un simple tratamiento de desinfección, según Norma Internacional de la Organización Mundial de la Salud para Fuentes de Agua. Dicho tratamiento será a base de cloración.

2.1.2.4. Examen físico

Los resultados obtenidos de este análisis fueron (ver anexo 1).

Color	1.00 Unidades
Turbiedad	0.63 UNT
PH	6.40 Unidades
Sabor	-----

2.1.2.5. Examen químico

Los resultados obtenidos de este análisis fueron

Amoníaco	0.18 mg/L
Dureza total	38.00 mg/L
Hierro total	0.03 mg/L
Nitratos	0.00 mg/L
Cloro residual	-----
Magnesio	-----

Desde el punto de vista de la calidad física y química, el agua cumple con las Normas Internacionales de la Organización Mundial de la Salud para Fuentes de Agua según el laboratorio (ver anexo 1).

2.2. Levantamiento topográfico

Para desarrollar el estudio, se realizó el levantamiento topográfico de primer orden, con un teodolito marca *SOKKIA* DT600, brújula, estadal, cinta métrica, plomada, estacas (para facilitar el replanteo durante la ejecución del proyecto) y cinta métrica.

2.2.1. Planimetría

Es la proyección del terreno sobre un plano horizontal, para este levantamiento se adoptó el método de conservación de azimut, para lo cual se consideró el norte magnético, a partir de éste se midieron los diferentes ángulos horizontales.

2.2.2. Altimetría

Es la proyección del terreno en el plano vertical, mediante el levantamiento de altimetría se obtienen los datos para identificar los diferentes niveles del terreno, el método empleado fue de nivelación compuesta.

2.3. Criterios de diseño

2.3.1. Dotación y tipo de servicio

La dotación y el tipo de servicio asignado a cada proyecto, está en función de algunos aspectos tales como:

- Condiciones socioeconómicas de la población
- Costumbres
- Nivel de vida
- Cultura
- Clima que afecta a la comunidad
- Un aspecto muy importante, la capacidad de la fuente de abastecimiento

2.3.1.1. Dotación

Es la cantidad de agua que se le asigna a una persona o usuario en un día, esta cantidad se expresa en litros por habitante por día (L/hab/día).

De acuerdo a las normas de la Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales (UNEPAR), que se tomaron como guía para el diseño de este proyecto, se adoptó una dotación de 85 litros / habitante / día, debido a que el clima de la comunidad es frío y área rural.

2.3.1.2. Tipo de servicio

El tipo de servicio adoptado para este diseño es el de conexión predial, el cual consiste en instalar un chorro por vivienda fuera de ella, pero dentro del predio que la ocupa.

Se optó por este tipo de conexión debido a que es la más adecuada para comunidades rurales concentradas y semidispersas con un nivel socioeconómico regular y de acuerdo a la producción de la fuente, es factible este tipo de servicio.

2.3.2. Tasa de crecimiento poblacional, población actual

De acuerdo a los datos registrados en el Instituto Nacional de Estadística, para el departamento de Sololá se reporta una tasa de crecimiento de 3.5%.

La población actual del caserío es de 134 habitantes, para un total de 24 familias.

2.3.3. Período de diseño, población futura

El periodo de diseño adoptado es de 20 años, más un año de gracia para gestionar la papelería para su ejecución, teniendo un total de 21 años como periodo de diseño.

Para estimar la población futura a los 21 años existen varios métodos entre los cuales se pueden mencionar los más usuales: aritmético, geométrico, logarítmico. Para este caso se aplicó el método de crecimiento geométrico, debido a que es el modelo matemático que mejor se adapta para poblaciones en vías de desarrollo:

$$P_f = P_o(1+i)^n$$

Donde:

- P_f = Población futura
- P_o = Población actual, al inicio del proyecto
- i = Tasa de crecimiento (en decimales)
- n = Periodo de diseño (en años)

$$P_f = 134(1 + 0.035)^{21} = 275.96 \approx 276 \text{ Habitantes.}$$

2.3.4. Factores de consumo

El caudal de diseño está afectado por unos factores, los cuales están en función de la cantidad de habitantes. Se tomaron como guía las normas de la UNEPAR para determinar dichos factores.

2.3.4.1. Factor de día máximo (FMD)

Este factor oscila entre 1.2 y 1.5 para poblaciones futuras menores de 1,000 habitantes y 1.2 para poblaciones futuras mayores de 1,000 habitantes según las normas de la UNEPAR.

Para el presente proyecto se adoptó un factor de 1.5 debido a que es una población futura menor a 1,000 habitantes.

2.3.4.2. Factor de hora máxima (FMH)

Oscila entre 2.0 y 3.0 para poblaciones futuras menores de 1,000 habitantes y 2.0 para poblaciones futuras mayores de 1,000 habitantes, este factor es inversamente proporcional al tamaño de la población.

Para el presente proyecto se adoptó 2.5, que resulta del promedio debido a que es una población futura menor a 1,000 habitantes.

2.3.5. Caudales de diseño

El caudal de diseño, es el caudal medio multiplicado por cada factor, mencionado anteriormente.

2.3.5.1. Caudal medio (Qm)

Es un promedio de consumos medios diarios registrados durante un periodo de un año, el cual se puede obtener mediante un registro estadístico, en su defecto se puede establecer mediante la siguiente fórmula la que se interpreta de la siguiente manera: es el producto de la dotación asignada a cada usuario durante un día por el número de habitantes (población futura), el cual se calcula de la siguiente manera:

$$Q_m = \frac{(\text{Dot}) * (P_f)}{86,400}$$

Donde:

- Q_m = Caudal medio en l/s
- Dot = Dotación (85 litros / habitante / día)
- P_f = Población futura (276 habitantes)

$$Q_m = \frac{(85L/h/d) * (276h)}{86,400} = 0.272L/s$$

2.3.5.2. Caudal día máximo (QMD)

También llamado caudal de conducción, es el caudal de mayor consumo durante un día en un año. Este caudal se obtiene multiplicando el factor de día máximo (FMD) por el caudal medio:

$$QMD = (Qm) * (FMD)$$

Donde:

QMD = Caudal día máximo

Qm = Caudal medio

FMD = Factor día máximo

$$QMD = (0.272L/s) * (1.5) = 0.408L/s$$

2.3.5.3. Caudal hora máxima (QMH)

También llamado caudal de distribución, es el caudal de mayor consumo durante una hora en el día de mayor consumo, durante el año.

Este caudal se obtiene multiplicando el factor de hora máxima (FMH) por el caudal medio:

$$QMH = (Qm) * (FMH)$$

Donde:

QMH = Caudal hora máxima

Qm = Caudal medio

FMH = Factor hora máxima

$$QMH = (0.272L/s) * (1.5) = 0.680L/s$$

2.3.5.4. Caudal de bombeo (Qb)

El caudal de bombeo se obtiene de la siguiente fórmula:

$$Q_b = \frac{QMD * 24}{N}$$

Donde:

Qb = Caudal de bombeo en l/s

QMD= Caudal día máximo o caudal de conducción

N = Número de horas que funcionará la bomba en un día.

Se tomó N = 8

$$Q_b = \frac{(0.408L/s) * (24)}{8} = 1.224L/s$$

2.3.5.5. Caudal de vivienda (Qv)

Es el caudal que será asignado a cada vivienda, el que se obtiene de la siguiente forma:

$$Q_v = \frac{QMH}{\# \text{ de Viviendas}}$$

Donde:

Qv = Caudal de vivienda en l/s

QMH= Caudal hora máxima o caudal de distribución

$$Q_v = \frac{0.680L/s}{49} = 0.0139L/s$$

2.3.5.6. Caudal instantáneo (Qi)

Este caudal está basado en la probabilidad de que se haga uso al mismo tiempo del servicio del caudal en un ramal, usualmente también se le conoce con el nombre de caudal de uso simultáneo, se puede calcular mediante la siguiente fórmula:

$$Q_i = k(n - 1)^{1/2}$$

Donde:

- Qi = Caudal instantáneo no menor de 0.20 L/s
- K = Coeficiente que varía según:
 - K = 0.15 para uso predial
 - K = 0.25 para llena cántaros
- n = Número de viviendas

El caudal instantáneo fue calculado para cada ramal, ver distribución de caudales, en apéndice 1.

2.3.6. Velocidades y presiones

Se utilizó como guía las normas de la UNEPAR para determinar las velocidades y presiones las cuales se describen a continuación.

2.3.6.1. Velocidades

De conformidad con estas normas, se adoptarán las velocidades para diseño siguientes:

- Sistemas por gravedad: Entre 0.60 m/s y 3.00 m/s
- Sistemas por bombeo: Entre 0.55 m/s y 2.40 m/s

2.3.6.2. Presiones

Las presiones en la conducción no deben exceder a la presión de trabajo de la tubería, en la distribución la presión de servicio debe estar en el rango de: 10 a 60 metros columna de agua, si es posible.

2.4. Diseño hidráulico

2.4.1. Planteamiento general del sistema

El proyecto requiere la captación de las 3 fuentes con que se cuenta, las cuales serán reunidas mediante una caja unificadora de caudales de 1m^3 , luego serán conducidas por gravedad a un tanque de alimentación de 25m^3 , ubicado cerca de la caja unificadora, luego será conducido por bombeo, hacia el tanque de distribución de 15m^3 , ubicado en el punto mas alto del proyecto, la distribución será por gravedad hacia todos los puntos de consumo, la cual será por medio de ramales abiertos.

2.4.2. Tipo de tubería

Toda tubería tiene tres características importantes: diámetro, clase y tipo. Respecto al diámetro se debe mencionar que comercialmente las tuberías se les asignan un diámetro nominal, que difiere del diámetro interno siendo este último el que es utilizado para el diseño hidráulico.

La clase se refiere a la norma de fabricación, la cual está relacionada con al presión de trabajo y a la razón entre diámetro externo y espesor de la pared del tubo. Por último el tipo de tubería se refiere al material de que está hecho el conducto.

Debido a los accidentes topográficos del terreno, el sistema será diseñado para dos tipos de tubería los cuales son: PVC y HG. La tubería HG (hierro galvanizado) debe cumplir con la norma de fabricación ANSI/ASTM A 120-79, será utilizada únicamente para salvar obstáculos tales como: pasos de zanjón y el paso aéreo, en el resto del sistema se utilizará tubería PVC (cloruro de polivinilo), la cual debe cumplir con la norma de fabricación ASTM D-1784.

2.4.3. Fórmulas de cálculo

Para facilitar el cálculo se utilizó una hoja electrónica de Excel (ver apéndice 1, diseño hidráulico), sin embargo se mencionan a continuación las fórmulas utilizadas:

2.4.3.1. Perdidas por fricción en tuberías (Hf) Hazen-Williams

$$H_f = \frac{1743.811 * L * Q^{1.85}}{C^{1.85} * D^{4.87}}$$

Donde:

- Hf = Pérdida por fricción en tubería
- L = Longitud de diseño en metros
- Q = Caudal de diseño en l/s
- C = Coeficiente de fricción interno
- D = Diámetro interno del tubo en pulgadas

2.4.3.2. Diámetro de tubería

$$D = \left(\frac{1743.811 * L * Q}{H_f * C^{1.85}} \right)^{\frac{1}{4.87}}$$

Donde:

- D = Diámetro interno del tubo en pulgadas

- L = Longitud de diseño en metros
- Q = Caudal de diseño en l/s
- Hf = Pérdida de carga en metros
- C = Coeficiente de fricción interno
PVC = 150; HG = 100

2.4.3.3. Diámetro de tubería para bombeo

$$D' = 1.8675 * (Qb)^{1/2}$$

Donde:

- D' = Diámetro interno del tubo en pulgadas
- Qb = Caudal de bombeo en l/s

2.4.3.4. Velocidad

$$V = \frac{1.974 * Q}{D^2}$$

Donde:

- V = Velocidad, debe estar entre de 0.55 a 2.40 m/s
- Q = Caudal de diseño en l/s
- D = Diámetro interno del tubo en pulgadas

2.4.3.5. Carga dinámica total

$$CDT = \frac{V^2}{2g} + Hf + Hm + Hd$$

Donde:

- CDT = Carga dinámica total en metros
- V = Velocidad en m/s
- g = Fuerza de la gravedad (9.81 m/s²)
- Hf = Pérdidas por fricción en tubería
- Hm = Pérdidas menores (en accesorios) dado en metros

Hd = Altura de impulsión (diferencia de niveles entre el tanque de alimentación y el tanque de distribución)

2.4.3.6. Golpe de ariete

$$GA = \frac{145V}{\left(\frac{Ea * D}{Et * e} + 1\right)^{1/2}}$$

Donde:

GA = Golpe de ariete expresado en metros

V = Velocidad en m/s

Ea = Módulo de elasticidad del agua en kg/cm²

D = Diámetro interno del tubo en cm.

Et = Módulo de elasticidad de la tubería en kg/cm²

e = Espesor de la tubería en cm.

2.4.3.7. Presiones: disponible, estática y cota piezométrica

a. PE = NE – CT

b. PD = Cpz – CT

c. Cpz = NE – Hf

Donde:

PE = Presión estática, expresado en metros

PD = Presión disponible, expresado en metros

Cpz = Cota piezométrica, expresada en metros

NE = Nivel estático en metros

CT = Cota terreno en metros

Hf = Pérdidas por fricción en tubería expresado en metros

2.4.4. Componentes del sistema

El sistema está compuesto por los siguientes elementos

2.4.4.1. Captación de la fuente

La captación de cada una de las fuentes se realizó por medio de cajas de captación de brote definido, las cuales están compuestas de muros de concreto ciclópeo y sello sanitario de concreto, con el fin de aislar el manantial de la intemperie. Está integrada por: una captación típica a base de muros de concreto ciclópeo y su galería de infiltración de piedra graduada con su respectivo rebalse y drenaje (ver planos en apéndice 1).

2.4.4.2. Caja unificadora de caudales

Obra de arte utilizada para reunir los caudales provenientes de las cajas de captación de brote definido independiente. Está integrada por una caja reunidora de 1m³ de volumen, la que recibirá el caudal proveniente de las cajas de captación, también cuenta con caja de válvulas para la entrada y salida de caudales, rebalse. Todas las paredes y bases serán construidas de concreto ciclópeo mientras que las tapaderas son de concreto reforzado (ver planos en apéndice 1).

2.4.4.3. Línea de conducción por bombeo

La línea de conducción es el conjunto de tuberías que inicia desde la salida de la caja de captación, hasta la entrada del tanque de distribución, la mayor parte de esta línea es de tubería PVC a excepción de los pasos de zanjón, los cuales serán de tubería HG.

2.4.4.3.1. Diseño de la línea de conducción

Los datos para el diseño de esta línea son los siguientes:

- Tiempo de bombeo: 8 horas
- Cota terreno (piso tanque de alimentación): 498.30m
- Cota terreno (sobre tanque de distribución): 568.00m
- Diferencia de niveles: 69.70m
- Longitud tomada: 330.00m
- Pendiente del terreno = $\left(\frac{(69.70^2 + 330^2)^{1/2}}{330} - 1 \right) * 100 = 2.21\%$
- Longitud de diseño (330m*1.0221): 337.29m

El caudal utilizado para el diseño de la línea es el caudal de bombeo el que se calcula con la fórmula de la sección 2.3.5.4 de la siguiente manera.

$$Q_b = \frac{QMD * 24}{N} = \frac{(0.408L/s) * (24)}{8} = 1.224L/s$$

Después de calcular el caudal de bombeo, es necesario determinar el diámetro de la tubería, para ello se utiliza la fórmula de la sección 2.4.3.3.

$$D' = 1.8675 * (Q_b)^{1/2} = 1.8675 * (1.224L/s)^{1/2} = 2.07''$$

Se tiene la opción de utilizar diámetro de 1 1/2" ó 2", esto dependerá de la velocidad, ya que debe estar entre el rango de 0.55 a 3.0 m/s, al aplicar la fórmula de la sección 2.4.3.4 y asumiendo tubería de 250 psi para establecer el diámetro interno se tiene:

$$V_{\varnothing=1\frac{1}{2}''} = \frac{(1.974) * (1.224L/s)}{(1.676plg)^2} = 0.86m/s \rightarrow \text{cumple}$$

$$V_{\phi=2''} = \frac{(1.974) * (1.224 \text{ L/s})}{(2.095 \text{ plg})^2} = 0.55 \text{ m/s} \quad \rightarrow \text{ cumple}$$

Como se puede observar ambas velocidades cumplen con los parámetros de diseño, pero se optará por la tubería con diámetro igual a 1 ½" con presión de trabajo de 250 psi que proporciona una velocidad de 0.86 m/s, por ser el diámetro más económico y por no estar en el límite como ocurre con la otra velocidad.

Seguidamente se calcula la pérdida por fricción que se produce en la tubería con la fórmula de la sección 2.4.3.1. Se debe mencionar que debido a la topografía del terreno existe un tramo de 60m de longitud en el que debe usarse tubería HG, las pérdidas se calculan a continuación.

$$Hf_{\text{pvc}} = \frac{(1743.811) * (277.29\text{m}) * (1.224 \text{ L/s})^{1.85}}{(150)^{1.85} * (1.676 \text{ plg})^{4.87}} = 5.36\text{m}$$

$$Hf_{\text{HG}} = \frac{(1743.811) * (60.00\text{m}) * (1.224 \text{ L/s})^{1.85}}{(100)^{1.85} * (1.610 \text{ plg})^{4.87}} = 2.98\text{m}$$

$$Hf = Hf_{\text{PVC}} + Hf_{\text{HG}} = 5.36\text{m} + 2.98\text{m} = 8.34\text{m}$$

A continuación se calcula la carga dinámica total CDT, con la fórmula de la sección 2.4.3.5.

$$\text{CDT} = \frac{V^2}{2g} + Hf + Hm + Hd$$

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{(0.86 \text{ m/s})^2}{2 * (9.81 \text{ m/s}^2)} = 0.04\text{m}$$

$$Hm = 25\% \text{ de } (Hf + v^2/2g) = 0.25 * (8.34\text{m} + 0.04\text{m}) = 2.10\text{m}$$

Al sumar todas las pérdidas, la carga dinámica total queda de la siguiente forma:

$$CDT = 0.04m + 8.34m + 2.10m + 69.70m = 80.18m$$

Seguidamente se calcula el golpe de ariete que sumado a la carga dinámica total (punto crítico) deberá ser menor en metros columna de agua a los de la tubería asumida que en este caso es de 250 psi (176 m.c.a.), para calcular el golpe de ariete se usará la fórmula de la sección 2.4.3.6.

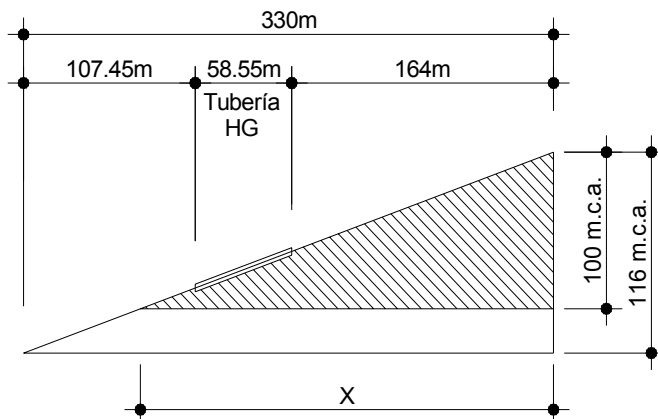
$$GA = \frac{145V}{\left(\frac{Ea * D}{Et * e} + 1\right)^{1/2}} = \frac{145 * (0.86m/s)}{\left(\frac{(20670kg/cm^2) * (4.257cm)}{(28100kg/cm^2) * (0.284cm)} + 1\right)^{1/2}} = 35.96m$$

El punto crítico será la sumatoria del golpe de ariete más la carga dinámica total.

$$\text{Punto crítico} = CDT + GA = 80.18m + 35.96m = 116.14m$$

El punto crítico es de 116.14 m.c.a por lo que la tubería asumida de 250 psi (176 m.c.a) es la correcta al inicio del tramo, para optimizar la clase de tubería se calcula a través de una relación de triángulos tomando en cuenta que existe un tramo de tubería HG como lo muestra la figura 1.

Figura 1. Optimización de la clase de tubería en línea de conducción

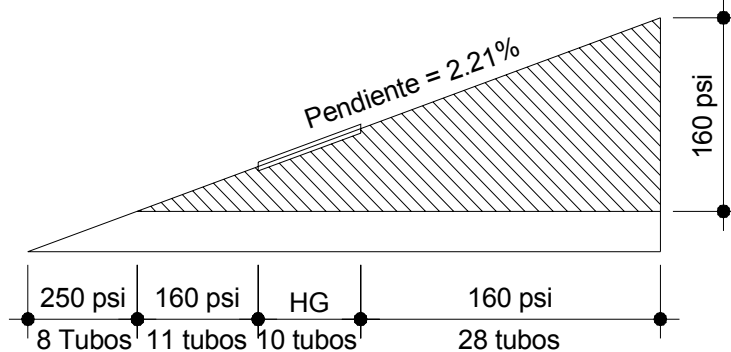


Al hacer relación de triángulos se tiene:

$$\frac{330\text{m}}{116\text{m.c.a.}} = \frac{X}{100.80\text{m.c.a.}(160\text{psi})} \rightarrow X = 286.75\text{m}$$

Se debe mencionar que la tubería de 160 psi, se está utilizando al 90% de la presión de trabajo, lo que equivale a 100.80 m.c.a. Entonces la tubería queda distribuida de la siguiente forma:

Figura 2. Distribución de tubería, en línea de conducción



2.4.4.4. Cálculo potencia de la bomba

Para determinar la potencia de la bomba se empleará la siguiente fórmula:

$$POT = \frac{(CDT)*(Q_b)}{76*(\text{Eficiencia de Bomba})}$$

Donde:

POT = Potencia de la bomba en Hp

Q_b = Caudal de bombeo en l/s

CDT = Carga dinámica total

$$POT = \frac{(80.18\text{m}) * (1.224\text{L/S})}{76 * (0.65)} = 1.99\text{Hp (teórico)} \approx 2 \text{ Hp}$$

De lo anterior se puede concluir que para conducir el caudal desde el tanque de alimentación hasta el tanque de distribución se necesita una bomba con las siguientes características:

- Tipo de bomba: Sumergible.
- Potencia: 2 Hp.
- RPM: 3,500
- Tipo de energía: Eléctrica.
- Tensión: 240 VAC monofasico.
- Corriente: 13.6 Amperios, situada a 80 metros de distancia de la acometida en la caseta para bombeo.

2.4.4.5. Tanque de alimentación

Es una estructura con las mismas características de un tanque de distribución, con la diferencia que éste estará enterrado. El objetivo de construir este tanque es para compensar las diferencias de caudales durante los periodos de bombeo y evitar que la bomba trabaje en seco.

Para calcular el volumen del tanque se utilizó la siguiente formula:

$$\text{Vol} = \frac{(\text{Factor}) * (\text{CMD}) * (86,400)}{1,000}$$

$$\text{Factor} = \frac{24 - (\text{Horas de bombeo})}{24}$$

Donde:

CMD = Caudal día máximo ó caudal de conducción

Horas de bombeo = 8

Primero se debe obtener el factor para calcular el volumen:

$$\text{Factor} = \frac{24 - 8}{24} = 0.667$$

Seguidamente se calcula el volumen del tanque, al sustituir datos en la formula anterior se obtiene:

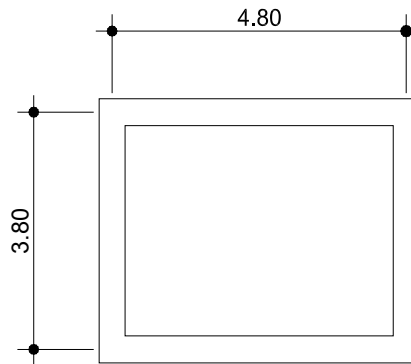
$$Vol = \frac{(0.667) * (0.408L / s) * (86,400)}{1,000} = 23.51m^3 \text{ (teorico)}$$

Por razones de criterio se adoptará un tanque con volumen de 25 M³

2.4.4.5.1. Diseño de losa

Para el diseño se empleará el método 3 de la *American Concrete Institute* (ACI).

Figura 3. Dimensiones de la losa



$$m = \frac{a}{b} = \frac{3.80}{4.80} = 0.79 > 0.5 \rightarrow \text{trabaja en dos sentidos}$$

- Espesor de la losa:

$$t = \frac{\text{perimetro}}{180} = \frac{17.20m}{180} = 0.096m \rightarrow \text{se tomará } t = 0.10m$$

- Integración de carga muerta:

$$W_{\text{losa}} = (2,400kg / m^3)(0.10m) = 240kg / m^2$$

$$W_{\text{sobrecarga}} = 25kg / m^2$$

$$\Sigma W_{\text{carga muerta}} = CM = 265 \text{ kg/m}^2$$

- Integración de carga viva:

Se tomará una carga viva de 80 kg/m²

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

- Carga última total:

$$Cu = 1.4CM + 1.7CV = 1.4(265) + 1.7(80) = 507 \text{ kg/m}^2$$

- Cálculo de momentos, caso 2:

Momentos negativos

$$Ma = (Ca)(Cu)(a^2) = (0.065)(507)(3.80^2) = 475.87 \text{ kg-m}$$

$$Mb = (Cb)(Cu)(b^2) = (0.027)(507)(4.80^2) = 315.40 \text{ kg-m}$$

Momentos positivos

$$Ma = (Ca)(Cvu)(a^2) + (Ca)(CMu)(a^2)$$

$$Ma = (0.041)(136)(3.80^2) + (0.026)(371)(3.80^2) = 219.81 \text{ kg-m}$$

$$Mb = (Cb)(Cvu)(b^2) + (Cb)(CMu)(b^2)$$

$$Mb = (0.017)(136)(4.80^2) + (0.011)(371)(4.80^2) = 147.30 \text{ kg-m}$$

- Cálculo del peralte (d):

$$d = t - r - \varnothing/2 \quad \varnothing_{3/8"} = 0.95 \text{ cm}$$

$$d = 10 - 2.5 - 0.95/2 = 7.03 \text{ cm}$$

- Cálculo del área de acero mínimo:

$$As_{\text{min}} = (0.40) \left(\frac{14.1}{2,810} \right) (100 \text{ cm})(7.03 \text{ cm}) = 1.41 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento:

$$\begin{array}{l} 1.41\text{cm}^2 \text{-----} 100\text{cm} \\ 0.71\text{cm}^2 \text{-----} S \end{array} \rightarrow S = \frac{(0.71\text{cm}^2)(100\text{cm})}{1.41\text{cm}^2} = 50.35\text{cm}$$

pero como $S_{\max} = 3t \rightarrow S_{\max} = 3(10\text{cm}) = 30\text{cm}$

como $S > S_{\max}$, se debe calcular el área de acero para S_{\max}

$$\begin{array}{l} As \text{-----} 100\text{cm} \\ 0.71\text{cm}^2 \text{-----} 30\text{cm} \end{array} \rightarrow As = 2.37\text{cm}^2$$

- Momento último que resiste el área de acero ($As = 2.37\text{cm}^2$):

$$Mu = \phi \left[As * fy \left(d - \frac{As * fy}{1.7f'c * b} \right) \right]$$

$$Mu = 0.9 \left[2.37 * 2,810 \left(7.03 - \frac{2.37 * 2,810}{1.7 * 210 * 100} \right) \right] = 410.15\text{kg} - \text{m}$$

- As para momentos que sean mayores a Mu :

$$Ma(-) = 475.87\text{kg} - \text{m}$$

$$As = \left[(bd) - \sqrt{(bd)^2 - \frac{Mub}{(0.003825)(f'c)}} \right] \left(0.85 \frac{f'c}{fy} \right)$$

$$As = \left[(100\text{cm})(7.03\text{cm}) - \sqrt{[(100\text{cm})(7.03\text{cm})]^2 - \frac{(475.87\text{kg} - \text{m})(100\text{cm})}{(0.003825)(210\text{kg}/\text{cm}^2)}} \right] \left(0.85 \frac{210\text{kg}/\text{cm}^2}{2,810\text{kg}/\text{cm}^2} \right)$$

$$As = 2.76\text{cm}^2$$

Espaciamiento:

$$\begin{array}{l} 2.76\text{cm}^2 \text{-----} 100\text{cm} \\ 0.71\text{cm}^2 \text{-----} S \end{array} \rightarrow S = \frac{(0.71\text{cm}^2)(100\text{cm})}{2.76\text{cm}^2} = 25\text{cm}$$

- As por temperatura:

$$As = 0.002bt = 0.002(100\text{cm})(10\text{cm}) = 2\text{cm}^2$$

Espaciamiento:

$$\begin{array}{l} 2.00\text{cm}^2 \text{-----} 100\text{cm} \\ 0.71\text{cm}^2 \text{-----} S \end{array} \rightarrow S = \frac{(0.71\text{cm}^2)(100\text{cm})}{2.00\text{cm}^2} = 35.5\text{cm}$$

se tomará $S = 25\text{cm}$

- Resumen de refuerzo:

Colocar varillas No.3 @ 0.25m, en ambos sentidos.

2.4.4.5.2. Diseño del muro

El muro se puede construir de concreto reforzado, mampostería reforzada, concreto ciclópeo incluso de acero, en este caso se optó utilizar el material de mayor acceso y económico a la comunidad que es la piedra, por lo que se construirá de concreto ciclópeo.

Se diseñará un tanque semienterrado, debido a la topografía del terreno y para evitar demasiada excavación. La condición crítica de este tipo de tanque es cuando éste se encuentra completamente lleno.

Datos de diseño:

Peso concreto ciclópeo W_{cc}	=	2,700 kg/m^3
Peso concreto armado W_c	=	2,400 kg/m^3
Peso del suelo W_s	=	1,400 g/m^3
Capacidad soporte del suelo V_s	=	16,000 kg/m^3

- Carga uniformemente distribuida:

$W_{\text{losa}} + W_{\text{viga de apoyo}}$

$$W = \frac{(507\text{kg}/\text{m}^2)(516\text{m}^2)}{4.65\text{m}} + (2,400\text{kg}/\text{m}^3)(0.15\text{m})(0.20\text{m}) = 734.61\text{kg}/\text{m}$$

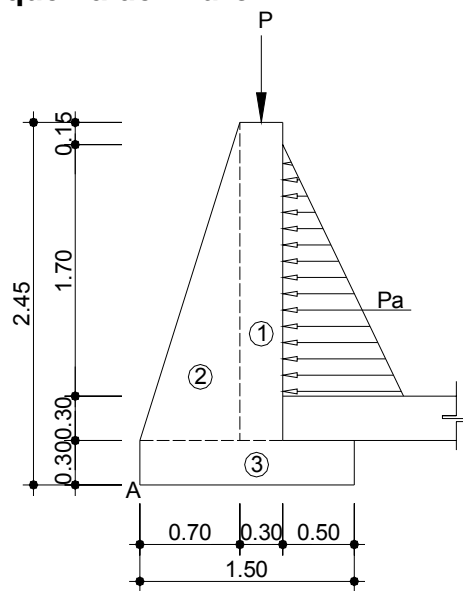
- Considerando W como una carga puntual (P):

$$P = (734.61 \text{ kg/m})(1.00 \text{ m}) = 734.61 \text{ kg} - \text{m/m}$$

- Coeficiente activo:

$$K_a = \frac{1 - \text{Sen} \theta}{1 + \text{Sen} \theta} = \frac{1 - \text{Sen} 30^\circ}{1 + \text{Sen} 30^\circ} = \frac{1}{3}$$

Figura 4. Esquema del muro



- Fuerza activa del agua:

$$P_a = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_a * h^2 = \left(\frac{1}{2}\right) \left(\frac{1}{3}\right) (1,000 \text{ kg/m}^3) (1.70 \text{ m})^2 = 481.67 \text{ kg/m}$$

- Momentos respecto al punto "A":

Momento de P: $M_P = (734.61)(0.85) = 625.25 \text{ kg} - \text{m}$

Momento debido al agua: $M_{ACT} = (481.67) \left(\frac{1}{3} * 1.70 + 0.60 \right) = 561.95 \text{ kg} - \text{m}$

Tabla I. Momento estabilizante en el muro

Sección	Área (m ²)	Peso Volumétrico (kg/m ³)	Peso de la Estructura W (kg)	Brazo (m)	Momento (kg-m/m)
1	0.75	2,700	2,025.00	2/3(0.7)=0.48	972.00
2	0.65	2,700	1,755.00	0.7+(0.3/2)=.85	1,491.75
3	0.45	2,700	1,215.00	(1/2)(1.5)=0.75	911.25
			ΣW 4,995.00		ΣM _R 3,375.00

Carga total = Wt = ΣW + P = 4,995kg + 734.61kg = 5,729.61kg

Verificaciones del muro:

$$1. \text{ Volteo} = \frac{\sum M_R}{\sum M_{ACT}} = \frac{3,375.00 + 625.25}{561.95} = 7.11 > 1.5 \quad \text{Ok}$$

$$2. \text{ Deslizamiento} = \frac{\sum F_R}{\sum M_{ACT}} = \frac{\beta \sum W}{F_{AGUA}} = \frac{(0.90)(\tan 30^\circ)(4,995)}{481.67} = 5.38 > 1.5 \quad \text{Ok}$$

3. Presiones:

$$a = \frac{M_R - M_p - M_{ACT}}{W_T} = \frac{3,375 + 625.25 - 561.95}{5,729.61} = 0.60m$$

$$3a = 3(0.60m) = 1.80m > 1.50m \quad \text{Ok}$$

$$P = \frac{W_T}{L * B} \pm \frac{W_T * e}{S}$$

Excentricidad:

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{1.50m}{2} - 0.60m = 0.15m$$

$$S = \frac{L^2}{6} * (1.00m) = \frac{1.50m}{6} * (1.00m) = 0.38m^2$$

$$P = \frac{5,729.61kg}{(1.50m)(1.00m)} \pm \frac{(5,729.61)(0.15)}{0.38} = 3,819.74 \pm 2,261.61$$

$$P_{max} = 6,081.43kg/m^2 < 16,000kg/m^2 \quad \text{Ok}$$

$$P_{\min} = 1,558.05\text{kg/m}^2 > 0.00\text{kg/m}^2 \quad \text{Ok}$$

Se concluye que las dimensiones propuestas en la figura 2 para el muro, son correctas ya que resisten las cargas a las que estará sujeto.

2.4.4.6. Diseño del tanque de distribución

Es un depósito que sirve para cubrir la demanda de agua en las horas de mayor consumo. Este tipo de obra juega un papel importante para el diseño del sistema de distribución de agua tanto en el funcionamiento hidráulico como el de mantener un servicio eficiente. Todo tanque de distribución tiene los siguientes componentes:

- Depósito principal
- Caja de válvula de entrada y salida
- Tapaderas para entrada
- Dispositivo de desagüe y rebalse
- Respiradero

El tanque de distribución tendrá las mismas características del tanque de alimentación en cuanto a dimensiones de muros, espesor y refuerzo en losa.

2.4.4.6.1. Volumen del tanque

El volumen de los tanques de distribución, se calculará de acuerdo a la demanda real de las comunidades. Cuando no se tengan estudios de dichas demandas se tomará en cuenta el siguiente criterio, en sistemas por gravedad se adoptará del 25% al 40% del consumo medio diario estimado de la población y en sistemas por bombeo del 40% al 60% del consumo medio diario. Para el presente caso se tomará el 60% del consumo medio diario.

$$\text{Vol} = 60\% * Q_m$$

$$Q_m = 0.272 \frac{\text{L}}{\text{s}} * \frac{1\text{m}^3}{1,000\text{L}} * \frac{86,400\text{s}}{\text{día}} = 23.50\text{m}^3 / \text{día}$$

$\text{Vol} = 0.60 * 23.50\text{m}^3 / \text{día} = 14.10\text{m}^3 / \text{día}$. Se tomará un volumen de: 15m^3 , (alto:1.85m, ancho:3.00m, largo: 3.00m, ver planos en apéndice 1). El diseño de la estructura es exactamente igual a la descrita en el tanque de alimentación.

2.4.4.7. Diseño de la red de distribución

La red de distribución es un sistema de tuberías unidas entre si, que conducen el agua desde el tanque de distribución hasta el punto de consumo (conexión predial). La función principal es brindar un servicio eficiente en forma continua, en cantidad suficiente y desde luego con calidad sanitariamente aceptable. Para el diseño se deben considerar los siguientes criterios:

- Garantizar el período de diseño para el buen funcionamiento, de acuerdo al máximo consumo horario.
- La distribución de caudales debe hacerse mediante criterios lógicos y ordenados, (ver distribución de caudales en apéndice 1).
- Considerar el tipo de tubería, para soportar las presiones hidrostáticas.
- Considerar los diámetros mínimos pero eficientes para la economía del proyecto.

