

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE
INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO PUENTE VEHICULAR ALDEA SANTA CRUZ Y SISTEMA DE
ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMICILIAR CASERÍO LOS LORENZO,
ALDEA TIZUBIN, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE
CHIQUMULA**

MARIO ROBERTO ROSSALES GARCÍA

CHIQUMULA, GUATEMALA, MAYO DE 2015

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE
INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO PUENTE VEHICULAR ALDEA SANTA CRUZ Y SISTEMA DE
ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMICILIAR CASERÍO LOS LORENZO,
ALDEA TIZUBIN, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE
CHIQUMULA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

Sometido a consideración del Honorable Consejo Directivo

Por

MARIO ROBERTO ROSSALES GARCÍA

Al conferírsele el título de

INGENIERO CIVIL

En el grado académico de

LICENCIADO

CHIQUMULA, GUATEMALA, MAYO DE 2015

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE
INGENIERÍA CIVIL**



**RECTOR
Dr. CARLOS GUILLERMO ALVARADO CEREZO**

CONSEJO DIRECTIVO

Presidente:	M.Sc. Nery Waldemar Galdámez Cabrera
Representante de Profesores:	M.Sc. José Leonidas Ortega Alvarado
Representante de Profesores:	Lic. Zoot. Mario Roberto Suchini Ramírez
Representante de Graduados:	Lic. Zoot. Oscar Augusto Guevara Paz
Representante de Estudiantes:	Br. Heidy Jeaneth Martínez Cuestas
Representante de Estudiantes:	Br. Otoniel Sagastume Escobar
Secretaria:	Licda. Marjorie Azucena González Cardona

AUTORIDADES ACADÉMICAS

Coordinador Académico:	Ing. Agr. Edwin Filiberto Coy Cordón
Coordinador de Carrera:	M.Sc. Luis Fernando Quijada Beza

ORGANISMO COORDINADOR DE TRABAJOS DE GRADUACIÓN

Presidente:	M.Sc. Luis Fernando Quijada Beza
Secretario:	Ing. René Estuardo Alvarado Gonzáles
Vocal:	Ing. Elder Avildo Rivera López

TERNA EVALUADORA

M.Sc. Luis Fernando Quijada Beza
Ing. Elder Avildo Rivera López
Ing. Mario Nephtalí Morales Solís

Chiquimula, 8 de mayo de 2015

Señores:

Miembros de Consejo Directivo
Centro Universitario de Oriente
Universidad de San Carlos de Guatemala

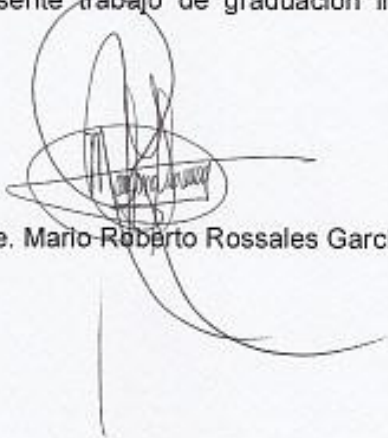
Respetables señores:

En cumplimiento con lo establecido por los estatutos de la Universidad de San Carlos de Guatemala y el Centro Universitario de Oriente, presento a su consideración, mi trabajo de graduación titulado:

**DISEÑO PUENTE VEHICULAR ALDEA SANTA CRUZ Y SISTEMA DE
ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMICILIAR CASERÍO LOS LORENZO,
ALDEA TIZUBIN, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE
CHIKUIMULA**

Como requisito previo a optar al título profesional de Ingeniero Civil, en el grado académico de licenciado.

Esperando que el presente trabajo de graduación llene los requisitos, para su aprobación, me suscribo.



Atte. Mario Roberto Rossales García



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERAS DE INGENIERÍA



MNMS.01.14

Chiquimula, 21 de agosto de 2014.

Ingeniero Civil

Elder Avildo Rivera López

Coordinador del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S)

Carrera de Ingeniería Civil

Respetable Ingeniero:

Atentamente me dirijo a usted para hacer de su conocimiento que he revisado y efectuado las correcciones del caso al trabajo de graduación: **“DISEÑO PUENTE VEHICULAR ALDEA SANTA CRUZ Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMICILIAR CASERÍO LOS LORENZO, ALDEA TIZUBIN, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA”**, presentado por el estudiante **MARIO ROBERTO ROSSALES GARCÍA**.

Habiendo llenado dicho trabajo los requisitos, me permito aprobarlo en calidad de Asesor - Revisor del mismo.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”

Ing. Mario Nephtalí Morales Solís
Ingeniero Asesor - Revisor



C.c. archivo



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERAS DE INGENIERÍA



EARL.01.15

Chiquimula, 24 de abril de 2015.

Ingeniero Civil

Luis Fernando Quijada Beza

Coordinador de las Carreras de Ingenierías

CUNORI - USAC

Respetable Ingeniero:

Atentamente me dirijo a usted para hacer de su conocimiento que he revisado y efectuado las correcciones del caso al trabajo de graduación: **"DISEÑO PUENTE VEHICULAR ALDEA SANTA CRUZ Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMICILIAR CASERÍO LOS LORENZO, ALDEA TIZUBIN, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA"**, presentado por el estudiante **MARIO ROBERTO ROSSALES GARCÍA**.

Habiendo llenado dicho trabajo los requisitos, me permito aprobarlo en calidad de Asesor - Revisor del mismo.

"ID Y ENSEÑAR A TODOS"

Ing. Elder Avila Rivera López
Ingeniero Asesor - Revisor



C.c. archivo



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERAS DE INGENIERÍA



ALTG.03.15

Chiquimula, 05 de mayo de 2015.

Ingeniero Civil

Luis Fernando Quijada Beza

Coordinador Carreras de Ingenierías

CUNORI-USAC

Estimado Ingeniero Quijada:

El propósito de la presente, es para informarle que he procedido a revisar la parte lingüística, del trabajo de graduación titulado: **“DISEÑO PUENTE VEHICULAR ALDEA SANTA CRUZ Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMICILIAR CASERÍO LOS LORENZO, ALDEA TIZUBIN, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA”**; elaborado por el estudiante **MARIO ROBERTO ROSSALES GARCÍA**.

El informe cumple con los requisitos exigidos por la carrera de Ingeniería Civil, por lo tanto, recomiendo su aprobación para seguir con los trámites correspondientes.

Agradeciendo su atención a la presente,

Deferentemente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Lic. Mario Augusto Rodas Chactún
Revisor Área Lingüística



C.c. archivo



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERAS DE INGENIERÍA



CEPSIC.02.2015

Chiquimula, 5 de mayo de 2015.

Ingeniero Civil

Luis Fernando Quijada Beza

Coordinador Carreras de Ingeniería

CUNORI - USAC

Respetable Ingeniero Luis Quijada:

Atentamente me dirijo a usted para informarle que he revisado el trabajo de graduación titulado: **"DISEÑO PUENTE VEHICULAR ALDEA SANTA CRUZ Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMICILIAR CASERÍO LOS LORENZO, ALDEA TIZUBIN, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA"**, elaborado por el estudiante **Mario Roberto Rossales García**, quien contó con la asesoría de los Ingenieros Elder Avildo Rivera López y Mario N. Morales.

Considero que el trabajo desarrollado por el estudiante Mario Roberto Rossales García, satisface los requisitos exigidos, por lo cual recomiendo su aprobación.

Agradezco a usted la atención a la presente, atentamente,

"ID Y ENSEÑAR A TODOS"

Ing. Elder Avildo Rivera López
Coordinador del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S)
Carrera de Ingeniería Civil



C.c. archivo



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERAS DE INGENIERÍA



TGIC.02-2015

Chiquimula, 5 de mayo de 2015.

MSc. Nery Waldemar Galdámez Cabrera

Director

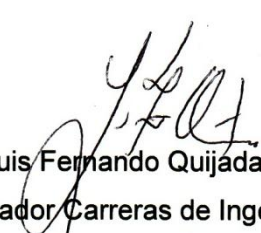
Centro Universitario de Oriente

CUNORI - USAC

Respetable MSc. Galdámez Cabrera:

El coordinador de las Carreras de Ingeniería del Centro Universitario de Oriente CUNORI, de la Universidad de San Carlos de Guatemala, después de conocer el dictamen de los asesores-revisores Ingeniero Civil Elder Avildo Rivera López e Ingeniero Civil Mario N. Morales y del Coordinador del Ejercicio Profesional Supervisado de la Carrera de Ingeniería Civil, el Ing. Elder Avildo Rivera López, y luego de la revisión y aprobación del Lic. Mario Augusto Rodas Chactún, revisor del área de Lingüística, al trabajo de graduación del estudiante de la carrera de Ingeniería Civil **MARIO ROBERTO ROSSALES GARCÍA**, titulado: **"DISEÑO PUENTE VEHICULAR ALDEA SANTA CRUZ Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMICILIAR CASERÍO LOS LORENZO, ALDEA TIZUBIN, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA"**, da por este medio su aprobación a dicho trabajo de graduación y recomendando la autorización del mismo.

"ID Y ENSEÑAD A TODOS"


MSc. Luis Fernando Quijada Beza
Coordinador Carreras de Ingeniería
CUNORI - USAC



C.c. archivo

EL INFRASCRITO DIRECTOR DEL CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, POR ESTE MEDIO HACE CONSTAR QUE: Conoció el Trabajo de Graduación que efectuó el estudiante **MARIO ROBERTO ROSSALES GARCÍA** titulado **"DISEÑO PUENTE VEHICULAR ALDEA SANTA CRUZ Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMICILIAR CASERÍO LOS LORENZO, ALDEA TIZUBIN, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA"**, trabajo que cuenta con el aval del Revisor y Coordinador de Trabajos de Graduación, de la carrera de Ingeniería Civil. Por tanto, la Dirección del CUNORI con base a las facultades que le otorga las Normas y Reglamentos de Legislación Universitaria **AUTORIZA** que el documento sea publicado como **Trabajo de Graduación a Nivel de Licenciatura**, previo a obtener el título de **INGENIERO CIVIL**.

Se extiende la presente en la ciudad de Chiquimula, el ocho de mayo del dos mil quince.

"ID Y ENSEÑAD A TODOS"



MSc. Nery Waldemar Galdámez Cabrera

**DIRECTOR
CUNORI – USAC**



DEDICATORIA

A Dios

Infinitas gracias por tu misericordia padre bueno, a ti sea la honra y la gloria.

A mis padres

Mario Roberto Rossales Hernández y Gloria de Jesús García Girón de Rossales, con amor, por todo el sacrificio, esfuerzo y entrega, en el alcance de esta meta.

A mi hermana

Sussan Karina Rossales García, por ser parte importante en mi vida.

A mi sobrino

Diego Alejandro Castro Rossales, por brindarme tus sonrisas y llenarme de felicidad.

A mi cuñado

Wilber Alfredo Castro Morales, como muestra de aprecio y amistad.

A mis abuelos

Mario Roberto Rossales Valenzuela (Q.E.P.D.), Carlos García (Q.E.P.D), Leticia Oralia Hernández y María Amelia Girón. Con mucho cariño.

A mis tíos

En general a todos, con mucho cariño.

A mis primos

Con especial cariño a todos.

AGRADECIMIENTO

A Dios	Por toda bendición recibida, para alcanzar esta meta.
A mis padres	Por sus sabios consejos, por sus grandes valores morales y por ser fuente de inspiración. Dios les bendiga por siempre.
A la familia Castro Rossales	Por su amistad, cariño y afecto.
A mis tías	Amabelia García Girón de Ruiz y Nélida Nohemy García Girón de Portillo, con especial agradecimiento, por su apoyo incondicional. Dios les bendiga grandemente.
A Yubisa Jacobo	Por ser una persona muy especial, con amor para ti.
A Chiquimula	Hermosa ciudad, que ha permitido que realice muchos sueños.
A San Jacinto, Chiquimula	Bello municipio, cálido y amigable.
A mis maestros	A todos mis docentes, en especial a los ingenieros Luis Quijada, Elder Rivera, Mario Morales, Jorge López y Carlos Aguilar.
A mis amigos	Con mucho afecto.