Para el diseño de la red de distribución, se utilizó el método de redes abiertas debido a que las casas están dispersas, se mostrará a continuación el cálculo de un tramo, luego se presentará el resumen hidráulico de la distribución completa. Las fórmulas empleadas son las descritas en las secciones 2.3.5 y 2.4.3

Se calculará el primer tramo del ramal 1, que comprende las estaciones E-27 a la E-42, el número de viviendas futuras utilizadas para este tramo es de 29 y por ser el primer tramo se utilizan todas las casas, conforme se avance en el ramal se tendrán menos casas.

2.4.4.7.1. Caudal de vivienda

El caudal de vivienda se calcula con la fórmula de la sección 2.3.5.5. de la siguiente manera:

$$Q_v = \frac{0.68L/s}{49viv} = 0.0139L/s$$

2.4.4.7.2. Caudal requerido, caudal instantáneo y caudal de diseño

- El caudal requerido es el caudal necesario para el tramo, depende del número de viviendas futuras del tramo y se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{\text{requerido}} = Q_v * \text{No.viviendas} = 0.0139L/s * 29viv = 0.402L/s$$

- Con la fórmula de la sección 2.3.5.6. se calcula el caudal instantáneo para este tramo:

$$Q_i = 0.15\sqrt{29-1} = 0.794L/s$$

- Para establecer el caudal de diseño, se hace una comparación entre el caudal requerido y el caudal instantáneo para el tramo y se diseña con el mayor de ambos, para este caso el caudal de diseño será de:

$$Q_{\text{diseño}} = 0.794L/s$$

2.4.4.7.3. Diámetro de la tubería

Los datos para calcular el diámetro de la tubería son los siguientes:

L = 198.98m	Cota terreno inicial =	563.069 m
Q = 0.794L / s	Cota terreno final =	543.379 m
C = 150	Diferencia de altura =	19.690 m

Tubería PVC 160 psi

Con la fórmula de la sección 2.4.3.2. se procede a calcular el diámetro interno de la tubería:

$$D = \left(\frac{1743.811 * 198.98 * 0.794}{19.69 * 150^{1.85}} \right)^{\frac{1}{4.87}} = 1.06''$$

Se utilizará $D_{\text{nominal}} = 1 \frac{1}{4}''$, $D_{\text{interno}} = 1.532''$

2.4.4.7.4. Pérdidas por fricción

Después de conocer el diámetro se debe calcular la pérdida real, la cual se calcula con la fórmula de la sección 2.4.3.1.

$$H_f = \frac{1743.811 * 198.98 * 0.794^{1.85}}{150^{1.85} * 1.532^{4.87}} = 2.673\text{m}$$

2.4.4.7.5. Velocidad

La velocidad debe estar entre los parámetros 0.60m/s y 3.00m/s y se calcula con la fórmula de la sección 2.4.3.4.

$$V = \frac{1.974 * 0.794}{(1.532)^2} = 0.67\text{m/s}$$

2.4.4.7.6. Cota piezométrica, presión dinámica, presión estática

La cota piezométrica y presiones se calculan con las fórmulas de la sección 2.4.3.7.

- $Cpz = NE - Hf = 565.686 - 2.673 - 0.10_{\text{Pérdida-tramo-anterior}} = 562.913$
- $PD = Cpz - CT = 562.913 - 543.379 = 19.534$
- $PE = NE - CT = 565.686 - 543.379 = 22.307$

De la misma forma se calcularon todos los tramos, ver diseño hidráulico en apéndice 1.

2.4.4.8. Descripción de conexión domiciliar

En la línea central de la tubería de distribución se colocará una tee del diámetro correspondiente a dicha tubería, también se deberá colocar un reductor del diámetro del tubo de la línea central a tubería de ½", luego se colocará la tubería de ½" que conectará a la vivienda con la línea central de distribución hasta llegar a la llave de paso, la cual se utiliza para bloquear la entrada del agua y realizar cualquier tipo de reparación, por último se realiza la conexión domiciliar como lo muestran los planos, en apéndice 1.

2.4.4.9. Obras hidráulicas

2.4.4.9.1. Caja unificadora de caudales

Es la caja que se construye para reunir dos o más caudales previamente captados de brote definido independiente. Su capacidad será de acuerdo al número de fuentes que se reúnan, en el diseño existe una caja en la estación E-2 la cual se construirá con paredes de mampostería de piedra y tapadera de concreto reforzado, desagüe y rebalse, pichacha para tubería de salida y su caja con válvula de compuerta para la salida (ver planos en apéndice 1).

2.4.4.9.2. Caja para válvulas

Estas cajas servirán de protección para las válvulas en las cajas de captación y tanques. Se construirán con paredes de mampostería de piedra y tapadera de concreto reforzado con su respectivo sistema de seguridad como lo muestran los planos, en anexos.

2.4.4.9.3. Paso aéreo

Esta estructura es utilizada donde es imposible enterrar o revestir la tubería y para salvar depresiones de terreno, la tubería queda expuesta y generalmente es tipo Hg.

Para este proyecto se requiere un paso aéreo de 29.00 metros de luz, el cual se ubica entre las estaciones E-42 y E-43 de la red de distribución y se compone de tubería Hg, soportada por cable galvanizado sujeto a dos columnas de concreto reforzado, con sus respectivos anclajes de concreto ciclópeo como lo muestran los planos, en apéndice 1.

Datos de diseño:

Diámetro de tubería Hg	=	1"
Longitud	=	29.00m
Peso de tubería + accesorios	=	2 lb/pie
Peso específico del agua	=	62.4 lb/pie

- Cálculo de cargas verticales:

Carga Muerta:

$$CM' = (\text{peso tubería}) + (\text{peso del agua}) = Wt + Wa$$

Peso tubería \varnothing 1" = W_t = peso tubo + peso accesorios

$$W_t = 1.68 \text{ lb/pie} + 0.32 \text{ lb/pie}$$

$$W_t = 2 \text{ lb/pie}$$

Peso agua = W_a = (Área tubo)*(Peso específico del agua)

$$W_a = \pi(0.042 \text{ pie})^2 * (62.4 \text{ lb/pie})$$

$$W_a = 0.35 \text{ lb/pie}$$

$$CM' = 2 \text{ lb/pie} + 0.35 \text{ lb/pie} = 2.35 \text{ lb/pie}$$

Carga viva:

Se asumirá el peso de una persona (150 lbs) para pasar de un extremo a otro por posibles reparaciones que puedan ocurrir, por lo que se distribuirá el peso promedio de una persona a lo largo de cada tubo.

$$CV = 150 \text{ lb}/20 \text{ pies} = 7.50 \text{ lb/pie}$$

- Cálculo de cargas horizontales:

Las cargas horizontales críticas para este tipo de estructuras, es la provocada por el viento. Para ello se asumirá una velocidad de viento crítico de 70 kms/hora, mismo que desarrolla una presión de 20 lb/pie^2

$$W_v = (\text{Diámetro de tubo}) * (\text{Presión del viento})$$

$$W_v = \left(\frac{1}{12} \text{ pie} \right) * (20 \text{ lb/pie}^2) = 1.67 \text{ lb/pie}$$

- Integración de cargas:

De acuerdo a las normas ACI, cuando existe carga de viento, la carga última está dada por:

$$U = 0.75(1.4CM' + 1.7CV + 1.7W_v)$$

$$U = 0.75(1.4 * 2.35 + 1.7 * 7.5 + 1.7 * 1.67) = 14.16 \text{ lb/pie}$$

pero U no debe ser menor a $(1.7CM' + 1.7CV) = 1.4 * 2.35 + 1.7 * 7.5 = 16.04 \text{ lb/pie}$, entonces se tomará la cargas más crítica, la cual es:

$$U = 16.04 \text{ lb/pie}$$

- Diseño del cable principal:

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

$$TH = \frac{UL^2}{8d} \qquad T = TH * \sqrt{1 + \frac{16d^2}{L^2}}$$

$$TV = \sqrt{T^2 - TH^2} \qquad Y = \frac{UX * (S - X)}{2TH}$$

Donde:

- U = Carga última
- L = Luz
- d = Flecha
- TH = Tensión horizontal
- TV = Tensión vertical
- T = Tensión máxima

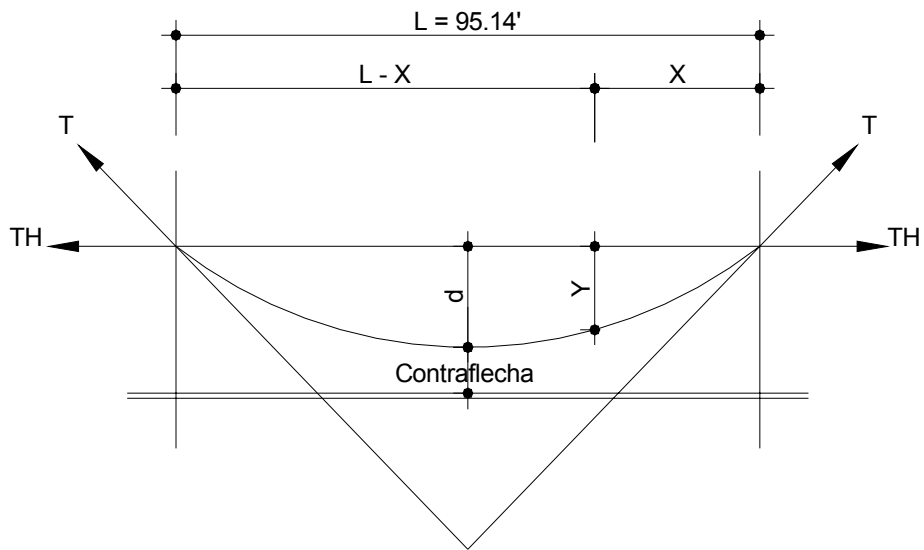
Para determinar la flecha “d” en pasos aéreos y puentes colgantes, el Dr. D.B. Steinman recomienda una relación económica entre flecha-luz de L/9 a L/12 para luces grandes, sin embargo da como resultado columnas muy esbeltas, por lo que no se adoptará este criterio, se calcularan diferentes valores para “d” y se tomará el mas conveniente tomando en cuenta que satisfaga la condición para columnas cortas (esbeltez ≤ 22) según lo establece el reglamento ACI, los resultados se presentan en el cuadro siguiente:

Tabla II. Tensión en el cable

U (lb/pie)	L (pies)	d		TH (lbs)	T (lbs)	TV (lbs)
		(m)	(pies)			

16.04	95.14	0.75	2.46	7,377.44	7,416.79	762.99
16.04	95.14	1.00	3.28	5,533.08	5,585.44	763.00
16.04	95.14	1.25	4.10	4,426.46	4,491.75	763.07
16.04	95.14	1.50	4.92	3,688.72	3,766.81	763.02
16.04	95.14	1.75	5.74	3,161.76	3,252.53	763.04

Figura 5. Modelo matemático del cable en suspensión



De la tabla anterior se seleccionó la flecha de 1.25m, con lo cual se tiene una tensión máxima de 4,491.75 libras. El criterio que se tomó para elegir “d” es el siguiente: Para que la columna esté dentro del rango de una columna corta debe tener una longitud libre no mayor de 1.55m, tomando en cuenta una sección de columna de 0.50m * 0.50m (ya que si se toma una sección menor dará una longitud libre más pequeña).

Los diámetros de cable más usados en pasos aéreos para agua potable son los siguientes:

Diámetro	Esfuerzo de Ruptura	Peso
3/8"	12,620 Lbs	0.33 kg/m = 0.22 lb/pie
1/2"	27,200 Lbs	0.71 kg/m = 0.48 lb/pie

Con base a los datos anteriores se selecciona el cable de 3/8" de diámetro, con alma de acero de 6*9 hilos y una resistencia a la tensión de 12,620 lbs. Integrando el peso propio del cable a la carga muerta se tiene:

$$CM = CM' + \text{Peso del Cable} = 2.35 + 0.22 = 2.57 \text{ lb/pie}$$

Carga Última:

$$U = 1.4*2.57 + 1.7*7.50 = 16.35 \text{ lb/pie}$$

El valor corregido de la tensión es el siguiente:

$$T = 4,578.55 \text{ lbs}$$

$$TH = 4,512.01 \text{ lbs}$$

$$TV = 777.74 \text{ lbs}$$

- Cálculo de la longitud total del cable principal:

Según el *Wire Hand Book*, cuando la flecha "d" es el 5% de la longitud suspendida entre soportes ó menos, la longitud (L_1) entre soportes viene dado por la siguiente fórmula:

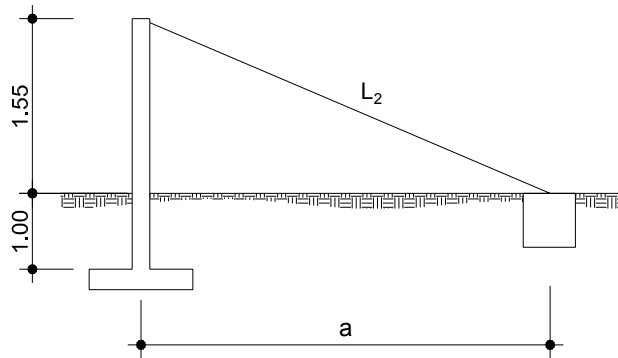
$$L_1 = L + \frac{8d^2}{3L} \qquad \% = \left(\frac{d}{L}\right) * 100 = \left(\frac{1.25m}{29m}\right) * 100 = 4.3\% < 5\%$$

$$L_1 = 29m + \frac{8(1.25m)^2}{29m} = 29.43m \rightarrow \text{Se tomará } L_1 = 30m$$

Para la longitud de los tensores (L_2) el Dr. D.B. Steinman recomienda una

relación de: $a = \frac{L}{4} = \frac{29m}{4} = 7.25m$

Figura 6. Esquema del cable en los tensores



De la figura anterior se puede calcular L_2 , con el teorema de Pitágoras de la siguiente manera: $L_2 = \sqrt{(7.25)^2 + (1.55)^2} = 7.41\text{m}$ se tomará $L_2 = 7.50\text{m}$, la longitud total del cable es $L_1 + L_2$, más un 10% de incremento por dobleces y empalmes.

$$L_T = (L_1 + 2 * L_2) * 1.10 = (30\text{m} + 2 * 7.50\text{m}) * 1.10 = 49.50\text{m} , \text{ se tomará } L_T = 50\text{m} .$$

- Diseño de las péndolas o tirantes verticales:

Son los tirantes verticales que sostienen la tubería, van unidas al cable principal. La separación óptima de dichas péndolas es de 2.00 m, según el Dr. D.B. Steinman.

La carga de tensión que soportará cada péndola está dada por la siguiente fórmula:

$$Q = U * S$$

Donde: U = Carga última

S = Separación de péndolas

$$Q = (16.35\text{lb/pie}) * (6.56\text{pie}) = 107.26\text{lb}$$

Se utilizará cable galvanizado de $\frac{1}{4}$ " de diámetro de 6*9 hilos cuya resistencia de ruptura es de 3,600 libras.

Para calcular la longitud de cada péndola se utiliza la ecuación del *Wire Rope Hand Book*, que es la siguiente:

$$Y = \frac{UX(L - X)}{2TH}$$

Donde: U = Carga última = 24.38 kg/m
 X = Separación de péndolas = 2.00 m
 L = Luz = 29.00 m
 Y = Variación de la flecha
 TH = Tensión horizontal = 2,050.91 kg

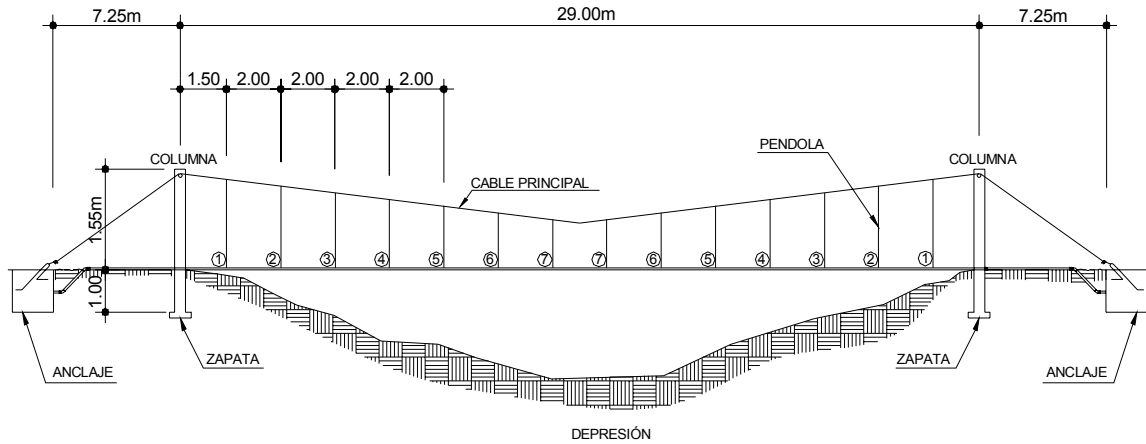
Tabla III. Altura de péndolas

No. Péndola	X (m)	L - X (m)	Y (m)	Cantidad de péndolas	Altura Péndola (m)	Longitud de péndolas (m)
1	1.5	27.5	0.25	2.00	1.30	2.60
2	3.5	25.5	0.53	2.00	1.02	2.04
3	5.5	23.5	0.77	2.00	0.78	1.56
4	7.5	21.5	0.96	2.00	0.59	1.18
5	9.5	19.5	1.10	2.00	0.45	0.90
6	11.5	17.5	1.20	2.00	0.35	0.70
7	13.5	15.5	1.24	2.00	0.31	0.61
					Σ	9.60

Debido a que las péndolas van sujetas al cable principal por medio de accesorios como abrazaderas, su longitud debe incrementarse en un 15%.

Longitud total del cable para péndolas = 9.60m * 1.15 = 11.00m. El detalle del paso aéreo se muestra en la siguiente figura.

Figura 7. Elevación del paso aéreo



▪ Torres de soporte:

Las torres (columnas) servirán básicamente para cambiar el sentido a la tensión del cable principal, en dirección del anclaje. Serán construidas de concreto reforzado, en cuanto a sus dimensiones tendrán una altura total de 2.55m, con una sección de 0.50m*0.50m.

Datos de diseño:

$f'c$ = Resistencia a la compresión del concreto = 210 kg/cm²

f_y = Fluencia del acero grado 40 = 2,810 kg/cm²

W_c = Peso específico del concreto = 2,400 kg/m³

I = Inercia de la sección de la columna = $bh^3/12$

A_g = Área de la sección de la columna

A_s = Área de la sección del acero de refuerzo

L_u = Longitud libre de columna = 2.55 m

r = Radio de giro = $\sqrt{\frac{I}{A}}$

E = Módulo de elasticidad del concreto = 15,100√ $f'c$

Verificación por esbeltez:

$$2 * \frac{Lu}{r} \leq 22 \quad r = \sqrt{\frac{(0.50)(0.50)^3 / 12}{(0.50)^2}} = 0.1443\text{m}$$

$$2 * \frac{1.55\text{m}}{0.1443\text{m}} = 21.48 < 22 \quad \text{Ok}$$

Refuerzo de acero en la columna:

Considerando que la columna únicamente trabaja a compresión, bajo una cara axial muy pequeña ($TV = 777.74 \text{ lb} = 0.35 \text{ Ton}$), comparada con lo que la sección de la columna puede resistir; se usará el criterio de la sección 10.8.4 de las normas ACI 318-83, que dice que cuando un elemento sujeto a compresión tiene una sección transversal mayor que la requerida para las condiciones de carga, con el fin de determinar el refuerzo mínimo se puede emplear un área de acero de 50% del área total de la columna (A_g).

$$A_{s_{\min}} = 50\% * 0.01A_g = 0.50 * 0.01 * (50\text{cm})^2 = 12.50\text{cm}^2 \rightarrow 4 \text{ varillas No.6}$$

La carga última que resiste el armado y sección de la columna será (P_u):

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

$$P_u = 0.7[0.85 * 210(50^2 - 11.4^2) + (11.4 * 2,810)] = 333.37\text{Ton.}$$

Al comparar la carga que resiste la columna (P_u) con la que carga actuante (TV) se puede observar que la columna resiste satisfactoriamente la carga actuante. $P_u > TV \rightarrow 333.37 \text{ Ton} > 0.33 \text{ Ton} \quad \text{Ok}$

El refuerzo transversal será No.2 @ 0.20 m.

- Zapata:

Debido a que la carga que soportará la zapata no es muy grande, se asumirá el peralte mínimo recomendado por el ACI:

$$\text{Peralte mínimo encima del refuerzo inferior} = 15\text{cm}$$

Recubrimiento mínimo del refuerzo = 7.5cm

$t = 15 + 7.5 = 22.5\text{cm}$ → se tomará el peralte $t = 25\text{cm}$

Cálculo del factor de carga última:

$$F_{cu} = \frac{U}{CM + C_v} = \frac{16.35\text{lb/pie}}{(2.57 + 7.50)\text{lb/pie}} = 1.62$$

Integración de carga que soportará la zapata (P_z):

1. Tensión vertical del cable = 0.35 Ton
 2. Peso de la columna $(2.55 * 0.5^2 * 2.4)$ = 1.53 Ton
 3. Peso del suelo $[1.00 * (1^2 - 0.5^2) * 1.4]$ = 1.05 Ton
 4. Peso propio de la zapata $(1^2 * 0.25 * 2.4)$ = 0.60 Ton
- $P_z = 3.53\text{ Ton}$

$$\frac{P_z}{A_z} \leq \text{Valor soporte del suelo} = 14\text{ Ton/m}^2 \text{ (asumido)}$$

$$\frac{3.53\text{Ton}}{1\text{m}^2} = 3.53\text{Ton/m}^2 < 14\text{Ton/m}^2 \quad \text{Ok}$$

La carga última que soportará la zapata está dada por:

$$W_{uz} = \frac{P_z}{F_{cu}} = \frac{3.53\text{Ton}}{1.62} = 5.72\text{Ton/m}^2$$

Verificación del corte simple:

$$d = t - R - \varnothing / 2 = 0.25 - 0.08 - 0.0127 / 2 = 0.16\text{m}$$

Siempre debe cumplirse: $V_a < V_c$

$$V_a = W_{uz} * L_z * (L_z - L_{col} - R) = (5.72\text{Ton/m}^2)(1\text{m})(1 - 0.5 - 0.08)\text{m} = 2.40\text{Ton}$$

$$V_c = \frac{(0.85)(0.53)\sqrt{f'_c} * bd}{1,000} = \frac{(0.85)(0.53)\sqrt{210}(100 * 10)}{1,000} = 10.45\text{Ton}$$

$$2.40 < 10.45 \quad \text{Ok}$$

Verificación por corte punzonante:

$$V_a = (W_{uz})(A_z - A_{punzonante}) = (5.72 \text{Ton/m}^2) [1 \text{m}^2 - (0.82 \text{m})^2] = 1.87 \text{Ton}$$

$$V_c = \frac{(0.85)(1.06)\sqrt{f'_c} * (\text{Perimetro, punzonante}) * d}{1,000}$$

$$V_c = \frac{(0.85)(1.06)\sqrt{210} * (82 * 4) * 16}{1,000} = 68.52 \text{Ton}$$

$$1.87 < 68.52 \quad \text{Ok}$$

Verificación por flexión:

$$M_u = W_{uz} * \left(\frac{B_{col}^2}{2} \right) = (5.72 \text{Ton/m}^2) * \left[\frac{(0.25 \text{m})^2}{2} \right] = 0.18 \text{Ton} - \text{m/m}$$

$$A_s = \left[(100 \text{cm})(16 \text{cm}) - \sqrt{[(100 \text{cm})(16 \text{cm})]^2 - \frac{(180 \text{kg} - \text{m})(100 \text{cm})}{(0.003825)(210 \text{kg/cm}^2)}} \right] \left(0.85 \frac{210 \text{kg/cm}^2}{2,810 \text{kg/cm}^2} \right)$$

$$A_s = 0.45 \text{cm}^2$$

$$P_c = \frac{A_s}{bd} = \frac{0.45}{100 * 16} = 0.00028$$

$$P_{\min} = 0.4 \left(\frac{14.1}{f_y} \right) = 0.4 \left(\frac{14.1}{2,810} \right) = 0.0020$$

$$P_{\min} < P_c \quad \text{Ok} \quad \rightarrow \quad \text{Usar el acero mínimo, dado por:}$$

$$A_{s_{\min}} = 0.002bd = 0.002(100 \text{cm})(16 \text{cm}) = 3.20 \text{cm}^2$$

Espaciamiento:

$$3.20 \text{cm}^2 \text{-----} 100 \text{cm}$$

$$0.71 \text{cm}^2 \text{-----} S \quad \rightarrow \quad S = \frac{(0.71 \text{cm}^2)(100 \text{cm})}{3.20 \text{cm}^2} = 22 \text{cm}$$

Refuerzo: ubicar hierro No.3 @ 0.17m en ambos sentidos.

- Anclaje (muerto) de concreto ciclópeo:

$$\text{Asumiendo un ángulo de fricción } \phi = 30^\circ \quad \rightarrow \quad K_p = \frac{1 + \text{Sen}30^\circ}{1 - \text{Sen}30^\circ} = 3$$

$$TH = 4512.01 \text{ lbs} = 2.05 \text{ Ton}$$

$$T = 4,578.55 \text{ lbs} = 2.08 \text{ Ton}$$

$$TV = 777.74 \text{ lbs} = 0.35 \text{ Ton}$$

Suponiendo que: Ancho = Largo = Alto = h

$$W = h^3(W_{cc}) = h^3(2.7 \text{ Ton/m}^3) = 2.7h^3 \text{ Ton}$$

$$E = \frac{1}{2} \gamma_s * h^3 * k_p = \frac{1}{2} (1.4 \text{ Ton/m}^3) * h^3 * 3 = 2.1h^3 \text{ Ton.}$$

Verificación contra volteo:

$$\frac{\sum M_{resistentes}}{\sum M_{actuantes}} \geq 1.5 \quad \rightarrow \quad \sum M_{resistentes} = 1.5 \sum M_{actuantes}$$

Momentos:

$$E \left(\frac{h}{3} \right) + W \left(\frac{h}{2} \right) = 1.5 \left(\frac{TV * h}{2} + TH * h \right)$$

$$2.1h^3 \frac{h}{3} + 2.7h^3 \frac{h}{2} = 1.5 \frac{0.35h}{2} + 2.05h \quad \rightarrow \quad 2.05h^4 = 3.34h$$

despejando "h" se tiene: h = 1.18m \rightarrow tomando h = 1.25m

$$\frac{2.1}{3} (1.25)^4 + \frac{2.7}{2} (1.25)^4 = 1.5 \frac{0.35 * 1.25}{2} + 2.05 * 1.25 \quad \rightarrow \quad \frac{5.00}{2.75} = 1.82 > 1.5 \text{ Ok}$$

Verificación contra deslizamiento:

$$F = \mu(W - TV) = 0.5(1.25^3 - 0.35) = 1.60 \text{ Ton}, \quad E = 2.1h^3 = 2.1(1.25)^3 = 4.10 \text{ Ton}$$

$$\frac{E + F}{TH} \geq 1.5 \quad \rightarrow \quad \frac{4.10 + 1.60}{2.05} = 2.78 < 1.5 \quad \text{Ok}$$

Las dimensiones asumidas de 1.25m por lado son correctas, pues resisten las cargas a las que estarán sometidos.

2.4.4.10. Sistema de desinfección

Para asegurar la calidad del agua, debe someterse a tratamiento de desinfección, preferiblemente a base de cloro o compuestos clorados. El punto de aplicación del compuesto clorado deberá seleccionarse en forma tal que se garantice una mezcla efectiva con el agua, la desinfección debe ser tal que asegure un residual de 0.2 a 0.5 mg/L en el punto más lejano de la red.

Con base a los resultados obtenidos en el análisis del agua, sección 2.1.2.3, el agua es apta para consumo humano, la cual no exige más que un simple tratamiento de desinfección, según Norma Internacional de la Organización Mundial de la Salud para Fuentes de Agua.

Para este sistema se propone la cloración del agua por medio de hipoclorito de calcio debido a que es un mecanismo común, práctico para la región y sencillo de elaborar. El hipoclorito de calcio se dosificará al agua por medio de un hipoclorador hidráulico (UNEPAR) que estará sobre el tanque de distribución justo en la entrada del agua a este. El hipoclorito a utilizar se recomienda que sea granular al 65% de pureza, el cual se puede comprar por libra, ver detalle del hipoclorador en planos (apéndice 1).

2.4.4.11. Propuesta de tarifa

En la propuesta de tarifa se contemplan los gastos de mantenimiento, operación, pago al fontanero, tesorero y gasto de cloro.

En los gastos de mantenimiento existen varios rubros, como compra de herramienta para el trabajo del fontanero, compra tubería y accesorios, para cuando haya que realizar reparaciones. Los gastos de operación comprenden

básicamente el gasto de energía eléctrica para accionar la bomba, el cloro, el pago al fontanero y al tesorero.

- Energía eléctrica:

El gasto de energía eléctrica de la bomba se calcula de la siguiente forma:

$$2\text{Hp} = 2 * 746\text{Watts} = 1,492\text{Watts} \quad \rightarrow \quad 1,492\text{Watts} \approx 1.5\text{Kwatts}$$

$$(1.5\text{kw}) * \left(Q0.67 \frac{\text{kw}}{\text{h}} \right) * (8\text{h}) = Q5.36 / \text{día} \quad \rightarrow \quad Q160.80 / \text{mes}$$

- Hipoclorito de calcio:

Tomando el caudal de bombeo = 1.224L/s, y utilizando hipoclorito de calcio al 65% se tiene:

$$(1.224\text{L} / \text{s}) * (28,800\text{s}) = 35,251.2\text{L} = 35.25\text{grs} \quad \rightarrow \quad \frac{35.25\text{grs}}{0.65} = 54\text{gramos} / \text{día}.$$

La preparación de la solución debe realizarse en un recipiente y mezclarse perfectamente, se deja sedimentar la solución, el líquido claro se vierte al depósito del hipoclorador, el sedimento se desecha ya que este produce taponamiento en la tubería.

La caída de la solución al tanque deberá ser normal a la entrada de agua procedente de la conducción, con el objeto de lograr una buena mezcla. El período de contacto en el tanque de distribución será, como mínimo, de dos horas, tiempo durante el cual el agua no pasará a la red de distribución, esto sólo se hace cuando se inicia el proceso de colocación, finalmente se debe comprobar la cloración con un comparímetro en distintos puntos de la red de distribución.

$$(54\text{grs} / \text{día}) * (Q0.03 / \text{grs}) = Q1.62 / \text{día} \quad \rightarrow \quad (Q1.62 / \text{día}) * (30\text{días}) = Q48.60 / \text{mes}$$

Tabla IV. Propuesta de tarifa

ANÁLISIS TRARIFARIO

Número de conexiones

24 conexiones

Descripción	Salario / día	Días / mes	Costo / mes
Fontanero	Q 40.00	5	Q 200.00
Tesorero	Q 40.00	1	Q 40.00
Gasto de energía eléctrica mensual			Q 160.80
Gasto de cloro mensual			Q 48.60
Mantenimiento del sistema			Q 500.00
Total			Q 949.40
Tarifa (24 conexiones)			Q 39.56

Tomando en cuenta que al inicio del proyecto existirán 24 conexiones, deberán pagar Q 40.00 al mes cada una, esta tarifa se considera que no es accesible a la mayoría de usuarios, por lo que se propone al comité solicitar ayuda económica a la municipalidad de Sololá, en la medida que se integren más conexiones al sistema, la cuota mensual tiende a bajar hasta volverse autofinanciable.

2.4.4.12. Programa de operación y mantenimiento

a) Mantenimiento preventivo:

Es la acción de protección de los componentes de un sistema de agua potable, con la finalidad de:

- Evitar daños.
- Disminuir los efectos dañinos.
- Asegurar la continuidad del servicio de agua potable.

b) Mantenimiento correctivo:

Es la acción de reparación de daños, de los componentes de un sistema de agua potable, los que puede suceder por:

- Accidentes naturales. (crecidas de ríos, derrumbes, etc.)
- Deterioro.
- Desgaste, (daño de accesorios).

MANTENIMIENTO PREVENTIVO DEL ÁREA DE CAPTACIÓN:

Alrededor del área de captación

Dos veces por mes:

- Verificar si hay fuentes de contaminación. (aguas negras, animales, basuras, desperdicios)
- Observar si hay deforestación (tala de árboles, incendios).

Cada mes:

- Limpiar el área de plantas, piedras.

Cada tres meses:

- Revisar el cerco de protección y repararlo de ser necesario.

Lecho filtrante

2 veces por mes:

- Revisar la capa del sello, para verificar si no hay taponamiento.
- Verificar si las raíces de árboles no se han introducido al sello sanitario.

Muro y caja de reunión:

Cada seis meses:

- Revisar las estructuras, para verificar si hay grietas ó roturas.
- Observar si hay derrumbes, agua estancada.
- Reparar las partes dañadas, retirar derrubes y agua estancada

Durante el invierno cada mes, se debe:

- Limpiar el sello sanitario y contra cuneta (piedras, arena, hojas).
- Limpiar y lavar la captación.
- Verificar funcionamiento de la tubería de desagüe de la caja de captación.

MANTENIMIENTO DE VÁLVULAS:

La buena operación de un sistema de agua potable, requiere el mantenimiento de los diferentes mecanismos y accesorios que forman parte del acueducto.

Cada tres meses:

- Revisar si hay fugas o faltan piezas.
- Verificar el funcionamiento abriéndolas y cerrándolas lentamente, para ver si hay fugas o si no cierran completamente.
- En ambos casos se deben reparar o cambiar la válvula defectuosa.

a) Válvula de chorro:

Esta válvula debe funcionar sin goteo, para evitar desperdicio de agua.

Para reparar una válvula de chorro:

- Cerrar el flujo con llave de paso.
- Desenroscar la corona superior con auxilio de un cangrejo.
- Revisar el empaque al final del vástago.
- Si está gastado o roto proceder a cambiarlo.
- Instalar el nuevo empaque.
- Colocar y ajustar la corona con el vástago.
- Verificar el funcionamiento abriendo la llave de paso.

b) Caja de válvulas:

Cada tres meses:

- Revisar las paredes de la caja.
- Revisar las tapaderas.
- Revisar aldabones para candados.
- Revisar candados.
- Revisar si hay agua empozada.
- Reparar las fugas.
- Limpiar los candados con gas y engrasarlos.
- Limpiar el piso y drenar el agua empozada.

TANQUE DE DISTRIBUCIÓN:

Cada tres meses:

Revisar estructuras y válvulas, como ya se explicó.

Lavar el interior del tanque, de la forma siguiente:

- Cerrar la válvula de hipoclorador.
- Abrir válvula de desagüe
- Lavar el piso y pared con agua y cepillo de raíz o plástico.
- Aplicar suficiente agua al piso y paredes después de pasar el cepillo.
- Cerrar válvula de desagüe.
- Abrir válvula de hipoclorador.
- Abrir válvula de salida.

MANTENIMIENTO DEL HIPOCLORADOR:

Cada semana:

- Revisar la dosificación del hipoclorito en el tanque de distribución.
- Verificar que no existan fugas
- Verificar el nivel de la solución en el depósito.

Cada tres días:

- Preparar la dosificación correspondiente.
- Limpiar el residuo existente en el fondo del hipoclorador.
- Verificar la concentración de cloro libre residual, la cual no deberá ser inferior a 0.30 miligramos por litro en la parte mas lejana del proyecto.

Cada mes:

- Verificar la existencia de cloro para todo el mes próximo de operación. verificar la concentración del cloro durante los primeros días para calibrar la cantidad de agua que debe ingresar al dispositivo, de tal manera que tenga la concentración de cloro libre residual no menor de 0.30 miligramos por litro en el punto más lejano de la red de distribución.

MANTENIMIENTO DE LA LÍNEA DE BOMBEO Y DISTRIBUCIÓN:

Cada mes:

Revisar recorriendo completamente la línea, para:

- Verificar si hay fugas.
- Verificar el estado de:
 - Pasos de zanjón y paso aéreo.
- Proceder a:
 - Repara fugas en la tubería.
 - Reparar daños en pasos aéreos y pasos de zanjón.

REPARACIÓN DE DAÑOS EN TUBERÍAS DE HIERRO GALVANIZADO:

La reparación de daños en tuberías de hierro galvanizado, requiere contar con herramientas, materiales y accesorios especiales. Los materiales y accesorios para reparar tuberías de hierro galvanizado (HG) son los siguientes:

- Niple H.G.
- Copla
- Unión universal.

Para la reparación se procede de la siguiente manera:

- Cortar la tubería dañada.
- Preparar un nuevo niple.
- Hacer rosca en los dos extremos.
- Colocar copla en la tubería original.
- Colocar niple en la copla instalada.
- Colocar una unión universal en los extremos de niple y en el tubo original
- Ajustar y cerrar la línea con la corona de la unión universal.

Reparación de daños en tubería PVC:

Para reparar daños en tubos PVC, se necesita lo siguiente:

1. Sierra
2. Niple P.V.C.
3. Solvente o pegamento.

Se procede de la siguiente forma:

- Descubrir el tubo uno o dos metros en ambos lados de la fuga.
- Cortar un pedazo de treinta centímetros aproximadamente.
- Hacerle campana con calor en ambos extremos.

Empalme de tubería:

Habiendo preparado el niple con la campana, se procede de la siguiente forma:

- Eliminar rebabas de los cortes.
- Limpiar los extremos con un trapo.
- Aplicar solvente alrededor de los extremos de la tubería.
- Aplicar solvente dentro de la campana.
- Mantener la presión y dejar secar.

2.5. Elaboración de planos

Los planos elaborados son los siguientes:

1. Planta general, densidad de vivienda
2. Planta general de diagrama de flujos
3. Planta general de diámetros de tuberías
4. Planta y perfil de la línea de conducción por bombeo
5. Planta y perfil de la línea de distribución, ramal 1
6. Planta línea de distribución ramal 2 y perfil sub-ramal E-88
7. Perfil de la línea de distribución, ramal 2
8. Detalles de captación típica.
9. Detalles de caja unificadora de caudales y caja para válvulas
10. Detalles de tanque de alimentación
11. Detalles de tanque de distribución
12. Detalles de hipoclorador
13. Detalles de paso de zanjón y paso aéreo
14. Detalles de caseta para bombeo y conexión domiciliar

2.6. Presupuesto

El presupuesto se integró aplicando el criterio de precios unitarios, tomando como base el precio de los materiales que se manejan en la región, como también los salarios de mano de obra tanto calificada como no calificada, para la integración de los costos indirectos se tomaron los siguientes porcentajes: gastos de administración 5%, imprevistos 5%, fianzas 3.5%, utilidad 15%.

A continuación se muestra un resumen:

Tabla V. Presupuesto para el sistema de agua potable

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	TOTAL
Caja de brote definido y cerco	3	global	Q 11,387.35	Q 55,551.35
Caja unificadora de caudales	1	global	Q 5,455.85	Q 5,455.85
Tanque de alimentación 25m	1	global	Q 32,351.80	Q 32,351.80
Línea de conducción	1	global	Q 16,712.35	Q 16,712.35
Tanque de distribución 15m	1	global	Q 21,696.30	Q 21,696.30
Hipoclorador 1m	1	global	Q 3,077.70	Q 3,077.70
Línea de distribución	1	global	Q 35,499.00	Q 35,499.00
Paso aéreo 29m	1	global	Q 9,488.80	Q 9,488.80
Conexiones domiciliarias	32	unidad	Q 453.94	Q 14,526.00
Caseta para bombeo	1	global	Q 13,566.00	Q 13,566.00
Sistema de bombeo	1	global	Q 15,767.50	Q 15,767.50
Acometida eléctrica	1	global	Q 6,000.00	Q 6,000.00
Transporte	1	global	Q 13,988.27	Q 13,988.27
Sub-total (costos directos)				Q 243,680.92
Costos indirectos				Q 69,449.06
TOTAL				Q 313,129.98

2.7. Cronograma de ejecución

Tabla VI. Cronograma para el sistema de agua potable

ACTIVIDADES PRINCIPALES	TIEMPO DE EJECUCIÓN EN MESES					TOTAL
	1r. Mes	2o. Mes	3r. Mes	4o. Mes	5o. Mes	
3 Cajas de captación	■					Q 43,898.23
Cerco perimetral		■				Q 27,485.25
Conducción de brotes a caja unificadora		■				Q 1,430.21
Caja unificadora de caudales		■				Q 7,010.77
Tanque de alimentación 25 M3		■	■			Q 41,572.06
Caseta para bombeo			■			Q 45,403.55
Línea de bombeo			■	■		Q 20,045.16
Tanque de distribución 15 M3				■		Q 27,879.75
Hipoclorador 1 M3				■	■	Q 3,954.84
Red de distribución				■	■	Q 45,616.22
Paso aéreo 29 MI				■		Q 12,193.11
Conexiones prediales				■	■	Q 18,665.91
Transporte				■	■	Q 17,974.92
	TOTAL					Q 313,129.98

2.8. Evaluación de impacto ambiental

En el estudio de impacto ambiental (EIA) para el sistema de agua potable para el caserío Xibalbay, se describen las características físicas del proyecto, sirviendo de base para la identificación del impacto al ambiente. También se indican las medidas de mitigación a través de planes sobre las acciones a tomar para contrarrestar los efectos causados por los impactos negativos generados por dicho proyecto.

2.8.1. Descripción del medio ambiente

Se define como el sistema de elementos bióticos, abióticos, socioeconómicos, culturales y estéticos que interactúan entre sí, en permanente modificación por la acción humana o natural y que afectan o influyen sobre las condiciones de vida de los organismos, incluyendo al ser humano.

Existen cuatro áreas bien defendidas del medio ambiente terrestre, las cuales son:

1. **Litosfera:** está conformada por la corteza rocosa y montañosa de la tierra.
2. **Atmósfera:** son los gases circundantes que rodean la tierra.
3. **Hidrosfera:** se incluye el agua de los lagos, ríos, mares y depósitos subterráneos, el agua en forma de hielo y nieve, la que forma parte de las nubes y la humedad de la atmósfera que en conjunto representa una cantidad considerable.
4. **Biosfera:** la conforma la atmósfera, la hidrosfera y la litosfera. Entre la atmósfera e hidrosfera y sobre la litosfera, habitan las diferentes plantas y animales.

2.8.2. Descripción de actividades para la construcción del proyecto

Actividades preliminares:

- Trazo y preparación de paso y zanjeo
- Chapeo y limpieza general
- Construcción de bodega de materiales temporales

Obra Civil:

- Limpieza
- Excavación de zanjas para tuberías
- Armado y fundición de estructuras de concreto reforzado
- Construcción de estructuras de concreto ciclópeo
- Instalación de tuberías de conducción
- Relleno de zanjas
- Construcción de obras de arte
- Instalación de tuberías.
- Instalación de conexiones domiciliarias
- Reforestación
- Uso del sistema
- Operación y mantenimiento

2.8.3. Identificación y valoración de los impactos

Se hará una identificación de impactos y su origen, sin proporcionar un valor cuantitativo de ese impacto, sin embargo por la importancia del proyecto a la comunidad hará que muchos se beneficien no solo en lo económico sino en salubridad. Se mencionaran algunos elementos ambientales fundamentales, que en un proyecto de agua potable deben ser considerados.

1. **Características físicas:** entre estas características se pueden mencionar: tierra, agua y atmósfera.
2. **Condiciones biológicas:** flora y fauna.
3. **Factores culturales:** uso del suelo, ética e interés humano.
4. **Relaciones ecológicas:** salinización de recursos hídricos, insectos y enfermedades.
5. **Factores socioeconómicos:** comercio, empleo, tránsito y vehículos.

Para evaluar el proyecto en su conjunto es necesario basarse en resultados donde se haga un balance entre el beneficio contra el impacto que se tendrá durante la construcción y operación del proyecto, este proyecto es imprescindible para evitar enfermedades gastrointestinales en la población.

Algunos de los elementos afectados durante la construcción y operación del proyecto que tienen impactos negativos, pero mitigables son:

1. Características físicas: tierra y agua
2. Condiciones biológicas: flora
3. Factores culturales: uso del suelo y actividades
4. Relaciones ecológicas: salinización de recurso hídricos, insectos.

Los factores y elementos que no se mencionan tienen impactos positivos o su impacto negativo es casi inexistente. Evaluando el proyecto en conjunto, se harán algunas mitigaciones necesarias, con las cuales se hará que el proyecto tenga un impacto equilibrado y por consiguiente aceptable.

2.8.4. Medidas de mitigación

La conservación de la salud humana es el mayor beneficio que se puede obtener durante el periodo de vida del proyecto, sin embargo en el análisis de las etapas del proyecto se determinó que la construcción es la etapa que representa mayor riesgo para el medio ambiente.

2.8.4.1. Plan de seguridad humana y ambiental

El objetivo de un plan de seguridad humana es proporcionar tanto a los administradores y principalmente a los trabajadores las medidas y conductas adecuadas para evitar accidentes. El ejecutor del proyecto deberá proporcionar y dotar al trabajador de equipo de protección, un botiquín de primeros auxilios básicos, así como involucrar a cada trabajador a realizar con responsabilidad su trabajo y ayudar a los demás en caso que suceda un accidente.

El objetivo del plan ambiental es minimizar los impactos negativos asociados con la construcción del proyecto, aunque los impactos negativos que se generan no son críticos. Las medidas preventivas, mitigación y/o correctivas, según su aplicación son las siguientes:

- **Medidas de control:** son las que se implementan para reducir los efectos ambientales negativos de las operaciones de construcción del proyecto.
- **Medidas preventivas:** aquellas que anticipadamente se implementan para evitar el deterioro del ambiente.
- **Medidas de rehabilitación:** son las necesarias para minimizar el deterioro del ambiente, procurando su mejoramiento durante o después de las operaciones del proyecto.

Los factores ambientales más importantes o relevantes que se afectan en la construcción del sistema de abastecimiento de agua potable, son los siguientes:

1. Atmósfera y calidad del aire

- Utilización de agua en las partes donde sea necesario, para evitar desprendimientos de partículas tales como el polvo en suspensión generado por movimiento al excavar.
- Realizar mantenimiento preventivo a la maquinaria y vehículos que se utilizaran en la obra, para evitar contaminación del aire.

2. Suelo y geología

a) Prevención y control

- La excavación de zanjas en el suelo es inevitable, sin embargo este factor ambiental no representa mayores consecuencias negativas. Así mismo no se reportan sitios de carácter científico, arqueológico en la localización del proyecto.

b) Mitigación:

- No habrá movimiento de tierra, y el volumen no será alterado puesto que lo que se excave servirá de relleno para ocupar el mismo volumen removido.

3. Fauna

a) Prevención y control

- Como medidas de prevención deberá prohibirse la caza o captura de cualquier especie animal y facilitar la reforestación para la recuperación de los hábitats, tanto de aves como fauna terrestre.

b) Mitigación

- Rellenar toda excavación para evitar accidentes o que sirva de trampa a la fauna local, lo cual puede representar mayor peligro en los horarios nocturnos.

3. DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR

3.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en diseñar un puente de 12 m de longitud con un ancho útil de 3.50 m, losa, dos vigas principales, tres diafragmas de concreto reforzado y estribos de concreto ciclópeo.

El puente se diseñará para soportar una carga viva de un camión tipo H 15 – 44, según las normas AASTHO.

3.2. Normas de diseño

Diseño: Los puentes de concreto reforzado generalmente se basan en las normas de la *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO).

Carga Viva: Fue diseñado con base a las cargas proporcionadas por las normas AASTHO, para este puente la carga viva es **H15 – 44**.

Recubrimientos: AASTHO 8.22. Serán medidos del rostro de la barra a la superficie del concreto, siendo estos los siguientes: 8 cms para elementos expuestos al suelo y agua, 5 cm para losas en la parte superior y 2.5 cm en la parte inferior, 5 cm para columnas y vigas.

Longitud de desarrollo: AASTHO 8.24.12. Se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria a partir del punto donde se requieren por diseño,

siendo esta la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra o $L/20$.

Traslapes: AASTHO 8.25. DGC 509.080. Se calculan con base a la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No.11 de tal modo que desarrollen un 125% de f_y nominal de la barra, siguiendo la especificación AASTHO 8.33.2 evitando localizarlos en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea, deberán colocarse alternos.

Ganchos: AASTHO 8.23.2.2. Los dobleces deberán ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre cuando se trata de 180° y 12 diámetros cuando se trata de 90° .

También se utilizaron las normas del *American Concrete Institute* (ACI 318-99).

Para la superestructura se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- La acera y el barandal se deben construir posteriormente a que las vigas se hayan deflectado libremente.
- Se debe colocar una capa de 5 cm de espesor de asfalto para proteger la superficie del concreto y eliminar irregularidades en la superficie del mismo.
- Cualquier soldadura que se ejecute deberá ser conforme las normas establecidas en el manual de la *American Welding Society* y siguiendo el detalle de planos.

Para la subestructura se debe tomar en cuenta lo siguiente:

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

3.3. Levantamiento topográfico

El método empleado fue el de conservación del azimut, para determinar los diferentes niveles verticales se utilizó el método de nivelación compuesta. El equipo utilizado para el levantamiento fue un teodolito marca *SOKKIA* DT600, brújula, estadal, cinta métrica.

3.4. Evaluación de la calidad del suelo

Es un dato importante para determinar la capacidad soporte del suelo y por consiguiente de este dependerán las dimensiones del estribo.

El método empleado para extraer la muestra de dicho suelo fue el de perforación de pozo a cielo abierto.

El ensayo fue realizado en el Laboratorio de Suelos del Centro de Investigaciones de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, obteniendo los datos siguientes: $\phi = 16.7^\circ$, $C_u = 7.0 \text{ T/m}^2$, Arcilla color negro

con particular de grava. Mediante estos datos se calcula el valor soporte del suelo con la siguiente forma:

Capacidad de carga límite de una cimentación corrida:

$$q_u = CN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_w$$

Donde:

C = Coeficiente de cohesión del suelo = 7 T/m²

γ = Peso específico del suelo = 1.93 T/m³

q = γ*D (D = desplante = 4.00m)

B = Base = 2.80m

N_c, N_q, N_w = Factores de capacidad de carga, adimensionales que están en función del Angulo de fricción.

$$q_u = (7\text{T/m}^2)(14.60) + (1.93\text{T/m}^3)(4.00\text{m})(5.45) + 0.5(1.93\text{T/m}^3)(2.80\text{m})(2.18)$$
$$q_u = 150.16\text{T/m}^2$$

La capacidad de carga límite debe ser afectada por un factor de seguridad, Terzaghi recomienda que este factor no debe ser menor de tres, se tomará un factor Fs = 3.75, el valor soporte queda de la siguiente manera:

$$V_s = \frac{q_u}{F_s} = \frac{150.16\text{T/m}^2}{3.75} = 40\text{T/m}^2$$

3.5. Cálculo de caudal máximo

Hay varios procedimientos para determinar el caudal de las crecientes en ríos, los cuales son:

- El primero consiste en utilizar registros de una estación de aforo cercana a la construcción del puente.

- El segundo método es el conocido como Método Racional algunos autores recomiendan utilizarlo en cuenca hasta de 25 Km cuadrados y otros lo recomiendan para áreas pequeñas.
- El tercer método es el denominado Sección Pendiente, que es el que se aplicó en este diseño, el cual se describe a continuación.

Este método utiliza los datos adquiridos en el campo y es aplicable cuando se carece de información hidrológica.

Como primer paso, con los datos topográficos obtenidos se calcula el área de la sección transversal del río, el radio hidráulico y luego se calcula la velocidad de la corriente.

$$R = \text{área} / \text{perímetro mojado}$$

Donde:

R = Radio hidráulico

$$R = \frac{5.90\text{m}^2}{14.01\text{m}} = 0.42\text{m}$$

Luego se calcula la velocidad de la corriente por medio de la fórmula de *Manning* de la siguiente forma:

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

Donde:

V = Velocidad en m/s

R = Radio hidráulico

S = Pendiente del terreno

n = Coeficiente de rugosidad

$$V = \left(\frac{1}{0.08} \right) * \left(0.42^{\frac{2}{3}} \right) * \left(0.045^{\frac{1}{2}} \right) = 1.49 \text{ m/s}$$

Por ultimo se calcula el caudal mediante la fórmula siguiente:

$$Q = V * \text{Área}$$

Donde:

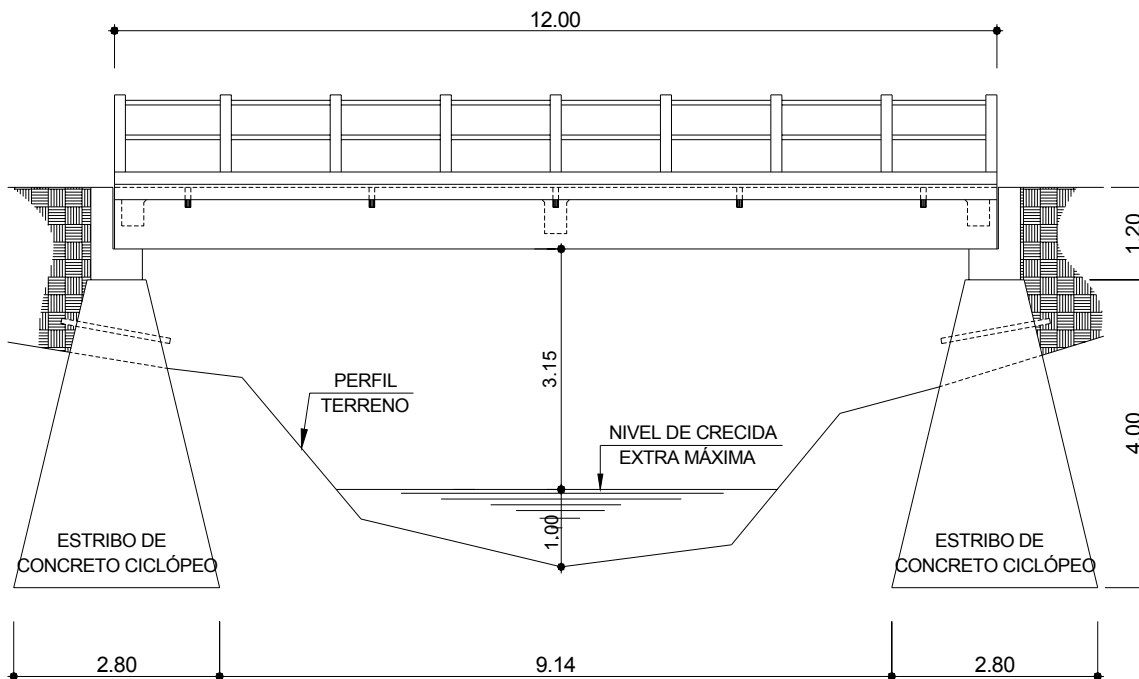
Q = Caudal en m³/s

V = Velocidad en m/s

$$Q = (1.49 \text{ m/s}) * (5.90 \text{ m}^2) = 8.79 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Conociendo los caudales y la altura de la crecida máxima, se determino la altura y luz libre, como se puede observar en la figura 6.

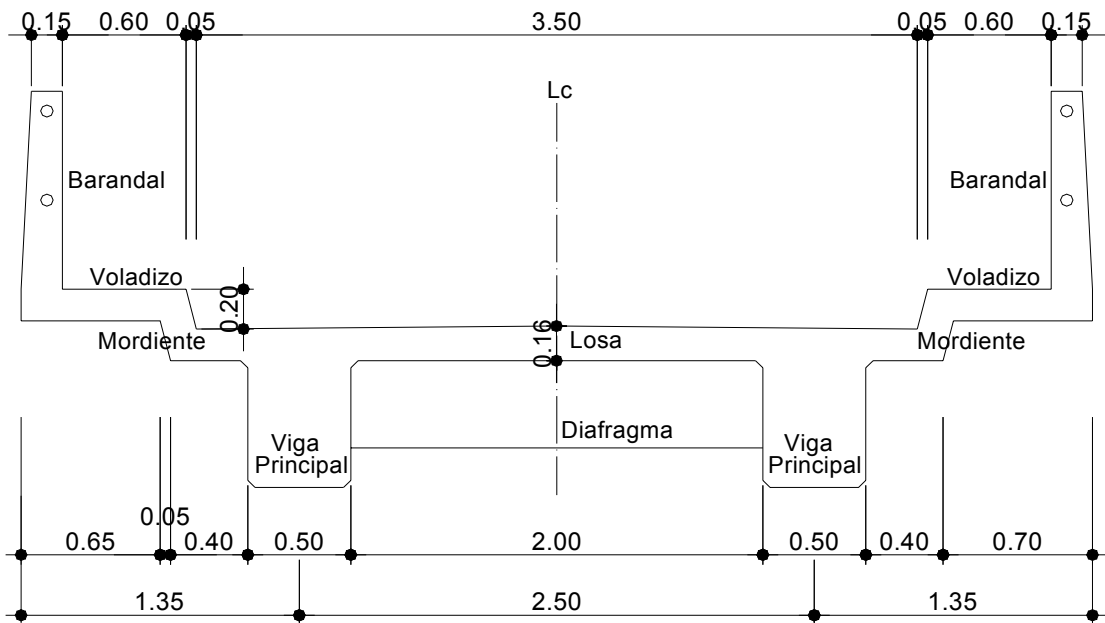
Figura 8. Elevación del puente



3.6. Diseño de la superestructura

La superestructura está integrada por: la losa, voladizo, vigas principales, diafragmas y barandales, ver figura 7.

Figura 9. Geometría de la superestructura



3.6.1. Diseño de losa

3.6.1.1. Espesor de losa

Debido a que es un puente de una sola vía y la carga viva es la mínima se toma el criterio de las normas AASTHO que el espesor no debe ser menor a 6 pulgadas (15.24cm), se tomará un espesor de 16 cm. También es necesario determinar cómo trabaja la losa, en este caso tiene únicamente dos apoyos que son las vigas principales, por lo que trabaja en un sentido, que es el sentido corto, por lo que el refuerzo principal será perpendicular al tránsito.

3.6.1.2. Cálculo de momentos

3.6.1.2.1. Momento por carga muerta

La sección 3.3.6 de las normas AASTHO, los pesos a considerar de los elementos estructurales para el diseño de puentes, son:

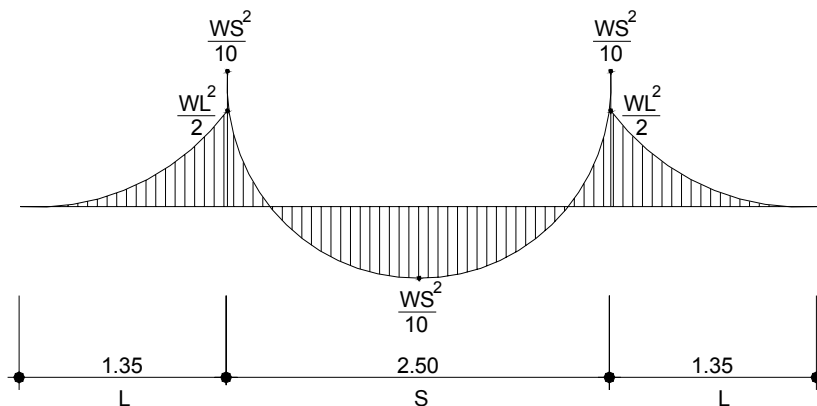
Peso del concreto	= 2,400 kg/m ³
Peso del asfalto	= 2,100 kg/m ³
Franja unitaria	= 1.00 m

Integración de la carga muerta:

1. $W_{\text{pasamanos tubo Hg 2" }} = (5.40\text{kg/m})(2\text{tubos}) = 10.80\text{kg/m}$
2. $W_{\text{poste}} = (0.20\text{m})(1.10\text{m})(0.13)(2,400\text{kg/m}^3) = 70.22\text{kg/m}$
3. $W_{\text{losa}} = (0.16\text{m})(1.00\text{m})(2,400\text{kg/m}) = 384\text{kg/m}$
4. $W_{\text{asfalto}} = (0.05\text{m})(1.00\text{m})(2,100\text{kg/m}) = 105\text{kg/m}$

$$\Sigma W_{\text{carga muerta}} = W_{\text{cm}} = 570\text{kg/m}$$

Figura 10. Modelo Matemático para cálculo de momentos



Momento por carga muerta:

$$M_{cm1} = \frac{WS^2}{10} = \frac{(570\text{kg/m})(2.50\text{m})^2}{10} = 356.25\text{kg} - \text{m}$$

$$M_{cm2} = \frac{WL^2}{2} = \frac{(570\text{kg/m})(1.35\text{m})^2}{2} = 519.41\text{kg} - \text{m}$$

Se toma el momento mayor:

$$M_{cm} = 519.41\text{kg/m}$$

3.6.1.2.2. Momento por carga viva

La sección 3.7.4 de las normas AASTHO, carga viva en puentes, está estandarizada según las necesidades, para este puente se adoptará la carga de un camión tipo H15 – 44, donde P=12000 libras (eje mas pesado del camión). La sección 3.24.3.1 caso “A” de las normas AASTHO, momento por carga viva con refuerzo perpendicular al tránsito:

$$M_{cv} = \left[\frac{L+2}{32} \right] * (P_{15})$$

L = luz libre entre vigas, dado en pies

$$M_{cv} = \left[\frac{5.249'+2}{32} \right] * (12,000\text{lb}) = 3,210\text{Lb} - \text{pie} \approx 444.85\text{kg} - \text{m}$$

3.6.1.2.3. Factor de impacto

La sección 3.8.2.1 fórmula de sobrecarga por impacto, la cual se utilizará para los cálculos posteriores.

L = luz libre entre vigas, dado en metros

$$I = \frac{15.24}{L+38} \leq 30\% = \frac{15.24}{1.60\text{m}+38} = 38.10\% > 30\%$$

Como I = 38.10% se tomará el máximo valor que es 30%

3.6.1.2.4. Momento último

De la tabla 3.22.1 de las normas AASTHO, fórmula de factores de carga, combinación de carga viva y muerta se tiene:

$$M_u = 1.30 \left(M_{CM} + \frac{5}{3} M(C_{CV} * I) \right)$$

$$M_u = 1.30 \left(519.41 \text{kg} - \text{m} + \frac{5}{3} (444.85 \text{kg} - \text{m})(1.30) \right) = 1,928.23 \text{kg} - \text{m}$$

3.6.1.3. Cálculo de refuerzo

3.6.1.3.1. Refuerzo principal, transversal cama inferior

El refuerzo principal es el que se ubica perpendicular a la dirección del tránsito en la cama inferior de la losa, se calcula de la siguiente forma:

$$A_s = \left[(bd) - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M_{ub}}{(0.003825)(f'c)}} \right] \left(0.85 \frac{f'c}{f_y} \right)$$

$$A_s = \left[(100\text{cm})(11.21\text{cm}) - \sqrt{[(100\text{cm})(11.21\text{cm})]^2 - \frac{(1,928.23\text{kg} - \text{m})(100\text{cm})}{(0.003825)(210\text{kg}/\text{cm}^2)}} \right] \left(0.85 \frac{210\text{kg}/\text{cm}^2}{2,810\text{kg}/\text{cm}^2} \right)$$

$$A_s = 7.16 \text{cm}^2$$

- Cálculo del área de acero mínimo:

$$A_{s(\text{min})} = \frac{14.1}{f_y} bd = \frac{14.1}{2,810\text{kg}/\text{cm}^2} (100\text{cm})(11.21\text{cm}) = 5.63 \text{cm}^2$$

- Cálculo del área de acero máximo:

$$A_{s(\text{max})} = 0.50(\delta_b)(bd)$$

Donde:

$$\delta_b = \left[\frac{0.85(\beta)(f'c)}{f_y} \right] * \left(\frac{6,090}{f_y + 6,090} \right)$$

$$\delta_b = \left[\frac{0.85(0.85)(210\text{kg/cm}^2)}{2,810\text{kg/cm}^2} \right] * \left(\frac{6,090}{2,810\text{kg/cm}^2 + 6,090} \right) = 0.037$$

$$A_{s(\max)} = 0.50(0.037)(100\text{cm})(11.21\text{cm}) = 20.74\text{cm}^2$$

Chequear: $A_{s\min} < A_{s\text{req}} < A_{s\max}$
 $5.63\text{cm}^2 < 7.16\text{cm}^2 < 20.74\text{cm}^2$ Ok

- Cálculo del espaciamiento (s):

Se propone varilla No.5 la cual tiene un área de 1.98 cm^2

$$\begin{array}{r} 7.16\text{cm}^2 \text{-----} 100\text{cm} \\ 1.98\text{cm}^2 \text{-----} S \end{array}$$

$$S = \frac{(1.98\text{cm}^2)(100\text{cm})}{7.63\text{cm}^2} = 27.65\text{cm} \quad \text{se tomará } S = 0.25\text{m}$$

- Resumen de refuerzo para cama inferior:

Colocar varillas No.5 @ 0.25m.

3.6.1.3.2. Refuerzo transversal, cama superior

Se calcula únicamente por temperatura de la siguiente forma, según la sección 8.20.1 de las normas AASTHO,

$$A_{st} = 0.002bt = 0.002(100\text{cm})(16\text{cm}) = 3.20\text{cm}^2$$

- Cálculo del espaciamiento (s):

Se propone varilla No.4 la cual tiene un área de 1.27 cm^2

$$\begin{array}{r}
 3.20\text{cm}^2 \text{-----} 100\text{cm} \\
 1.27\text{cm}^2 \text{-----} S \\
 S = \frac{(1.27\text{cm}^2)(100\text{cm})}{3.20\text{cm}^2} = 39.68\text{cm} \qquad \text{se tomará } S = 0.35\text{m}
 \end{array}$$

- Resumen de refuerzo para cama superior:

Colocar varillas No.4 @ 0.35m.

3.6.1.3.3. Refuerzo longitudinal, ambas camas

La sección 3.24.10.2 de las normas AASTHO, distribución del acero longitudinal, cuando el refuerzo principal es perpendicular al tránsito se calcula de la siguiente manera:

$$\%As = \frac{220}{\sqrt{S}} \quad \text{Máximo } 67\% \qquad S = \text{luz entre vigas, dado en pies}$$

$$\%As = \frac{220}{\sqrt{6.56'}} = 86\% > 67\% \qquad \text{Se tomará } 67\%$$

$$As = 0.67(As_{\text{req}}) = 0.67(7.16\text{cm}^2) = 4.80\text{cm}^2$$

- Cálculo del espaciamiento (s):

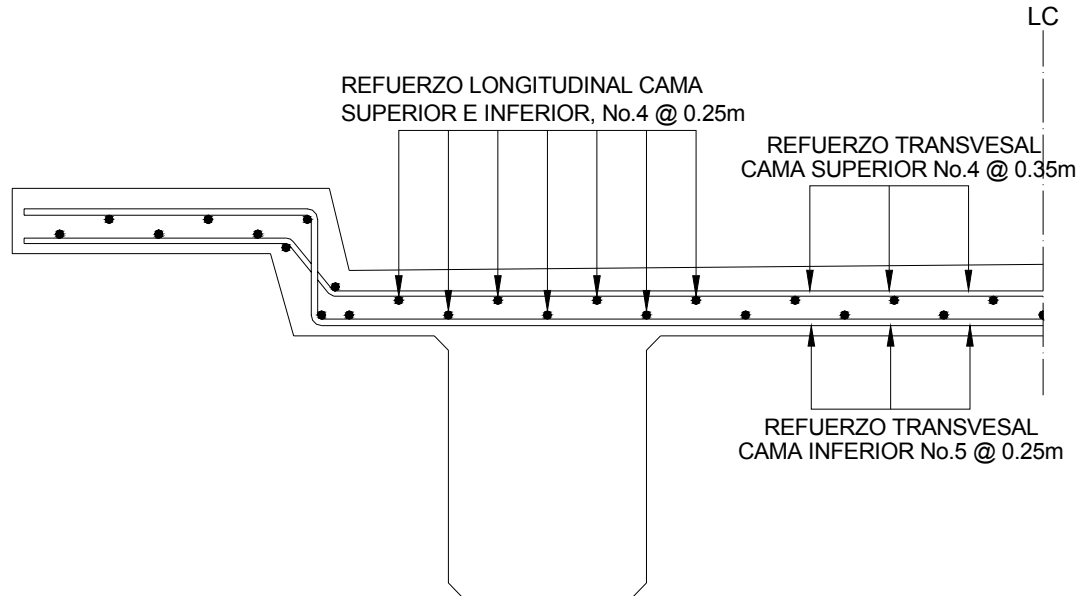
Se propone varilla No.4 la cual tiene un área de 1.27 cm²

$$\begin{array}{r}
 4.80\text{cm}^2 \text{-----} 100\text{cm} \\
 1.27\text{cm}^2 \text{-----} S \\
 S = \frac{(1.27\text{cm}^2)(100\text{cm})}{4.80\text{cm}^2} = 26.46\text{cm} \qquad \text{se tomará } S = 0.25\text{m}
 \end{array}$$

- Resumen de refuerzo longitudinal para ambas camas:

Colocar varillas No.4 @ 0.25m alternos.

Figura 11. Armado de losa



3.6.2. Diseño de vigas principales

3.6.2.1. Cálculo del peralte y base

Se tomaran los siguientes parámetros para dimensionar la sección de las vigas:

- Peralte (h) $\frac{L}{16}$ L = Longitud del puente en metros

Al sustituir datos se tiene:

$$h = \frac{12m}{16} = 0.75m \qquad \text{Se tomará } h = 0.80m$$

- Base (b) tomar 2/5 del peralte (h):

Al sustituir datos se tiene:

$$b = \frac{2}{5} h = \frac{2}{5} (0.80m) = 0.32m \qquad \text{Se tomará } b = 0.50m$$

3.6.2.2. Cálculo de momentos

3.6.2.2.1. Integración de carga muerta

$$W_{cm} = W_{cm_{losa}} + P \cdot P_{viga} = 570 \text{kg/m} + (0.50 \text{m})(0.80 \text{m})(2,400 \text{kg/m}^3)$$

$$W_{cm} = 1,530 \text{kg/m}$$

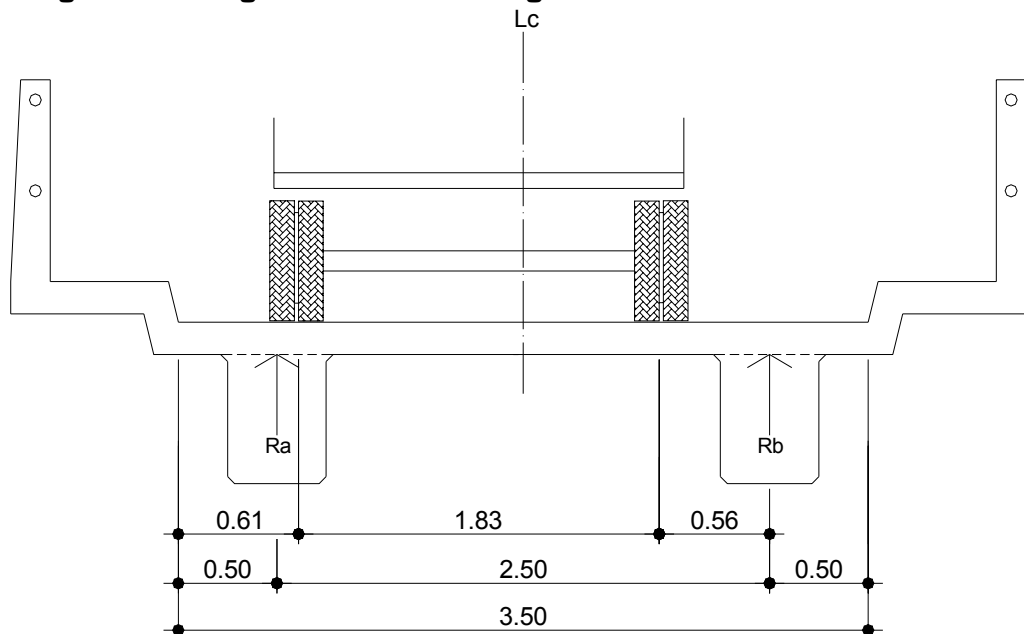
3.6.2.2.2. Integración de carga viva

La carga viva es ocasionada por los vehículos y por el paso de peatones, aunque esta última es insignificante comparada con la anterior.

La sección 3.7.2 de las normas AASTHO se refiere a los diferentes tipos de camiones estandarizados para el diseño de puentes, para este caso se utilizará la carga de camión tipo H15 – 44, con un peso de 12,000 libras en el eje mas pesado (eje trasero).

3.6.2.2.3. Factor de sobrecarga

Figura 12. Diagrama de sobrecarga



$P_{\text{camión}} = 12,000$ libras cada llanta del eje trasero, según las normas AASTHO.

Al hacer sumatoria de momentos en la reacción “ R_b ” se tiene:

$$\sum M_b = 0 \downarrow + \rightarrow 2.50m(R_a) - 2.39m(P) - 0.56m(P) = 0$$

Resolviendo para R_a se tiene: $R_a = 1.18P$, este es el factor de distribución, entonces $F_d = 1.18$.