INDICE GENERAL DEL PROYECTO

LISTA DE ABREVIATURAS	VII
GLOSARIO	XI
RESUMEN	XVII
OBJETIVOS	XIX
INTRODUCCIÓN	XXI

1. Fase de investigación	1
---------------------------------	----------

1.1. Generalidades	1
--------------------	---

1.1.1. Localización y ubicación	1
---------------------------------	---

1.1.2. Vías de acceso	3
-----------------------	---

1.1.3. Topografía	4
-------------------	---

1.1.4. Población	5
------------------	---

1.1.5. Actividades económicas y productivas	6
---	---

1.1.6. Aspectos climáticos	7
----------------------------	---

1.1.7. Educación	7
------------------	---

1.1.8. Salud	8
--------------	---

1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura	8
--	---

1.2.1. Descripción de necesidades	8
-----------------------------------	---

1.2.2. Evaluación y priorización de necesidades	9
---	---

2. Diseño puente vehicular aldea Santa Cruz	11
--	-----------

2.1. Descripción del proyecto	11
-------------------------------	----

2.2. Información preliminar	11
-----------------------------	----

2.3. Levantamiento topográfico	12
--------------------------------	----

2.4.	Evaluación de la calidad del suelo por medio del ensayo de compresión triaxial	12
2.4.1.	Determinación del valor soporte del suelo	13
2.5.	Criterios y especificaciones para el diseño de puentes, basado en el normativo AASHTO	14
2.6.	Cálculo de caudales máximos para el diseño de puentes	16
2.6.1.	Método racional	16
2.6.1.1.	Coeficiente de escorrentía	17
2.6.1.2.	Intensidad de lluvia	18
2.6.1.3.	Área de la cuenca	20
2.6.1.4.	Caudal de diseño	20
2.7.	Diseño de la superestructura	26
2.7.1.	Diseño de la losa	26
2.7.1.1.	Cálculo de peralte	28
2.7.1.2.	Momento producido por carga muerta	29
2.7.1.3.	Momento producido por carga viva	32
2.7.1.4.	Carga de impacto	33
2.7.1.5.	Momento último de diseño para losa	34
2.7.1.6.	Cálculo del acero de refuerzo	34
2.7.2.	Diseño de vigas principales	39
2.7.2.1.	Cálculo de sección de viga principal	40
2.7.2.2.	Momento producido por carga viva	41
2.7.2.3.	Momento producido por carga muerta	45
2.7.2.4.	Carga de impacto	48
2.7.2.5.	Momento último de diseño de viga principal	48
2.7.2.6.	Cálculo del acero de refuerzo	49
2.7.3.	Diseño de diafragmas	61
2.7.3.1.	Diafragma exterior	61
2.7.3.1.1.	Cálculo de sección de diafragma exterior	61
2.7.3.1.2.	Cálculo de acero de refuerzo	61
2.7.3.2.	Diafragma interior	63

2.7.3.2.1. Cálculo de sección de diafragma interior	63
2.7.3.2.2. Cálculo de acero de refuerzo	63
2.7.4. Diseño del pasamanos	65
2.7.5. Diseño de banqueteta	76
2.8. Diseño de la subestructura	78
2.8.1. Diseño de cortina	78
2.8.2. Diseño de viga de apoyo	86
2.8.3. Diseño de estribos	90
2.8.4. Diseño de aleros	101
2.8.5. Diseño de pilas	110
2.8.6. Diseño de zapatas	125
2.8.7. Diseño de almohada de neopreno	140
2.8.8. Diseño de juntas angulares de placa deslizante	146
2.8.9. Obras de protección	148
2.9. Descripción de planos	149
2.10. Presupuesto	149
2.10.1. Cuantificación de materiales	150
2.10.2. Integración de costos unitarios	169
2.10.3. Cronograma de ejecución físico y financiero	170
2.11. Especificaciones técnicas	171
2.12. Análisis de impacto ambiental	178
2.13. Análisis socio-económico	181
2.13.1. Valor presente neto	181
2.13.2. Tasa interna de retorno	184
3. Diseño sistema de abastecimiento de agua domiciliar, caserío Los Lorenzo, aldea Tizubin	185
3.1. Descripción del proyecto	185
3.2. Levantamiento topográfico	185
3.3. Fuente de agua	186

3.4.	Aforo de la fuente	186
3.5.	Análisis de la calidad del agua	187
3.5.1.	Examen bacteriológico	188
3.5.2.	Examen físico-químico	188
3.6.	Parámetros de diseño	189
3.6.1.	Periodo de diseño	189
3.6.2.	Población de diseño	189
3.6.3.	Dotación	190
3.6.4.	Factores de consumo	191
3.6.4.1.	Factor de día máximo	191
3.6.4.2.	Factor de hora máxima	192
3.7.	Determinación de caudales	193
3.7.1.	Caudal medio diario	193
3.7.2.	Caudal máximo diario	193
3.7.3.	Caudal de bombeo	194
3.7.4.	Caudal máximo horario	194
3.8.	Diseño hidráulico del sistema	195
3.8.1.	Captación	195
3.8.2.	Línea de conducción por bombeo	195
3.8.2.1.	Cálculo del diámetro económico	195
3.8.2.2.	Cálculo de la potencia de la bomba	202
3.8.2.3.	Tipo de tubería	207
3.8.3.	Tanque de almacenamiento	207
3.8.4.	Red de distribución	224
3.8.4.1.	Ramales abiertos	224
3.8.5.	Sistema de desinfección	231
3.8.6.	Obras hidráulicas	233
3.8.7.	Válvulas	234
3.9.	Programa de operación y mantenimiento	235
3.10.	Calculo de tarifa	236
3.11.	Descripción de planos	240
3.12.	Presupuesto	240

3.12.1.	Cuantificación de materiales	241
3.12.2.	Integración de costos unitarios	253
3.12.3.	Cronograma de ejecución físico y financiero	254
3.13.	Especificaciones técnicas	255
3.14.	Análisis de impacto ambiental	258
3.15.	Análisis socio-económico	261
3.15.1.	Valor presente neto	261
3.15.2.	Tasa interna de retorno	263
CONCLUSIONES		265
RECOMENDACIONES		267
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		269
ANEXOS		271
APÉNDICES		279

LISTA DE ABREVIATURAS

- **A:** área de la cuenca
- **Ac:** área de canal artificial
- **Am:** porcentaje de interés por amortización
- **As(col):** área de acero de columna y/o pila central
- **As(máx):** área de acero máximo
- **As(min):** área de hacer mínimo
- **As(req):** área de acero requerido
- **As(Temp):** área de acero por temperatura
- **b:** base de diseño en centímetros y/o metros
- **bc:** base en la profundidad del canal artificial
- **bm:** brazo que hace momento o palanca
- **C:** coeficiente de escorrentía
- **C':** cohesión de carga del suelo
- **CDT:** carga dinámica total producida por el agua
- **Crug:** coeficiente de rugosidad de la tubería PVC
- **d:** peralte efectivo de vigas y losa en cm
- **DOT:** dotación de agua (litros/habitante/día)
- **e:** porcentaje de eficiencia de la bomba
- **EAs:** módulo de elasticidad del acero
- **Esb-col:** esbeltez de columna
- **Es:** carga de empuje producida por el suelo
- **f'c:** esfuerzo de resistencia del concreto
- **fy:** esfuerzo de resistencia del acero
- **Fc:** flujo de cloro
- **Fdm:** factor día máximo
- **Fhm:** factor de hora máximo
- **g:** aceleración gravitacional
- **G.A.:** golpe de ariete
- **H:** altura

- **Hf:** pérdidas de carga medido en altura (metro columna de agua)
- **i:** intensidad de lluvia
- **I:** inercia de los elementos
- **Imp:** porcentaje de carga por impacto
- **L:** luz o longitud
- **Lv:** luz libre entre vigas
- **Lvol:** longitud de voladizo
- **MCM:** momento producido por carga muerta
- **MCV:** momento producido por carga viva
- **MU:** momento último de diseño
- **Ms:** módulo de sección, (Primer momento de inercia)
- **P:** carga puntual (Toneladas, Kilogramos, Libras)
- **Pa:** población actual
- **Pf:** población futura
- **POT:** potencia en H.P. (Caballo de fuerza) o KW (Kilowatt)
- **Q:** caudal de diseño
- **QB:** caudal de bombeo
- **qi:** caudal unitario (Vivienda)
- **QdM:** caudal máximo diario
- **Qhm:** caudal máximo horario
- **Qmd:** caudal medio diario
- **r:** tasa de crecimiento poblacional (porcentaje)
- **R:** tasa de interés anual (porcentaje)
- **Rec:** recubrimiento de concreto (losas, vigas, columnas, pilas y zapatas)
- **Se:** separación entre estribos en centímetros
- **So:** pendiente del terreno (porcentaje)
- **Sv:** separación entre varillas en centímetros
- **t:** espesor de elementos (losa, vigas y diafragmas)
- **tc:** tiempo de concentración (minutos)
- **V:** velocidad

- **VCM:** carga cortante producido por carga muerta
- **VCV:** carga cortante producido por carga viva
- **Vrc:** resistencia al cortante del concreto
- **Vs:** valor soporte del suelo
- **VU:** carga cortante última de diseño
- **V:** volumen
- **V.C.:** volumen compensador del tanque de almacenamiento en porcentaje
- **W:** carga distribuida (TON/metro, Kilogramo/metro)
- **yc:** tirante o profundidad a sección llena del canal
- **Yasf:** peso específico del asfalto
- **Yc:** peso específico del concreto reforzado
- **Ycc.cc.:** peso específico del concreto ciclópeo
- **Ys:** peso específico del suelo
- **Ø:** porcentaje de trabajo a flexión del acero
- **φ:** diámetro de tubería HG y PVC
- **σ:** esfuerzo resistente del soporte de suelo
- **α:** celeridad del agua
- **ΔP:** sobrepresión del golpe de ariete

GLOSARIO

- **Acero:** aleación de hierro y carbono conteniendo menos de un 1.7% de carbono, susceptible de adquirir propiedades muy variadas mediante tratamiento mecánico y térmico.
- **AASHTO:** siglas de la American Association of State Highway and Transportation Officials. (Asociación Americana de Oficiales de Autopista Estatal y Transportación).
- **ACI:** siglas de la American Concrete Institute. (Instituto Americano del Concreto).
- **AGIES:** asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
- **Aproche:** viene del inglés approach (aproximarse) y se refiere a las estructuras o rellenos que conectan la carretera con el puente.
- **Aforo:** el aforo es la operación para medir un caudal, es decir, el volumen de agua por unidad de tiempo y éste se mide en litros sobre segundo (L/s).
- **Almacenamiento:** es la estructura (tanque) que se utiliza para almacenar agua para suplir la demanda en las horas de máximo consumo.
- **Banqueta:** espacio más elevado que la capa de rodadura, donde circulan los peatones.
- **Barandal:** unidades a lo largo del puente, son utilizadas para la seguridad del peatón y vehículos, está conformado por postes y pasamanos.

- **Cemento:** conjunto de sustancias pulverulentas capaces de formar con el agua pastas blandas que se endurecen espontáneamente al contacto del aire o del agua, y sirven para formar bloques o para unir los elementos de la construcción.
- **Concreto armado:** estructura mixta constituida por concreto ordinario y una serie de barras de hierro tales que hacen a la estructura resistente también a la tensión. Las barras de hierro (armadura) se disponen oportunamente en las zonas del concreto sometidas a esfuerzos de tensión.
- **Caudal:** es la cantidad de agua que circula por un conducto en la unidad de tiempo.
- **Concreto ciclópeo:** material que se obtiene de la mezcla proporcional de cemento, arena, piedra bola y agua.
- **Cota de terreno:** altura de un punto del terreno, referido a un nivel determinado.
- **Carga:** fuerzas aplicadas directamente sobre las estructuras y que son la causa de sus posibles movimientos y deformaciones.
- **Carga muerta:** corresponde a todo el peso propio de la estructura. (Superestructura y Subestructura).
- **Carga viva:** corresponde a las cargas en movimiento de carros, camiones y peatones.
- **Captación:** es la obra que permite captar el agua de la fuente a utilizar.

- **Diafragmas:** es la estructura que permite aumentar la rigidez de los largueros. Mantienen la alineación de los largueros durante la construcción y tienden a equilibrar la distribución transversal de las cargas entre los mismos.
- **Excentricidad:** distancia del punto de aplicación de una fuerza al baricentro de la sección sobre la cual actúa.
- **Fuente:** es el manantial o agua que brota de la tierra.
- **Golpe de ariete:** choque violento que se produce sobre las paredes de un conducto forzado cuando el movimiento del líquido es modificado bruscamente.
- **INFOM:** Instituto de Fomento Municipal.
- **INSIVUMEH:** Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología.
- **Junta:** separación entre dos elementos contiguos. Las juntas deben ser capaces de absorber las dilataciones de las superficies que separan para evitar deformaciones y esfuerzos en la estructura.
- **Losa:** estructura plana horizontal de concreto reforzado que separa un nivel de la edificación de otro o que puede servir de cubierta. Soporta directamente las cargas dinámicas.
- **Línea de conducción:** es la obra que se construye para conducir el agua desde la captación hacia la planta de tratamiento o hacia el tanque de almacenamiento.

- **Luz:** distancia horizontal entre los apoyos de un arco o entre pilas contiguos de un puente.
- **Método racional:** este permite determinar el caudal máximo que discurrirá por una determinada sección de área, donde la esorrentía es relacionada con la intensidad de lluvia.
- **Periodo de diseño:** es el tiempo durante el cual una obra va a prestar un servicio satisfactorio y se empieza a contar desde el momento en que entra en servicio la obra.
- **Planta de tratamiento:** es la estructura en las que se realizan los procesos para potabilizar el agua.
- **Puente vehicular:** es aquella construcción que sirven para conectar diferentes espacios a los que de otra manera no se podría acceder.
- **Pilas y estribos:** son los apoyos del puente situados en los extremos, además de ser los apoyos, estos sostienen los terraplenes, que conducen hacia el puente.
- **Red de distribución:** comprende las líneas y redes para llevar el agua hasta el consumidor.
- **Superestructura:** es el conjunto de elementos que soporta la carga que se transmite a través del piso; los componentes básicos de la superestructura son: losas, vigas y diafragmas.
- **Subestructura:** es el conjunto de elementos que permite transmitir la carga hacia el suelo, carga que es transmitida por la superestructura del puente, los elementos de la subestructura son: pilas y estribos, pilotes y zapatas.

- **Tirante:** altura del agua sobre una sección determinada de un río.
- **UNEPAR:** Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales.
- **Valor soporte del suelo:** es la capacidad que el suelo tiene, para soportar las cargas que se apliquen sobre él. Este se mide en unidades de fuerza por unidad de área.
- **Vigas:** son los elementos de construcción de material diverso (madera, hierro, concreto), que se usa para formar marcos y sostener los tramos del puente.
- **Zapatas:** las zapatas permiten sostener la estructura de concreto armado, sobre la que se apoya el pilar y cuya función es la de distribuir la elevada carga del pilar, sobre una superficie que sea lo más amplia posible.

RESUMEN

San Jacinto es un municipio del departamento de Chiquimula, que actualmente se encuentra en vías de desarrollo.

En el Ejercicio Profesional Supervisado (**E.P.S.**) realizado en la municipalidad anteriormente referida, se desarrollaron los diseños de puente vehicular, para la aldea Santa Cruz; asimismo, el sistema de abastecimiento de agua domiciliar para el caserío, Los Lorenzo, de la aldea Tizubin.

El primer proyecto, consiste en el diseño del puente vehicular de un carril, de concreto reforzado, que permita el paso vehicular y peatonal sobre la quebrada San Nicolás.

El segundo proyecto consiste, en el diseño del sistema de abastecimiento de agua domiciliar. Este se compone de línea de conducción por bombeo, con una longitud de 178.50 m, hacia el tanque de almacenamiento y red de distribución abierta con longitud total de 370 m, dividida en tres ramales.