3.6.2.2.4. Cálculo de momento por carga muerta

$$M_{\max} = \frac{WL^2}{8} + \frac{P'L}{4}$$

Donde: $W = W_{\text{cm}} =$ Carga muerta

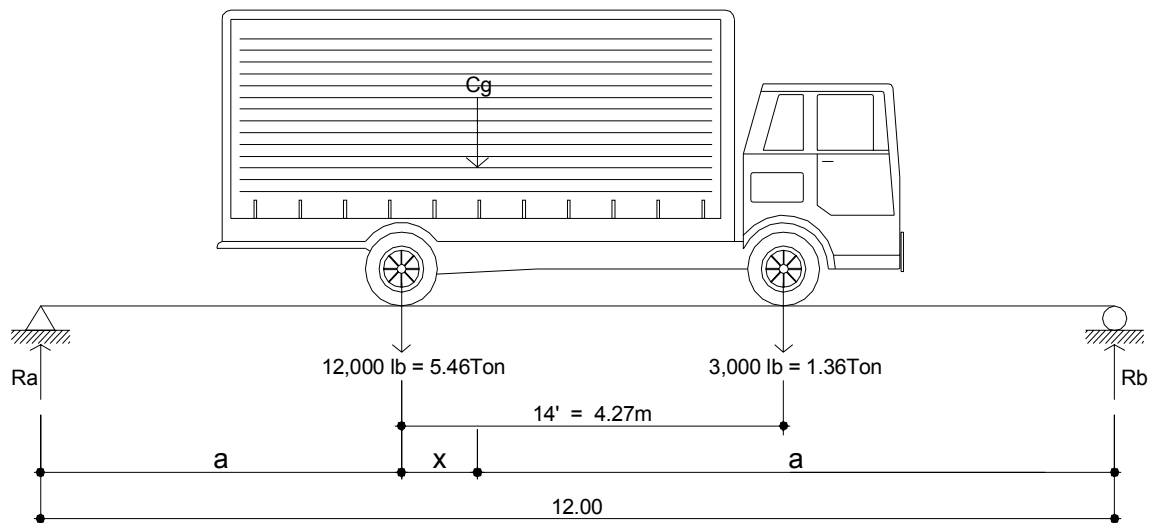
$P' =$ Peso del diafragma interior

$$M_{\max} = \frac{(1,530\text{kg/m})(12\text{m})^2}{8} + \frac{[(0.60\text{m})(0.30\text{m})(2.00\text{m})(2,400\text{kg/m})](12\text{m})}{4}$$

$$M_{\max} = 30,132.\text{kg/m}$$

3.6.2.2.5. Cálculo de momento y corte por carga viva.

Figura 13. Diagrama de carga viva



Al hacer sumatoria de momentos en el centro de gravedad del camión “ C_g ” se tiene:

$$\sum M_{Cg} = 0 \downarrow + \rightarrow (-5.46\text{Ton})X + (1.36\text{Ton})(4.27-X) = 0$$

Resolviendo para "X" se tiene: $X = 0.85\text{m}$.

Cálculo de a:

$$2a + X = 12\text{m} \rightarrow 2a + 0.85\text{m} = 12\text{m} \rightarrow a = 5.575\text{m}$$

Cálculo de reacciones:

Sumatoria de momentos en "Ra":

$$\sum M_{Ra} = 0 \downarrow + \rightarrow (5.46\text{Ton})(5.575\text{m}) + (1.36\text{Ton})(9.845\text{m}) - (Rb)(12\text{m}) = 0$$

$$\rightarrow Rb = 3.65\text{Ton}$$

Sumatoria de fuerzas verticales:

$$Ra - 5.46\text{Ton} - 1.36\text{Ton} + 3.65\text{Ton} = 0 \rightarrow Ra = 3.17\text{Ton}$$

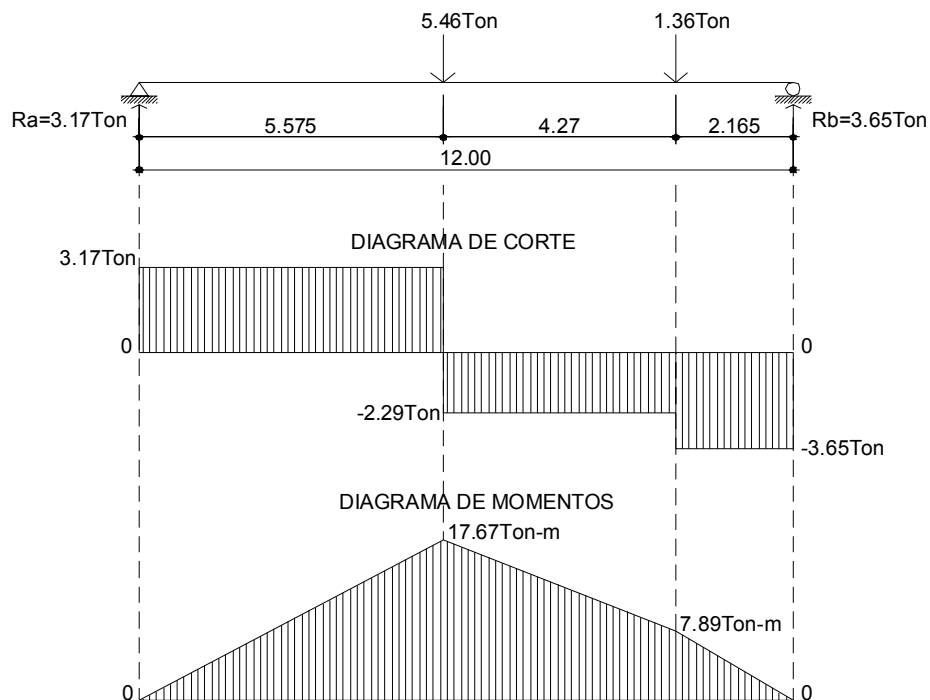
Momento máximo debido a la carga viva:

El momento máximo por carga viva móvil ocurre en la carga más pesada cercana al centro de gravedad.

$$M_{\text{máx}} = 3.17\text{Ton}(Z) - 5.46\text{Ton}(Z - 5.575\text{m}) \rightarrow \text{Al valor } Z = 5.575\text{m} \text{ se tiene :}$$

$$M_{\text{máx}} = 17.67\text{Ton} - \text{m}$$

Figura 14. Diagrama de corte y momento debido a la carga viva



3.6.2.2.6. Factor de impacto

$$I = \frac{15.24}{L + 38} \leq 30\% = \frac{15.24}{12.m + 38} = 30\%$$

3.6.2.2.7. Momento último

De la tabla 3.22.1 de las normas AASTHO, fórmula de factores de carga, combinación de carga viva y muerta se tiene:

$$M_u = 1.30 \left(M_{CM} + \frac{5}{3} (M_{CV} * Fd * I) \right)$$

$$M_u = 1.30 \left(30,132\text{kg} - \text{m} + \frac{5}{3} (17,670\text{kg} - \text{m})(1.18)(1.30) \right) = 97,900.79\text{kg} - \text{m}$$

3.6.2.3. Cálculo de refuerzo

$$A_s = \left[(50\text{cm})(73.73\text{cm}) - \sqrt{[(50\text{cm})(73.73\text{cm})]^2 - \frac{(97,900.79\text{kg} - \text{m})(100\text{cm})}{(0.003825)(210\text{kg}/\text{cm}^2)}} \right] \left(\frac{0.85 \cdot 210\text{kg}/\text{cm}^2}{2,810\text{kg}/\text{cm}^2} \right)$$

$$A_s = 60.26\text{cm}^2$$

- Cálculo del área de acero mínimo:

$$A_{s(\text{min})} = \frac{14.1}{2,810\text{kg}/\text{cm}^2} (50\text{cm})(73.73\text{cm}) = 18.50\text{cm}^2$$

- Cálculo del área de acero máximo:

$$A_{s(\text{max})} = 0.50(\delta_b)(bd)$$

$$A_{s(\text{max})} = 0.50(0.037)(50\text{cm})(73.73\text{cm}) = 68.20\text{cm}^2$$

$$\text{Chequear: } A_{s(\text{min})} < A_{s(\text{req})} < A_{s(\text{max})}$$

$$18.50\text{cm}^2 < 60.26\text{cm}^2 < 68.20\text{cm}^2 \quad \text{Ok}$$

3.6.2.3.1. Refuerzo longitudinal cama inferior

$$A_{s(\text{req})} = 60.26\text{cm}^2 \rightarrow 13 \text{ Varillas No.8}$$

- En apoyos:

$$50\%(A_{s_{req}}) = 50\%(65.91\text{cm}^2) = 32.96\text{cm}^2 \quad \rightarrow \quad 7 \text{ Varillas No.8}$$

3.6.2.3.2. Refuerzo longitudinal cama superior

Tomar el mayor de: $33\%(A_{s_{req}})$ y el $A_{s_{min}}$:

$$A_{s_{min}} = 18.50\text{cm}^2 \text{ (calculado anteriormente)}$$

$$33\%(60.26\text{cm}^2) = 19.89\text{cm}^2 \quad \rightarrow \quad 4 \text{ Varillas No.8}$$

3.6.2.3.3. Refuerzo adicional

Se recomienda un refuerzo adicional de 0.25 plg^2 por cada pie de alto entre varillas de acero, se calcula de la siguiente manera:

$$80\text{cm} - 2.54\text{cm} - 10\text{cm} = 67.46\text{cm} \approx 2.21'$$

$$(0.25)(2.21) = 0.55\text{plg}^2 \approx 3.55\text{cm}^2 \quad \rightarrow \quad 2 \text{ Varillas No.5 (en cada cara)}$$

3.6.2.4. Diseño a corte

3.6.2.4.1. Cálculo de corte por carga muerta

$$V_{\max} = \frac{WL}{2} + W_{\text{Diafragma.int}} + W_{\text{Diafragma.ext}} = \frac{WL}{2} + \frac{P'}{2} + P$$

$$\frac{WL}{2} = 9,180.00\text{kg}$$

$$\frac{P'}{2} = \frac{(0.60\text{m})(0.30\text{m})(2.00\text{m})(2,400\text{kg/m}^3)}{2} = 432.00\text{kg}$$

$$P = (0.50\text{m})(0.30\text{m})(2.00\text{m})(2,400\text{kg/m}^3) = 720.00\text{kg}$$

$$V_{\max} = 9,180\text{kg} + 432\text{kg} + 720\text{kg} = 10,332.00\text{kg}$$

3.6.2.4.2. Cálculo de corte por carga viva

En la sección 3.6.2.2.4 se calculó el corte máximo debido a la carga viva, el cual es: $V_{\max} = 3,650\text{kg}$.

3.6.2.4.3. Corte último

De la tabla 3.22.1 de las normas AASTHO, fórmula de factores de carga, combinación de carga viva y muerta se tiene:

$$V_u = 1.30 \left(V_{\text{CM}} + \frac{5}{3} (V_{\text{CV}} * \text{FSC} * I) \right)$$

$$V_u = 1.30 \left(10,332\text{kg} + \frac{5}{3} (3,650\text{kg})(1.18)(1.30) \right) = 25,562.98\text{kg}$$

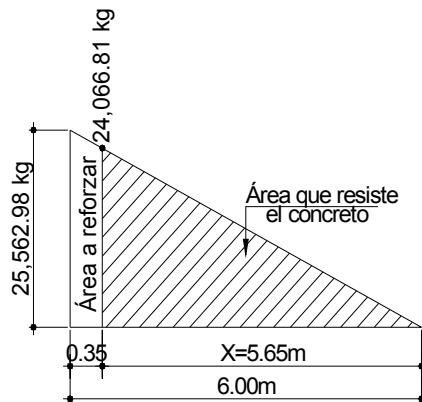
3.6.2.4.4. Corte que resiste el concreto

El corte resistente del concreto está dado por la siguiente fórmula:

$$V_{\text{rc}} = 0.85(0.53)(\sqrt{f'c})(bd) = 0.85(0.53)(\sqrt{210\text{kg/cm}^2})(50\text{cm})(73.73\text{cm}) = 24,066.81\text{kg}$$

Como $V_u > V_{\text{rc}} \rightarrow 25,562.98\text{kg} > 24,066.81\text{kg} \rightarrow$ Reforzar a corte

Figura 15. Diagrama de corte resistente del concreto



Por relación de triángulos se tiene:

$$\frac{25,562.98\text{kg}}{24,066.81\text{kg}} = \frac{6\text{m}}{X}$$

$$X = 5.65\text{m}$$

Para la distancia 5.65m, se usará la separación máxima:

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{73.73\text{cm}}{2} = 36.87\text{cm} \quad \text{Se tomará } S = 0.30\text{m}$$

Para el área de refuerzo a corte se calcula de la siguiente manera:

$$S = \frac{2 * A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{2(0.71\text{cm}^2)(2,810\text{kg/cm}^2)(73.73\text{cm})}{25,562.98\text{kg}} = 11.51\text{cm}$$

Se tomará $S = 0.11\text{m}$

Por recomendaciones del ACI se debe ubicar el primer estribo a 5 cm debido a que el corte es máximo.

Figura 16. Sección transversal de viga principal

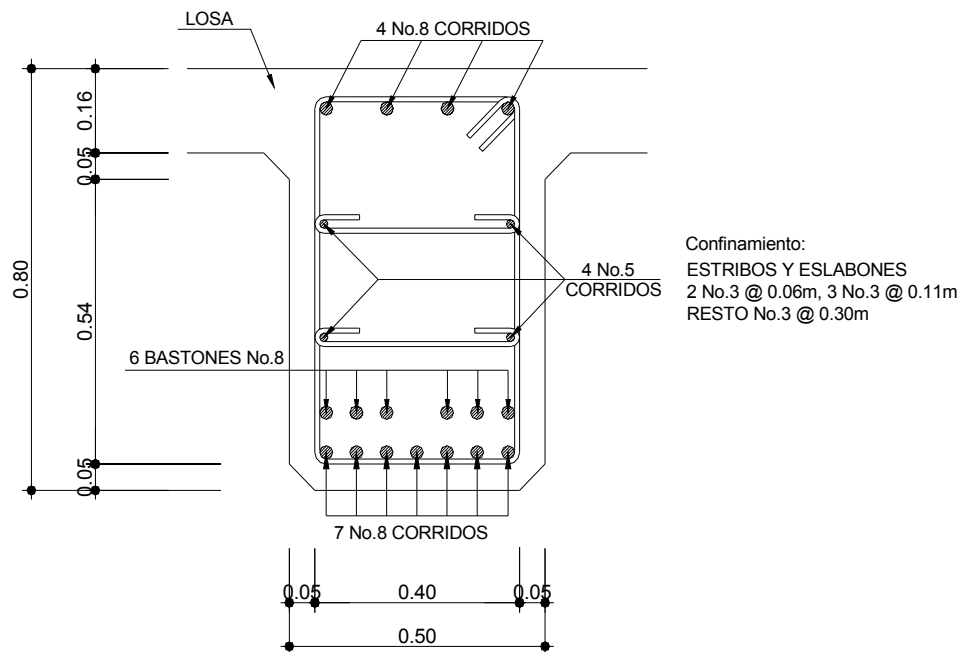
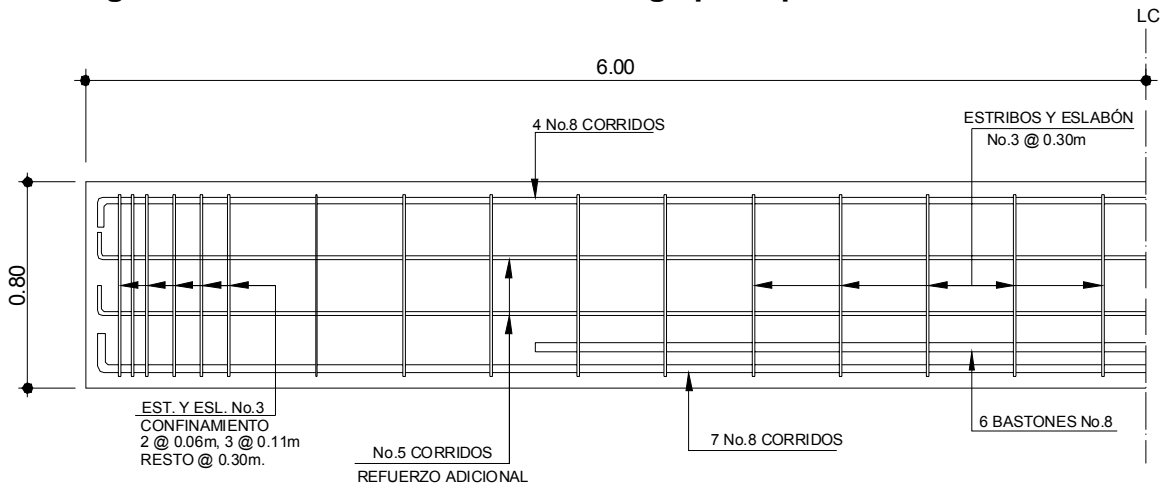


Figura 17. Elevación de armado en viga principal



3.6.3. Diseño de diafragmas

Cuando la luz de la superestructura es mayor de 40 pies (12.19m), es necesario colocar diafragmas en el punto medio o en los tercios de la luz.

Los diafragmas son elementos estructurales diseñados para evitar las deformaciones laterales de las vigas principales en un puente, entre las deformaciones que presentan las vigas se tienen el alabeo y el pandeo lateral.

El ancho usual de estos, es de 30cm y el recubrimiento mínimo es de 2.54cm. El alto de los interiores es de $\frac{3}{4}$ de la altura de las vigas principales y no menor de 50cm, el alto de los exteriores es de $\frac{1}{2}$ de la altura de las vigas principales y también no menor de 50cm.

Los diafragmas interiores transmiten su propio peso a las vigas principales como cargas puntuales, debido a que no están diseñados para soportar cargas provenientes de la losa, mientras que los diafragmas externos transmiten su propio peso a los apoyos (viga de apoyo), ambos diafragmas se refuerzan con el área mínima de acero.

3.6.3.1. Diseño del diafragma interno

Con base a los criterios expuestos anteriormente se procede a dimensionar:

$$H_{\text{viga}} = 0.80\text{m}$$

$$\text{Altura} = h = \frac{3}{4}(0.80\text{m}) = 0.60\text{m}$$

$$\text{Base} = 0.30\text{m}$$

- Cálculo del área de acero:

$$A_{S(\text{min})} = \frac{14.1}{2,810\text{kg/cm}^2} (30\text{cm})(60\text{cm}) = 9.03\text{cm}^2 \rightarrow 2 \text{ Varillas No.8 (en cada cama)}$$

- Cálculo del refuerzo adicional:

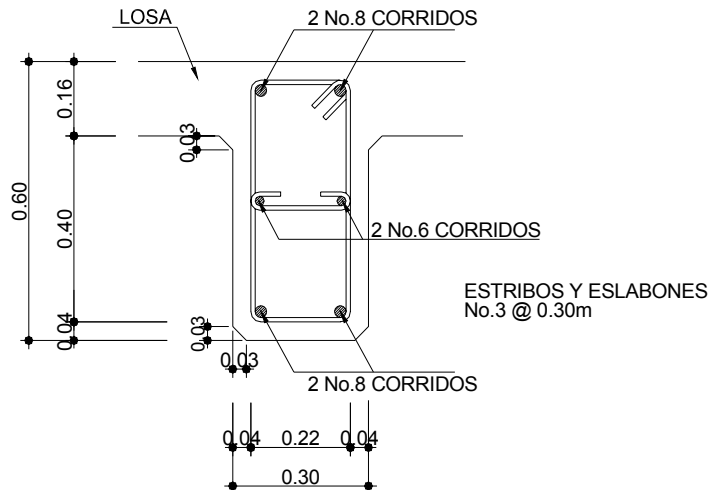
$$60\text{cm} - 8\text{cm} - 2 \cdot 2.54\text{cm} = 46.92\text{cm} \approx 1.54'$$

$$(0.25)(1.54) = 0.39\text{plg}^2 \approx 2.48\text{cm}^2 \rightarrow 1 \text{ Varilla No.6 (en cada cara)}$$

- Cálculo del refuerzo transversal:

$$S_{\text{max}} = \frac{d}{2} = \frac{60\text{cm}}{2} = 30\text{cm} \rightarrow \text{No.3 @ 0.30m}$$

Figura 18. Esquema de armado de diafragma interno



3.6.3.2. Diseño del diafragma externo

$$H_{\text{viga}} = 0.80\text{m}$$

$$\text{Altura} = h = 1/2(0.80\text{m}) = 0.40\text{m} < 0.50\text{m} \rightarrow \text{se toma } h = 0.50\text{m}$$

$$\text{Base} = 0.30\text{m}$$

- Cálculo del área de acero:

$$A_{S(\text{min})} = \frac{14.1}{2,810\text{kg/cm}^2} (30\text{cm})(50\text{cm}) = 7.53\text{cm}^2 \rightarrow 3 \text{ Varillas No.6 (en cada cama)}$$

- Cálculo del refuerzo adicional:

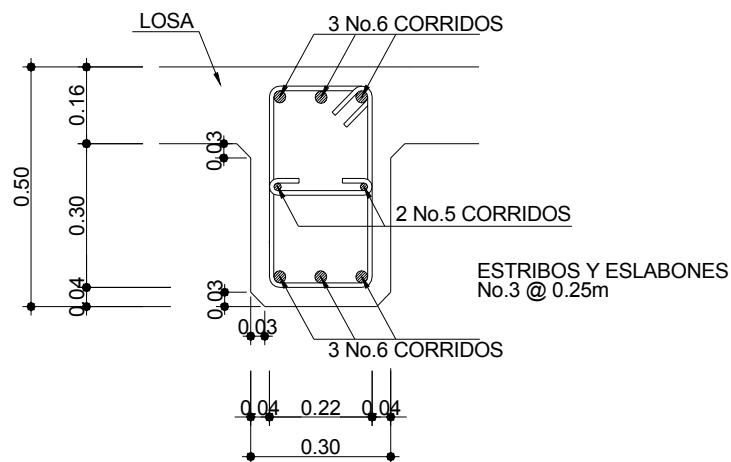
$$50\text{cm} - 8\text{cm} - 2 \times 1.91\text{cm} = 38.18\text{cm} \approx 1.25'$$

$$(0.25)(1.25) = 0.31\text{plg}^2 \approx 2.00\text{cm}^2 \rightarrow 1 \text{ Varilla No.5 (en cada lado)}$$

- Cálculo del refuerzo transversal:

$$S_{\text{max}} = \frac{d}{2} = \frac{50\text{cm}}{2} = 25\text{cm} \rightarrow \text{No.3 @ } 0.25\text{m}$$

Figura 19. Esquema de armado de diafragma externo.



3.7. Diseño de la subestructura

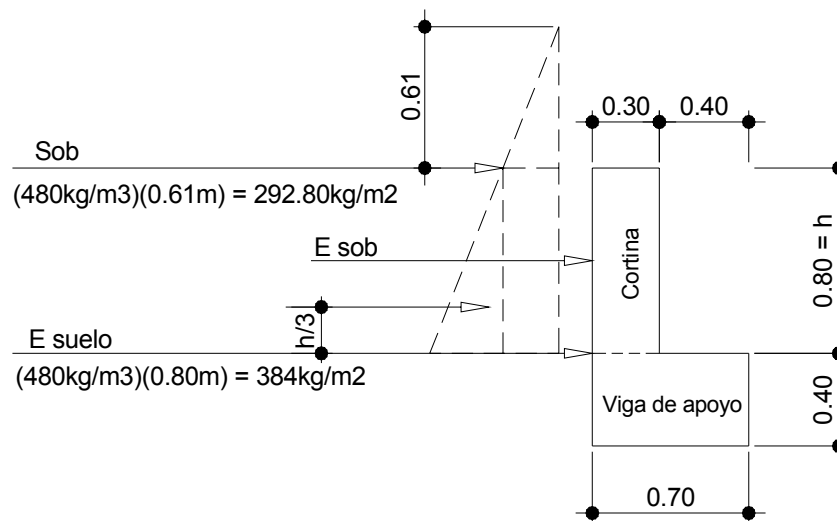
3.7.1. Diseño de la cortina

La cortina está empotrada en la viga de apoyo, se diseña a flexión, como viga en voladizo y corte. La cortina no deberá ser menor de 0.30m de espesor. Las fuerzas que intervienen son:

3.7.1.1. Empuje de tierra

La sección 3.2 de las normas AASTHO hace referencia a la consideración de una sobre carga de suelo con un equivalente líquido de 2' (0.61m) de alto, con una presión de 480 kg/m³ (30 lb/pie³)

Figura 20. Diagrama de presiones en la cortina



$$F = \text{Empuje} = (\text{Sob})(h) + (\text{Esuelo})(h/2)$$

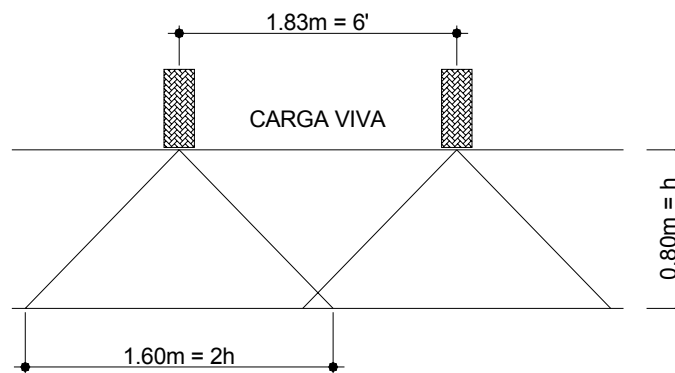
$$F = (292.80 \text{ kg/m}^2)(0.80 \text{ m}) + (384 \text{ kg/m}^2)(0.80 \text{ m}/2)$$

$$F = 387.84 \text{ kg/m}$$

3.7.1.2. Fuerza longitudinal (FL)

La sección 1.2.13 de AASTHO, la fuerza longitudinal debe ser el 5% de la carga viva y su centro de gravedad a 1.83m sobre la rodadura.

Figura 21. Diagrama de fuerza longitudinal en viga de apoyo.



$$FL = \frac{0.05P}{2h}$$

donde: P = peso del camión que actúa a 6' (1.83m)
Sobre el piso

$$FL = \frac{0.05(13636.36\text{kg})}{2(0.80\text{m})} = 426.14\text{kg/m}$$

El brazo al que actúa la fuerza "FL" es $6'+h = 1.83\text{m}+0.80\text{m} = 2.63\text{m}$.

3.7.1.3. Fuerza de sismo (S)

El coeficiente sísmico dependerá del cálculo efectuado para el lugar. La sección 3.21 de AASTHO, para una zona de alto riesgo sísmico, sugiere el 12% y se debe aplicar al centro de la cortina.

- Peso propio de la cortina (Wc):

$$Wc = (0.80\text{m})(0.30\text{m})(1.00\text{m})(2,400\text{kg/m}^3) = 576\text{kg}$$

$$S = 0.12Wc = 0.12(576\text{kg}) = 69.12\text{kg}$$

- Brazo al centro de gravedad de la cortina:

$$\text{Brazo} = \frac{h}{2} = \frac{0.80\text{m}}{2} = 0.40\text{m}$$

- Combinación de cargas:

La sección 3.22.1a, especifica tomar los siguientes grupos de cargas.

Donde:

E sob = Sobrecarga de 2' de altura, aplicada al centro de la cortina.

Es = Carga del suelo, aplicada a un tercio de la cortina.

FL = Fuerza longitudinal, aplicada en toda la cortina.

S = Fuerza de sismo, aplicada al centro de la cortina

Para momentos:

$$\begin{aligned} \text{Grupo III} &= 1.3(\text{Esob} + \text{Es} + \text{FL}) \\ &= 1.3[(234.24\text{kg/m})(0.80\text{m}/2) + (153.60\text{kg/m})(0.80\text{m}/3) + (426.14\text{kg/m})(0.80\text{m})] \\ &= 618.24\text{kg} - \text{m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Grupo VII} &= 1.3(\text{Esob} + \text{Es} + \text{S}) \\ &= 1.3[(234.24\text{kg/m})(0.80\text{m}/2) + (153.60\text{kg/m})(0.80\text{m}/3) + (69.12\text{kg})(0.80\text{m}/2)] \\ &= 211\text{kg} - \text{m/m} \end{aligned}$$

La sección 3.22.1b, especifica tomar los siguientes grupos de cargas.

Para corte:

$$\begin{aligned} \text{Grupo III} &= 1.3(\text{F} + \text{FL}) \\ &= 1.3(387.84\text{kg} + 426.14\text{kg}) = 1,058.17\text{kg} \end{aligned}$$

$$\text{Grupo VII} = 1.3(F + S)$$

$$= 1.3(387.84\text{kg} + 69.12\text{kg}) = 594.05\text{kg}$$

De los grupos calculados anteriormente, el mayor corresponde al grupo III:

$$M_{\max} = 618.24 \text{ kg-m/m}$$

$$V_{\max} = 1,058.17\text{kg}$$

3.7.1.4. Cálculo de refuerzo

3.7.1.4.1. Refuerzo por flexión

$$A_s = \left[(80\text{cm})(24.21\text{cm}) - \sqrt{[(100\text{cm})(24.21\text{cm})]^2 - \frac{(618.24\text{kg-m})(80\text{cm})}{(0.003825)(210\text{kg/cm}^2)}} \right] \left(0.85 \frac{210\text{kg/cm}^2}{2,810\text{kg/cm}^2} \right)$$

$$A_s = 1.16\text{cm}^2$$

- Cálculo del área de acero mínimo:

$$A_{s(\min)} = \frac{14.1}{2,810\text{kg/cm}^2} (80\text{cm})(24.21\text{cm}) = 9.72\text{cm}^2$$

- Cálculo del área de acero máximo:

$$A_{s(\max)} = 0.50(0.037)(80\text{cm})(24.21\text{cm}) = 35.83\text{cm}^2$$

Como $A_{s(\min)} > A_{s(\text{req})} \rightarrow$ tomar $A_s = 9.72\text{cm}^2$

- Cálculo del espaciamiento (s):

Se propone varilla No.5 la cual tiene un área de 1.98 cm^2

$$9.72\text{cm}^2 \text{-----} 100\text{cm}$$

$$1.98\text{cm}^2 \text{-----} S$$

$$S = \frac{(1.98\text{cm}^2)(100\text{cm})}{9.72\text{cm}^2} = 20.37\text{cm}$$

se tomará $S = 0.20\text{m}$

- Resumen de refuerzo:

Colocar varillas No.5 @ 0.20m, en cada cara.

3.7.1.4.2. Refuerzo por corte

- Corte resistente por el concreto:

$$V_{rc} = 0.85(0.53)(\sqrt{210\text{kg/cm}^2})(80\text{cm})(24.21\text{cm}) = 12,644.14\text{kg}$$

- Corte actuante:

$$V_a = 1,058.17\text{kg}$$

Como $V_{rc} > V_a$, el concreto resiste el corte actuante, entonces se usará el espaciamiento máximo:

$$S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{24.21\text{cm}}{2} = 12.10\text{cm} \quad \text{Se tomará } S = 0.12\text{m}$$

- Resumen de refuerzo para cada:

Colocar varillas No.3 @ 0.12m, en cada cara.

3.7.2. Diseño de la viga de apoyo

Sobre las vigas de apoyo estarán apoyadas las vigas principales, no deberá ser menor de 0.40m de espesor, se diseñará únicamente por aplastamiento por estar apoyada en toda su longitud sobre el estribo.

- Cálculo del refuerzo longitudinal:

$$A_{s(\min)} = \frac{14.1}{2,810\text{kg/cm}^2} (70\text{cm})(34.05\text{cm}) = 11.96\text{cm}^2 \rightarrow 6 \text{ Varillas No.6}$$

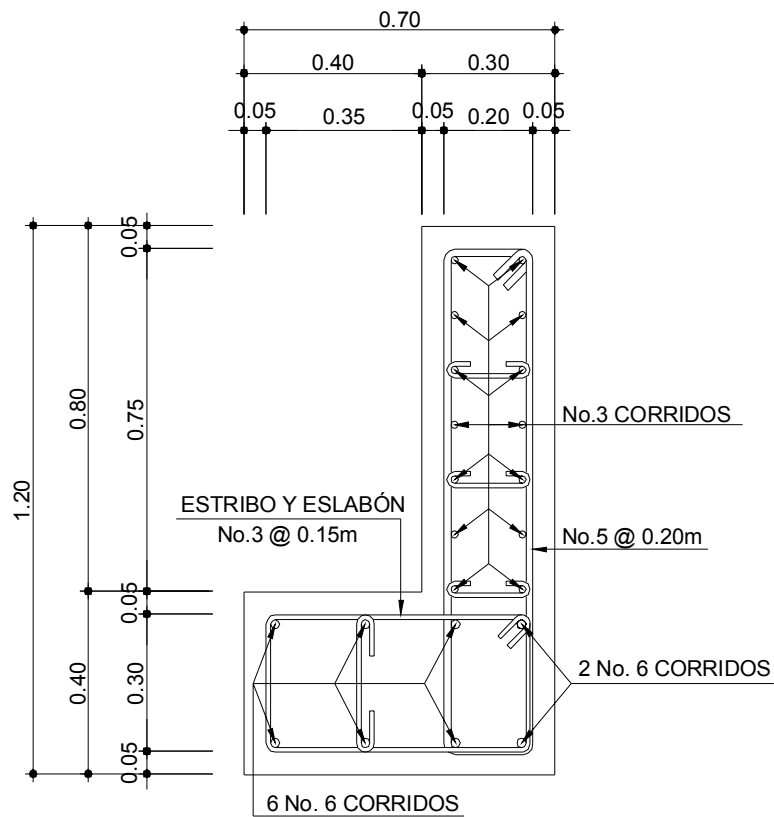
- Cálculo de refuerzo a corte:

Se usará el espaciamiento máximo.

$$S_{\max} = \frac{34.05\text{cm}}{2} = 17.02\text{cm}$$

Se tomará $S = 0.15\text{m}$

Figura 22. Esquema de armado de cortina y viga de apoyo



3.7.3. Diseño del estribo de concreto ciclópeo

Una vez determinada la geometría del estribo, con las reacciones de las vigas principales de la superestructura actuando verticalmente, el peso propio de la viga de apoyo y el peso propio de los estribos, se procede a diseñar. Una ventaja de este tipo de subestructura es que su diseño es simple ya que

consiste en asumir la sección del muro, siempre que cumpla con las condiciones tales como:

$$1. \text{ VOLTEO} = \frac{ME}{MV} > 1.5$$

$$2. \text{ DESLIZAMIENTO} = 0.5 \left(\frac{W}{E} \right) > 1.5$$

$$3. \text{ PRESIONES} = P = \frac{W}{A \left[1 \pm \left(6 * \frac{e}{b} \right) \right]} < 40,000 \text{ kg/m}^2 \text{ (valor soporte del suelo)}$$

Donde: ME = Momento estabilizante

MV = Momento de volteo

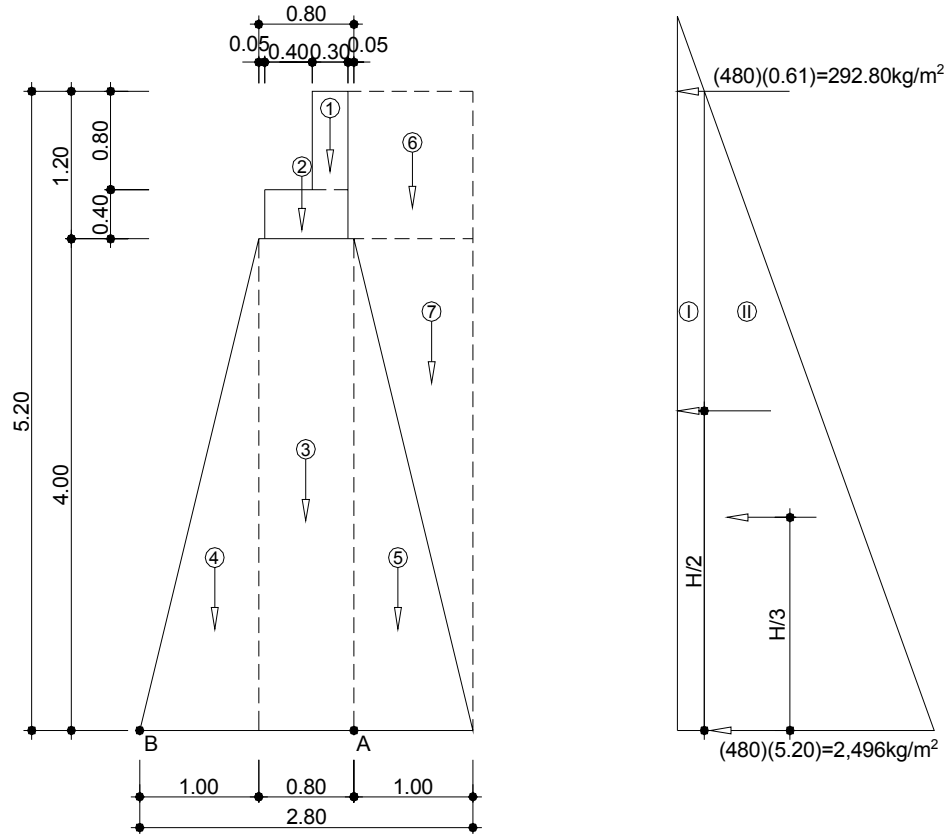
W = Fuerza resistente

E = Fuerzas horizontales

El estribo será diseñado con los siguientes datos:

Peso concreto ciclópeo Wcc	=	2,700 kg/m ³
Peso concreto armado Wc	=	2,400 kg/m ³
Peso del suelo Ws	=	1,930 g/m ³
Equivalente líquido	=	480 kg/m ³
Capacidad soporte del suelo Vs	=	40,000 kg/m ²

Figura 23. Geometría y diagrama de presiones del estribo



3.7.3.1. Momento de volteo (MV)

Es el producto del empuje de la tierra sobre el estribo y se calcula de acuerdo a la figura 14.

Tabla VII. Momento de volteo

Sección	Altura (m)	Presión (kg/m ²)	Empuje E (kg/m)	Brazo (m)	Momento Mv (kg-m)
I	5.20	292.80	1,522.56	2.60	3,958.66
II	2.60	2,496.00	6,489.60	1.73	11,227.01
Σ			8,012.16		15,185.67

3.7.3.2. Momento estabilizante respecto al punto "B"

Este momento es debido al peso propio de la estructura y al relleno (se tomó un ancho unitario de 1 m).

Tabla VIII. Momento estabilizante

Sección	Área (m ²)	Peso Volumétrico (kg/m ³)	Peso de la Estructura We (kg)	Brazo (m)	Momento Estabilizante Me (kg-m)
1	0.24	2,400	576.00	1.60	921.60
2	0.28	2,400	672.00	1.40	940.80
3	3.20	2,700	8,640.00	1.40	12,096.00
4	2.00	2,700	5,400.00	0.66	3,564.00
5	2.00	2,700	5,400.00	2.13	11,502.00
6	1.26	1,930	2,431.80	2.28	5,544.50
7	2.00	1,930	3,860.00	2.47	9,534.20
Σ			26,979.80		44,103.10

3.7.3.3. Chequeo del muro sin superestructura

$$1. \text{ Volteo} = \frac{Me}{Mv} = \frac{44,103.10}{15,185.67} = 2.90 > 1.5 \quad \text{Ok}$$

$$2. \text{ Deslizamiento} = 0.5 \left(\frac{We}{E} \right) = 0.5 \left(\frac{26,979.80}{8,012.16} \right) = 1.68 > 1.5 \quad \text{Ok}$$

3. Presiones:

$$a = \frac{Me - Mv}{We} = \frac{44,103.10 - 15,185.67}{26,979.80} = 1.07\text{m}$$

$$3a = 3(1.07\text{m}) = 3.21\text{m} > 2.80\text{m}$$

Excentricidad:

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{2.80\text{m}}{2} - 1.07\text{m} = 0.33$$

$$P = \left(\frac{We}{A} \right) * \left[1 \pm 6 \left(\frac{e}{b} \right) \right] = \left(\frac{26,979.80}{2.80 * 1} \right) * \left[1 \pm 6 \left(\frac{0.33}{2.80} \right) \right]$$

$$P_{\max} = 16,476.94\text{kg/m}^2 < 40,000\text{kg/m}^2 \quad \text{Ok}$$

$$P_{\min} = 2,794.34\text{kg/m}^2 > 0.00\text{kg/m}^2 \quad \text{Ok}$$

3.7.3.4. Chequeo del muro con superestructura y carga viva

- Integración de carga muerta:

$$\text{Peso de la cortina y viga de apoyo} = 3,744 \text{ kg}$$

$$\text{Peso de la superestructura} = 25,183.92 \text{ kg}$$

$$\text{Peso total de la carga muerta } W_{cm} = 28,927.92 \text{ kg}$$

- Carga viva (camión H -15):

$$W_{cv} = \text{Peso total del camión}$$

$$W_{cv} = 30,000\text{lb}/2_{\text{estribos}} = 15,000 \text{ lb} \approx 6,818.18 \text{ kg}$$

- Peso total:

$$W_t = W_{cv} + W_{cm} = 6,818.18\text{kg} + 28,927.92\text{kg} = 35,746.10\text{kg}$$

- Momento debido al peso total:

$$M = (W_t)(\text{Brazo}) = (35,746.10\text{kg})(1.40\text{m}) = 50,044.54\text{kg} - \text{m}$$

- Momento estabilizante Me_2 :

$$Me_2 = Me + M = 44,103.10 + 50,044.54 = 94,147.64\text{kg} - \text{m}$$

Chequeos:

$$1. \text{ Volteo} = \frac{Me_2}{Mv} = \frac{94,147.64}{15,185.67} = 6.20 > 1.5 \quad \text{Ok}$$

$$2. \text{ Deslizamiento} = 0.5 \left(\frac{We + Wt}{E} \right) = 0.5 \left(\frac{26,979.80 + 35,746.10}{8,012.16} \right) = 3.91 > 1.5$$

3. Presiones:

$$a = \frac{(Me_2 - Mv)}{(We + Wt)} = \frac{94,147.64 - 15,185.67}{26,979.80 + 35,746.10} = 1.26\text{m}$$

$$3a = 3(1.26\text{m}) = 3.78\text{m} > 2.80\text{m}$$

Excentricidad:

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{2.80\text{m}}{2} - 1.26\text{m} = 0.14$$

$$P = \left(\frac{We + Wt}{A} \right) * \left[1 \pm 6 \left(\frac{e}{b} \right) \right] = \left(\frac{26,979.80 + 35,746.10}{2.80 * 1} \right) * \left[1 \pm 6 \left(\frac{0.14}{2.80} \right) \right]$$

$$P_{\max} = 29,122.73\text{kg/m}^2 < 40,000\text{kg/m}^2 \quad \text{Ok}$$

$$P_{\min} = 15,681.47\text{kg/m}^2 > 0.00\text{kg/m}^2 \quad \text{Ok}$$

3.7.3.5. Chequeo del muro con sismo (sin carga viva)

$$W = We + Wcm = 26,979.80\text{kg} + 28,927.92 = 55,907.72\text{kg}$$

- Momento estabilizante Me_3 :

$$Me_3 = Me + (Wcm * Brazo) = 44,103.10 + (28,927.92 * 1.40) = 84,602.19\text{kg} - \text{m}$$

- Fuerza horizontal (FH):

$$FH = 1.08(E) + 0.08(W) = 1.08(8,012.16\text{kg}) + 0.08(55,907.72\text{kg}) = 13,125.75\text{kg}$$

- Momento estabilizante, respecto al punto "A":

Tabla IX. Momento estabilizante en el estribo sin carga viva

Sección	Área (m ²)	Peso Volumétrico (kg/m ³)	Peso de la Estructura We (kg)	Brazo (m)	Momento Estabilizante Me (kg-m)
1	0.24	2,400	576.00	4.80	2,764.80
2	0.28	2,400	672.00	4.20	2,822.40
3	3.20	2,700	8,640.00	2.00	17,280.00
4	2.00	2,700	5,400.00	1.33	7,182.00
5	2.00	2,700	5,400.00	1.33	7,182.00
6	1.26	1,930	2,431.80	4.60	11,186.28
7	2.00	1,930	3,860.00	2.67	10,306.20
Σ			26,979.80		58,723.68

$$MEQ = 0.08(Me) = 0.08(58,723.68) = 4,697.89 \text{ kg} - \text{m}$$

- Momento de volteo Mv_3 :

$$Mv_2 = 1.08(Mv) + 0.08(Cm)(h) + MEQ$$

$$Mv_2 = 1.08(15,185.67 \text{ kg} - \text{m}) + 0.08(28,927.92 \text{ kg})(4 \text{ m} + 0.40 \text{ m}) + 4,697.89 \text{ kg} - \text{m}$$

$$Mv_2 = 31,281.05 \text{ kg} - \text{m}$$

Cheques:

$$\text{Volteo} = \frac{Me}{Mv_2} = \frac{58,723.68}{31,281.05} = 1.88 > 1.5 \quad \text{Ok}$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 \left(\frac{W}{FH} \right) = 0.5 \left(\frac{55,907.72}{13,125.75} \right) = 2.13 > 1.5 \quad \text{Ok}$$

Presiones:

$$a = \frac{(Me_3 - Mv_2)}{W} = \frac{84,602.19 - 31,281.05}{55,907.72} = 0.95 \text{ m}$$

$$3a = 3(0.95 \text{ m}) = 2.86 \text{ m} > 2.80 \text{ m}$$

Excentricidad:

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{2.80\text{m}}{2} - 0.95\text{m} = 0.45$$

$$P = \left(\frac{W}{A}\right) * \left[1 \pm 6\left(\frac{e}{b}\right)\right] = \left(\frac{55,907.72}{2.80 * 1}\right) * \left[1 \pm 6\left(\frac{0.45}{2.80}\right)\right]$$

$$P_{\max} = 39,135.40\text{kg/m}^2 < 40,000\text{kg/m}^2 \quad \text{Ok}$$

$$P_{\min} = 798.68\text{kg/m}^2 > 0.00\text{kg/m}^2 \quad \text{Ok}$$

Se concluye que las dimensiones propuestas para el muro, resisten las cargas a que estará sujeto.

3.7.4. Apoyo elastomérico

Se utiliza para proteger a la viga principal de la fricción y amortiguar el efecto de la superestructura sobre la viga de apoyo. Es necesario determinar el área de dicha protección, por lo que se tiene:

- Área de contacto (viga principal y viga de apoyo):

$$A = (40\text{cm})(50\text{cm}) = 2,000\text{cm}^2$$

- Relación entre V_u (de vigas principales) y el área de contacto:

$$R = \frac{V_u}{A} < 210\text{kg/cm}^2$$

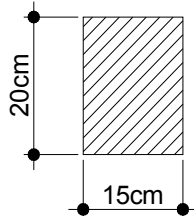
$$R = \frac{25,562.98\text{kg}}{2,000\text{cm}^2} = 14.25\text{kg/cm}^2 < 210\text{kg/cm}^2 \quad \text{Ok}$$

- Área de neopreno:

$$A_n = \frac{V_u}{210\text{kg/cm}^2} = \frac{25,562.98\text{kg}}{210\text{kg/cm}^2} = 121.73\text{cm}^2$$

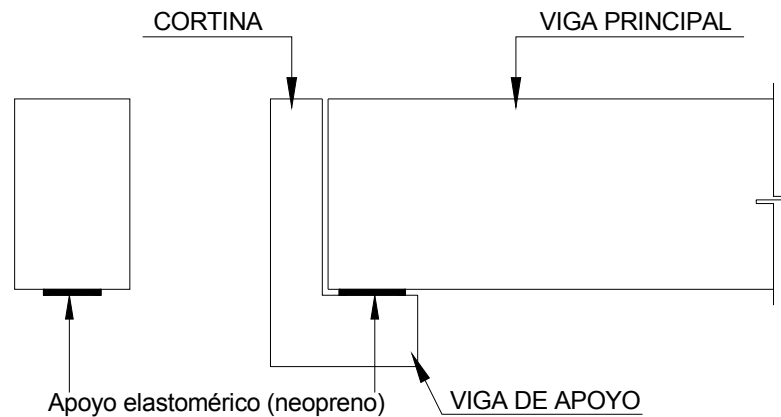
- Sección de neopreno:

Figura 24. Sección de neopreno



$$A = (15\text{cm})(20\text{cm}) = 300\text{cm}^2 > 121.73\text{cm}^2$$

Figura 25. Detalle de apoyo elastomérico (neopreno)

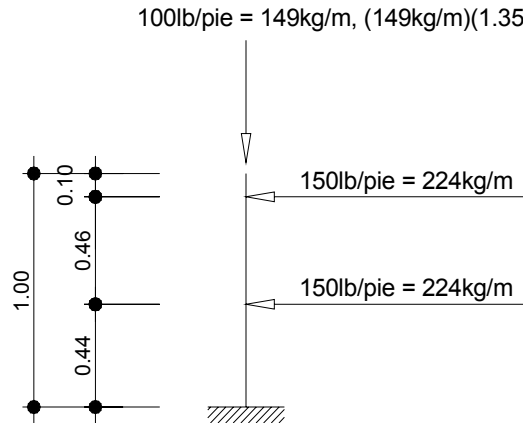


3.8. Diseño del barandal

3.8.1. Diseño del poste

Se colocaran postes de concreto reforzado con dimensiones de: 0.15m*0.20*1.00m a cada 1.35m, se diseñaran con base a las siguientes cargas.

Figura 26. Modelo matemático de las cargas en el poste



- Chequeo de esbeltez:

$$Es = \frac{KLu}{r} \leq 22 \quad r = 0.3(b) = 0.3(0.20\text{m}) = 0.06\text{m}, \quad K = 1, \quad L = 1.00\text{m}$$

$$Es = \frac{1 * (1.00\text{m})}{0.06\text{m}} = 16.67 < 22 \quad \leftarrow \quad \text{Se considera columna corta}$$

- Carga crítica (un extremo empotrado y el otro libre):

De la fórmula de Euler se tiene:

$$P_{cr} = \frac{2EI}{(2Lu)^2} \quad I = \frac{bh^3}{12}, \quad E = 15,100\sqrt{f'c}$$

$$P_{cr} = \frac{2(15,100\sqrt{210\text{kg/cm}^2})(15\text{cm})(20\text{cm})^3 / 12}{[2(100\text{cm})]^2} = 109,409.90\text{kg} \approx 109.41\text{Ton}$$

- Calculo del área de acero:

La sección 10.8.4 del ACI especifica, cuando el área de la columna es mayor que la requerida, se debe usar el área de acero mínimo, dado con la siguiente formula:

$$As_{\min} = 50\% * 0.01Ag = 0.50 * 0.01 * (15\text{cm}) * (20\text{cm}) = 1.50\text{cm}^2 \rightarrow 4 \text{ varillas No.3}$$

- Carga última que resiste el armado de la columna:

$$P_u = \theta [0.85f'_c(A_g - A_s) + A_s(f_y)]$$

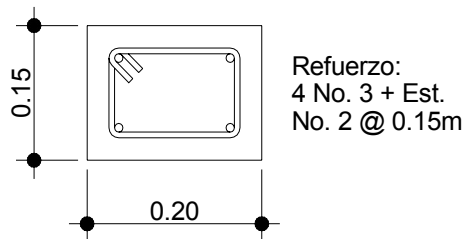
$$P_u = 0.7 [0.85(210\text{kg/cm}^2)(15\text{cm} * 20\text{cm} - 2.84\text{cm}^2) + 2.84\text{cm}^2(2,810\text{kg/cm}^2)]$$

$$P_u = 42,716.42\text{kg}$$

Al comparar la carga que resiste la columna (P_u) con la que carga actuante se puede observar que la columna resiste satisfactoriamente la carga actuante.

$$P_u = 42,716.42\text{Kg} > 201.15\text{Kg} \quad \text{Ok}$$

Figura 27. Esquema de armado de poste



3.9. Elaboración de planos

Los planos elaborados para este proyecto, puente vehicular son los siguientes:

1. Planta de ubicación
2. Planta acotada y elevación
3. Detalles de vigas principales, cortina y viga de apoyo
4. Detalles de estribo de concreto ciclópeo y poste.

3.10. Presupuesto

El presupuesto se integró aplicando los criterios y porcentajes de costos indirectos del presupuesto del agua potable, tomando en cuenta precios unitarios y como base el precio de los materiales y salarios de mano de obra que se manejan en la región. A continuación se muestra un resumen:

Tabla X. Presupuesto para el puente vehicular

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
Estribos	151.00	m3	Q 670.64	Q 101,266.64
Cortina y viga de apoyo	10.40	ml	Q 1,373.51	Q 14,284.50
Diafragmas	6.60	ml	Q 700.56	Q 4,623.70
Vigas principales	24.00	ml	Q 2,905.81	Q 69,739.44
Losa y banquetas	62.40	m2	Q 910.24	Q 56,798.98
Barandales	24.00	ml	Q 352.54	Q 8,460.96
Transporte	1.00	global	Q 15,968.02	Q 15,968.02
Sub-Total (costos directos)				Q 271,142.24
Costos indirectos				Q 77,275.54
TOTAL				Q 348,417.78

3.11. Cronograma de ejecución

Tabla XI. Cronograma para el puente vehicular

ACTIVIDADES PRINCIPALES	TIEMPO DE EJECUCIÓN EN MESES						TOTAL
	1r. Mes	2o. Mes	3r. Mes				
Estribos de concreto ciclópeo							Q 130,128.10
Cortina y viga de apoyo							Q 18,355.58
Diafragmas							Q 5,941.45
Vigas principales							Q 89,615.13
Losa y banquetas							Q 72,986.84
Barandal							Q 10,872.13
Transporte							Q 20,518.55
							Q 348,417.78

CONCLUSIONES

1. La realización del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) es una de las primeras experiencias laborales que permite al estudiante de Ingeniería afrontar problemas reales y, a la vez, darles una solución factible, basada en los principios de ingeniería adquiridos durante la formación académica.
2. La construcción del proyecto de agua potable beneficiará a 134 habitantes actuales y, aproximadamente, a 276 habitantes al final del período de diseño, que es de 21 años. Este proyecto es de mucha importancia para el caserío Xibalbay, debido a que podrán contar con el servicio de agua potable todo el día, con lo cual se reducirá el riesgo de contraer enfermedades por falta de higiene.
3. La construcción del puente vehicular en el barrio El Carmen, contribuirá, considerablemente, a mejorar el desarrollo agrícola y, por consiguiente el económico y social de la cabecera municipal de Sololá, por cuanto permitirá tener una mejor vía de acceso a la misma.
4. En general, la construcción del proyecto de agua potable y el puente vehicular, impulsados por la municipalidad, contribuirán al desarrollo socio-económico del departamento de Sololá.

RECOMENDACIONES

1. A la municipalidad de Sololá.

Mantener el vínculo con la Universidad de San Carlos de Guatemala y en especial con la facultad de Ingeniería por medio del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), ya que esta práctica es de mucho beneficio a las comunidades en especial del área rural.

2. A la Universidad de San Carlos de Guatemala.

Todos los estudiantes de la facultad, previo a graduarse realicen el E.P.S, en las diferentes comunidades del país, con el propósito de llevar soluciones a los diferentes problemas que aquejan a éstas y a la vez adquirir experiencia y criterio en el campo.

3. A los diferentes comités.

Es necesario verificar que el personal que trabajará en la construcción tanto del agua potable como en el puente vehicular, sea calificado y si fuera posible contratar un ingeniero civil residente para la supervisión de estos proyectos, con el fin de que todo sea construido correctamente.

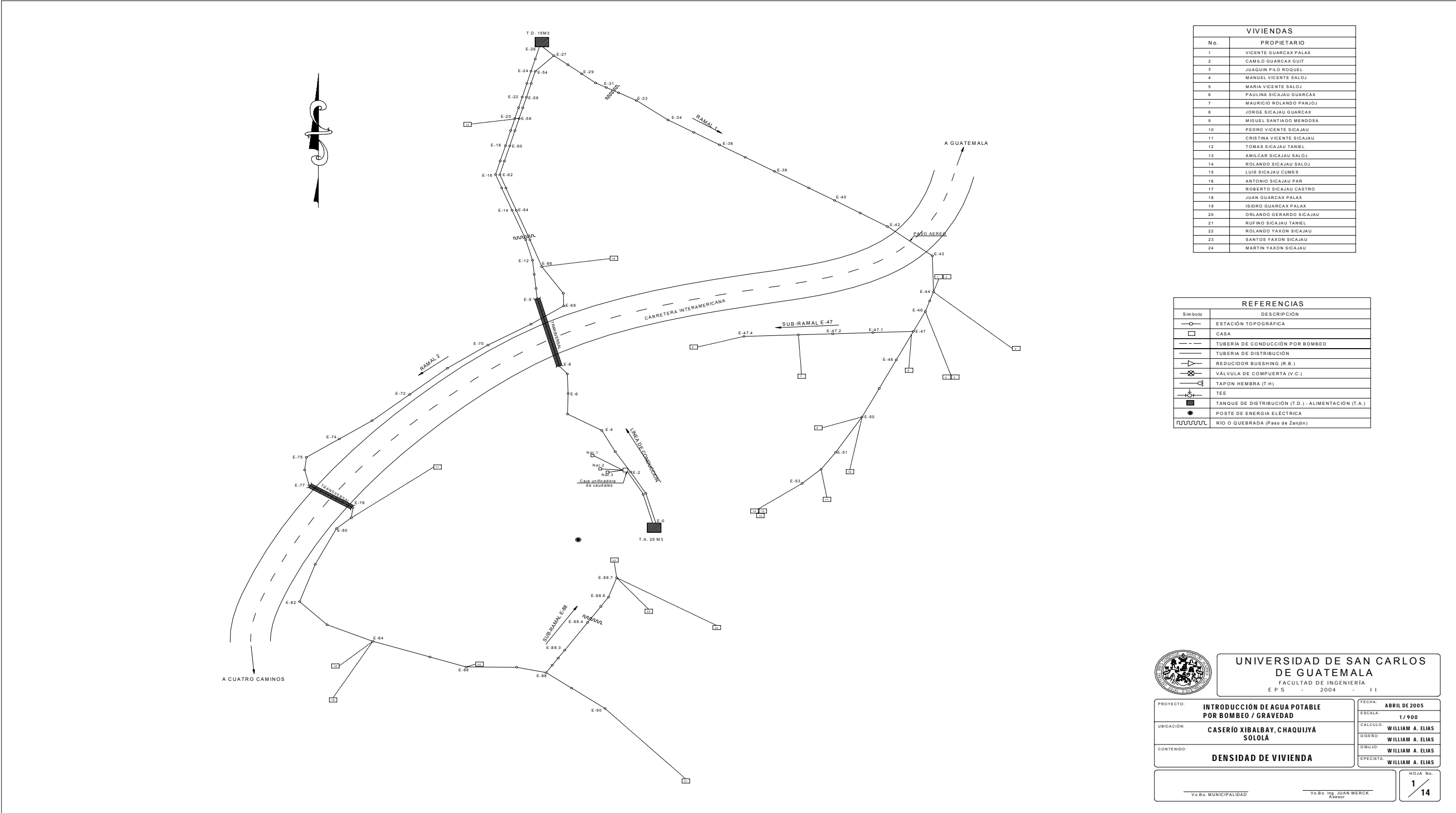
BIBLIOGRAFÍA

1. American Association of state Highways and Transportation officials (AASHTO). Standard specifications for highways and bridges. 16ª edición. Estados Unidos 1996.
2. Borges Reinoso, José Francisco. Diseño y construcción del sistema de agua potable y letrización de la Aldea Ixmulej, del Municipio de Cuilco, Huehuetenango. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1988.
3. Cabrera Cortes, José Ricardo. Investigación respecto de puentes colgantes recomendable en el área rural, diseño y construcción de un puente colgante de 35m, de luz en el Caserío Chichalum, Chiantla, Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1994.
4. Comité ACI 318. Código de diseño de hormigón armado (ACI 318-99) y comentarios. México: editorial Limusa. 1999.
5. Crespo Villalaz, Carlos. Mecánica de suelos y cimentaciones. 4ª edición. México: editorial Limusa, 1999.
6. Guzmán Escobar, Ernesto Salvador. Diseño de puentes. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de ingeniería, 1988.
7. Mayorga Rouge, Roberto. Diseño de abastecimientos rurales de agua potable. 2ª edición. Guatemala, 1999.
8. Nilson, Arthur H. Diseño de estructuras de Concreto. 11ª edición. México: editorial McGRAW-HILL. 1998
9. Normas de diseño de abastecimiento de agua potable en zonas rurales. Guatemala. UNEPAR. 1997.

APÉNDICE 1

- PLANOS DEL PROYECTO DE AGUA POTABLE
- PARÁMETROS DE DISEÑO
- DISTRIBUCIÓN DE CAUDALES PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO
- CÁLCULO DEL DISEÑO HIDRÁULICO

Figura 28. Plano de planta general, densidad de vivienda



VIVIENDAS	
No.	PROPIETARIO
1	VICENTE GUARCAX PALAX
2	CAMILO GUARCAX GUIT
3	JUAGUN PLO ROQUEL
4	MANUEL VICENTE SALOJ
5	MARIA VICENTE SALOJ
6	PAULINA SICAJAU GUARCAX
7	MAURICIO ROLANDO PANJOJ
8	JORGE SICAJAU GUARCAX
9	MIGUEL SANTIAGO MENDOSA
10	PEDRO VICENTE SICAJAU
11	CRISTINA VICENTE SICAJAU
12	TOMAS SICAJAU TANEL
13	AMILCAR SICAJAU SALOJ
14	ROLANDO SICAJAU SALOJ
15	LUIS SICAJAU CUMES
16	ANTONIO SICAJAU PAR
17	ROBERTO SICAJAU CASTRO
18	JUAN GUARCAX PALAX
19	ISIDRO GUARCAX PALAX
20	ORLANDO GERARDO SICAJAU
21	RUFINO SICAJAU TANEL
22	ROLANDO YAXON SICAJAU
23	SANTOS YAXON SICAJAU
24	MARTIN YAXON SICAJAU