OBJETIVOS

- **GENERAL**

Contribuir con las comunidades del municipio de San Jacinto, a través del diseño de proyectos de infraestructura económica y social que ayuden a mejorar las condiciones de vida de los habitantes.

- **ESPECÍFICOS**

Diseñar el puente vehicular aldea Santa Cruz, municipio de San Jacinto, departamento de Chiquimula.

Diseñar el sistema de abastecimiento de agua domiciliar caserío Los Lorenzo, aldea Tizubin, municipio de San Jacinto, departamento de Chiquimula.

INTRODUCCIÓN

El Centro Universitario de Oriente (**CUNORI**), de la Universidad de San Carlos de Guatemala (**USAC**), por medio del Ejercicio Profesional Supervisado (**E.P.S.**), de la carrera de Ingeniería Civil, ofrece a las diferentes comunidades del país apoyo técnico con la elaboración de diseños de proyectos que permitan contribuir con el desarrollo del lugar.

En la actualidad, el crecimiento poblacional de Guatemala, gira en torno a su desarrollo económico y social. Con base a esto, la construcción de vías que permitan el acceso y comunicación entre dos o más comunidades; así como, el abastecimiento de agua domiciliar, son sinónimos de prosperidad para el país.

El Ejercicio Profesional Supervisado (**E.P.S.**), se ha realizado en el municipio de San Jacinto, departamento de Chiquimula, contribuyendo con la elaboración y diseño de los siguientes proyectos: **DISEÑO PUENTE VEHICULAR ALDEA SANTA CRUZ Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMICILIAR CASERÍO LOS LORENZO, ALDEA TIZUBIN, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.**

En la descripción del capítulo I, se desarrolla la información monográfica y el diagnóstico de necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de San Jacinto, asimismo de la aldea Santa Cruz y el caserío, Los Lorenzo, de la aldea Tizubin.

El proyecto que se describe en el capítulo II, consiste en el diseño del puente vehicular de un carril, de concreto reforzado que permita el acceso, entre la aldea Santa Cruz y la cabecera municipal de San Jacinto.

El proyecto que se describe en el capítulo III, consiste en el diseño del sistema de abastecimiento de agua domiciliar, este propone evitar el acarreo de agua para las diferentes viviendas del caserío, Los Lorenzo, de la aldea Tizubin.

1. Fase de investigación

1.1. Generalidades

A continuación se presenta información geográfica, demográfica, económica y social del municipio de San Jacinto, departamento de Chiquimula, principalmente de la aldea Santa Cruz y el caserío, Los Lorenzo, de la aldea Tizubin.

1.1.1. Localización y ubicación

Dirección Municipal de Planificación, (2012)

San Jacinto, es un municipio del departamento de Chiquimula, de la región nororiente, de la República de Guatemala. Éste se localiza a 17 kilómetros de distancia, de la cabecera departamental, en dirección sureste y a 185 kilómetros de la ciudad capital, en dirección noreste.

El centro del municipio de San Jacinto, se encuentra ubicado, a 490 metros sobre el nivel del mar, con latitud norte de 14° 40′ 35″ y longitud oeste de 89° 32′ 08″.

Colindancias del municipio de San Jacinto

- Al norte con el municipio de Chiquimula
- Al sur con el municipio de Quezaltepeque
- Al este con el municipio de San Juan Ermita
- Al oeste con los municipios de Ipala y San José La Arada, todos del departamento de Chiquimula

La aldea Santa Cruz, del municipio de San Jacinto, departamento de Chiquimula, se localiza a 6 kilómetros de distancia, de la cabecera municipal, en dirección suroeste, asimismo, a 22 kilómetros de la cabecera departamental de Chiquimula, en la misma dirección y ubicada a 190 kilómetros de la ciudad capital, en dirección noreste.

El centro de la aldea se encuentra ubicado a 815 metros sobre el nivel del mar, con latitud norte de 14° 38' 35.99'' y longitud oeste de 89° 32' 10.05''.

Colindancias de la aldea Santa Cruz

- Al norte con aldeas El Zapote y Las Lomas, San Jacinto
- Al sur con aldea El Tablón, Quezaltepeque
- Al este con aldea Dolores, San Jacinto
- Al oeste con aldea Monte Grande, Ipala, todas del departamento de Chiquimula

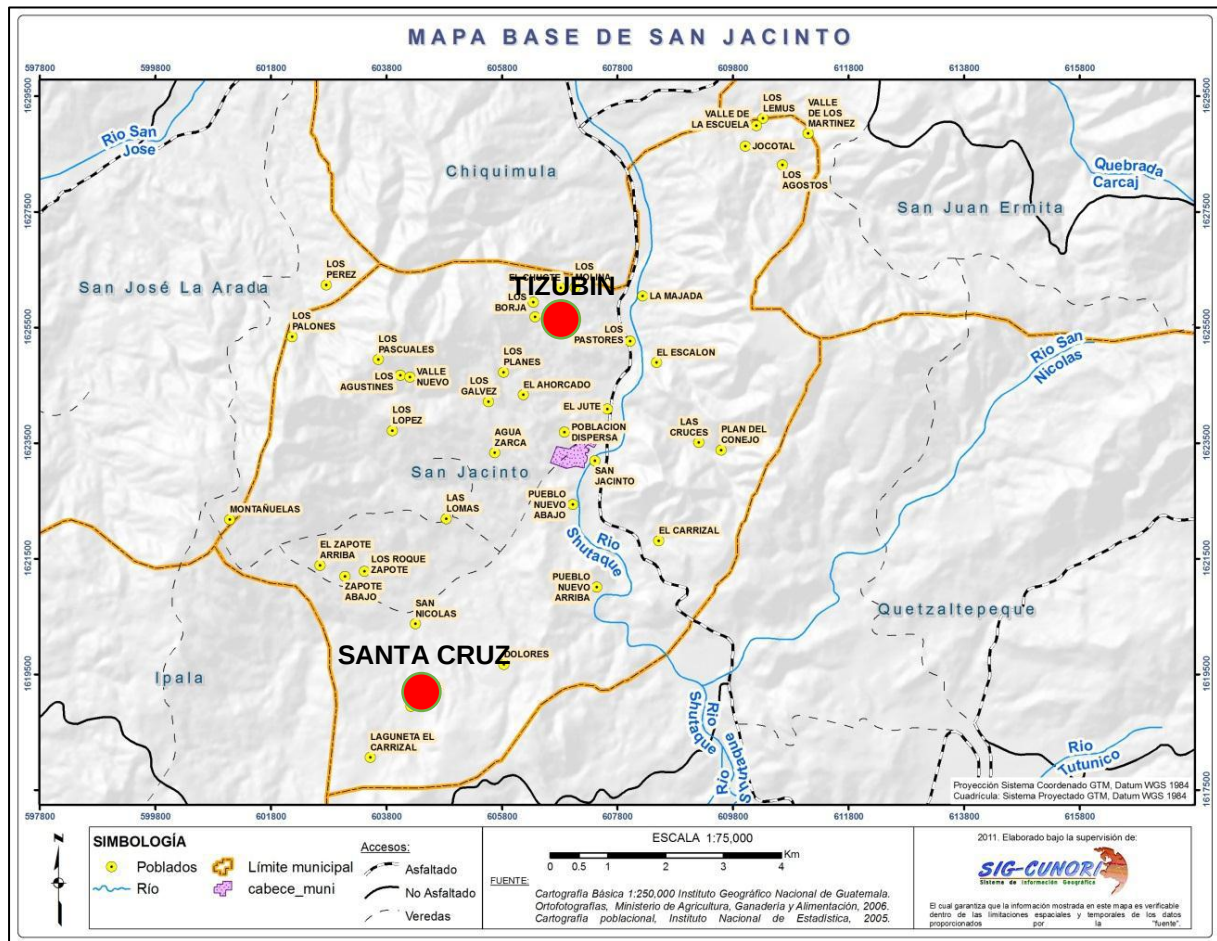
El caserío Los Lorenzo, de la aldea Tizubin, del municipio de San Jacinto, departamento de Chiquimula, se localiza a 3 kilómetros, de distancia de la cabecera municipal, en dirección noroeste, a 16 kilómetros de la cabecera departamental de Chiquimula, en dirección suroeste y ubicada a 186 kilómetros de distancia de la ciudad capital, en dirección noreste.

El centro del caserío se encuentra ubicado a 795 metros sobre el nivel del mar, con latitud norte de 14° 41' 22.29'' y longitud oeste de 89° 30' 59.24''.

Colindancias del caserío Los Lorenzo

- Al norte con caserío Los Ramos, aldea Tizubin,
- Al sur con caserío Los Gonzales, aldea Agua Zarca,
- Al este con caserío Los Gálvez, aldea Tizubin,
- Al oeste con aldea Agua Zarca, todas del municipio de San Jacinto, departamento de Chiquimula (p.p. 12 – 45)

FIGURA 1



Mapa de ubicación, aldeas Santa Cruz y Tizubín del municipio de San Jacinto, departamento de Chiquimula.

Fuente: Laboratorio SIG, de la carrera de Agrimensura, CUNORI, USAC.

1.1.2. Vías de acceso

La principal vía de acceso, que conduce hacia el municipio de San Jacinto, es la carretera que viene desde la ciudad capital conocida como, ruta CA – 9 norte, hasta llegar al kilómetro 136.50 en jurisdicción, del municipio de Río Hondo, departamento de Zacapa, tomando la ruta CA – 10, que se dirige hacia los municipios de Quezaltepeque y Esquipulas.

Esta carretera se encuentra asfaltada y en regulares condiciones.

La principal vía de acceso, que conduce hacia la aldea Santa Cruz, desde el municipio de San Jacinto, es la carretera de terracería de 6 kilómetros de longitud y un puente vehicular, ubicado sobre la quebrada San Nicolás.

Dicha carretera es transitable únicamente en época seca.

La principal vía de acceso, que conduce hacia el caserío, Los Lorenzo, es la ruta CA – 10 hasta llegar al kilómetro 182.50 en jurisdicción de la aldea Tizubin, desviándose 3 kilómetros, por una carretera de terracería en dirección noreste, desde el centro del casco urbano, del municipio de San Jacinto.

Dicha carretera, actualmente se encuentra en buen estado y es transitable en todo tiempo.

1.1.3. Topografía

La topografía del municipio de San Jacinto, es montañosa y quebradiza, presentando diferencia de niveles bastante elevados.

Dicho municipio presenta una altitud mínima de 374 msnm, en la aldea, La Majada y altitud máxima de 1,214 msnm, en la comunidad de Plan Redondo, del caserío Montañuelas, de la aldea El Zapote.

La topografía de las aldeas Santa Cruz y Tizubin, es montañosa, presentando diferencia de niveles muy pronunciados. Por tal razón se encuentran cerros muy altos, barrancos, precipicios profundos, valles y llanuras. El suelo es considerablemente seco, debido a las características climáticas del territorio.

1.1.4. Población

Según el diagnóstico, realizado por la municipalidad de San Jacinto y el centro de salud, ubicado en la cabecera municipal, el 100% de la población es ladina.

TABLA 1

Rango de edades	No. de habitantes
0 a 9 años	3,240
10 a 29 años	5,210
30 a 49 años	3,211
50 a 64 años	345
65 a más años	545
TOTAL	12,551

Fuente: Centro de Salud, municipio de San Jacinto, departamento de Chiquimula, 2014.

La comunidad de la aldea Santa Cruz, está integrada por 78 familias y 470 habitantes, de los cuales el 52% son hombres y el 48% mujeres. El 100% de la población es ladina.

TABLA 2

Rango de edades	No. de habitantes
0 a 9 años	107
10 a 29 años	139
30 a 49 años	95
50 a 64 años	108
65 a más años	21
TOTAL	470

Fuente: Centro de Salud, municipio de San Jacinto, departamento de Chiquimula 2014.

La comunidad de la aldea Tizubin, está integrada por 217 familias y 1,626 habitantes, de los cuales el 51% son hombres y el 49% mujeres. El 100% de la población es ladina.

TABLA 3

Rango de edades	No. de habitantes
0 a 9 años	442
10 a 29 años	471
30 a 49 años	397
50 a 64 años	217
65 a más años	99
TOTAL	1626

Fuente: Centro de Salud, municipio de San Jacinto, departamento de Chiquimula, 2014.

Para el caserío, Los Lorenzo, de la aldea Tizubin, la municipalidad de San Jacinto registra un total de 27 familias y 97 habitantes, de los cuales el 62% son hombres y el 38% son mujeres. El 100% de la población es ladina.

No. de viviendas registradas = 27

No. de habitantes registrados = 97

Fuente: Municipalidad de San Jacinto, Chiquimula, 2014.

1.1.5. Actividades económicas y productivas

Los habitantes del municipio de San Jacinto, se dedican, en un 90% a la producción agrícola, mientras el 10% restante se dedica a la producción de artesanías en palma.

La actividad productiva, que tiene mayor importancia para los habitantes de las aldeas Santa Cruz y Tizubin, es la agrícola, ya que, es la que genera la mayor parte de ingresos económicos de la población. Ellos se dedican al cultivo de granos básicos como maíz, frijol, además café; así como de una gran variedad de árboles frutales, entre los que sobresalen, el mango, el jocote, el tamarindo y algunos cítricos. Dentro de algunas hortalizas se cosechan tomate y ayote.

1.1.6. Aspectos climáticos

El clima es tropical seco; por lo tanto la temperatura suele ser relativamente alta en época seca, entre los meses de marzo y junio, teniendo registradas medias máximas anuales entre los 32° C y 39° C, mientras que las temperaturas mínimas registradas están entre los 14° C y 20° C, entre los meses de noviembre a febrero. No se registran temperaturas bajas extremas. La precipitación pluvial es de 640 mm/año. La estación meteorológica, más cercana es la del municipio de Esquipulas, departamento de Chiquimula.