REFERENCIAS	
Simbolo	DESCRIPCION
○	ESTACION TOPOGRAFICA
□	CASA
---	TUBERIA DE CONDUCCION POR BOMBEO
---	TUBERIA DE DISTRIBUCION
⊘	REDUCIDOR BUSHING (R.B.)
⊗	VÁLVULA DE COMPUERTA (V.C.)
⊙	TAPON HEMBRA (T.H.)
⊕	TEE
■	TANQUE DE DISTRIBUCION (T.D.) - ALIMENTACION (T.A.)
●	POSTE DE ENERGIA ELÉCTRICA
~~~~~	RÍO O QUEBRADA (Paso de Zanjon)



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 E. P. S. 2004 - I I

PROYECTO:	<b>INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE POR BOMBEO / GRAVEDAD</b>	FECHA:	ABRIL DE 2005
UBICACIÓN:	<b>CASERIO XIBALBAY, CHAQUIJYÁ SOLOLÁ</b>	ESCALA:	1/900
CONTENIDO:	<b>DENSIDAD DE VIVIENDA</b>	CALCULO:	WILLIAM A. ELIAS
		DISEÑO:	WILLIAM A. ELIAS
		DIBUJO:	WILLIAM A. ELIAS
		EPECISTA:	WILLIAM A. ELIAS

Vo. Bº MUNICIPALIDAD	Vo. Bº Ing. JUAN MERCK Asesor	HOJA No. 1 / 14
----------------------	-------------------------------	-----------------

Figura 29. Plano general de diagrama de flujos

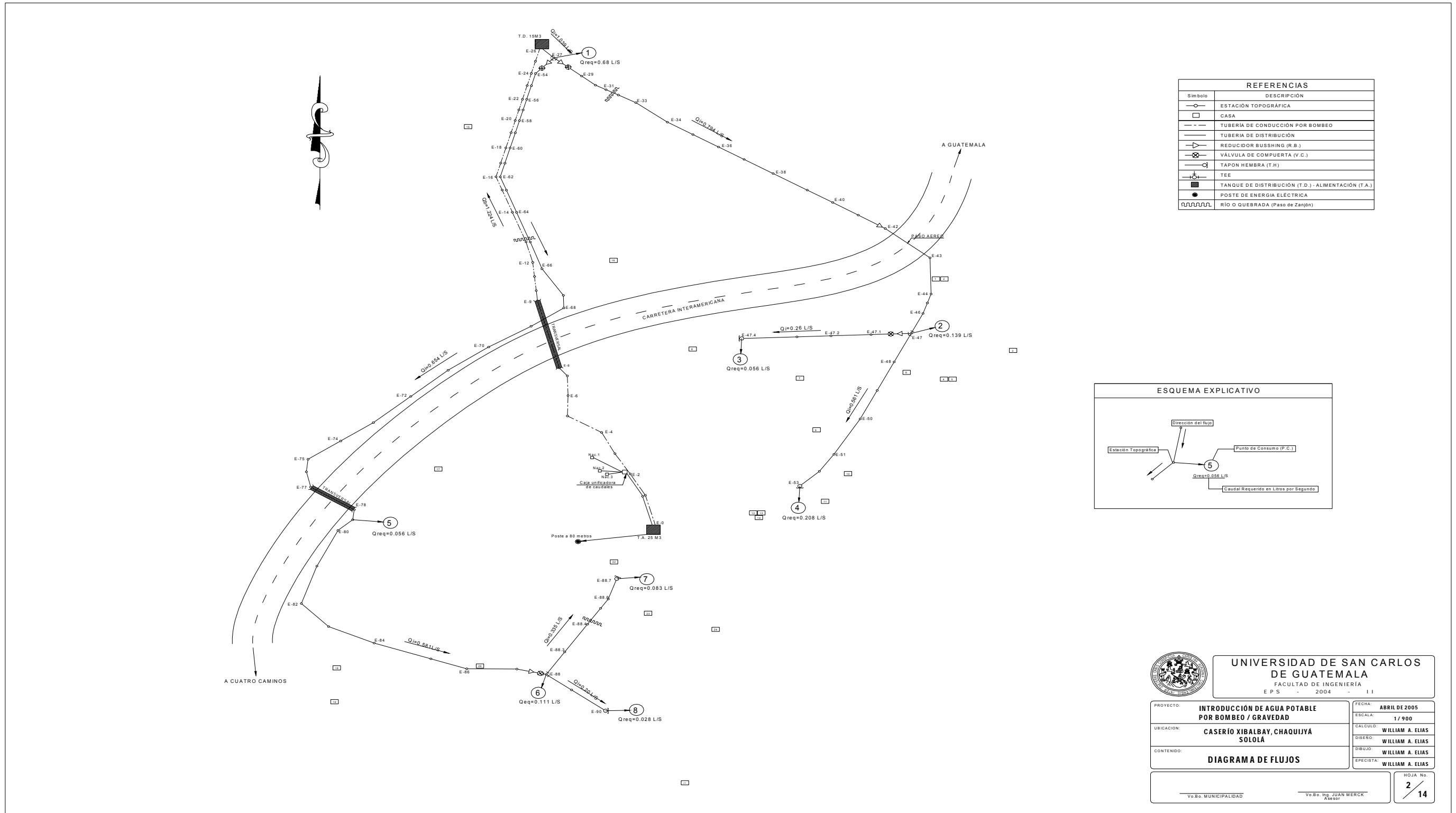


Figura 30. Plano general de diámetros de tuberías

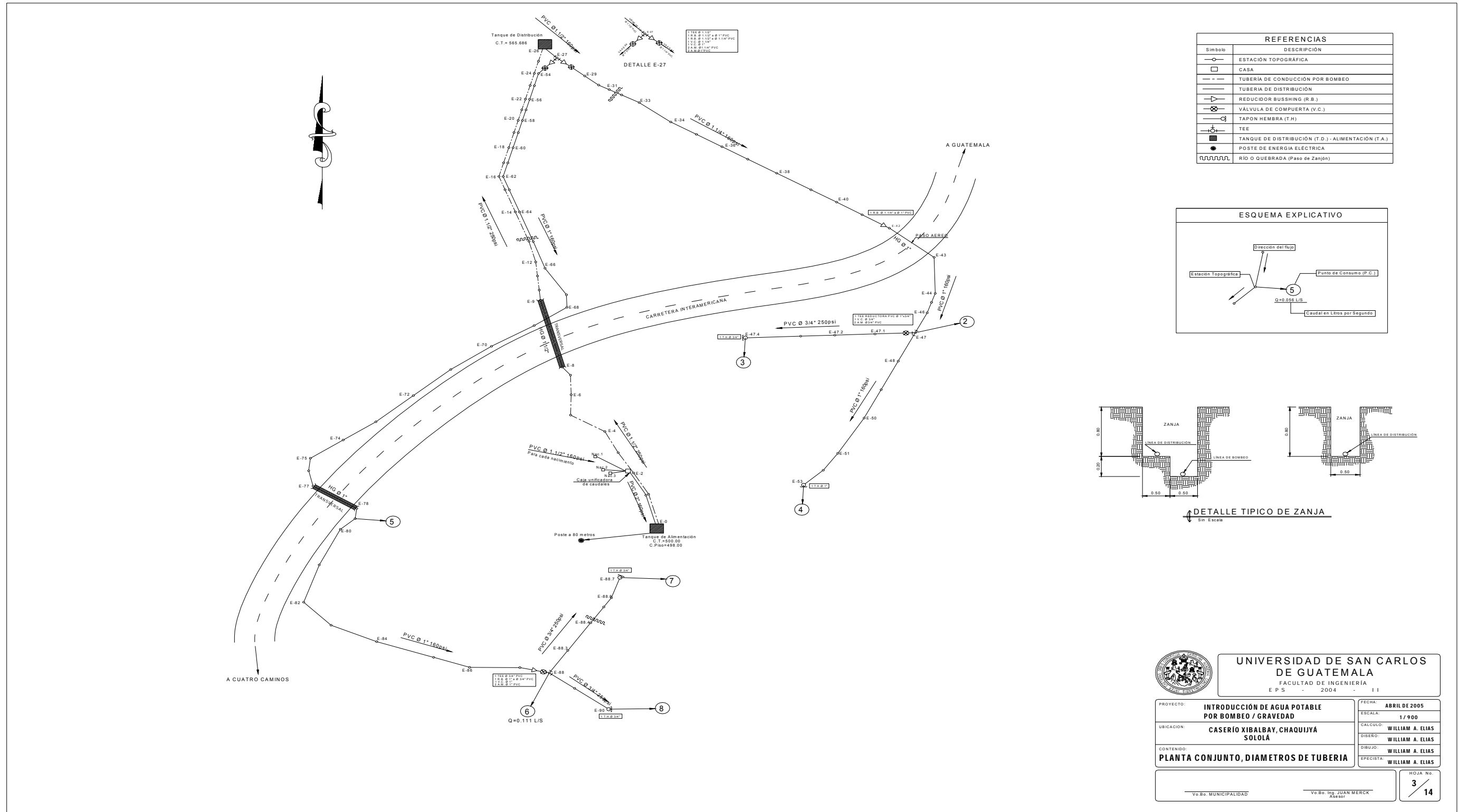
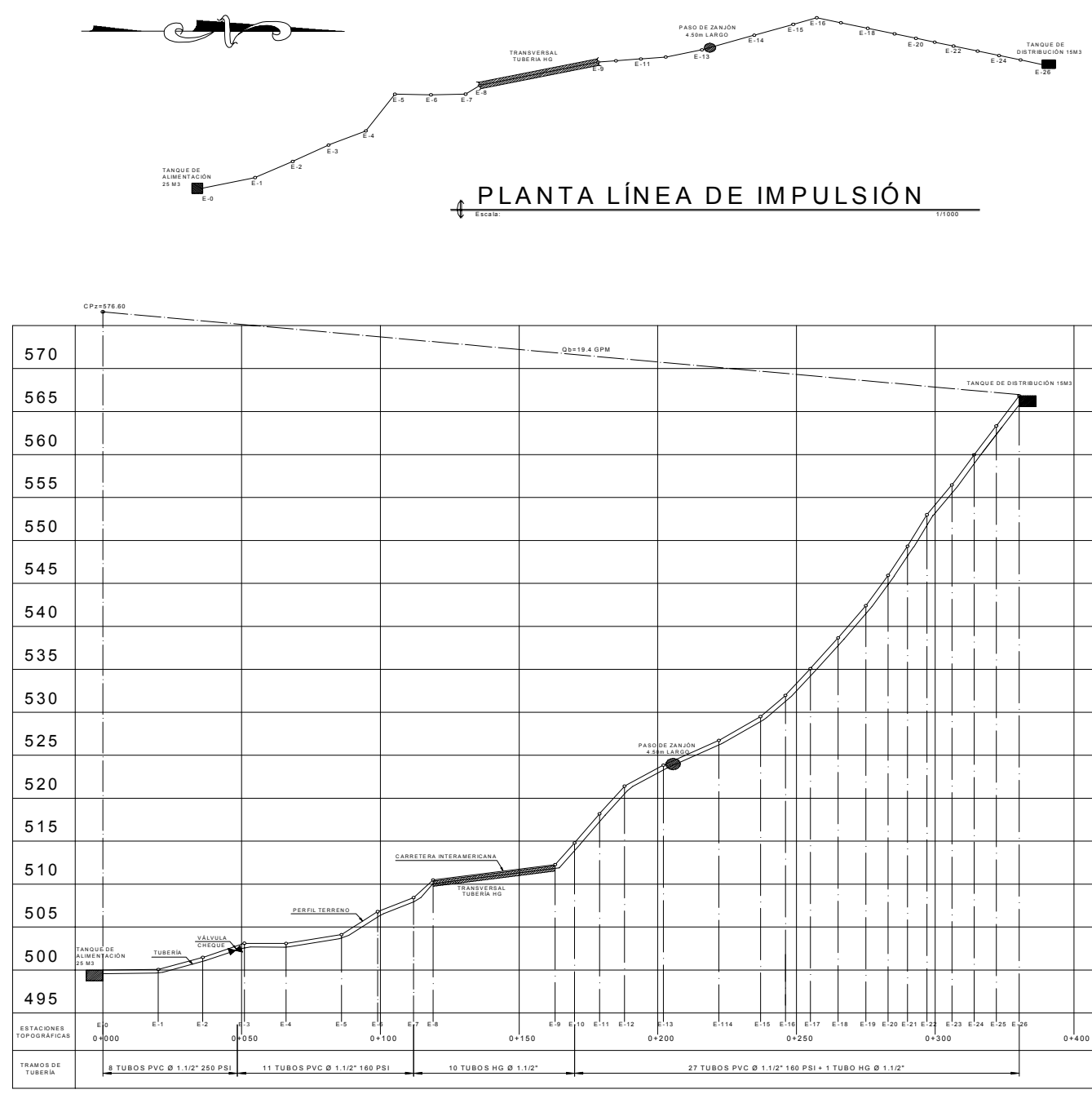


Figura 31. Plano de planta y perfil línea de conducción por bombeo



REFERENCIAS TOPOGRÁFICAS

EST.	P. Q.	DISTANCIA (m)	DISTANCIA ACUMULADA	COTA	AZIMUT
0				500.000	
0	1	20.00	20.00	500.072	345°19'20"
1	2	16.00	36.00	501.473	330°58'45"
2	3	15.00	51.00	503.115	329°23'20"
3	4	15.00	66.00	503.091	333°50'00"
4	5	20.00	86.00	504.119	301°30'00"
5	6	13.00	99.00	506.793	17°18'30"
6	7	13.00	112.00	508.430	358°23'00"
7	8	7.00	119.00	510.488	321°38'40"
8	9	44.00	163.00	512.271	345°42'15"
9	10	7.00	170.00	514.783	354°28'00"
10	11	9.00	179.00	518.178	354°28'00"
11	12	9.00	188.00	521.407	354°28'00"
12	13	14.00	202.00	523.842	345°34'05"
13	14	20.00	222.00	526.722	340°09'30"
14	15	15.00	237.00	528.487	340°09'30"
15	16	9.00	246.00	531.961	340°09'30"
16	17	9.00	255.00	535.075	14°59'15"
17	18	10.00	265.00	538.660	14°59'15"
18	19	10.00	275.00	542.400	14°59'15"
19	20	8.00	283.00	545.830	14°59'15"
20	21	7.00	290.00	549.321	14°59'15"
21	22	7.00	297.00	552.987	14°59'15"
22	23	9.00	306.00	556.458	14°59'15"
23	24	8.00	314.00	559.964	14°59'15"
24	25	8.00	322.00	563.322	14°59'15"
25	26	8.00	330.00	566.688	14°59'15"

DATOS DE LA BOMBA

ENERGÍA:	Energía Eléctrica
CAUDAL DE BOMBEO:	18.45 GPM (1.224 L/s)
EFICIENCIA:	65%
CDT:	78.30 m
POTENCIA:	2 Hp



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
E P S - 2004 - II

PROYECTO: INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE POR BOMBEO / GRAVEDAD  
UBICACIÓN: CASERÍO XIBALBAY, CHAQUIYÁ SOLOLA  
CONTENIDO: PLANTA-PERFIL LÍNEA DE CONDUCCIÓN

FECHA: ABRIL DE 2005  
ESCALA: H=1/1000 V=1/250  
CALCULO: WILLIAM A. ELIAS  
DISEÑO: WILLIAM A. ELIAS  
DIBUJO: WILLIAM A. ELIAS  
ESPECIATA: WILLIAM A. ELIAS

HOJA No. 4 / 14

Figura 32. Plano de planta y perfil línea de distribución, ramal 1

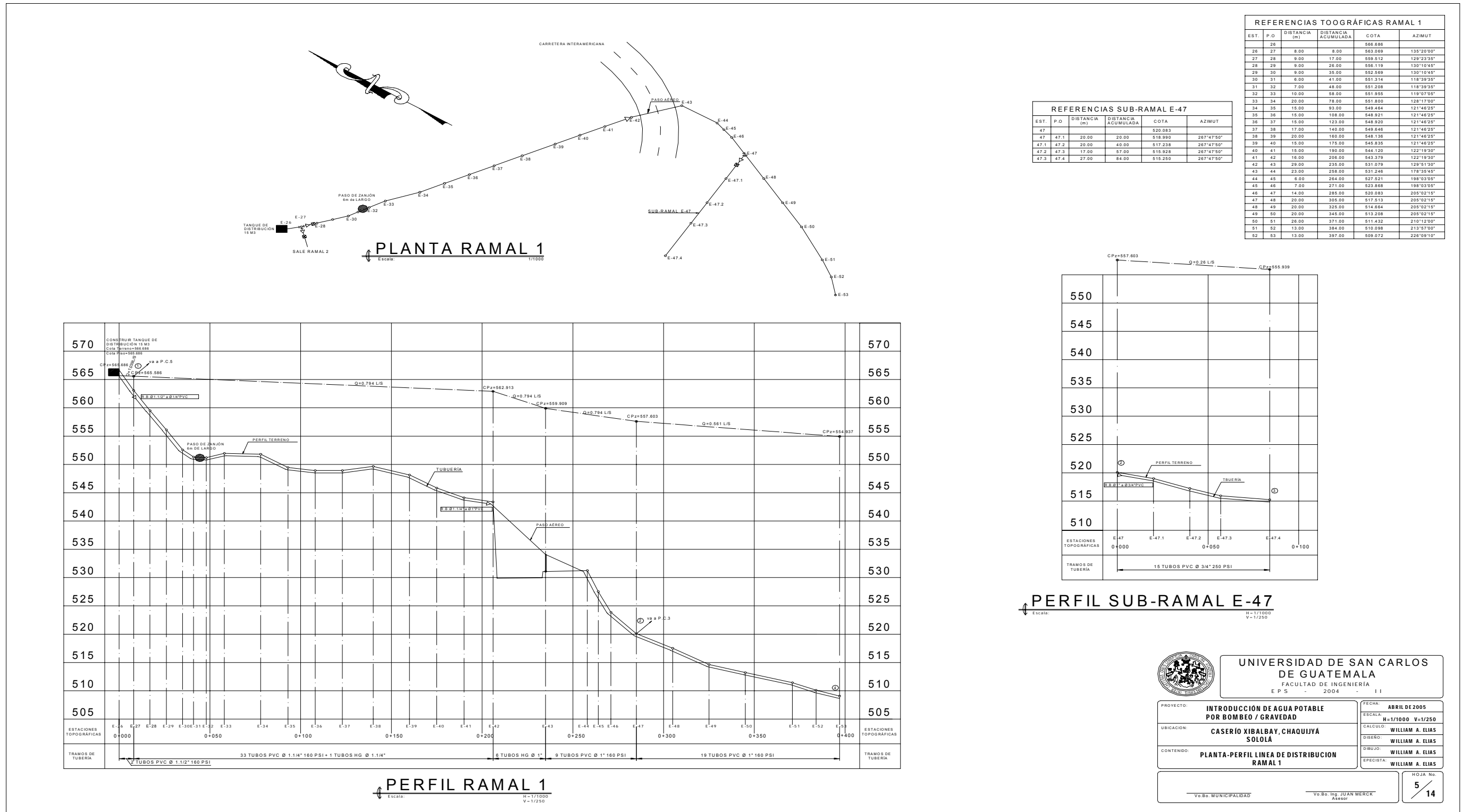
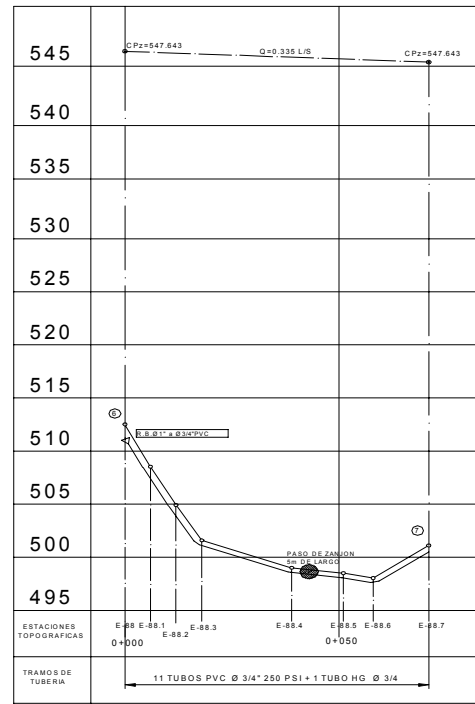
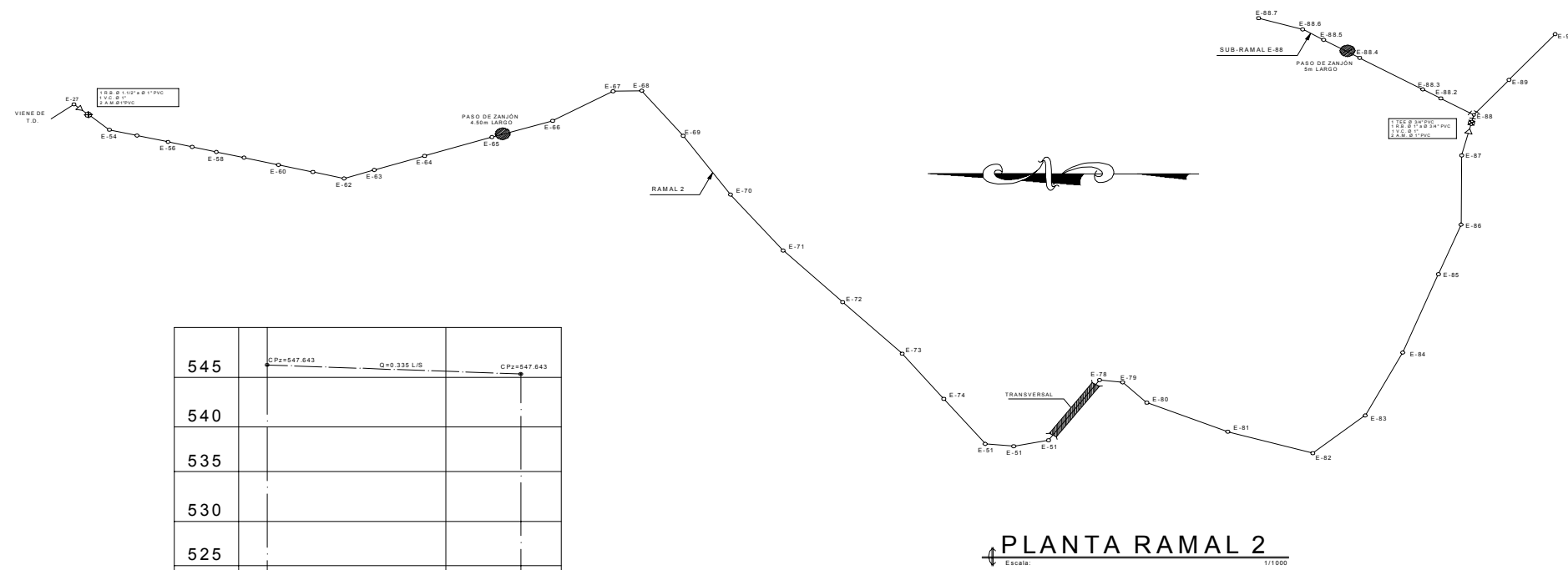


Figura 33. Plano de planta ramal 2 y perfil sub-ramal E-88



REFERENCIAS TOPOGRÁFICAS SUB-RAMAL E-88

EST.	P.O	DISTANCIA (m)	DISTANCIA ACUMULADA	COTA	AZIMUT
88	88.1	0.00	0.00	512.506	32°48'50"
88.1	88.2	0.00	12.00	504.894	32°48'50"
88.2	88.3	0.00	16.00	501.098	32°48'50"
88.3	88.4	21.00	39.00	499.007	32°48'50"
88.4	88.5	12.00	51.00	498.503	32°48'50"
88.5	88.6	7.00	58.00	498.040	32°48'50"
88.6	88.7	12.00	71.00	501.109	18°12'10"

NOTA:  
VER PERFIL DEL RAMAL 2  
EN HOJA 7/14

PERFIL SUB-RAMAL E-88

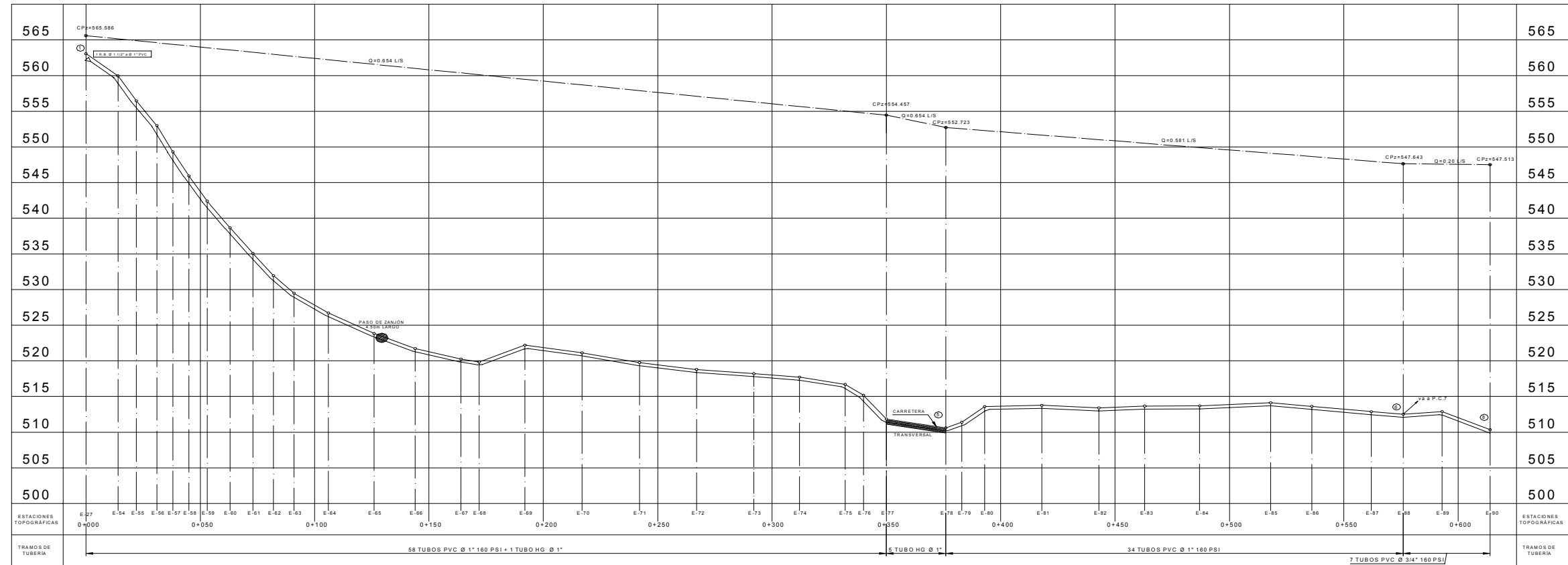
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
E. P. S. - 2004 - 11

PROYECTO: INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE POR BOMBEO / GRAVEDAD  
UBICACIÓN: CASERÍO XIBALBAY, CHAQUIYÁ SOLOLÁ  
CONTENIDO: PLANTA RAMAL 2 Y SUB-RAMAL E-88  
PERFIL SUB-RAMAL E-88

FECHA: ABRIL DE 2005  
ESCALA: H=1/1000 V=1/250  
CALCULO: WILLIAM A. ELIAS  
DISEÑO: WILLIAM A. ELIAS  
DIBUJO: WILLIAM A. ELIAS  
EPECISTA: WILLIAM A. ELIAS

HOJA No. 6 / 14

Figura 34. Plano de perfil ramal 2



**PERFIL DE RAMAL 2**  
Escala: H=1/1000 V=1/250

REFERENCIAS TOPOGRÁFICAS RAMAL 2					
EST.	P.O	DISTANCIA (m)	DISTANCIA ACUMULADA	COTA	AZIMUT
27	54	14.00	14.00	559.964	222°48'50"
54	55	8.00	22.00	556.458	194°59'15"
55	56	9.00	31.00	552.987	194°59'15"
56	57	7.00	38.00	549.512	194°59'15"
57	58	7.00	45.00	545.930	194°59'15"
58	59	8.00	53.00	542.400	194°59'15"
59	60	10.00	63.00	538.660	194°59'15"
60	61	10.00	73.00	535.075	194°59'15"
61	62	9.00	82.00	531.981	194°59'15"
62	63	9.00	91.00	528.487	160°09'30"
63	64	15.00	106.00	526.722	160°09'30"
64	65	20.00	126.00	523.842	160°09'30"
65	66	18.00	144.00	521.721	160°09'30"
66	67	20.00	164.00	520.261	147°46'40"
67	68	8.00	172.00	519.823	178°23'15"
68	69	20.00	192.00	522.203	234°28'10"
69	70	25.00	217.00	521.129	238°02'50"
70	71	25.00	242.00	519.759	233°53'50"

REFERENCIAS TOPOGRÁFICAS RAMAL 2					
EST.	P.O	DISTANCIA (m)	DISTANCIA ACUMULADA	COTA	AZIMUT
71	72	25.00	267.00	518.783	228°11'15"
72	73	25.00	292.00	518.203	234°27'25"
73	74	20.00	312.00	517.722	234°27'25"
74	75	20.00	332.00	516.708	230°40'20"
75	76	8.00	340.00	516.177	186°00'30"
76	77	10.00	350.00	515.549	167°28'45"
77	78	26.00	376.00	511.399	123°19'45"
78	79	7.00	383.00	513.549	187°04'10"
79	80	10.00	393.00	513.771	227°17'55"
80	81	20.00	413.00	513.396	204°51'00"
81	82	25.00	438.00	513.674	198°03'35"
82	83	20.00	458.00	513.708	137°07'40"
83	84	25.00	483.00	514.126	114°49'25"
84	85	30.00	513.00	513.616	109°29'25"
85	86	15.00	528.00	512.884	109°29'25"
86	87	25.00	553.00	512.506	90°24'30"
87	88	15.00	568.00	512.894	103°05'10"
88	89	16.00	584.00	510.346	127°58'35"
89	90	21.00	605.00	510.346	127°58'35"



**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
E.P.S. - 2004 - I I

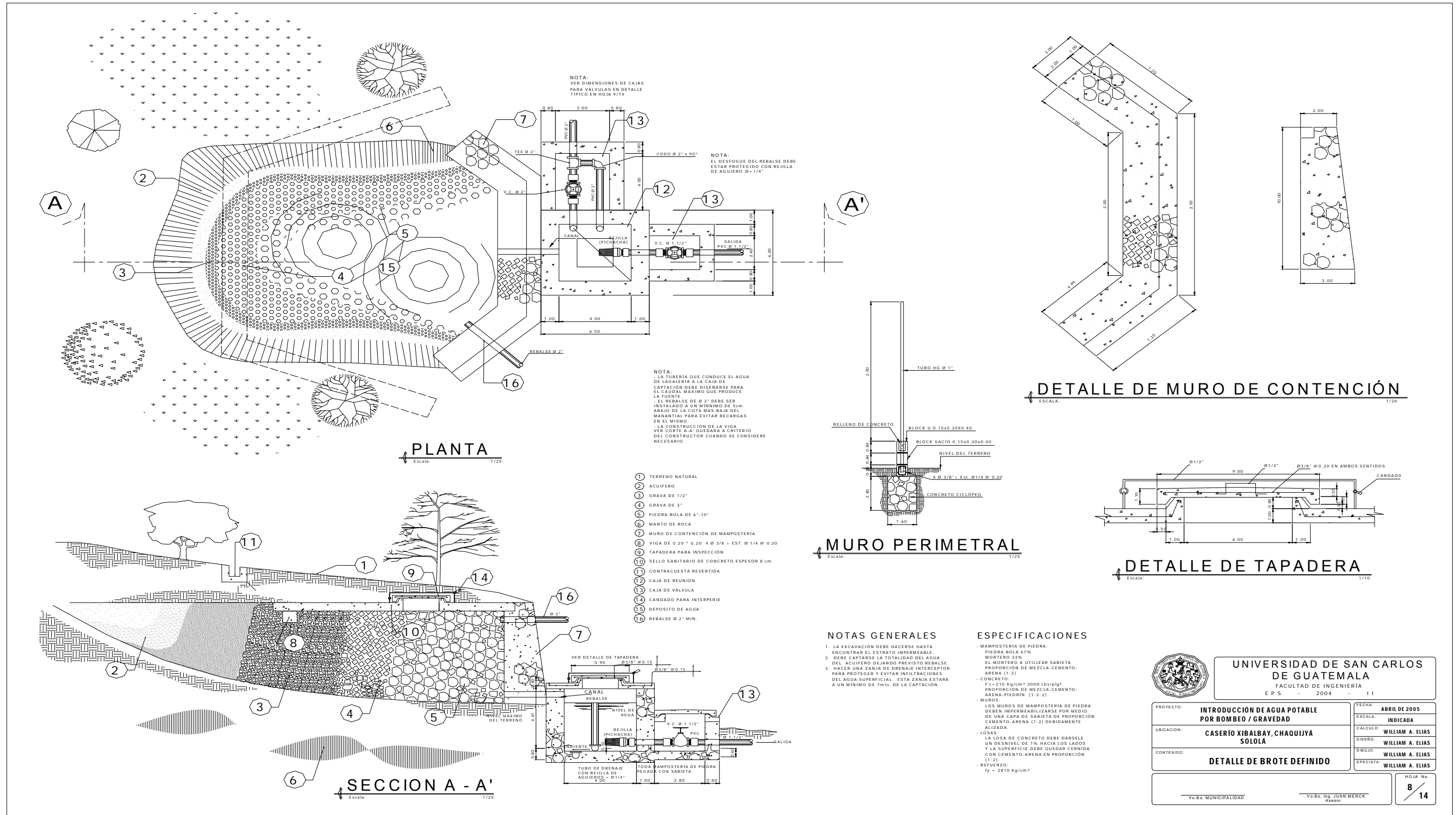
PROYECTO: <b>INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE POR BOMBEO / GRAVEDAD</b>	FECHA: <b>ABRIL DE 2005</b>
UBICACIÓN: <b>CASERÍO XIBALBAY, CHAQUIJYJA SOLOLA</b>	ESCALA: <b>H=1/1000 V=1/250</b>
CONTENIDO: <b>PERFIL RAMAL 2</b>	CÁLCULO: <b>WILLIAM A. ELIAS</b>
	DISEÑO: <b>WILLIAM A. ELIAS</b>
	DESBUJO: <b>WILLIAM A. ELIAS</b>
	ESPECIFICA: <b>WILLIAM A. ELIAS</b>

Vo.Bo. MUNICIPALIDAD

Vo.Bo. Ing. JUAN MERCK ABRIL

HOJA No. **7** / **14**

Figura 35. Plano de detalles captación de brote definido



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
 FACULTAD DE INGENIERÍA  
 E P S - 2004 - I I

PROYECTO:	INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE POR BOMBEO / GRAVEDAD	FECHA:	ABRIL DE 2005
UBICACIÓN:	CASERIO XIBALBAY, CHAQUIUYÁ SOLOLA	ESCALA:	INDICADA
CONTENIDO:	DETALLE DE BROTE DEFINIDO	CÁLCULO:	WILLIAM A. ELIAS
		DISEÑO:	WILLIAM A. ELIAS
		EFICAZ:	WILLIAM A. ELIAS

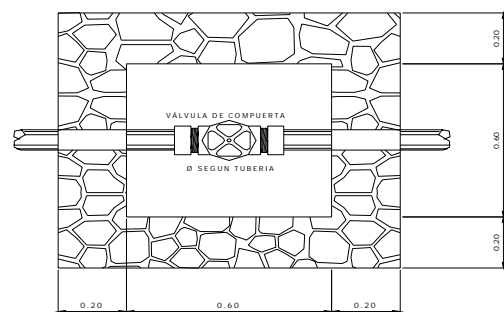
Vo.Bo. MUNICIPALIDAD      Vo.Bo. Ing. JUAN MERCK Asesor

HOJA No. 8 / 14

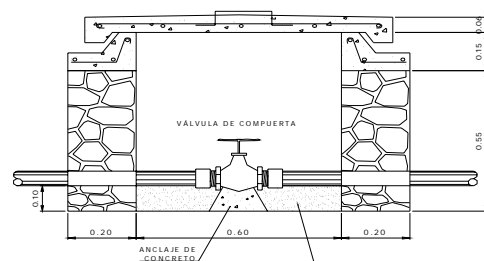


Figura 36. Plano de detalles caja unificadora de caudales y válvulas

CAJA PARA VÁLVULAS



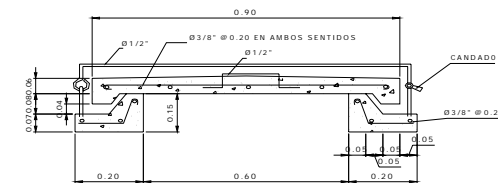
PLANTA



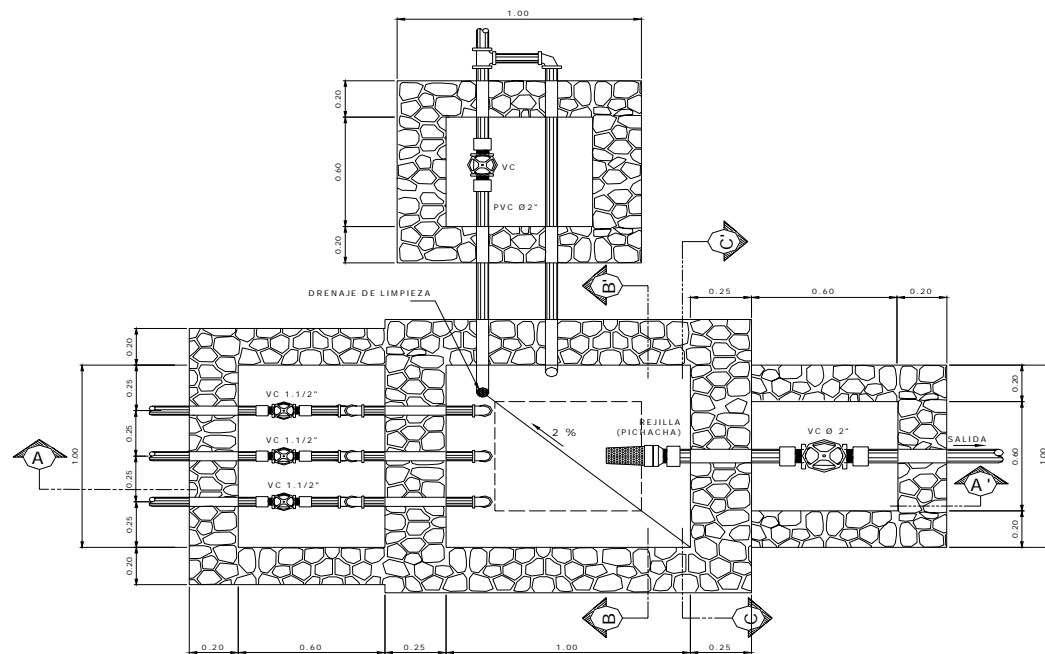
ELEVACIÓN

- NOTAS:
- 1) LAS DIMENSIONES DE LA CAJA ESTAN DADAS EN METROS.
  - 2) EL SUELO DE SOPORTE DE LA VÁLVULA HA DE SER ARENOSO.
  - 3) LAS PAREDES SE CONSTRUIRAN DE MAMPOSTERÍA DE PIEDRA PROPORCIÓN 47% PIEDRA, 33% SABIETA, PROPORCIÓN 1 CEMENTO 2 ARENA DE RIO

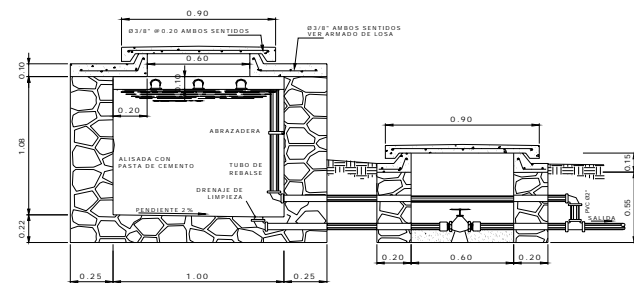
CAJA DE CONCRETO CICLÓPEO



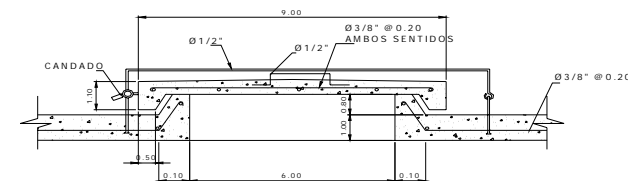
DETALLE DE TAPADERA PARA CAJA DE VÁLVULAS



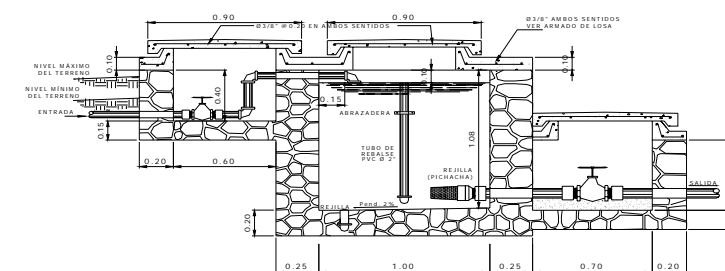
PLANTA CAJA UNIFICADORA DE CAUDALES



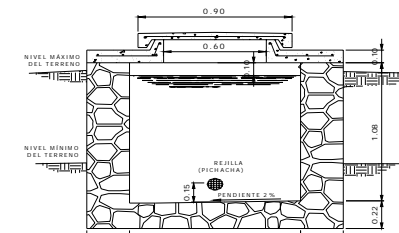
SECCIÓN B - B'



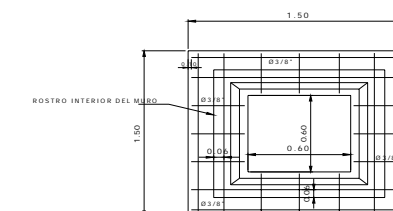
DETALLE DE TAPADERA PARA CAJA UNIFICADORA DE CAUDALES



SECCIÓN A - A'



SECCIÓN C - C'



DETALLE DE LOSA



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
E P S - 2004 - I I

PROYECTO:	INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE POR BOMBEO / GRAVEDAD	FECHA:	ABRIL DE 2005
UBICACIÓN:	CASERIO XIBALBAY, CHAQUIIYA SOLOLA	ESCALA:	INDICADA
CONTENIDO:	CAJA PARA VÁLVULAS Y CAJA UNIFICADORA DE CAUDALES	CALCULO:	WILLIAM A. ELIAS
		DISEÑO:	WILLIAM A. ELIAS
		DRUJO:	WILLIAM A. ELIAS
		EPECISTA:	WILLIAM A. ELIAS

Vo.Bo. MUNICIPALIDAD	Vo.Bo. Ing. JUAN MERCK ARAZÁ	HOJA No.	9 / 14
----------------------	------------------------------	----------	--------

Figura 37. Plano de detalles de tanque de alimentación

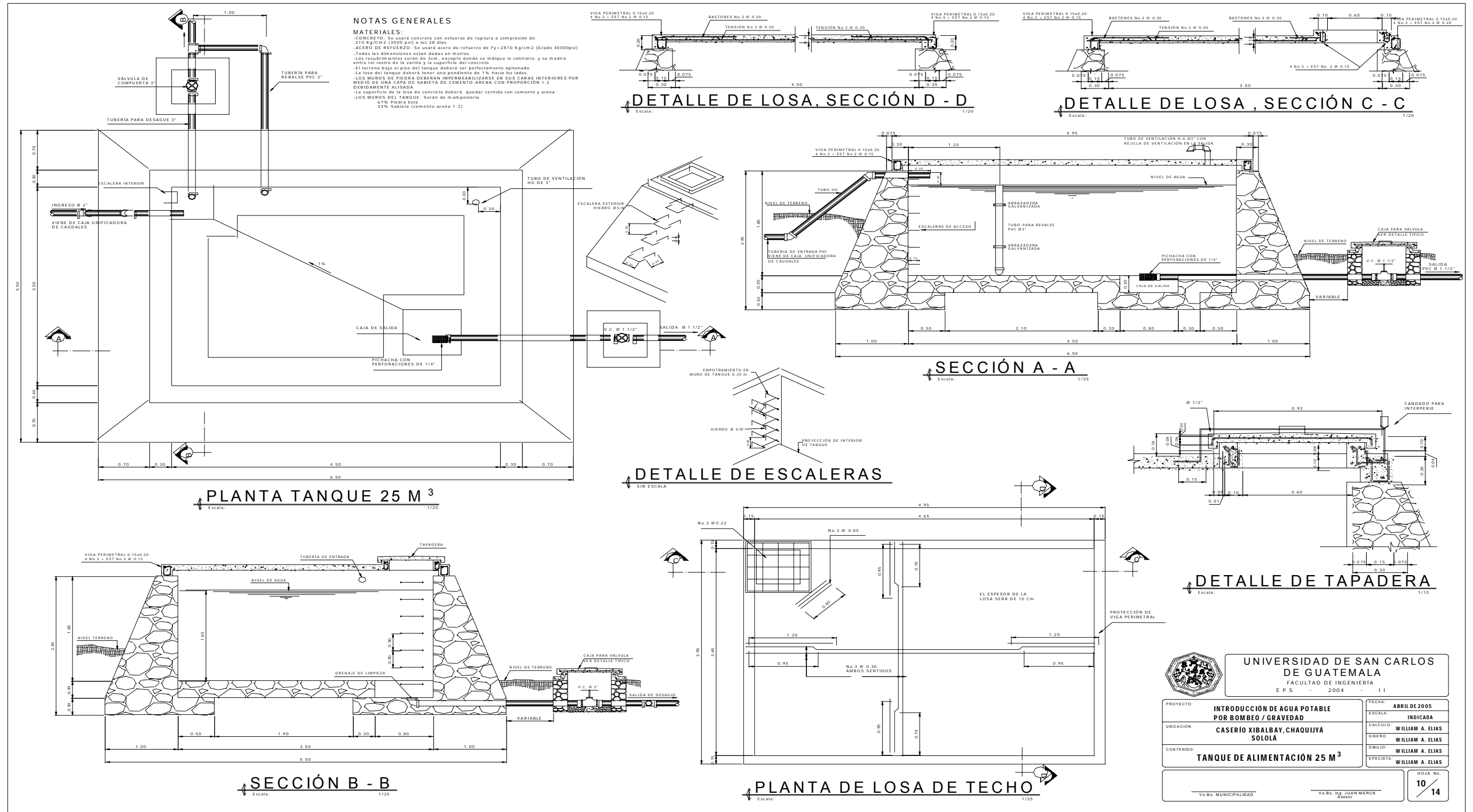
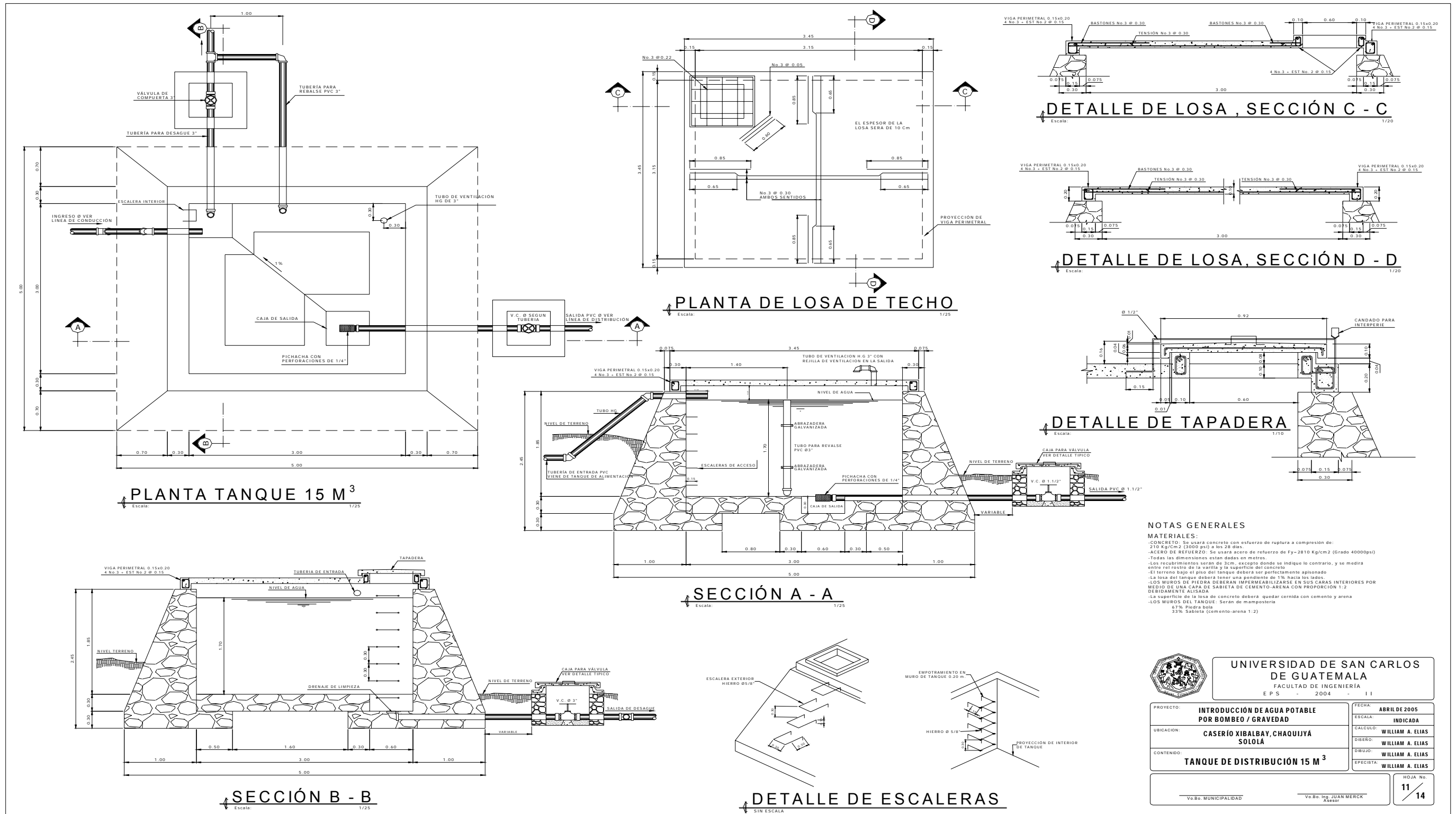


Figura 38. Plano de detalles de tanque de distribución



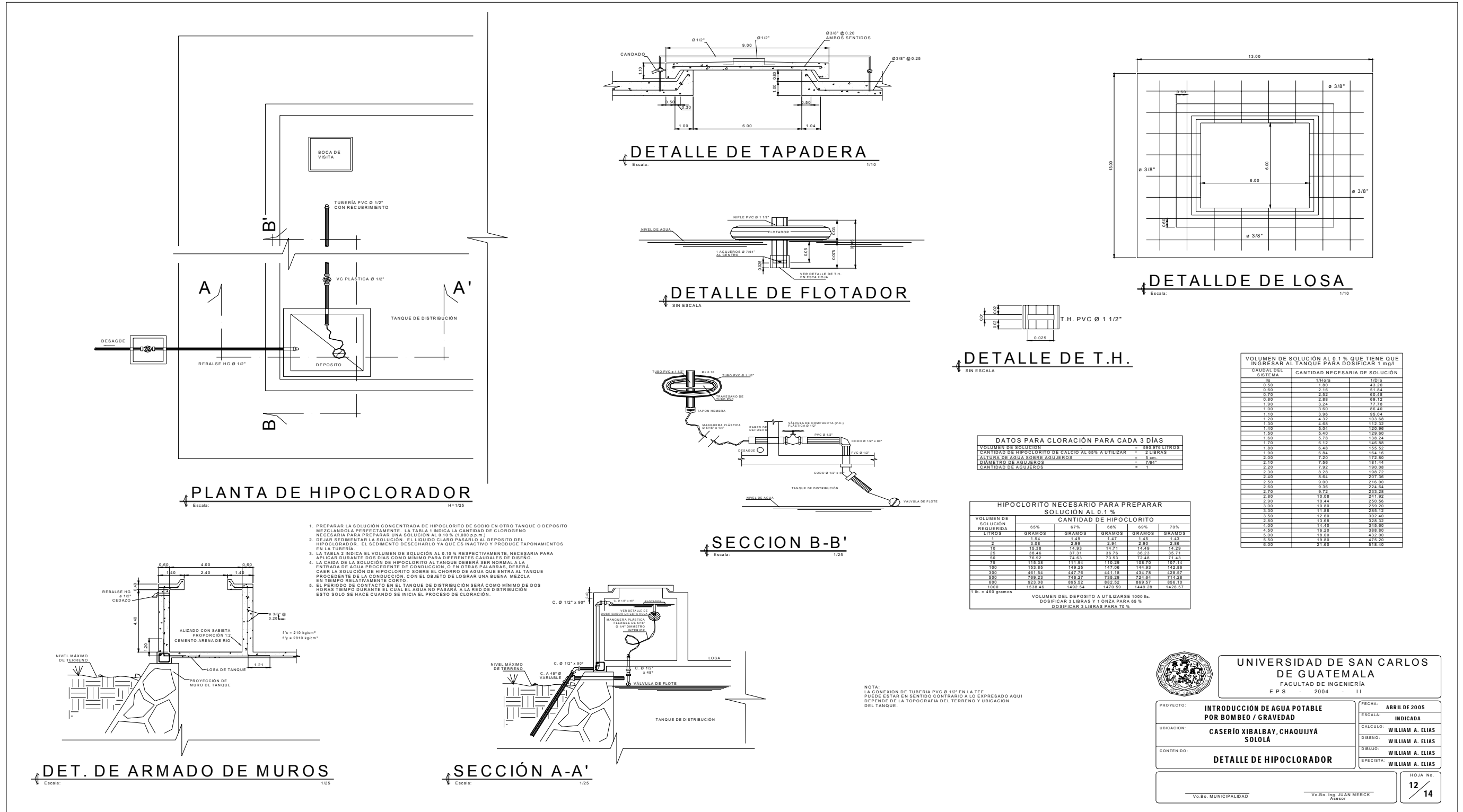
**NOTAS GENERALES**

**MATERIALES:**

- CONCRETO: Se usará concreto con esfuerzo de ruptura a compresión de: 210 kg/cm² (3000 psi) a los 28 días.
- ACERO DE REFUERZO: Se usará acero de refuerzo de Fy=2810 Kg/cm² (Grado 40000psi).
- Todas las dimensiones están dadas en metros.
- Los recubrimientos serán de 3cm, excepto donde se indique lo contrario, y se medirá entre el tope de la varilla y la superficie del concreto.
- El terreno bajo el piso del tanque deberá ser perfectamente apisonado.
- La losa del tanque deberá tener una pendiente de 1% hacia los lados.
- LOS MUROS DE PIEDRA DEBERÁN IMPERMEABILIZARSE EN SUS CARAS INTERIORES POR MEDIO DE UNA CAPA DE SABISA DE CEMENTO-ARENA CON PROPORCIÓN 1:2 DEBIDAMENTE ALISADA.
- La superficie de la losa de concreto deberá quedar cerrada con cemento y arena.
- LOS MUROS DEL TANQUE: Serán de mampostería.
- 67% Piedra bola
- 33% Sabisa (Cemento-arena 1:2)

<p><b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b> FACULTAD DE INGENIERIA E.P.S. 2004 - I.I.</p>		FECHA: ABRIL DE 2005
		ESCALA: INDICADA
PROYECTO: INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE POR BOMBEO / GRAVEDAD	VIBICACIÓN: CASERIO XIBALBAY, CHAQUIYJÁ SOLOLÁ	CÁLCULO: WILLIAM A. ELIAS
CONTENIDO: TANQUE DE DISTRIBUCIÓN 15 M ³		DISEÑO: WILLIAM A. ELIAS
		EFECTISTA: WILLIAM A. ELIAS
V.B. MUNICIPALIDAD V.B. Ing. JUAN MERCX		HOJA No. 11 / 14

Figura 39. Plano de detalles de hipoclorador



1. PREPARAR LA SOLUCIÓN CONCENTRADA DE HIPOCLORITO DE SODIO EN OTRO TANQUE O DEPÓSITO MEZCLÁNDOLA PERFECTAMENTE. LA TABLA 1 INDICA LA CANTIDAD DE CLORÓGENO NECESARIA PARA PREPARAR UNA SOLUCIÓN AL 0.1% (1.000 P.P.M.).
2. DEJAR SEDIMENTAR LA SOLUCIÓN. EL LÍQUIDO CLARO PASARLO AL DEPÓSITO DEL HIPOCLORADOR. EL SEDIMENTO DESECHARLO YA QUE ES INACTIVO Y PRODUCE TAPONAMIENTOS EN LA TUBERÍA.
3. LA TABLA 2 INDICA EL VOLUMEN DE SOLUCIÓN AL 0.1% RESPECTIVAMENTE, NECESARIA PARA APLICAR DURANTE DOS DÍAS COMO MÍNIMO PARA DIFERENTES CAUDALES DE DISEÑO.
4. LA CAIDA DE LA SOLUCIÓN DE HIPOCLORITO AL TANQUE DEBERÁ SER NORMAL. LA ENTRADA DE AGUA PROCEDENTE DE CONDUCCIÓN, O EN OTRAS PALABRAS, DEBERÁ CAER LA SOLUCIÓN DE HIPOCLORITO SOBRE EL CHORRO DE AGUA QUE ENTRA AL TANQUE PROCEDENTE DE LA CONDUCCIÓN, CON EL OBJETO DE LOGRAR UNA BUENA MEZCLA EN TIEMPO RELATIVAMENTE CORTO.
5. EL PERÍODO DE CONTACTO EN EL TANQUE DE DISTRIBUCIÓN SERÁ COMO MÍNIMO DE DOS HORAS TIEMPO DURANTE EL CUAL EL AGUA NO PASARÁ A LA RED DE DISTRIBUCIÓN. ESTO SOLO SE HACE CUANDO SE INICIA EL PROCESO DE CLORACIÓN.

**DATOS PARA CLORACIÓN PARA CADA 3 DÍAS**

VOLUMEN DE SOLUCIÓN	= 350.378 LITROS
CANTIDAD DE HIPOCLORITO DE CALCIO AL 65% A UTILIZAR	= 2 LIBRAS
ALTURA DE AGUA SOBRE AGUJEROS	= 5.00'
DIÁMETRO DE AGUJEROS	= 7/8"
CANTIDAD DE AGUJEROS	= 1

**HIPOCLORITO NECESARIO PARA PREPARAR SOLUCIÓN AL 0.1%**

VOLUMEN DE SOLUCIÓN REQUERIDA	CANTIDAD DE HIPOCLORITO				
	65%	67%	68%	69%	70%
1	1.84	1.48	1.47	1.45	1.43
2	3.68	2.96	2.94	2.90	2.86
10	18.38	14.83	14.71	14.49	14.29
25	45.95	37.08	36.76	36.25	35.71
50	91.92	74.16	73.53	72.48	71.43
75	137.88	111.24	110.29	108.72	107.14
100	183.85	147.26	147.06	144.93	142.86
300	451.55	367.76	364.15	358.28	352.57
500	752.58	612.77	606.92	597.84	587.28
600	903.09	735.32	728.52	717.01	704.73
1000	1531.65	1242.84	1235.55	1214.28	1196.87

T.B. = 480 gramos  
VOLUMEN DEL DEPÓSITO A UTILIZARSE 1000 lts.  
DOSIFICAR 3 LIBRAS Y 1 ONZA PARA 65%  
DOSIFICAR 3 LIBRAS PARA 70%

**VOLUMEN DE SOLUCIÓN AL 0.1% QUE TIENE QUE INGRESAR AL TANQUE PARA DOSIFICAR 1 mg/l**

CAUDAL DEL SISTEMA	CANTIDAD NECESARIA DE SOLUCIÓN	
l/s	1 Hora	7 Días
1.00	1.89	13.23
2.00	3.78	26.46
3.00	5.67	39.69
4.00	7.56	52.92
5.00	9.45	66.15
6.00	11.34	79.38
7.00	13.23	92.61
8.00	15.12	105.84
9.00	17.01	119.07
10.00	18.90	132.30
11.00	20.79	145.53
12.00	22.68	158.76
13.00	24.57	171.99
14.00	26.46	185.22
15.00	28.35	198.45
16.00	30.24	211.68
17.00	32.13	224.91
18.00	34.02	238.14
19.00	35.91	251.37
20.00	37.80	264.60
21.00	39.69	277.83
22.00	41.58	291.06
23.00	43.47	304.29
24.00	45.36	317.52
25.00	47.25	330.75
26.00	49.14	343.98
27.00	51.03	357.21
28.00	52.92	370.44
29.00	54.81	383.67
30.00	56.70	396.90
31.00	58.59	410.13
32.00	60.48	423.36
33.00	62.37	436.59
34.00	64.26	449.82
35.00	66.15	463.05
36.00	68.04	476.28
37.00	69.93	489.51
38.00	71.82	502.74
39.00	73.71	515.97
40.00	75.60	529.20
41.00	77.49	542.43
42.00	79.38	555.66
43.00	81.27	568.89
44.00	83.16	582.12
45.00	85.05	595.35
46.00	86.94	608.58
47.00	88.83	621.81
48.00	90.72	635.04
49.00	92.61	648.27
50.00	94.50	661.50

NOTA:  
LA CONEXIÓN DE TUBERÍA PVC Ø 1/2" EN LA TEE PUEDE ESTAR EN SENTIDO CONTRARIO A LO EXPRESADO AQUÍ DEPENDE DE LA TOPOGRAFÍA DEL TERRENO Y UBICACIÓN DEL TANQUE.

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
E P S - 2004 - II

PROYECTO: **INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE POR BOMBEO / GRAVEDAD**

UBICACIÓN: **CASERÍO XIBALBAY, CHAQUIYUVA SOLOLA**

CONTENIDO: **DETALLE DE HIPOCLORADOR**

FECHA: **ABRIL DE 2005**

ESCALA: **INDICADA**

CALCULO: **WILLIAM A. ELIAS**

DISEÑO: **WILLIAM A. ELIAS**

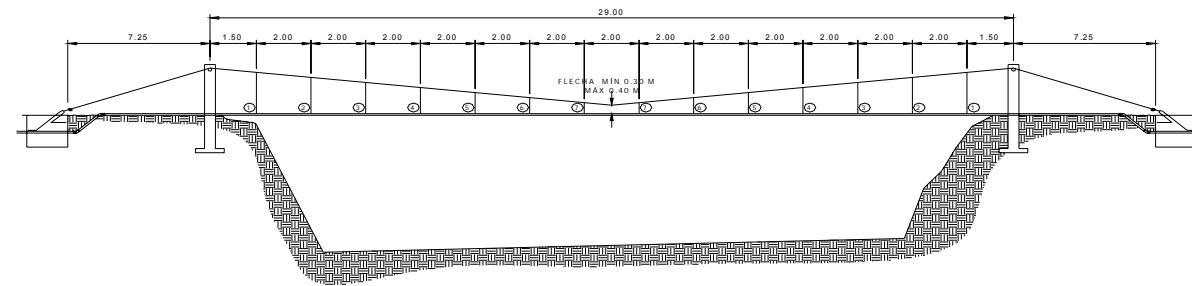
DIBUJO: **WILLIAM A. ELIAS**

EJECUCIÓN: **WILLIAM A. ELIAS**

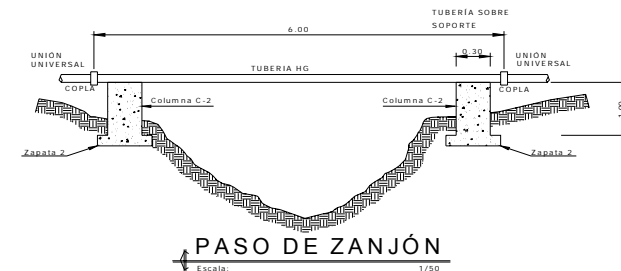
HOJA No. **12 / 14**

Vo. Bo. MUNICIPALIDAD      Vo. Bo. Ing. JUAN MERCK Asesor

Figura 40. Plano de detalles de paso de zanjón y paso aéreo



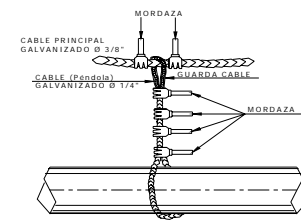
ELEVACIÓN PASO AÉREO  
29.00 M. DE LUZ  
Escala: 1/125



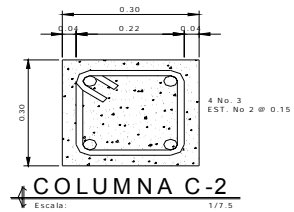
PASO DE ZANJÓN  
Escala: 1/50



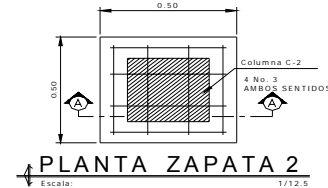
DETALLE TOPE DE LA TORRE  
Escala: 1/10



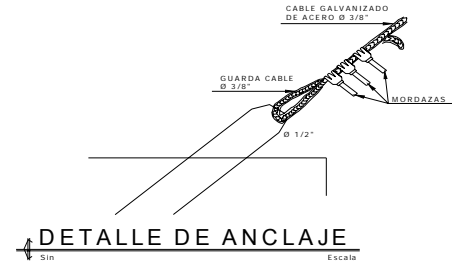
DETALLE DE SUSPENSIÓN CENTRAL  
Escala: Sin



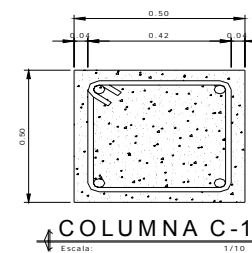
COLUMNA C-2  
Escala: 1/7.5



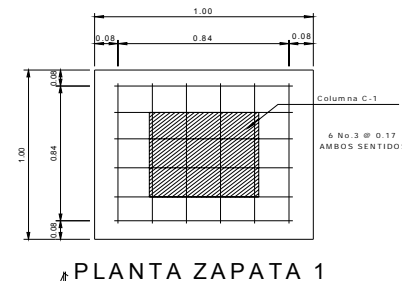
PLANTA ZAPATA 2  
Escala: 1/12.5



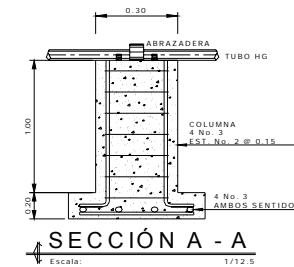
DETALLE DE ANCLAJE  
Escala: Sin



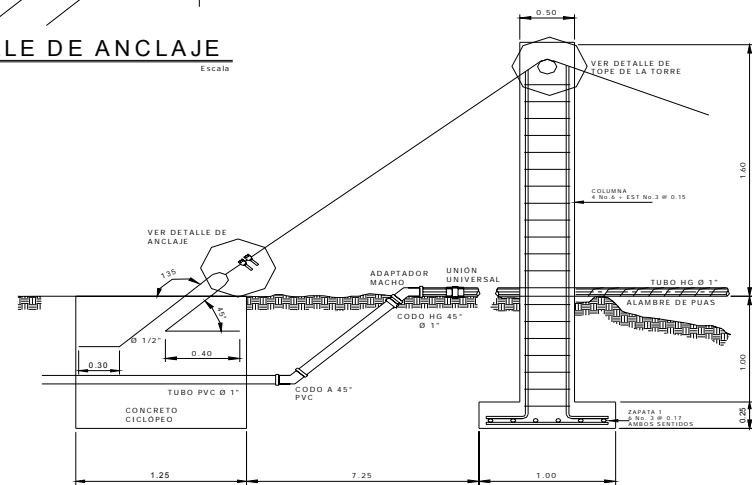
COLUMNA C-1  
Escala: 1/10



PLANTA ZAPATA 1  
Escala: 1/25



SECCIÓN A-A  
Escala: 1/12.5



DETALLE DE ANCLAJE DEL CABLE TIRANTE  
Escala: 1/25

MATERIALES

1. CONCRETO: SE USARÁ CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPTURA A LA COMPRESIÓN DE 210 KG/CM² (5,000 LBS/PLG²) A LOS 28 DÍAS PARA LA FUNDICIÓN DE LAS COLUMNAS.
2. ACERO DE REFUERZO: SE USARÁ REFUERZO DE GRADO 40.
3. CABLE DE ALAMBRE: SE USARÁ CABLE DE ACERO DE ARADO MEJORADO COMPUESTO DE CORDONES DE 19 ALAMBRES POR CORDÓN CON ALMA DE ACERO CON UN DIÁMETRO SEGÚN PARA CADA CASO LA RESISTENCIA A LA RUPTURA SERÁ SEGÚN PARA CABLE.

VARIOS

4. EL NIVEL DEL CIMENTADO DE LAS ZAPATAS DEBERÁ SER EL MISMO PARA AMBAS COLUMNAS Y ESTAS ÚLTIMAS QUEDARÁN PERFECTAMENTE ALINEADAS.
5. LA ESTRUCTURA HA SIDO CALCULADA PARA UN SUELO CUYA CAPACIDAD DE SOPORTE NO SEA MENOR DE 10 TONELADAS POR METRO CUADRADO.
6. EL RECUBRIMIENTO EN LAS COLUMNAS Y ZAPATAS SERÁ DE 4.0 Y 8 CM. RESPECTIVAMENTE Y ESTE SE MEDIRÁ ENTRE EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DEL CONCRETO.
7. LAS MORDAZAS DE EMPALME SE DEBERÁN COLOCAR DE MODO QUE LA BASE DE LA MORDAZA SE HALLA EN CONTACTO CON LA PROLONGACIÓN DEL CABLE.
8. EL PUENTE HA SIDO DISEÑADO PARA USO EXCLUSIVO DE PASO DE LA TUBERÍA.
9. A LOS SANCHOS DE ANCLAJE SE LES DEBERÁN APLICAR DOS MANOS DE PINTURA ANTICORROSIVA.
10. TODAS LAS DIMENSIONES DADAS EN METROS.
11. TODOS LOS EXTREMOS DEL CABLE DEBERÁN PROTEGERSE CON 8 A 10 VUELTAS DE ALAMBRE GALVANIZADO.

ALTURA DE PENDOLAS

PENDOLA No.	CANTIDAD	ALTURA
1	2	1.30m
2	2	1.02m
3	2	0.78m
4	2	0.59m
5	2	0.45m
6	2	0.35m
7	2	0.31m

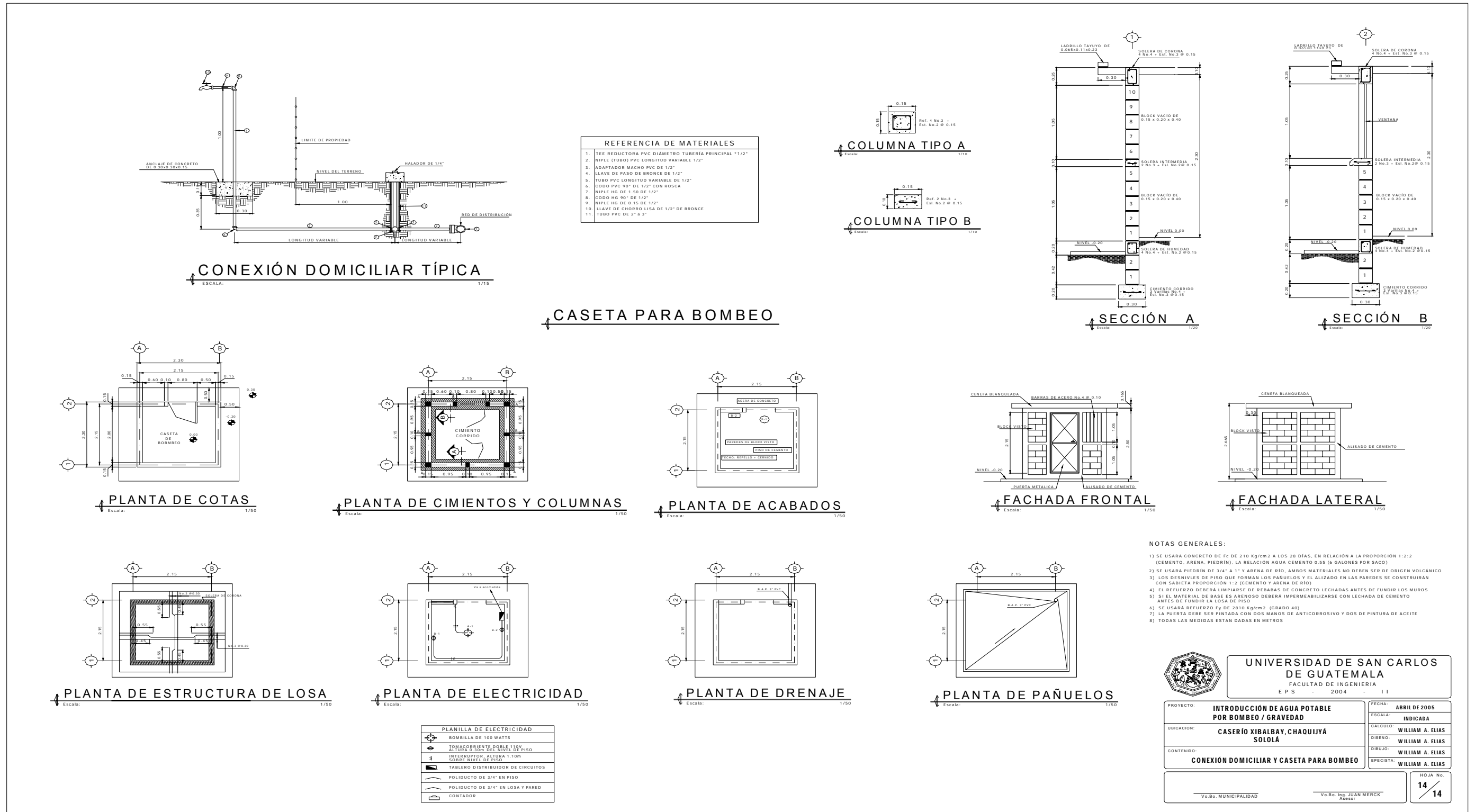


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
E P S - 2004 I I

PROYECTO:	INTRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE POR BOMBEO / GRAVEDAD	FECHA:	ABRIL DE 2005
UBICACIÓN:	CASERÍO XIBALBAY, CHAQUIJYÁ SOLOLÁ	ESCALA:	INDICADA
CONTENIDO:	DETALLE DE PASO AÉREO Y ZANJÓN	CÁLCULO:	WILLIAM A. ELIAS
		DISEÑO:	WILLIAM A. ELIAS
		DIBUJO:	WILLIAM A. ELIAS
		EPECISTA:	WILLIAM A. ELIAS

Vc. Bc. MUNICIPALIDAD	Vc. Bc. Ing. JUAN MERCK Arquitecto	HOJA No. 13 / 14
-----------------------	---------------------------------------	---------------------

Figura 41. Plano de detalles de caseta para bombeo y conexión domiciliar



**Tabla XII. Parámetros de diseño para el agua potable**

1. Sistema adoptado:	Bombeo / Gravedad
2. Tipo de conexión:	Predial
3. Población actual (2005):	134 Habitantes
4. Viviendas actuales (2005):	24 Viviendas
5. Periodo de diseño:	21 Años
6. Tasa de crecimiento poblacional:	3.50%
7. Población futura (2026):	276 Habitantes
8. Viviendas futuras (2026):	49 Viviendas
9. Dotación:	85 Litros / Hab / Día
10. Caudal medio:	0.227 L/s
11. Factor día máximo:	1.5
12. Factor hora máxima:	2.5
13. Caudal día máximo:	0.408 L/s
14. Caudal hora máxima:	0.680 L/s
15. Volumen tanque de distribución :	15 M3
16. Porcentaje de almacenamiento:	60% del Qm
17. Caudal de bombeo:	19.4 GPM (1.224 L/s)
18. Horas de bombeo:	8 horas / día
19. Coeficiente C para tubería PVC:	150
20. Coeficiente C para tubería HG:	100

Tabla XIII. Distribución de caudales, para el diseño hidráulico

ESTACIÓN	P.C.	VIV. ACT.	VIV. FUT.	Q. REQUERIDO	TRAMO	VIV. FUT.	Q. REQUERIDO	Q. INST.	Q. DISEÑO
26	TD	0	0	0.000	TD a 1	49	0.680	1.039	1.039
27	1	0	0	0.000	1 a 2	29	0.402	0.794	0.794
47	2	5	10	0.139	2 a 3	4	0.056	0.260	0.260
47.4	3	2	4	0.056	2 a 4	15	0.208	0.561	0.561
53	4	7	15	0.208	1 a 5	20	0.278	0.654	0.654
79	5	2	4	0.056	5 a 6	16	0.222	0.581	0.581
88	6	4	8	0.111	6 a 7	6	0.083	0.335	0.335
88.7	7	3	6	0.083	6 a 8	2	0.028	0.150	0.200
90	8	1	2	0.028					
CHEQUEO		24	49	0.680					

**NOTA:**

- °Caudal de vivienda (L/s) = Q.M.H. / Viv Futuras
- °Caudal requerido (L/s) = (Caudal de vivienda)*(No. De viviendas del tramo)
- °Caudal instantaneo (L/s) = 0.15*(N-1)^0.5. N=No. De viviendas futuras del tramo.
- °Caudal de diseño (L/s) = Tomar el mayor entre Q.INST y Q.requerido



**Tabla XIV. Cálculo del diseño hidráulico**

NIVEL ESTÁTICO = 565.686

NOTA: Para obtener el nivel estático=565.686, se le restó 1 m a la cota terreno (C.T.=566.686) en E-26, debido a que el tanque estará semienterrado

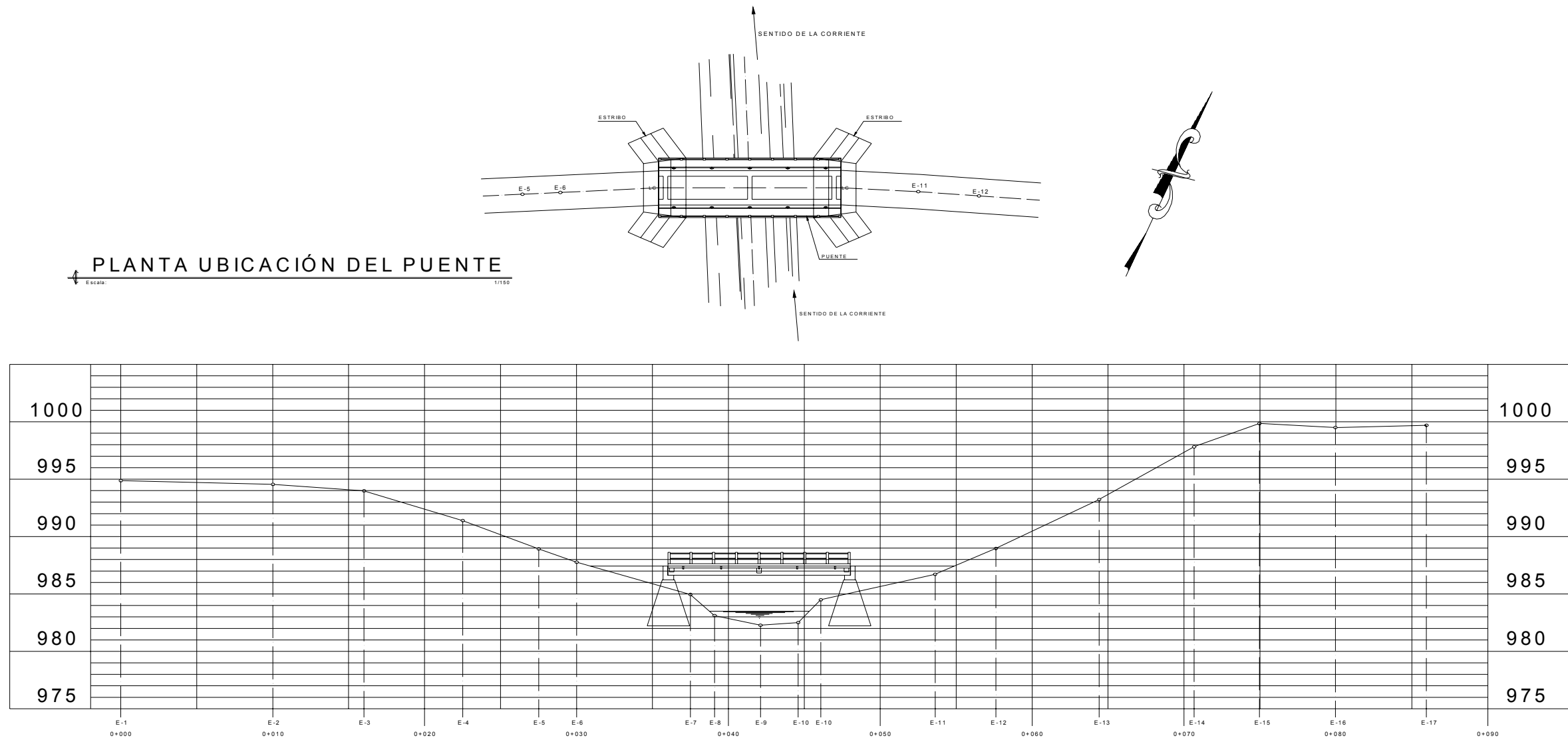
NOTA:

TRAMO E   P.O	L Tomada (m)	COTA TERRENO		Diferencia de Cotas	% Incremento	L DISEÑO (m)	TOTAL TUBOS	Q Diseño (l/s)	Diámetro Nominal (plg.)	Diámetro Interno (plg.)	TIPO TUBERIA	C Tubería	Pérdida Hf (m)	V (m/s)	COTA PIEZOMÉTRICA		PRESIÓN DINÁMICA		PRESIÓN ESTÁTICA		
		INICIAL	FINAL												INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	
<b>RED DE DISTRIBUCIÓN</b>																					
<b>RAMAL 1 Y 2</b>																					
26	27	8	566.686	563.069	3.617	1.097	8.78	2	1.039	1.1/2	1.754	PVC. 160psi	150	0.100	0.67	565.686	565.586	-1.000	2.517	-1.000	2.617
<b>RAMAL 1</b>																					
27	42	198	563.069	543.379	19.690	1.005	198.98	34	0.794	1.1/4	1.532	PVC. 160psi	150	2.673	0.67	565.586	562.913	2.517	19.534	2.617	22.307
42	43	29	543.379	531.079	12.300	1.086	31.50	6	0.794	1	1.195	HG	100	3.004	1.10	562.913	559.909	19.534	28.830	22.307	34.607
43	47	50	531.079	520.083	10.996	1.024	51.19	9	0.794	1	1.195	PVC. 160psi	150	2.306	1.10	559.909	557.603	28.830	37.520	34.607	45.603
47	53	112	520.083	509.072	11.011	1.005	112.54	19	0.561	1	1.195	PVC. 160psi	150	2.666	0.78	557.603	554.937	37.520	45.865	45.603	56.614
47	47.4	84	520.083	515.25	4.833	1.002	84.14	15	0.260	3/4	0.926	PVC. 250psi	150	1.664	0.60	557.603	555.939	37.520	40.689	45.603	50.436
<b>RAMAL 2</b>																					
27	77	350	563.069	511.851	51.218	1.011	353.73	59	0.654	1	1.195	PVC. 160psi	150	11.129	0.90	565.586	554.457	2.517	42.606	2.617	53.835
77	78	26	511.851	510.549	1.302	1.001	26.03	5	0.654	1	1.195	HG	100	1.734	0.90	554.457	552.723	42.606	42.174	53.835	55.137
78	88	201	510.549	512.506	-1.957	1.000	201.01	34	0.581	1	1.195	PVC. 160psi	150	5.080	0.80	552.723	547.643	42.174	35.137	55.137	53.180
88	90	37	512.506	510.346	2.160	1.002	37.06	7	0.200	3/4	0.926	PVC. 160psi	150	0.451	0.46	547.643	547.192	35.137	36.846	53.180	55.340
88	88.7	71	512.506	501.109	1.397	1.013	71.91	12	0.335	3/4	0.926	PVC. 250psi	150	2.272	0.77	547.643	545.371	35.137	44.262	53.180	64.577

## APÉNDICE 2

- PLANOS DEL PROYECTO PUENTE VEHICULAR

Figura 42. Plano de ubicación



PLANTA UBICACIÓN DEL PUENTE  
Escala: 1/150

PERFIL DE UBICACIÓN DEL PUENTE  
Escala: 1/150


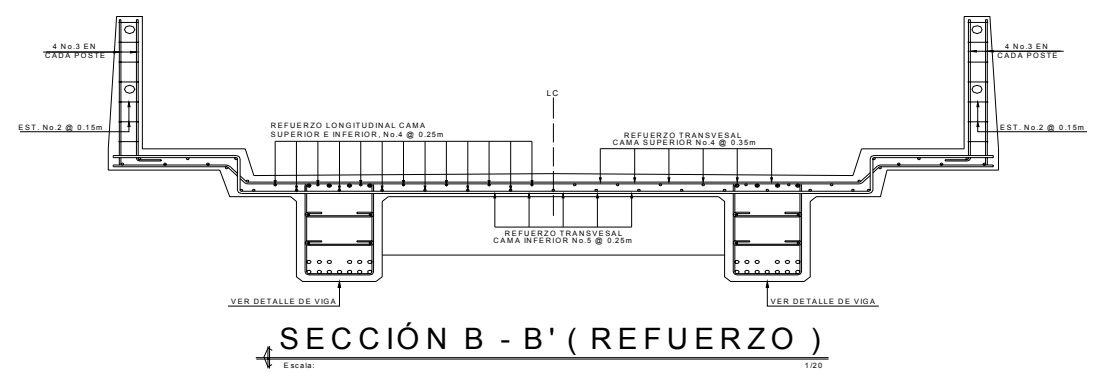
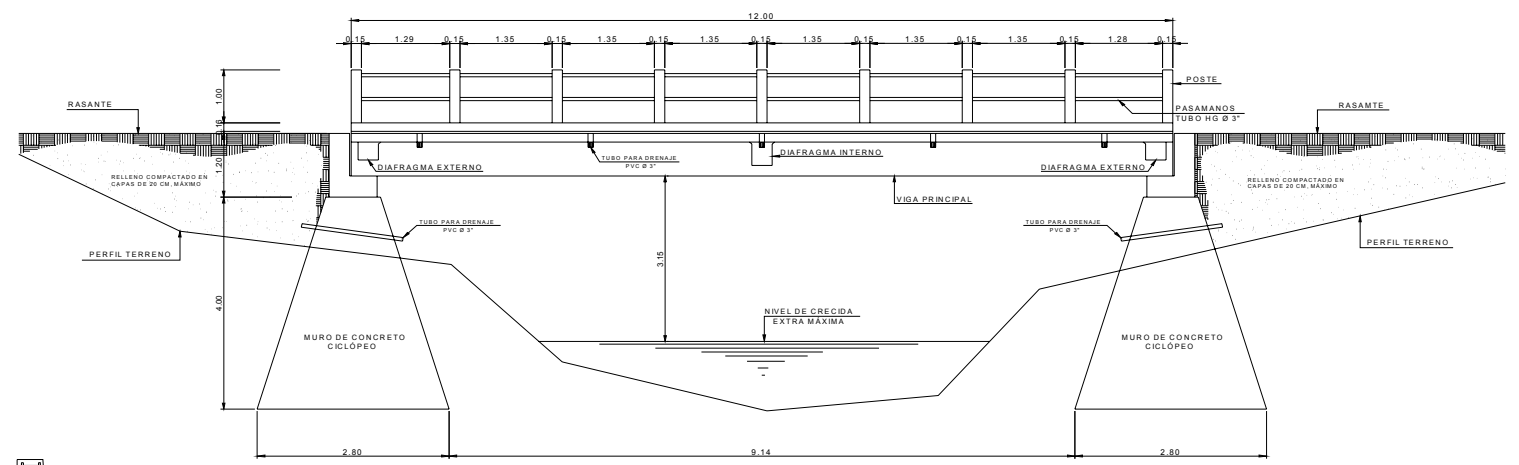
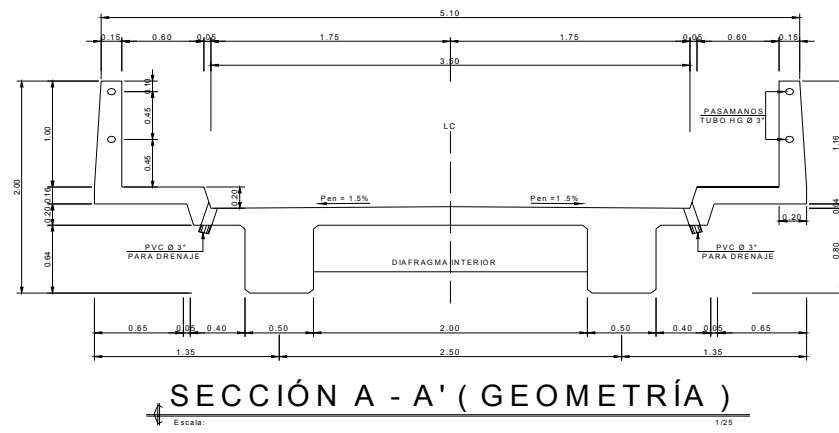
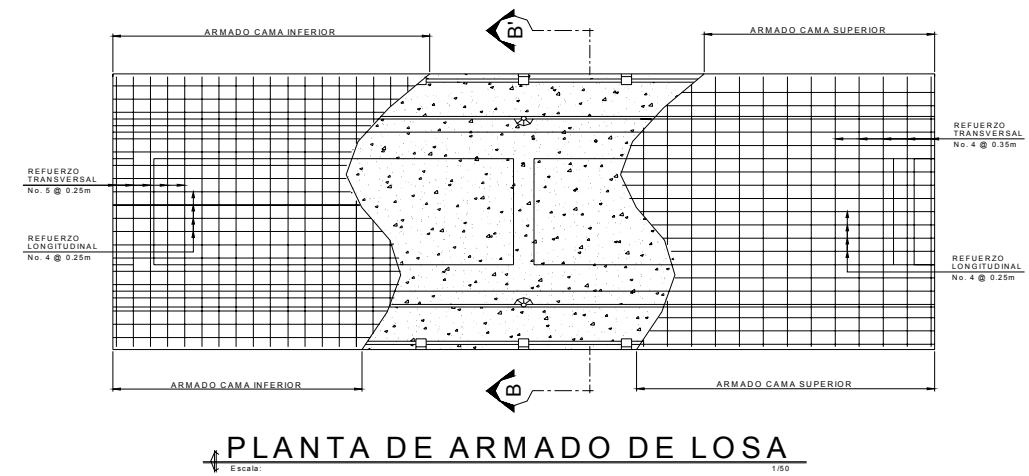
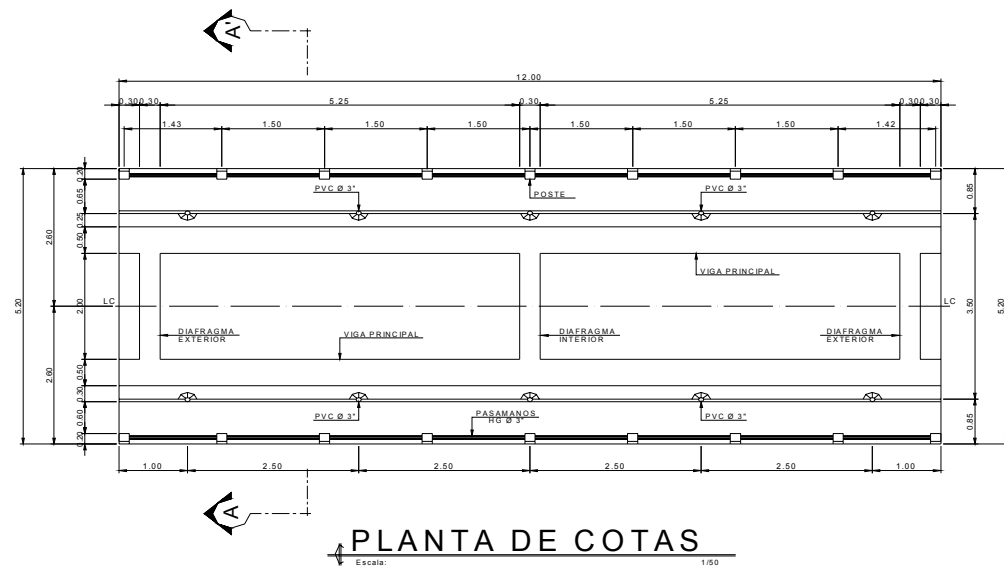
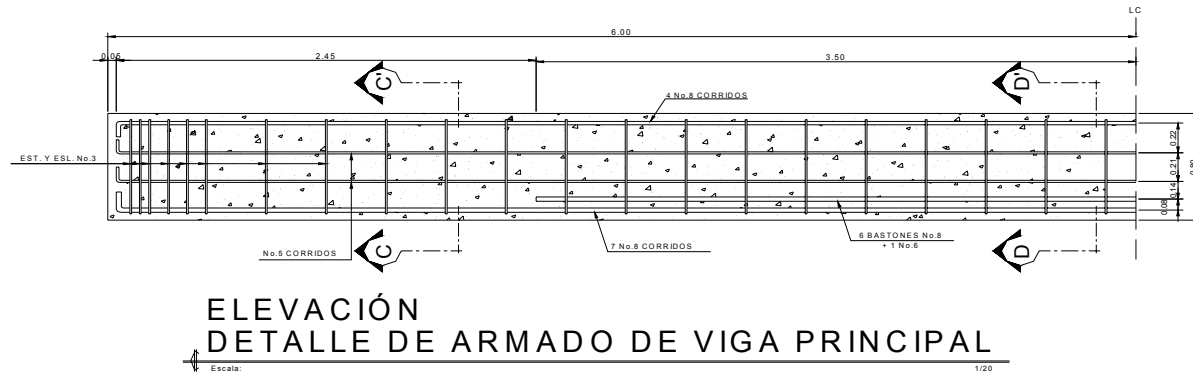
 <b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b> FACULTAD DE INGENIERÍA E P S - 2004 - II		FECHA: JULIO DE 2005
		ESCALA: INDICADA
PROYECTO: <b>DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR</b>	CALCULO: WILLIAM A. ELIAS	HOJA No. <b>1 / 4</b>
UBICACION: <b>BARRIO EL CARMEN, MUNICIPIO DE SOLOLA DEPARTAMENTO DE SOLOLA</b>	DISEÑO: WILLIAM A. ELIAS	
CONTENIDO: <b>UBICACION DEL PUENTE</b>	EFECTISTA: WILLIAM A. ELIAS	
Vo.Bo. MUNICIPALIDAD _____ Vo.Bo. Ing. JUAN MERCK ARAUJO _____		

Figura 43. Plano de planta y elevación

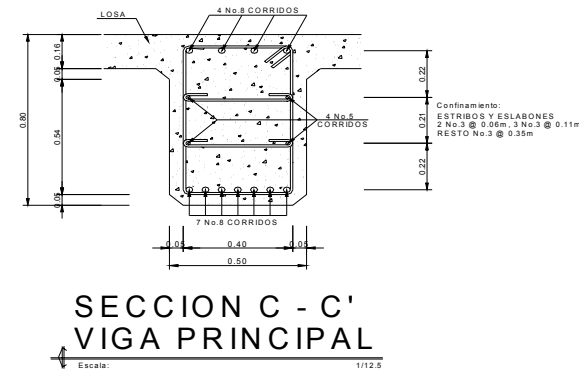


 <b>UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA</b> FACULTAD DE INGENIERÍA E P S - 2004 - 11		FECHA: JULIO DE 2005
		ESCALA: INDICADA
PROYECTO: <b>DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR</b>	CALCULO: <b>WILLIAM A. ELIAS</b>	DISEÑO: <b>WILLIAM A. ELIAS</b>
UBICACION: <b>BARRIO EL CARMEN, MUNICIPIO DE SOLOLA DEPARTAMENTO DE SOLOLA</b>	DIBUJO: <b>WILLIAM A. ELIAS</b>	ESPECISTA: <b>WILLIAM A. ELIAS</b>
CONTENIDO: <b>PLANTA Y SECCIÓN DEL PUENTE</b>		HOJA No. <b>2</b> / <b>4</b>
Vo. Bn. MUNICIPALIDAD _____ Vo. Bn. Ing. JUAN MERCK Asesor _____		

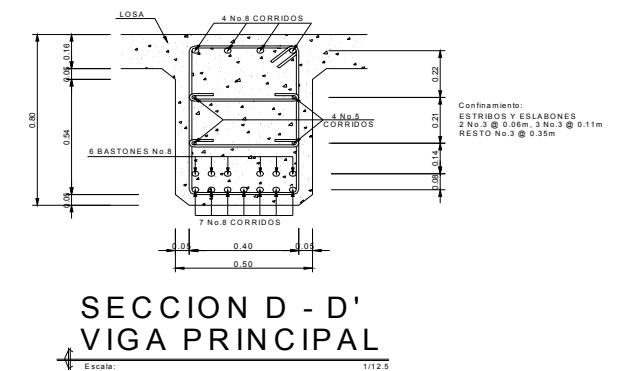
Figura 44. Plano de detalles de vigas principales, cortina y viga de apoyo



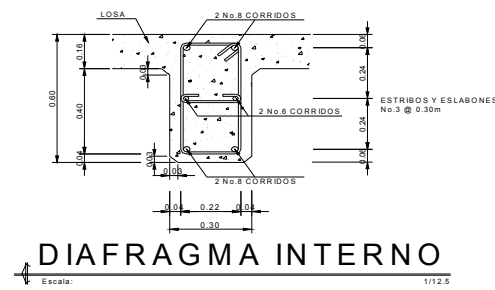
ELEVACIÓN  
DETALLE DE ARMADO DE VIGA PRINCIPAL  
Escala: 1/20



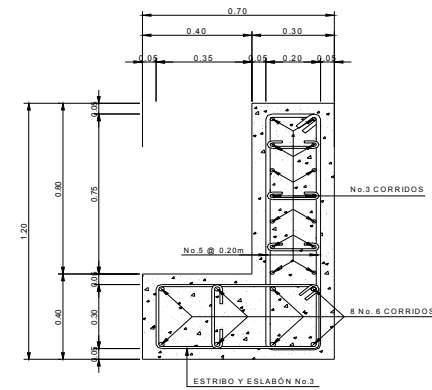
SECCION C - C'  
VIGA PRINCIPAL  
Escala: 1/12.5



SECCION D - D'  
VIGA PRINCIPAL  
Escala: 1/12.5



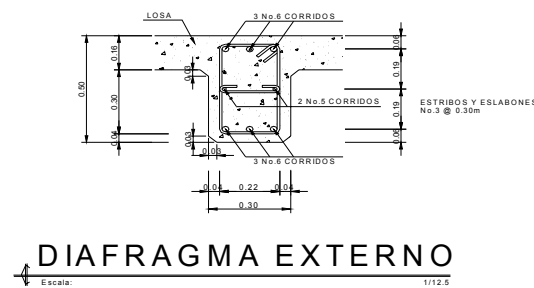
DIAFRAGMA INTERNO  
Escala: 1/12.5