1.1.7. Educación

Actualmente en el municipio de San Jacinto, la cobertura educativa ha aumentado en el área urbana, como en el área rural, ya que todas las aldeas cuentan por lo menos con una escuela a nivel pre-primario y primario.

La aldea Santa Cruz, actualmente, cuenta con una escuela de 2 aulas, en las cuales se imparten clases a nivel pre-primario y primario. Esta se localiza en el centro de la comunidad. Según estudios realizados por el MINEDUC, en el año 2012 se estima que el 20% de la población de la aldea es analfabeta.

La aldea Tizubin, actualmente, cuenta con una escuela de 9 aulas, en las cuales se imparten clases a nivel pre-primario y primario, además cuentan con telesecundaria. Estas se localizan en el centro de la comunidad. Según estudios realizados por el MINEDUC, en el año 2012 se estima que el 10 % de la población de la aldea es analfabeta.

1.1.8. Salud

El municipio de San Jacinto, cuenta con centro de salud pública, ubicado en el centro del casco urbano.

Actualmente las aldeas Santa Cruz y Tizubin, no cuentan con establecimientos de salud, por lo tanto los pobladores se ven en la necesidad de asistir al centro de salud, ubicado en la cabecera municipal.

1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura

Fue necesario, realizar un diagnóstico, para definir las principales necesidades que había en cada una de las aldeas del municipio de San Jacinto.

1.2.1. Descripción de necesidades

En la aldea Santa Cruz, del municipio de San Jacinto, se presentan las siguientes necesidades.

- Construcción de puente vehicular.
- Construcción puesto de salud.
- Mejoramiento de carretera.
- Construcción de letrinas.
- Programas de saneamiento ambiental.

En el caserío, Los Lorenzo, de la aldea Tizubin, del municipio de San Jacinto, se presentan las siguientes necesidades.

- Construcción de sistema de abastecimiento de agua domiciliar.
- Construcción puesto de salud.
- Programas de saneamiento ambiental.
- Mejoramiento de carretera.

1.2.2. Evaluación y priorización de necesidades

De los proyectos presentados anteriormente, se priorizó y se aprobó el diseño de los siguientes, con la finalidad de contribuir con el desarrollo de las comunidades.

Para la aldea Santa Cruz

DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR

Para el caserío, Los Lorenzo, de la aldea Tizubin

DISEÑO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMICILIAR

2. Diseño puente vehicular aldea Santa Cruz

2.1. Descripción del proyecto

El proyecto, consiste en el diseño del puente vehicular de un carril y tiene por objetivo, lograr que, el único acceso entre la aldea Santa Cruz y la cabecera municipal de San Jacinto, sea transitable en toda época. Permitiendo así, un desplazamiento vehicular confiable y seguro.

2.2. Información preliminar

Basado en el normativo AASHTO. La información que se necesita, para el diseño estructural del puente vehicular, se obtiene mediante visitas técnicas y entrevistas realizadas a los habitantes de la comunidad.

- **Actividades realizadas**

Reconocimiento de campo: la visita de campo consistió, en el reconocimiento del lugar y del camino existente, donde se situará el puente vehicular.

Asimismo, se tomaron medidas con cinta métrica, para determinar la altura y luz total del puente vehicular actual, así como, el ancho de calzada.

Fallas estructurales del puente vehicular actual, que se observaron durante la visita técnica.

- Volteo y agrietamiento en los aleros.
- Socavación total en la cimentación de pilas.
- Hundimiento en pila central.
- Deformación de las vigas principales.
- Losa de madera deteriorada en un 80%.

Estudio de obras existentes: observación de infraestructura civil existente, ubicada sobre la quebrada San Nicolás.

Estudio de tránsito vehicular: cantidad de vehículos que cruzan la quebrada San Nicolás.

2.3. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico, constituye uno de los elementos más importantes y básicos para el diseño de puentes, ya que este proporciona los datos necesarios, para la determinación de la geometría del terreno natural.

Para este caso se realizaron los siguientes levantamientos.

- *Planimétrico:* utilizando el método de conservación del azimut.
- *Altimétrico:* utilizando nivelación simple.

Para realizar dichos levantamientos, se utilizó el siguiente equipo.

- Teodolito
- Estadal de 4 metros de altura
- Plomada
- Cinta métrica de 50 metros de longitud

2.4. Evaluación de la calidad del suelo por medio del ensayo a compresión triaxial

La prueba a compresión triaxial, sirve para analizar la respuesta de un suelo al esfuerzo por compresión, cuando este tiene además fuerzas en forma perpendicular a su eje, es decir, cuando la muestra tiene compresión en sus paredes laterales, presiones que representan las cargas del material que está alrededor en el suelo.

Para la realización de este ensayo, fue necesario extraer una muestra de suelo de 1 pie cúbico y aplicar parafina para conservar la humedad y condiciones naturales del mismo.

La excavación se realizó a una profundidad de 2 m al desplante de la zapata de pilas centrales. **(VER ANEXO 1)**

2.4.1. Determinación del valor soporte del suelo (Vs)

Determinar el valor soporte del suelo, es necesario para diseñar la cimentación adecuada de la estructura.

Para el cálculo del valor soporte del suelo, la ecuación que más se adecua, es la propuesta por el Dr. Karl Terzaghi.

$$V_s = (1.30 * C' * N'_c) + (Y_s * z * N'_q) + (0.40 * Y_s * b_c * N'_w)$$

Fuente: Mecánica de suelos y cimentaciones. Carlos Crespo Villalaz.

Donde

V_s = Valor soporte del suelo en Ton/m²

C' = Cohesión del suelo en Ton/m²

Y_s = Peso específico del suelo en Ton/m³

z = Profundidad de la excavación realizada en m

b_c = Ancho que se asume y propone para la cimentación en m

N'_c = Factor de capacidad de carga debido a la cohesión

N'_q = Factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga (Carga viva)

N'_w = Factor de capacidad debido al peso del suelo

N'_c, N'_q, N'_w y C' son datos, que fueron otorgados, por el Centro de Investigación de Ingeniería **(CII)** de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala **(FIUSAC)**.

Los datos, para determinar el valor soporte del suelo, son mostrados a continuación.

$$N'_c = 1.30$$

$$N'_q = 1.35$$

$$N'_w = 1.12$$

$$C' = 9.60 \text{ Ton/m}^2$$

z = 2 m y **bc = 4.80 m**, estos datos corresponden a la altura de la excavación realizada y a la base propuesta para el diseño de la cimentación del estribo. Estos datos no chequean, pues no ofrecen mayor capacidad para la distribución de cargas que se dirigen al suelo.

Por lo tanto, se realizó un nuevo predimensionamiento, es decir, se propone una mayor altura al desplante de la zapata y una mayor base para la cimentación.

$$z = 2.50 \text{ m}$$

$$bc = 7 \text{ m}$$

$$V_s = (1.30 * C' * N'_c) + (Y_s * z * N'_q) + (0.40 * Y_s * bc * N'_w)$$

$$V_s = (1.30 * 9,600 \text{ Kg/m}^2 * 1.30) + (1,700 \text{ Kg/m}^3 * 2.50 \text{ m} * 1.35) + (0.40 * 1,700 \text{ Kg/m}^3 * 7.00 \text{ m} * 1.12)$$

$$V_s = 27,292.70 \text{ Kg/m}^2$$

2.5. Criterios y especificaciones para el diseño de puentes, basado en el normativo AASHTO

El diseño de puentes se rige en base al normativo **AASHTO**.

Se debe tomar en cuenta los criterios que el normativo AASHTO recomienda estudiar antes de desarrollar el diseño y la construcción de puentes.

- **Carga viva:** la carga viva corresponde a un camión H20 – 44, estipulado en por el normativo AASHTO.
- **Recubrimientos:** según AASHTO 8.22.4. Se utiliza a partir del rostro de la barra a la superficie del concreto. Para cimientos, muros, pilas 10 cm; para losas en cama superior 5 cm y 2.50 cm en la cama inferior; y vigas principales, así como diafragmas 5 cm en todas las paredes.
- **Longitud de desarrollo:** según AASHTO 8.24.1.2. Se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria, a partir del punto donde se requieren por diseño, la cual es la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 30 veces el diámetro de la barra de acero.
- **Traslapes:** según AASHTO 8.25.5. Se calculará con base en la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No.11, de tal forma que desarrollen un 125% del f_y nominal de la barra, siguiendo la especificación de la AASHTO 8.33.2. y así evitar localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea; deberán colocarse alternos a cada 60 cm.
- **Ganchos:** según AASHTO 8.23.2.2. Los dobleces deberán ser hechos en frío y un equivalente a 6 veces el diámetro en su lado libre, cuando se trata de 180 grados, y 12 veces el diámetro cuando se trata de 90 grados.
- **Formaletas:** se construyen de acuerdo con la sección DGC 505.04.
- **Capa asfáltica:** según AASHTO 8.25.28. Debe colocarse sobre el piso del puente (losa), con la finalidad de evitar, el agrietamiento del concreto, del mismo modo, para permeabilizar la superestructura.

Para el diseño de la subestructura, se debe de tomar en cuenta lo siguiente.

- Los estribos, pilas y zapatas deben ser diseñados para la capacidad establecida por el estudio de suelos.
- Debe evitarse la explotación de los bancos de materiales circundantes al punto de estudio, para evitar futuras socavaciones.

2.6. Cálculo de caudales máximos para el diseño de puentes

Es necesario el estudio de una creciente máxima extraordinaria, para el diseño de la geometría de la sección del puente. Para este caso, el método racional es el más aplicable.

2.6.1. Método racional

En este método, la escorrentía es relacionada con la intensidad de lluvia, conjuntamente con el área tributaria de la cuenca, este se calcula mediante la siguiente fórmula.

$$Q = \frac{C * i * A}{360}$$

Donde

Q = Caudal máximo de diseño en m³/s

C = Coeficiente de escorrentía (adimensional)

i = Intensidad de lluvia en mm/hora

A = Área de la cuenca en hectáreas (Ha)

Fuente: ANEJO I. *Estudio hidrológico, para el cálculo de crecientes máximas, sobre el río Tiétar*. España 2,010.

2.6.1.1. Coeficiente de escorrentía

Este coeficiente, implica una relación de arreglo para cualquier área de drenaje dada, considerando que en realidad el coeficiente explica la abstracción o pérdidas entre lluvia y escorrentía.

El coeficiente de escorrentía varía según el tipo de terreno y de las características del mismo.

Para determinar dicho coeficiente, se realizó una visita técnica, con la finalidad de observar los diferentes tipos de superficie, que se encuentran en los alrededores de la quebrada San Nicolás.

La siguiente tabla, muestra los diferentes tipos de coeficientes de escorrentía, según el tipo de superficie observado en la visita realizada.

TABLA 4

Tipo de superficie	Coeficiente de escorrentía (C)
Arenas de río	0.30 – 0.50
Caseríos y caminos en tierra	0.50 – 0.60
Cultivos agrícolas leñosos	0.40 – 0.70
Bosques y pastos naturales	0.60 – 0.80

Fuente: Valores indicativos del coeficiente de escorrentía. National Engineering Handbook, section 4 Hydrology, USDA, 1972.

Como promedio de todos los valores, el coeficiente de escorrentía es 0.45.

$$C = 0.45$$

2.6.1.2. Intensidad de lluvia

Esta es la razón del incremento de la altura, que alcanza la lluvia respecto al tiempo.

Ésta se calcula mediante la siguiente fórmula.

$$i = \frac{a}{(tc + b)^n}$$

Donde

i = Intensidad de lluvia en mm/hora

a, b, n = Valores otorgados por el INSIVUMEH (adimensional)

tc = Tiempo de concentración en minutos, **15 minutos**

Fuente: Estudio de intensidades de precipitación en la República de Guatemala, INSIVUMEH, agosto 2,002.

Debido a que en el municipio de San Jacinto, no se cuenta con una estación climatológica, la intensidad de lluvia, se calcula mediante una interpolación matemática, entre las estaciones climatológicas de la Fragua en Zacapa y Esquipulas en Chiquimula. **(VER ANEXO 2).**

Se determina la intensidad de lluvia máxima, para un periodo de retorno cada 100 años.

- Intensidad de lluvia, estación del barrio La Fragua, departamento de Zacapa

$$i = \frac{827}{(tc + 7)^{0.628}}$$

$$i = \frac{827}{(15 + 7)^{0.628}}$$

118.70 mm/hora

- Intensidad de lluvia, estación del municipio de Esquipulas, departamento de Chiquimula

$$i = \frac{1205}{(tc + 6)^{0.686}}$$

$$i = \frac{1205}{(15 + 6)^{0.686}}$$

149.26 mm/hora

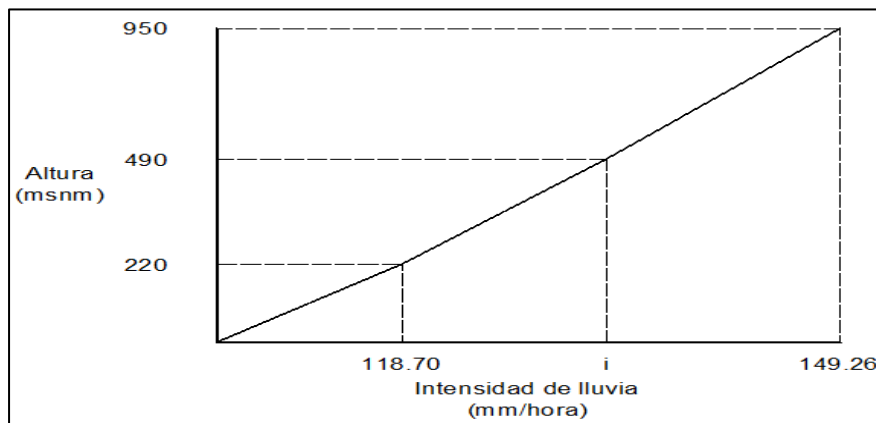
- Intensidad de lluvia, municipio de San Jacinto, departamento de Chiquimula

TABLA 5

Lugar	Intensidad de lluvia (mm/hora)	Altura (msnm)
La Fragua	118.70	220
San Jacinto	i	490
Esquipulas	149.26	950

Fuente: Elaboración propia.

FIGURA 2



Interpolación de intensidades de lluvia para el municipio de San Jacinto, Chiquimula, respecto a estaciones climatológicas de Esquipulas, Chiquimula y La Fragua, Zacapa.

Fuente: Elaboración propia.

$$y = y_a + (x - x_a) * \frac{(y_b - y_a)}{(x_b - x_a)}$$

$$y = y_a + 490 \text{ m} = 220 \text{ m} + (i - 118.70 \text{ mm/hora}) * \frac{(950 \text{ m} - 220 \text{ m})}{(149.26 \text{ mm/hora} - 118.70 \text{ mm/hora})}$$

$$i = \frac{(490 \text{ m} - 220 \text{ m})}{\left(\frac{950 \text{ m} - 220 \text{ m}}{149.26 \frac{\text{mm}}{\text{hora}} - 118.70 \frac{\text{mm}}{\text{hora}}} \right)} + 118.70 \text{ mm/hora}$$

$$i = 130.01 \text{ mm/hora}$$

2.6.1.3. Área de la cuenca

El área de la cuenca, se define por la sección del río al cual se hace referencia y es delimitada por la línea de las cumbres.

Dicha área, fue proporcionada por el Registro de Información Catastral (**RIC**) del municipio de San Jacinto, departamento de Chiquimula.

$$A = 308.28 \text{ Ha}$$

Fuente: Oficina de Registro de Información Catastral (RIC), municipio de San Jacinto, departamento de Chiquimula.

2.6.1.4. Caudal de diseño

$$Q = \frac{C * i * A}{360}$$

$$Q = \frac{(0.45) * (130.01 \text{ mm/hora}) * (308.28 \text{ Ha})}{360}$$

$$Q = 50.10 \text{ m}^3/\text{s}$$

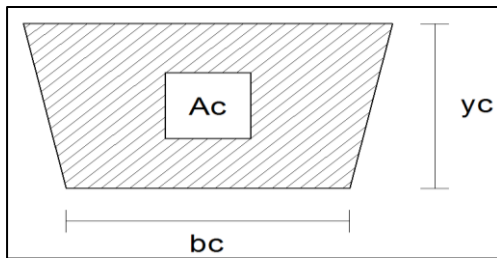
- Cálculo de canal artificial (geometría del terreno), para drenar el caudal máximo de diseño, que fluye sobre la quebrada San Nicolás

Ecuación de Manning

$$Q = \frac{A_c * R_h^{2/3} * S_o^{1/2}}{n}$$

La ecuación de Manning, permite realizar el diseño de canales artificiales, que sean capaces de drenar el agua, a través de una sección determinada.

Figura 3



Sección trapezoidal del canal artificial

Fuente: Hidráulica de canales, Cengel & Cimbala. Mecánica de Fluidos. México 2,008.

Donde

Q = Caudal de diseño en m³/s, Q = 50.10 m³/s

So = Pendiente del terreno de la quebrada San Nicolás en %, 1.73 %

Ac = Área del canal (sección del puente) en m²,

$$A_c = \frac{3 * \sqrt{3} * bc^2}{4}$$

Rh = Radio hidráulico en m,

$$R_h = \frac{\sqrt{3} * bc}{4}$$

n = Coeficiente de Manning para ríos grandes (adimensional), $n = 0.035$

bc = Base de la profundidad del flujo en m

yc = Profundidad del flujo en m,

$$yc = \frac{\sqrt{3} * bc}{2}$$

Análisis de la sección trapezoidal

$$Q = \frac{Ac * Rh^{2/3} * So^{1/2}}{n}$$

Sustituyendo valores de Ac, Rh y So.

$$Q = \frac{\left(\frac{3 * \sqrt{3} * bc^2}{4}\right) * \left(\frac{\sqrt{3} * bc}{4}\right)^{2/3} * So^{1/2}}{n}$$

Despejar la variable bc.

$$bc = \left(\frac{Q * n}{0.75 * \sqrt{3} * \left(\frac{\sqrt{3}}{4}\right)^{2/3} * So^{1/2}}\right)^{3/8}$$
$$bc = \left(\frac{50.10 \text{ m}^3/\text{seg} * 0.035}{0.75 * \sqrt{3} * \left(\frac{\sqrt{3}}{4}\right)^{2/3} * (0.0173)^{1/2}}\right)^{3/8}$$

$$\mathbf{bc = 2.95 \text{ m}}$$

$$yc = \frac{\sqrt{3} * bc}{2}$$

$$yc = \frac{\sqrt{3} * (2.95 \text{ m})}{2}$$

$$\mathbf{yc = 2.55 \text{ m}}$$

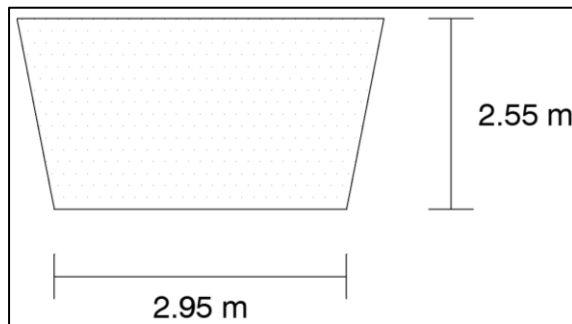
$$A_c = \frac{3 * \sqrt{3} * bc^2}{4}$$

$$A_c = \frac{3 * \sqrt{3} * (2.95 \text{ m})^2}{4}$$

$$A_c = 11.30 \text{ m}^2$$

La sección del canal trapezoidal, que se necesita para drenar el cauce de agua que fluye, en la quebrada San Nicolás, para un periodo de retorno a cada 100 años, es el siguiente.

FIGURA 4

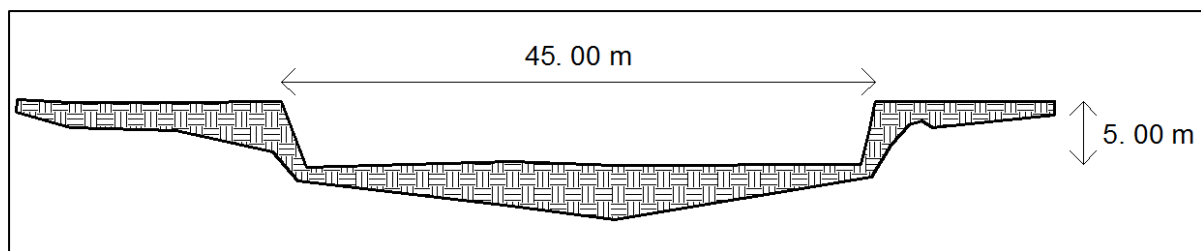


Canal artificial a sección llena

Fuente: Elaboración propia.

Sección topográfica, donde se sitúa el puente vehicular actual Santa Cruz

FIGURA 5



Medición topográfica. Quebrada San Nicolás, San Jacinto, Chiquimula

Fuente: Elaboración propia.

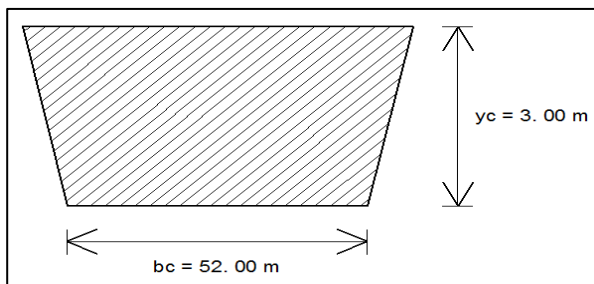
Se asume que, la sección actual no permite evacuar (drenar) el caudal, de forma inmediata. Por lo que se propone, aumentar la longitud del puente.

- **Geometría para el diseño del nuevo puente vehicular**

- Se propone una longitud de 52 m, $bc = 52$ m
- Tirante máximo a sección llena, $yc = 2.55$ m, aproximado a 3 m.

- Canal artificial a sección llena (Sección propuesta para drenar el caudal de la quebrada San Nicolás)

FIGURA 6



Canal de diseño a sección llena

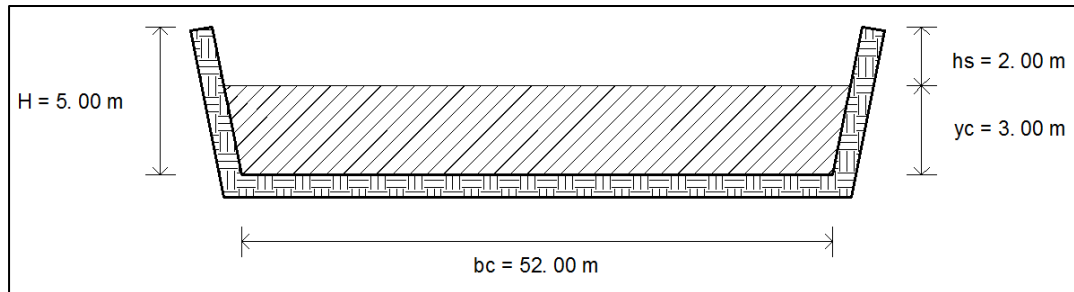
Fuente: Elaboración propia.

Criterios para el diseño del nuevo puente vehicular

- Luz libre = 52 m
- Nivel máximo del tirante de diseño = 3 m
- Altura de seguridad = 2 m hasta 3 m, la altura de seguridad es necesaria para evitar que el agua, golpee la superestructura. $hs = 2$ m

- Geometría del terreno, para el nuevo diseño del puente vehicular

FIGURA 7



Fuente: Elaboración propia.

2.7. Diseño de la superestructura

La superestructura, es el conjunto de elementos que soportan en primera instancia, la carga de los vehículos que se transmiten a través del piso. Los elementos que conforman la superestructura son: losa, vigas principales, diafragmas interiores y exteriores, pasamanos y banquetas.

2.7.1. Diseño de losa

La losa es básicamente, el piso del puente. Ésta soporta directamente las cargas dinámicas (tráfico). Para el diseño de la losa, se utilizan las recomendaciones del normativo AGIES y las especificaciones AASHTO.

La siguiente tabla muestra los parámetros de diseño.

TABLA 6

Normativo AGIES	Especificaciones AASHTO
Este normativo adopta el criterio AASHTO 89.2 que dicta: $t = \frac{1.20 * (L + 3.05)}{30} \geq 6" (15 \text{ cm})$ t = Espesor de losa en m L = Luz libre entre vigas en m Para el uso de esta fórmula, L tiene que ser menor o igual que 1. 80 m. $L \leq 1. 80 \text{ m}$	AASHTO recomienda utilizar espesores entre 15 cm como mínimo y 25 cm como máximo. $15 \text{ cm} \leq t \leq 25 \text{ cm}$

Fuente: Normativo AGIES y especificaciones AASHTO.

Consideraciones de diseño

Ancho útil = 3.60 m

Ancho total = 4.70 m

f'_c = Resistencia del concreto = 281 Kg/cm² (4,000 PSI)

f_y = Resistencia del acero = 2,810 Kg/cm² (40,000 PSI)

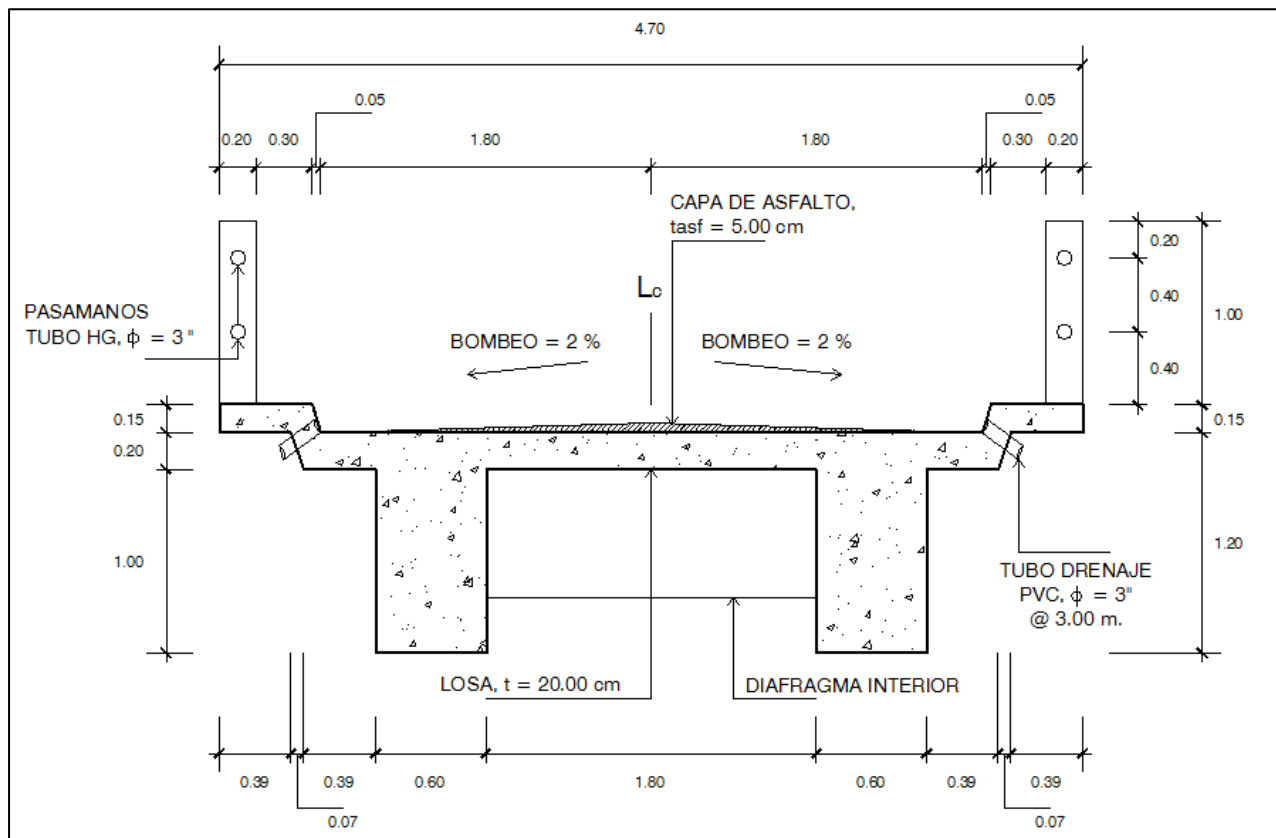
EAs = Módulo de elasticidad del acero = 2, 030,000 Kg/cm²