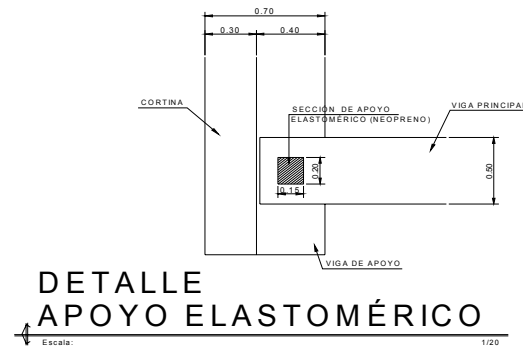
DETALLE DE  
CORTINA Y VIGA DE APOYO  
Escala: 1/12.5



ELEVACIÓN DE  
CORTINA Y VIGA DE APOYO  
Escala: 1/12.5



DIAFRAGMA EXTERNO  
Escala: 1/12.5



DETALLE  
APOYO ELASTOMÉRICO  
Escala: 1/20

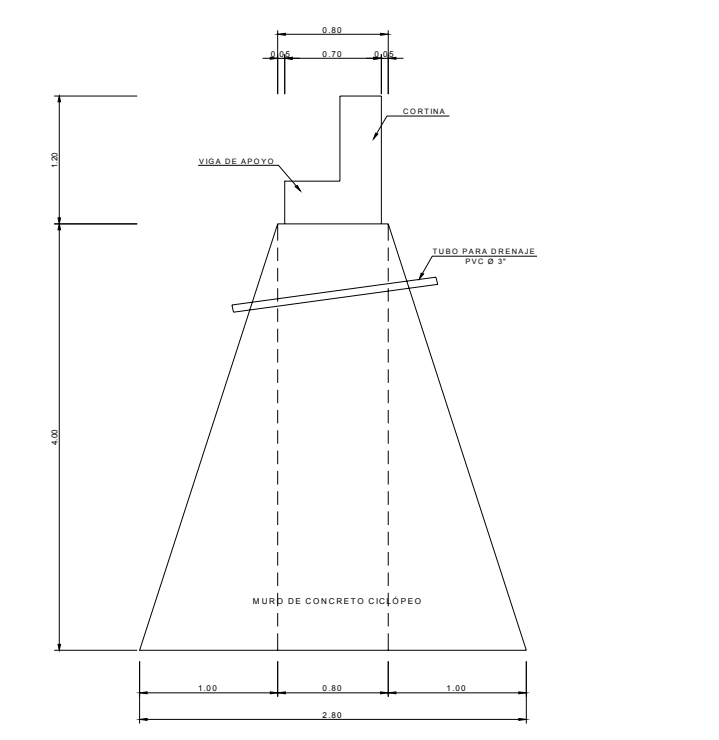
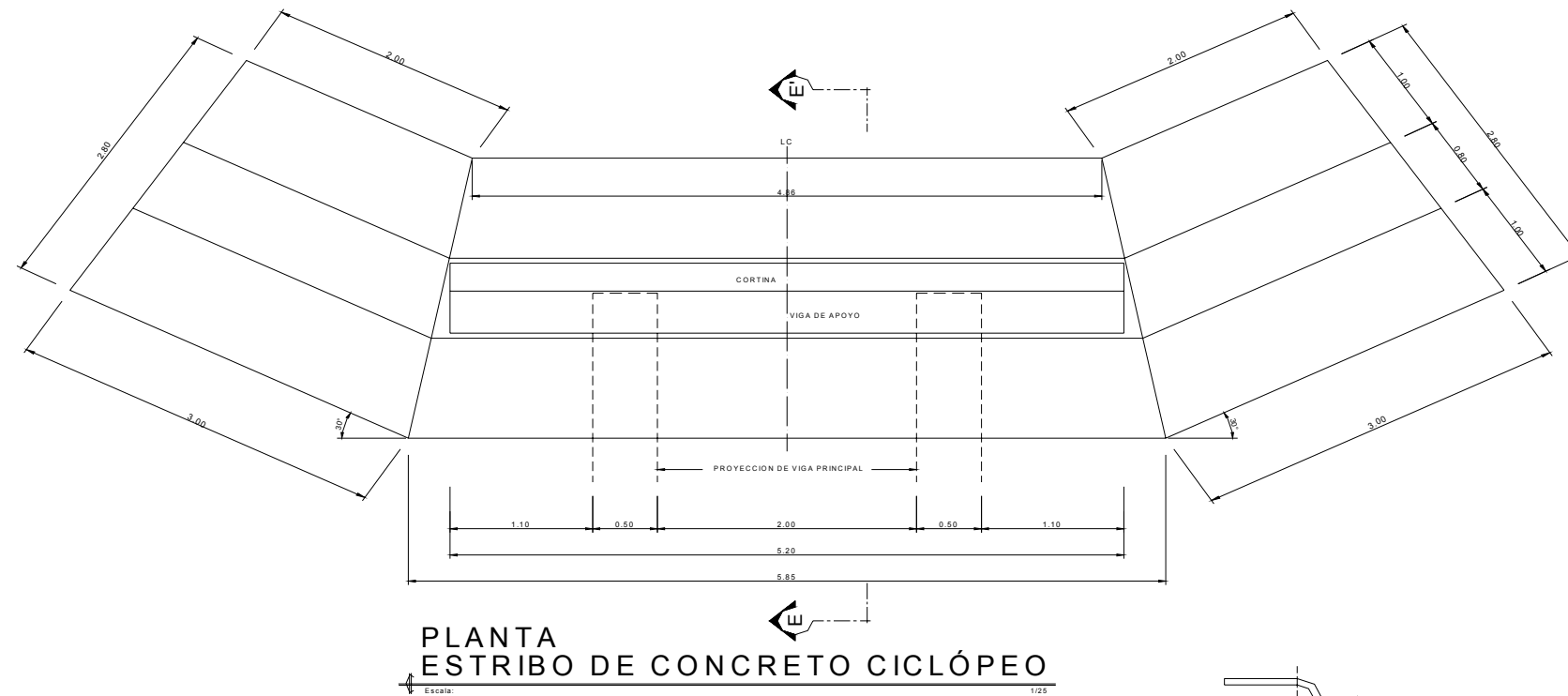


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
E P S - 2004 - 11

PROYECTO:	DISEÑO DE PUNTE VEHICULAR	FECHA:	JULIO DE 2005
UBICACION:	BARRIO EL CARMEN, MUNICIPIO DE SOLOLA DEPARTAMENTO DE SOLOLA	ESCALA:	INDICADA
CONTENIDO:	DETALLES DE VIGAS PRINCIPALES, DIAFRAGMAS CORTINA, VIGA DE APOYO Y NEOPRENO	CALCULO:	WILLIAM A. ELIAS
		DISEÑO:	WILLIAM A. ELIAS
		DIBUJO:	WILLIAM A. ELIAS
		EPECISTA:	WILLIAM A. ELIAS

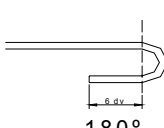
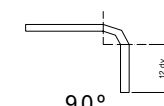
V.o. MUNICIPALIDAD	V.o. Ing. JUAN MERCE ASASSI	HOJA No. 3 / 4
--------------------	--------------------------------	-------------------

Figura 45. Plano detalles de estribo de concreto ciclópeo y poste



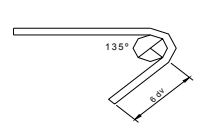
**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

* DISEÑO DEL PUENTE:	FUÉ DISEÑADO EN BASE A LAS NORMAS AASTHO 1996 (Standard Specifications for Highway Bridges, Adopted and Published by the American Association of State Highway and Transportation Officials)
* CARGA VIVA:	CARGA SEGUN LAS NORMAS AASTHO H15 - 44 PARA UNA CARGA MÁXIMA DEL EJE MÁS PESADO 12,000 LIBRAS.
* CONCRETO:	PARA TODOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES SE UTILIZARÁ CONCRETO CON RESISTENCIA MÍNIMA DE $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ , 3000 PSI A LOS 28 DÍAS, DEBE MEZCLARSE HASTA QUE SE LOGRE UNA DISTRIBUCIÓN UNIFORME DE LOS MATERIALES
* CURADO DEL CONCRETO:	EL CONCRETO DEBE MANTENERSE A UNA TEMPERATURA APROXIMADA DE 10°C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS DURANTE LOS PRIMEROS 7 DÍAS DESPUÉS DE SU COLOCACIÓN.
* ACERO DE REFUERZO:	SE UTILIZARÁ ACERO DE REFUERZO GRADO 40 EN BARRAS CORRUGADAS SEGÚN LOS DIÁMETROS INDICADOS, CON UNA LONGITUD MÍNIMA DE 20 PIES DE ACUERDO A LAS PESPECIFICACIONES Y NORMAS INTERNACIONALES DE LA AASTHO, ACI Y ASTM.
* RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS:	SERÁ MEDIDO DEL ROSTRO DE LA BARRA A LA SUPERFICIE DEL CONCRETO, SIENDO ESTOS LOS SIGUIENTES: LOSA Y BANQUETAS: 5 cm en la parte superior y 2.5 cm parte inferior VIGAS PRINCIPALES: 5 cm ELEMENTOS EXPUESTOS AL SUELO Y AGUA: 7.50 cm POSTES: 2.50 cm
* TRASLAPES:	SERAN EQUIVALENTE A 1.0 DE LA LONGITUD DE DESARROLLO Y DEBE SER A TOPE. SE DEBE EVITAR LOCALIZARLOS EN LOS PUNTOS DONDE SE PRODUCEN ESFUERZOS DE TENSION CRITICOS Y NUNCA ESTARAN EN UNA MISMA LINEA, DEBERAN COLOCARSE ALTERNOS.
* GANCHOS:	LOS DOBLES DEBERÁN SER HECHOS EN FRÍO CON UN EQUIVALENTE DE: 6 DIÁMETROS EN SU LADO LIBRE CUANDO SE TRATA DE 180 GRADOS O 12 DIÁMETROS CUANDO SE TRATA DE 90 GRADOS
* CONDICIONES DE LA SUPERFICIE DE ARMADURA	AL MOMENTO DE COLOCAR EL CONCRETO, LA ARMADURA DEBE ESTAR LIBRE DE POLVO, ACEITE U OTROS RECUBRIMIENTOS NO METÁLICOS QUE REDUZCAN LA ADHERENCIA.
* FUNDICION DEL CONCRETO:	EL CONCRETO DEBERÁ VERTIRSE A UNA ALTURA NO MAYOR DE 50 CENTIMETROS DEL FONDO PARA EVITAR DISGREGACION DEL MISMO, TAMBIEN SE DEBERÁ UTILIZAR VIBRADOR MECÁNICO EN LA FUNDICIÓN DE TODOS LOS ELEMENTOS DEL PUENTE.
* PREPARACIÓN DE LA MEZCLA:	TODA LA MEZCLA DEBERÁ REALIZARSE CON UNA CONCRETERA MECÁNICA, BAJO NINGUN PUNTO DE VISTA SE UTILIZARÁ EL METODO MANUAL, EL AGUA EMPLEADA DEBERÁ ESTAR LIBRE DE IMPUREZAS, LOS MATERIALES DEBERÁN ESTAR LIBRE DE MATERIA ORGÁNICA Y/O VEGETAL.
* ACABADOS FINALES:	TODAS LAS ARISTAS EXPUESTAS DEBERÁN SERSER BISELADAS, EN POSTES Y BANQUETAS SE DEBERÁ APLICAR REPELLO Y/O ALISADO CON PROPORCIÓN CEMENTO Y ARENA 1:4



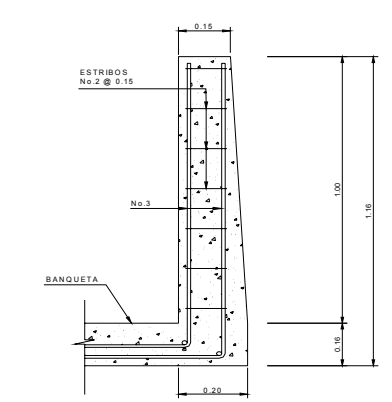
**DETALLE DE GANCHO ESTANDAR**

Escala: Sin Escala



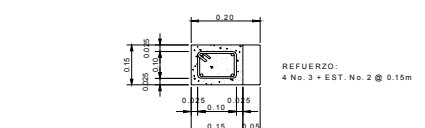
**DETALLE DE GANCHO SECUNDARIO 135°**

Escala: Sin Escala



**ELEVACIÓN DE POSTE**

Escala: 1/10



**PLANTA DE POSTE**

Escala: 1/10

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
E P S - 2004 - 11

PROYECTO:	<b>DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR</b>	FECHA:	<b>JULIO DE 2005</b>
UBICACION:	<b>BARRIO EL CARMEN, MUNICIPIO DE SOLOLA DEPARTAMENTO DE SOLOLA</b>	ESCALA:	<b>INDICADA</b>
CONTENIDO:	<b>DETALLE DE ESTRIBO Y POSTE</b>	CALCULO:	<b>WILLIAM A. ELIAS</b>
		DISEÑO:	<b>WILLIAM A. ELIAS</b>
		DIBUJO:	<b>WILLIAM A. ELIAS</b>
		ESPECISTA:	<b>WILLIAM A. ELIAS</b>

HOJA No. 4/4

Vc. Sr. MUNICIPALIDAD Vc. Sr. Ing. JUAN MERCK Asesor

## **ANEXO 1**

- EXAMEN BACTERIOLÓGICO
- EXAMEN FÍSICO-QUÍMICO SANITARIO
- CONSTANCIA DE AFORO



LABORATORIO UNIFICADO DE QUÍMICA Y MICROBIOLOGÍA SANITARIA  
FACULTAD DE INGENIERÍA -USAC -  
CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12

EXAMEN BACTERIOLÓGICO		O.T. No. 18 250	INF. No. A - 190 626
INTERESADO:	<u>Facultad de Ingeniería - EPS</u>	PROYECTO:	<u>CONTROL DE CALIDAD DEL AGUA</u>
MUESTRA RECOLECTADA POR:	<u>William Alejandro Elias</u>	DEPENDENCIA:	<u>USAC</u>
LUGAR DE RECOLECCIÓN DE LA MUESTRA:	<u>Caserio Xibalbax Cantón Chaquilixá</u>	FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN:	<u>2004-11-26: 08 h 10 min.</u>
FUENTE:	<u>Nacimiento El Manantial</u>	FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO:	<u>2004-11-26: 10 h 35 min.</u>
MUNICIPIO:	<u>Sololá</u>	CONDICIONES DE TRANSPORTE:	<u>En refrigeración</u>
DEPARTAMENTO:	<u>Sololá</u>		
SABOR:	<u>-----</u>	SUSTANCIAS EN SUSPENSIÓN	<u>No hay</u>
ASPECTO:	<u>Clara</u>	CLORO RESIDUAL	<u>-----</u>
OLOR:	<u>Inodora</u>		

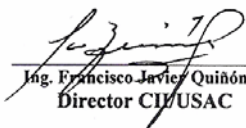
**INVESTIGACION DE COLIFORMES (GRUPO COLI - AEROGENES)**

PRUEBAS NORMALES	PRUEBA PRESUNTIVA	PRUEBA CONFIRMATIVA	
		FORMACION DE GAS	
CANTIDAD SEMBRADA cm ³	FORMACION DE GAS - 35°C	TOTAL	FECAL 44.5 °C
10,00 cm ³	+ + + + -	+ + + +	+ + + - -
01,00 cm ³	+ + + - -	+ + +	- - -
00,10 cm ³	+ + - - -	+ -	- -
RESULTADO: NÚMERO MAS PROBABLE DE GÉRMENES COLIFORMES/100cm ³		33	8


TÉCNICA "STANDARD METHODS FOR THE EXAMINATION OF WATER AND WASTEWATER" DE LA A.P.H.A. - W.E.F. 19TH NORMA COGUANOR N° 4 010. SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES (SI), GUATEMALA.

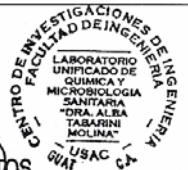
OBSERVACIONES: Bacteriológicamente Clasificación I: Calidad Bacteriológica que no exige mas que un simple tratamiento de desinfección. Según Norma Internacional de la Organización Mundial de la Salud para Fuentes de Agua.

Guatemala, 2004-12-16

Vo.Bo.   
Ing. Francisco Javier Quiñónez  
Director CI/USAC



  
ZENÓN MUCIC SANTOS  
Ing. Químico Col. No. 420  
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria







**LABORATORIO UNIFICADO DE QUÍMICA Y MICROBIOLOGÍA SANITARIA ESCUELA REGIONAL DE INGENIERÍA SANITARIA Y RECURSOS HIDRÁULICOS (ERIS) DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA Y LA EMPRESA MUNICIPAL DE AGUA (EMPAGUA) DE LA MUNICIPALIDAD DE GUATEMALA CIUDAD UNIVERSITARIA, ZONA 12**

ANÁLISIS FÍSICO QUÍMICO SANITARIO					
O.T. No. 18 250			INF. No. 21 713		
INTERESADO:		Facultad de Ingeniería (Ejercicio Profesional Supervisado)		PROYECTO: CONTROL DE CALIDAD	
RECOLECTADA POR:		William Alejandro Elias C. Caserio Xibalbay Cantón CHaquiyá		DEPENDENCIA: USAC	
LUGAR DE RECOLECCIÓN:		Nacimiento El Manantial		FECHA Y HORA DE RECOLECCIÓN: 2004-11-26; 08 h 12 min.	
FUENTE:		Sololá		FECHA Y HORA DE LLEGADA AL LABORATORIO: 2004-11-26; 10 h 35 min.	
DEPARTAMENTO:		Sololá		CONDICIÓN DEL TRANSPORTE: En refrigeración	
MUNICIPIO:		Sololá			
RESULTADOS					
1. ASPECTO: Clara		4. OLOR: Inodora		7. TEMPERATURA: (En el momento de recolección) -----	
2. COLOR: 01,00 Unidades		5. SABOR: -----		8 CONDUCTIVIDAD ELÉCTRICA 122,00 µmhos/cm	
3. TURBIEDAD: 00,63 UNT		6. pH: 06,40 unidades			
SUSTANCIAS		SUSTANCIAS		SUSTANCIAS	
mg/L		mg/L		mg/L	
1. AMONIACO (NH ₃ ) 00,18		6. CLORUROS (Cl ⁻ ) 08,00		11. SOLIDOS TOTALES 79,00	
2. NITRITOS (NO ₂ ⁻ ) 00,00		7. FLUORUROS (F ⁻ ) 00,11		12. SOLIDOS VOLÁTILES 11,00	
3. NITRATOS (NO ₃ ⁻ ) 09,24		8. SULFATOS (SO ₄ ⁻² ) 05,00		13. SOLIDOS FIJOS 68,00	
4. CLORO RESIDUAL -----		9. HIERRO TOTAL (Fe) 00,03		14. SOLIDOS EN SUSPENSIÓN 02,00	
5. MANGANESO (Mn) -----		10. DUREZA TOTAL 68,00		15. SOLIDOS DISUELTOS 65,00	
ALCALINIDAD (CLASIFICACIÓN)					
HIDROXIDOS mg/L		CARBONATOS mg/L		BICARBONATOS mg/L	
ALCALINIDAD TOTAL mg/L					
00,00		00,00		48,00	
48,00					

OTRAS DETERMINACIONES _____

OBSERVACIONES: Desde el punto de vista de la Calidad Física y Química, la muestra de agua cumple con las 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. 19 TH EDITION 1995, NORMA COGUANOR NGO 4 010 ( SISTEMA INTERNACIONAL DE UNIDADES) Y 29001 ( AGUA POTABLE Y SUS DERIVADAS), GUATEMALA.

Guatemala, 2004-12-16

Vo.Bo.

Ing. Francisco Javier Quiñónez  
Director CII/USAC



ZENY YUCH SANTOS  
Ing. Químico C. No. 420  
M. Sc. en Ingeniería Sanitaria





INSTITUTO DE FOMENTO MUNICIPAL  
(INFOM)  
UNIDAD EJECUTORA DEL PROGRAMA DE  
ACUEDUCTOS RURALES  
(UNEPAR)



## CONSTANCIAS

### COORDINACION DE PREINVERSION /INFOM-UNEPAR

Guatemala, 12 de Octubre de 2,004

A: **Caserío Xibalbay, Canton Chaquijya  
Municipio de Sololá  
Departamento de Sololá**

**Estimados señores:**

Por medio del presente se hace constar que los señores Antonio Sicajau Par y Mauricio Rolando Pan Joj, son integrantes del Comité de Agua Potable del Caserío Xibalbay. Por lo cual se presentaron a la Unidad de Preinversión de INFOM-UNEPAR, para solicitar información sobre el aforo realizado en la tubería de salida de la captación de la fuente denominada el Manantial, el 25 de junio del 2,004. Por lo cual se les informó que en la visita técnica efectuada a la comunidad el 25-06-04, por el Ingeniero Pedro Vielman Toledo, Supervisor de Obras de Preinversión, se obtuvo un caudal de 0.367 litros por segundo. El método de aforo empleado fue el volumétrico.

Y para los usos legales que a los interesados convengan, se extiende la presente en hoja de papel bond membretada a los doce días del mes de octubre del año dos mil cuatro.

Atentamente

**Faraón Ortiz Vásquez  
Analista de Preinversión  
INFOM-UNEPAR**

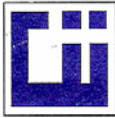


Firma Representante

c/ Archivo Preinversión

## **ANEXO 2**

- RESULTADO DEL ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

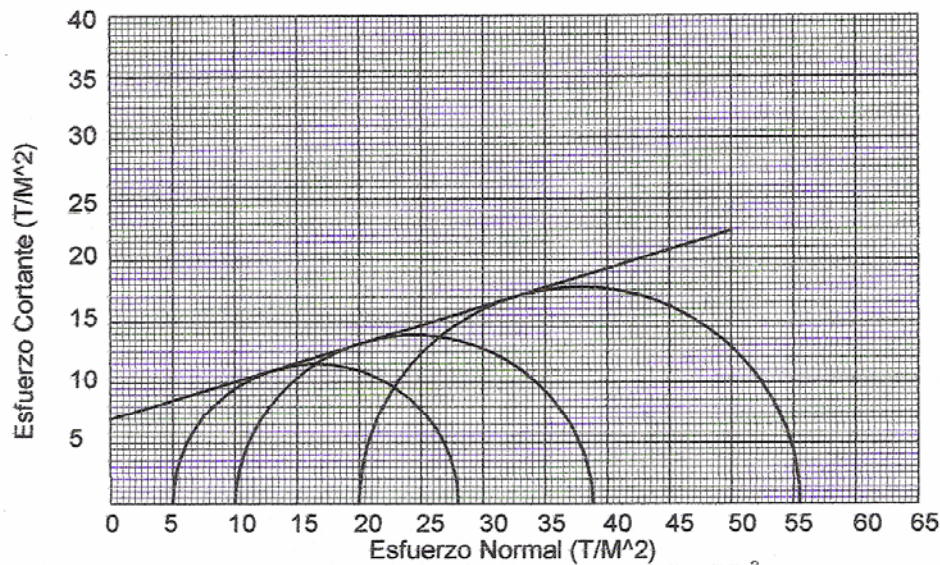
INFORME No.: 074 S.S. O.T.No.: 18,520

INTERESADO: Willian A. Elias C.

PROYECTO: Trabajo de Graduación "puente vehicular Barrio El Carmen Solola

UBICACION: 3 av. 1-89 zona 4 San Crsitobal Toto

Pozo No.: Profundidad: 2.60 metros FECHA: 22 de abril de 2005



PARAMETROS DE CORTE:  $\phi = 16.7^\circ$ ,  $C_u = 7.0 \text{ T/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.  
 DESCRIPCION DEL SUELO: Arcilla color negro con algunas particulas de grava  
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0" 0  
 OBSERVACIONES: Muestra tomada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL $\sigma_3$ (T/m ² )	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA $q$ (T/m ² )	23.75	28.89	35.53
PRESION INTERSTICIAL $u$ (T/m ² )			
DEFORMACION EN ROTURA $E_r$ (%)	4.0	7.5	11.5
DENSIDAD SECA (T/m ³ )	1.51	1.51	1.51
HUMEDAD (%H)	28.0	28.0	28.0

Vo. Bo.

Ing. Francisco Javier Quiñonez de la Cruz  
 DIRECTOR CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez  
 Jefe Sección Mecánica de Suelos