Y_c = Peso específico del concreto armado = 2,400 Kg/m³

Y_{asf} = Peso específico del asfalto = 2,100 Kg/m³

Sobrecarga (carga viva) = H20 – 44

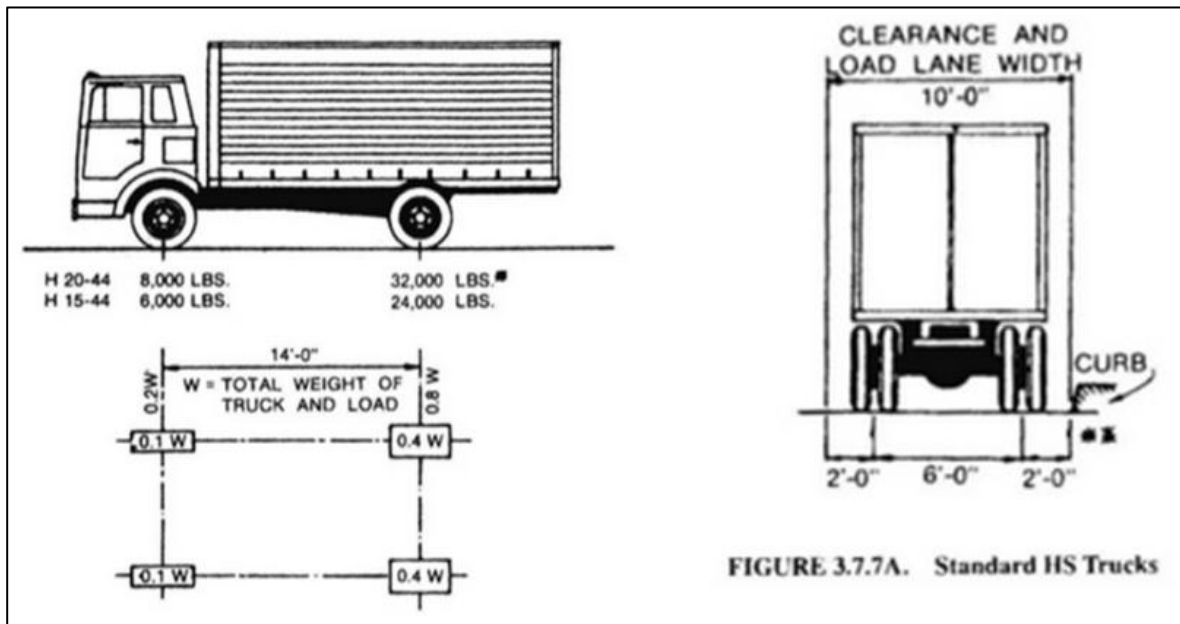
FIGURA 8



Sección transversal puente vehicular (Tablero)

Fuente: Elaboración propia. Sin escala.

Sobrecarga (Carga viva H20 - 44)



Fuente: Modelos de cargas dinámicas para puentes. Normativo AASHTO.

2.7.1.1. Cálculo de peralte

El peralte de la losa se determina como se muestra a continuación.

El normativo AGIES propone utilizar la siguiente fórmula, cuando la luz libre entre vigas, sea menor o igual a 1.80 m.

$$t = \frac{1.20 * (L + 3.05)}{30} \geq 6" (15 \text{ cm})$$

Donde

Lv = Luz libre entre vigas en m

t = peralte de losa en m

$$t = \frac{1.20 * (1.80 + 3.05)}{30} = 0.194 \text{ m}$$

$$t = 0.20 \text{ m}$$

Según el normativo AASHTO el peralte de losa debe de estar entre los siguientes rangos.

$$15 \text{ cm} \leq t \leq 25 \text{ cm, por lo tanto}$$

$$15 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm, cumple con las especificaciones AASHTO.}$$

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

2.7.1.2. Momento producido por carga muerta (MCM)

Este se determina mediante la siguiente fórmula (ACI, 9.14.14).

$$MCM = \frac{WCM * Lv^2}{10}$$

$$MCM = \frac{WCM * Lvol^2}{2}$$

Donde

WCM = Integración de cargas muertas en Kg/m
(poste, banquetas, capa de asfalto y losa)

Lv = Luz libre entre vigas en m

Lvol = Longitud del voladizo en m

MCM = Momento producido por la carga muerta en Kg – m

FIGURA 9

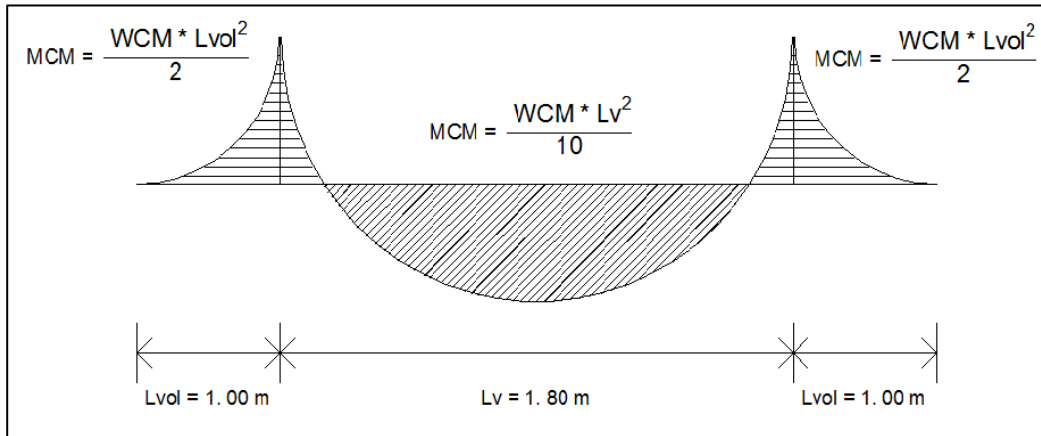


Diagrama de momentos, por carga muerta.

Fuente: Elaboración propia.

Integración de cargas muertas (WCM)

$$W_{\text{poste}} = \frac{\text{Asección} * H_{\text{poste}} * Y_c}{\text{Separación entre postes}} =$$

$$\frac{(0.20 \text{ m} * 0.20 \text{ m}) * (1 \text{ m}) * (2,400 \text{ Kg/m}^3)}{2 \text{ m}} =$$

$$48.00 \text{ Kg/m}$$

$$W_{\text{banqueta}} = \text{Asección} * Y_c =$$

$$(0.15 \text{ m} * (0.20 \text{ m} + 0.35 \text{ m})) * (2,400 \text{ Kg/m}^3) =$$

$$198.00 \text{ Kg/m}$$

$$W_{\text{asfalto}} = t_{\text{asf}} * b * Y_{\text{asf}} =$$

$$(0.05 \text{ m} * 1 \text{ m} * 2,100 \text{ Kg/m}^3) =$$

$$105.00 \text{ Kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 W_{losa} &= t_{losa} * b * Y_c = \\
 (0.20 \text{ m} * 1 \text{ m} * 2,400 \text{ Kg/m}^3) &= \\
 480.00 \text{ Kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\Sigma WCM = 831.00 \text{ Kg/m}$$

Cálculo de momentos (MCM)

$$\begin{aligned}
 MCM &= \frac{WCM * L_v^2}{10} = \\
 \frac{(831 \text{ Kg/m}) * (1.80 \text{ m})^2}{10} &= \\
 269.25 \text{ Kg - m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 MCM &= \frac{WCM * L_{vol}^2}{2} = \\
 \frac{(831 \text{ Kg/m}) * (1 \text{ m})^2}{2} &= \\
 415.50 \text{ Kg - m}
 \end{aligned}$$

De los momentos producidos por la carga muerta, para el diseño, se debe utilizar, el mayor calculado.

$$MCM = 415.50 \text{ Kg - m}$$

2.7.1.3. Momento producido por carga viva (MCV)

FIGURA 10

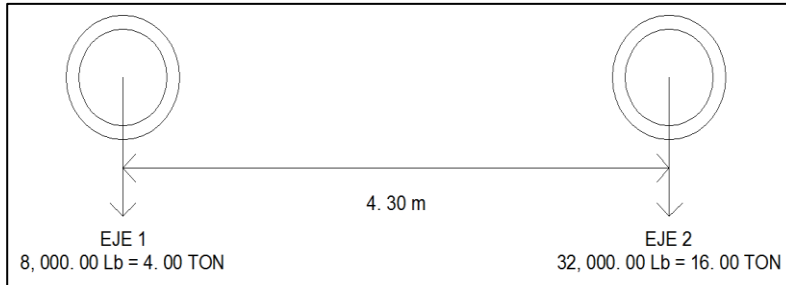


Diagrama de cargas, eje de mayor peso

Fuente: Elaboración propia.

El momento, producido por la carga viva, se encuentra en el Normativo AGIES NR – 5 y es equivalente a la carga AASHTO H20 – 44.

Este se calcula, utilizando la siguiente fórmula.

$$MCV = \frac{0.80 * (Lv + 2) * P}{32}$$

Donde

Lv = Luz libre entre vigas en pies

P = Carga del eje con mayor peso en Lb

MCV = Momento producido por carga viva en Lb – pie

Análisis del eje de mayor peso del camión H20 – 44

- Eje 1 = (4.00 TON)/2 = 2 TON
- Eje 2 = (16.00 TON)/2 = 8 TON. Para el diseño, se debe utilizar el eje de mayor peso, entonces, la carga viva es 8.00 TON.

Conversiones de datos

$$L_v = 1.80 \text{ m} * \frac{3.281 \text{ pie}}{1 \text{ m}} = 5.90 \text{ pie}$$
$$P = 8 \text{ TON} * \frac{1,000 \text{ Kg}}{1 \text{ TON}} * \frac{2.20 \text{ Lb}}{1 \text{ Kg}} = 17,600 \text{ Lb}$$

Cálculo de momento (MCV)

$$MCV = \frac{0.80 * (5.90 \text{ pie} + 2 \text{ ft}) * 17,600 \text{ Lb}}{32}$$
$$MCV = 3,476 \text{ Lb} \cdot \text{pie} * \frac{1 \text{ Kg}}{2.20 \text{ Lb}} * \frac{1 \text{ m}}{3.281 \text{ pie}}$$
$$MCV = 481.60 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

2.7.1.4. Carga por impacto

Según AASHTO 3.8.2.1. Es un porcentaje agregado a la carga viva, provocado por el ingreso del vehículo al puente. La AGIES recomienda utilizar la siguiente fórmula.

$$Imp = \frac{15}{(L_v + 38)} \leq 0.30$$

Donde

L_v = Luz libre entre vigas en m

Imp = Porcentaje de carga por impacto en %

$$Imp = \frac{15}{(1.80 \text{ m} + 38)} = 0.376$$

Notamos que $0.376 > 0.30$, por lo tanto utilizaremos $Imp = 0.30$

$$Imp = 1 + 0.30 = 1.30$$

2.7.1.5. Momento último de diseño para losa (MU)

Según la AASHTO 1.2.22. La ecuación para integrar el momento producido por carga muerta y carga viva es la siguiente.

$$MU = 1.30 * (MCM + \frac{5}{3} * (MCV * Imp))$$

Donde

MCM = Momento producido por carga muerta en Kg – m

MCV = Momento producido por carga viva en Kg – m

Imp = Carga por impacto

MU = Momento último de diseño en Kg – m

$$MU = 1.30 * ((415.50 \text{ Kg} \cdot \text{m}) + \frac{5}{3} * ((481.60 \text{ Kg} \cdot \text{m}) * (1.30)))$$

$$MU = 1,896.70 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

2.7.1.6. Cálculo del área de acero de refuerzo

Para el cálculo del área de acero requerido, que debe de cubrir el momento último de diseño, se debe utilizar la ecuación propuesta por la ACI 9.14.2.

$$As(req) = \frac{\phi * f'_c}{f_y} * ((b * d) - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{MU * b}{0.003825 * f'_c}})$$

Donde

Ø = Porcentaje de flexión del acero = 0.85

b = Base de diseño = 100 cm

d = Peralte efectivo, $d = t - \text{recubrimiento} - \phi/2$

φ = diámetro de una varilla propuesta, corresponde a No. 4 G40 = 1.27 cm

Recubrimiento = 2.50 cm

$$d = 20.00 \text{ cm} - 2.50 \text{ cm} - (1.27 \text{ cm}/2) = 16.85 \text{ cm}$$

$$f'c = 281 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$MU = \text{Momento último de diseño} = 1,896.70 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$As(req) = \text{Área de acero requerido en cm}^2$$

Área de acero de requerido (cama inferior de la losa)

$$As(req) = \frac{0.85 * 281}{2,810} * ((100 * 16.85) - \sqrt{(100 * 16.85)^2 - \frac{1,896.70 * 100}{0.003825 * 281}})$$

$$As(req) = 4.52 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínimo (cama inferior de la losa)

$$As(min) = \frac{14.10 * b * d}{fy}$$

$$As(min) = \frac{14.10 * 100 \text{ cm} * 16.85 \text{ cm}}{2,810 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$As(min) = 8.45 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo (cama inferior de la losa)

$$As(máx) = 0.50 * \rho_b * b * d$$

$$\rho_b = \frac{\beta_1 * \phi * \epsilon_c * f'c * Es}{((\epsilon_c + Es) + fy) * fy}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 * 0.85 * 0.003 * (2.03 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2)}{((0.003 + (2.03 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2)) + 2,810 \text{ Kg/cm}^2) * 2,810 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$\rho_b = 0.049$$

$$As(máx) = 0.50 * 0.049 * 100.00 \text{ cm} * 16.85 \text{ cm}$$

$$As(máx) = 41.28 \text{ cm}^2$$

Análisis del área de acero (cama inferior de la losa)

$$As(\text{min}) = 8.45 \text{ cm}^2$$

$$As(\text{req}) = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$As(\text{máx}) = 41.28 \text{ cm}^2$$

$$As(\text{min}) < As(\text{req}) < As(\text{máx}), \text{ entonces}$$

$$8.45 \text{ cm}^2 < 4.52 \text{ cm}^2 < 41.28 \text{ cm}^2$$

Como el área de acero mínimo, es mayor que el área de acero requerido, se recomienda colocar en la cama inferior el $As(\text{min})$.

$$As(\text{req}) = 8.45 \text{ cm}^2$$

Separación entre varillas (cama inferior de la losa)

$$S_v = \frac{100 \text{ cm} * A_v}{As(\text{req})}$$

Donde

$$A_v = \text{Área de varilla propuesta} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$As(\text{req}) = \text{Área de acero requerido} = 8.45 \text{ cm}^2$$

$$S_v = \text{Separación entre varillas en cm}$$

$$S_v = \frac{100 \text{ cm} * 1.27 \text{ cm}^2}{8.45 \text{ cm}^2} = 15.03 \text{ cm}$$

Colocar No. 4 G40 @ 15 cm, en la cama inferior

Área de acero requerido (cama superior de la losa)

El área de acero requerido, para cubrir la cama superior de la losa es el acero por temperatura $A_s(\text{temp})$.

$$\begin{aligned}A_s(\text{temp}) &= 0.002 * b * t \\A_s(\text{temp}) &= 0.002 * 100 \text{ cm} * 20 \text{ cm} \\A_s(\text{temp}) &= 4.00 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Separación entre varillas (cama superior de la losa)

$$S_v = \frac{100 \text{ cm} * 1.27 \text{ cm}^2}{4 \text{ cm}^2} = 31.75 \text{ cm}$$

Colocar No. 4 G40 @ 30 cm, en la cama superior

Área de acero requerido longitudinal (cama superior y cama inferior)

Según la AASHTO en el capítulo 3.24.10.2. Recomendamos utilizar como máximo el 67% del área de refuerzo transversal de la cama inferior.

$$F.L. = \frac{2.20}{\sqrt{L_v}} \leq 67\%$$

Donde

F.L. = Factor longitudinal en %

L_v = Luz libre entre vigas en pies = 5.90 pie

$$F.L. = \frac{2.20}{\sqrt{5.90}} = 90.57\%$$

Como F.L. es mayor, que el porcentaje máximo de acero a colocar (90.57% >> 67%), entonces se propone colocar el máximo recomendado por la AASHTO.

$$F.L. = 67\%$$

$$As(long) = F.L. * (As(req))$$

$$As(long) = 0.67 * 8.45 \text{ cm}^2$$

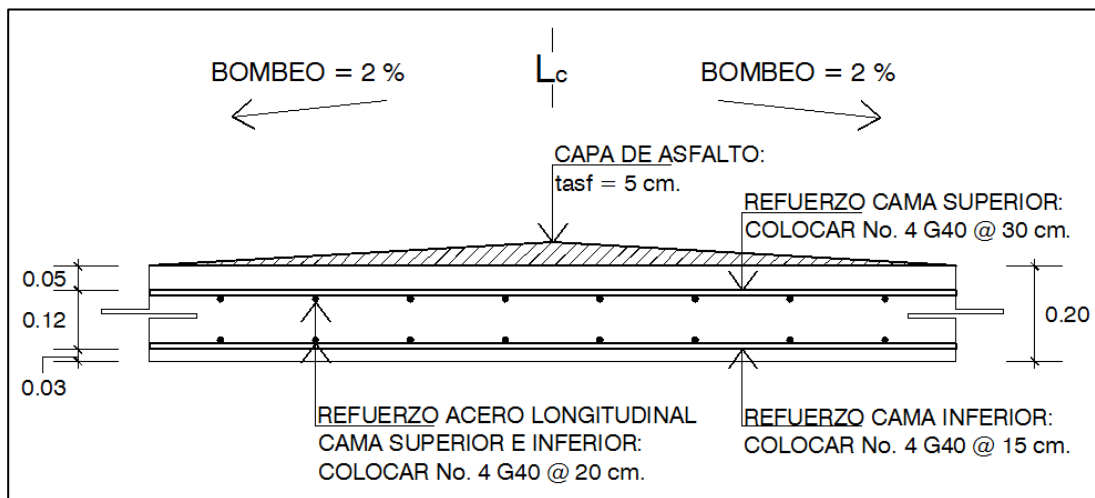
$$As(long) = 5.66 \text{ cm}^2$$

Separación entre varillas (cama superior y cama inferior)

$$S_v = \frac{100 \text{ cm} * 1.27 \text{ cm}^2}{5.66 \text{ cm}^2} = 22.44 \text{ cm}$$

Colocar No. 4 G40 @ 20 cm, longitudinalmente en la cama superior y cama inferior

FIGURA 11



Detalle: Armado de losa

Fuente: Elaboración propia. Sin escala.

2.7.2. Diseño de vigas principales

Las vigas principales, son los elementos más importantes de la superestructura, ya que son estas quienes transmiten las cargas externas hacia los apoyos. Las vigas principales están sometidas a momentos flexionantes y fuerzas cortantes.

Consideraciones de diseño

La longitud de total del puente vehicular en diseño, es de 52 m, por tanto, para este caso, el tablero se divide en 3 tramos de superestructura, dando como resultado una luz para cada sección, de 17 m.

Luz de vigas = 17 m

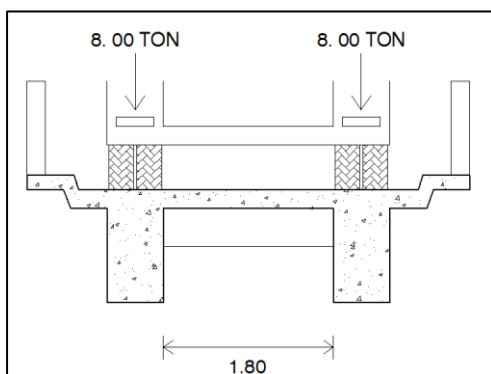
$f'c = 281 \text{ Kg/cm}^2$ (4,000 PSI)

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

$Y_c = 2,400 \text{ Kg/m}^3$

Una de las especificaciones AASHTO, expresa que si la separación entre vigas es menor o igual que 2 m, la carga aplicada sobre cada viga, será la reacción de las cargas por rueda.

FIGURA 12



Fuente: Elaboración propia.

$$L_v = 1.80 \text{ m} \leq S_{\text{máx}} = 2 \text{ m} \text{ “CHEQUEA”}$$

2.7.2.1. Cálculo de sección de viga principal

Las especificaciones AASHTO recomiendan, utilizar la siguiente ecuación para determinar el peralte de la viga.

$$t = \frac{L}{16}$$

Donde

L = Luz de viga principal en m

t = peralte de viga principal en m

$$t = \frac{17.00 \text{ m}}{16} = 1.06 \text{ m}$$

La base de la viga, se determina mediante las siguientes ecuaciones.

$$b = \frac{2}{5} * t$$

$$b = \frac{1}{3.50} * t$$

$$b = \frac{1}{2} * t$$

Sustituir valores

$$b = \frac{2}{5} * (1.06 \text{ m}) = 0.424 \text{ m}$$

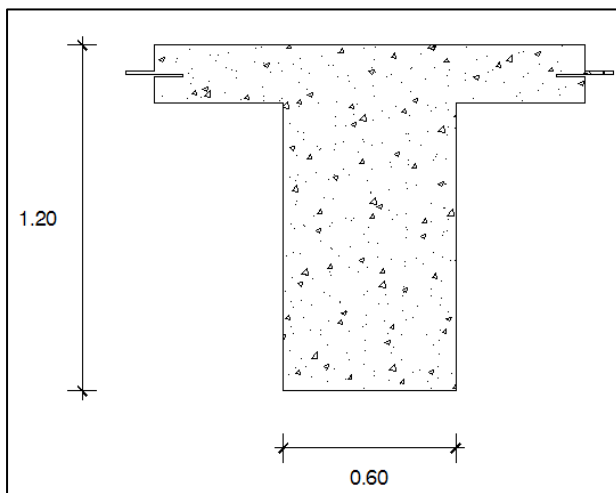
$$b = \frac{1}{3.50} * (1.06 \text{ m}) = 0.30 \text{ m}$$

$$b = \frac{1}{2} * (1.06 \text{ m}) = 0.53 \text{ m}$$

En este caso, $t = 1.06 \text{ m}$ y $b = 0.53 \text{ m}$, son los datos mayores y el área de acero requerido, supera el área de acero máximo, por tanto, se propone la siguiente sección.

$$t = 1.20 \text{ m}$$
$$b = \frac{1}{2} * (1.20 \text{ m}) = 0.60 \text{ m}$$

FIGURA 13



Sección de viga principal

Fuente: Elaboración propia. Sin escala.

2.7.2.2. Momento producido por carga viva (MCV)

Fracción de carga (Fq)

La fracción de carga, es un porcentaje que se añade a la carga viva y esta dada por la AGIES NR – 5.

$$Fq = \frac{Lv}{1.75} = \frac{1.80 \text{ m}}{1.75} = 1.03$$
$$Fq = 1.03$$

FIGURA 14

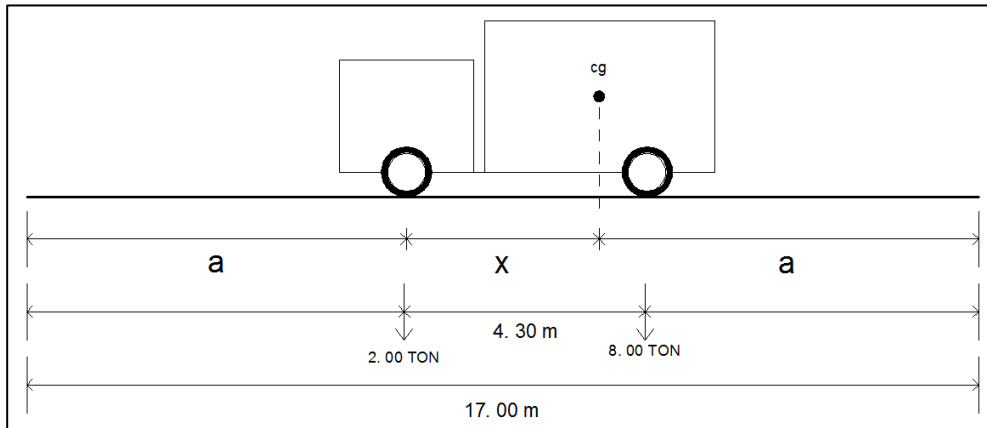


Diagrama de distribución de cargas críticas desde el centro de gravedad

Fuente: Elaboración propia.

Hallando distancia x

$$\Sigma M_{cg} = 0 \rightarrow \uparrow$$

$$(x) * 2 \text{ TON} - (4.30 \text{ m} - x) * 8 \text{ TON} = 0$$

$$(2 \text{ TON} * x) - (34.40 \text{ TON} - m) + (8 \text{ TON} * x) = 0$$

$$10 \text{ TON} * x = 34.40 \text{ TON} - m$$

$$x = (34.40 \text{ TON} - m) / (10 \text{ TON})$$

$$\mathbf{x = 3.44 \text{ m}}$$

Hallando distancia a

$$a = (L - x) / 2$$

$$a = (17 \text{ m} - 3.44 \text{ m}) / 2$$

$$\mathbf{a = 6.78 \text{ m}}$$

FIGURA 15

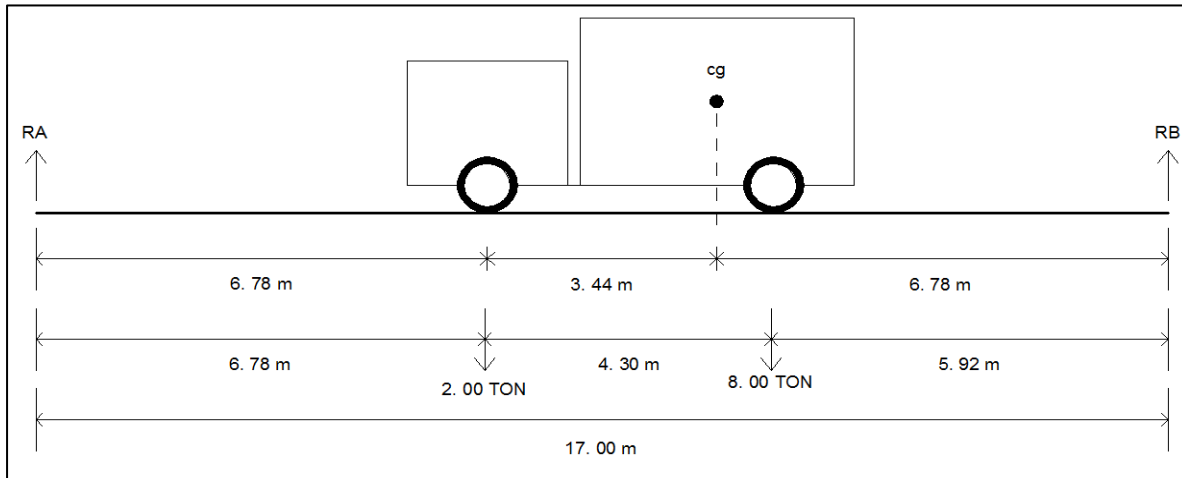


Diagrama de distribución de carga viva (centro de gravedad)

Fuente: Elaboración propia.

Hallando reacciones en A y B

$$\Sigma M_A = 0 + \rightarrow \uparrow$$

$$(- 6.78 \text{ m} * 2 \text{ TON}) - ((6.78 \text{ m} + 4.30 \text{ m}) * 8 \text{ TON}) + RB(17 \text{ m}) = 0$$

$$- 13.56 \text{ TON-m} - 88.64 \text{ TON-m} + (RB * 17 \text{ m}) = 0$$

$$RB * (17 \text{ m}) = 102.20 \text{ TON - m}$$

$$RB = (102.20 \text{ TON - m}) / (17 \text{ m})$$

$$RB = 6.00 \text{ TON}$$

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

$$RA - 2 \text{ TON} - 8 \text{ TON} + RB = 0$$

$$RA - 2 \text{ TON} - 8 \text{ TON} + 6 \text{ TON} = 0$$

$$RA = 4.00 \text{ TON}$$

FIGURA 16

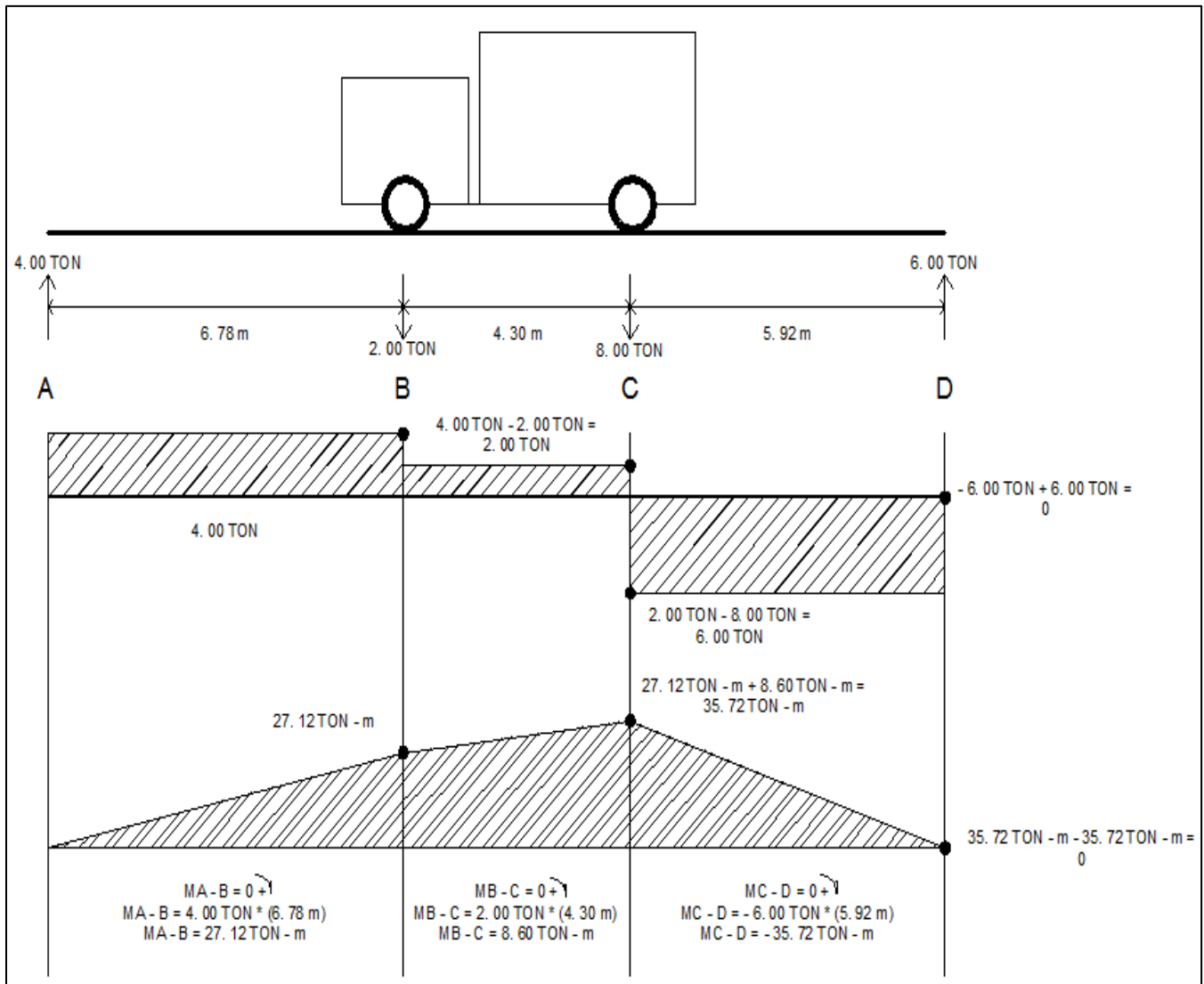


Diagrama de corte y momento máximo

Fuente: Elaboración propia.

El momento mayor, provocado por carga viva es

$$\text{MCV} = 35.72 \text{ TON} - \text{m}$$

2.7.2.3. Momento producido por carga muerta (MCM)

El momento producido por la carga muerta, es la sumatoria de todos los elementos que actúan sobre la viga principal siendo estos: poste de pasamanos, banquetas, losa y capa de asfalto. Asimismo, se debe integrar la carga de la viga principal y diafragmas exterior e interior.

Integración de cargas muertas (WCM)

$$W_{\text{poste}} = \frac{\text{Asección} * H_{\text{poste}} * Y_c * \text{No. de postes}}{\text{Separación entre postes}} =$$
$$\frac{(0.20 \text{ m} * 0.20 \text{ m}) * (1 \text{ m}) * (2400 \text{ Kg/m}^3) * (9)}{2 \text{ m}} =$$
$$432.00 \text{ Kg/m}$$

$$W_{\text{banqueta}} = \text{Asección} * Y_c =$$
$$(0.15 \text{ m} * (0.20 \text{ m} + 0.35 \text{ m})) * (2400 \text{ Kg/m}^3) =$$
$$198.00 \text{ Kg/m}$$

$$W_{\text{asfalto}} = \frac{\text{tasf} * \text{ancho útil} * Y_{\text{asf}}}{2} =$$
$$\frac{(0.05 \text{ m}) * (3.60 \text{ m}) * (2,100 \text{ Kg/m}^3)}{2} =$$
$$189.00 \text{ Kg/m}$$

$$W_{\text{losa}} = \frac{\text{tlosa} * \text{ancho total} * Y_c}{2} =$$
$$\frac{(0.20 \text{ m}) * (4.70 \text{ m}) * (2,400 \text{ Kg/m}^3)}{2} =$$
$$1,128.00 \text{ Kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 W_{viga} &= t_{viga} * b_{viga} * \gamma_c = \\
 (0.60 \text{ m} * 1.20 \text{ m}) * (2,400 \text{ Kg/m}^3) &= \\
 \mathbf{1,728.00 \text{ Kg/m}}
 \end{aligned}$$

$$\Sigma WCM = 3,675.00 \text{ Kg/m}$$

Carga producida por diafragmas exterior e interior (Pdiaf)

- Carga de diafragma exterior

Predimensionamiento del diafragma

$$H_{\text{diaf.ext}} = \frac{t_{viga}}{2} = \frac{1.20 \text{ m}}{2} = 0.60 \text{ m}$$

La base mínima del diafragma debe ser igual a 30 cm.

$$H_{\text{diaf.ext.}} = 0.60 \text{ m}$$

$$b_{\text{diaf.ext.}} = 0.30 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{diaf.ext.}} &= (h * b * \gamma_c) * \frac{(L_v + b_{viga})}{2} = \\
 (0.60 \text{ m} * 0.30 \text{ m} * 2,400 \text{ Kg/m}^3) * \frac{(1.80 \text{ m} + 0.60 \text{ m})}{2} &= \\
 \mathbf{P_{\text{diaf.ext.}} = 518.40 \text{ Kg}}
 \end{aligned}$$

- Carga de diafragma interior

Predimensionamiento del diafragma

$$H_{\text{diaf.int.}} = \frac{3 * t_{viga}}{4} = \frac{3 * (1.20 \text{ m})}{4} = 0.90 \text{ m}$$

La base mínima del diafragma debe ser igual a 30 cm.

$$H_{\text{diaf.int.}} = 0.90 \text{ m}$$

$$b_{\text{diaf.int.}} = 0.30 \text{ m}$$

$$P_{\text{diaf.int.}} = (h * b * Y_c) * \frac{(L_v + b_{\text{viga}})}{2} =$$

$$(0.90 \text{ m} * 0.30 \text{ m} * 2,400 \text{ Kg/m}^3) * \frac{(1.80 \text{ m} + 0.60 \text{ m})}{2}$$

$$\mathbf{P_{\text{diaf.int.}} = 777.60 \text{ Kg}}$$

Carga total de diafragmas

$$P_{\text{total}} = P_{\text{diaf.ext.}} + P_{\text{diaf.int.}}$$

$$P_{\text{total}} = 518.40 \text{ Kg} + 777.60 \text{ Kg}$$

$$\mathbf{P_{\text{total}} = 1,296.00 \text{ Kg}}$$

Para determinar el momento producido por la carga muerta, AASHTO recomienda utilizar la siguiente fórmula.

$$MCM = \left(\frac{WCM * (L)^2}{8} \right) + (P_{\text{diaf}} * a)$$

Donde

WCM = Integración de cargas muertas en Kg/m

L = Longitud de viga en m

Pdiaf = Carga de diafragmas en Kg

a = Brazo que hace momento entre diafragmas, AASHTO recomienda 5 m, como máximo.

MCM = Momento producido por la carga muerta en Kg – m

$$MCM = \left(\frac{(3,675 \text{ Kg/m}) * (17 \text{ m})^2}{8} \right) + (1,296 \text{ Kg} * 5 \text{ m})$$

$$\mathbf{MCM = 139,239.40 \text{ Kg - m}}$$

2.7.2.4. Carga por impacto

$$\text{Imp} = \frac{15}{(L + 38)} \leq 0.30$$
$$\text{Imp} = \frac{15}{(17 \text{ m} + 38)} = 0.272$$
$$0.272 < 0.30$$
$$\text{Imp} = 1.27$$

2.7.2.5. Momento último de diseño para viga principal (MU)

Este se debe determinar, mediante la fórmula propuesta por las especificaciones AASHTO 1.2.22.

$$\text{MU} = 1.30 * (\text{MCM} + \frac{5}{3} * (\text{MCV} * \text{Imp} * Fq))$$

Donde

MCM = Momento producido por carga muerta en Kg – m

MCV = Momento producido por carga viva en Kg – m

Imp = Carga por impacto

MU = Momento último de diseño en Kg – m

$$\text{MU} = 1.30 * ((139,239.40 \text{ Kg} - \text{m}) + \frac{5}{3} * ((35,720.00 \text{ Kg} - \text{m}) * (1.27) * (1.03)))$$

$$\text{MU} = 282,249.44 \text{ Kg} - \text{m}$$

2.7.2.6. Cálculo del área de acero de refuerzo

Para el cálculo del área de acero requerido, que debe de cubrir el momento último de diseño, se debe utilizar la ecuación propuesta por la ACI.

$$As(req) = \frac{\phi * f'c}{fy} * ((b * d) - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{MU * b}{0.003825 * f'c}})$$

Donde

ϕ = Porcentaje de flexión del acero, $\phi = 0.85$

b = Base de la viga = 60 cm

d = Peralte efectivo = t – recubrimiento – $\phi/2$

ϕ = diámetro de una varilla propuesta, corresponde a No. 11 G60 = 3.94 cm

Recubrimiento = 5 cm

d = 120 cm – 5 cm – (3.94 cm/2) = 113.25 cm

f'c = 281 Kg/cm²

fy = 4,200 Kg/cm²

MU = Momento último de diseño = 282,249.44 Kg – m

As(req) = Área de acero requerido en cm²

Área de acero de requerido

$$As(req) = \frac{0.85 * 281}{4,200} * ((60 * 113.25) - \sqrt{(60 * 113.25)^2 - \frac{282,249.44 * 60}{0.003825 * 281}})$$
$$As(req) = 72.80 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínimo

$$As(\min) = \frac{14.10 * b * d}{f_y}$$
$$As(\min) = \frac{14.10 * 60 \text{ cm} * 113.25 \text{ cm}}{4,200 \text{ Kg/cm}^2}$$
$$As(\min) = 22.81 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo

$$As(\text{máx}) = 0.50 * \rho_b * b * d$$
$$\rho_b = \frac{\beta_1 * \phi * \epsilon_c * f'_c * E_s}{((\epsilon_c + E_s) + f_y) * f_y}$$
$$\rho_b = \frac{0.85 * 0.85 * 0.003 * (2.03 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2)}{((0.003 + (2.03 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2)) + 4,200 \text{ Kg/cm}^2) * 4,200 \text{ Kg/cm}^2}$$
$$\rho_b = 0.0286$$
$$As(\text{máx}) = 0.50 * 0.0286 * 60 \text{ cm} * 113.25 \text{ cm}$$
$$As(\text{máx}) = 97.17 \text{ cm}^2$$

Análisis del área de acero

$$As(\min) = 22.81 \text{ cm}^2$$

$$As(\text{req}) = 72.80 \text{ cm}^2$$

$$As(\text{máx}) = 97.17 \text{ cm}^2$$

$$As(\min) < As(\text{req}) < As(\text{máx}), \text{ entonces}$$

$$22.81 \text{ cm}^2 < 72.80 \text{ cm}^2 < 97.17 \text{ cm}^2$$

Como el área de acero requerido es mayor que el área de acero mínimo, se debe colocar $As(\text{req})$.

$$As(\text{req}) = 72.80 \text{ cm}^2$$

Distribución del acero en la viga principal

Acero requerido (cama superior de la viga)

En la cama superior, se debe colocar el 33% del área de acero requerido.

$$\begin{aligned}A_s &= 0.33 * A_s(\text{req}) \\A_s &= 0.33 * (72.80 \text{ cm}^2) = \\A_s &= 24.02 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Área de varilla propuesta a colocar: $A_v = 5.07 \text{ cm}^2$, corresponde a No. 8 G60

No. de varillas a utilizar

$$\begin{aligned}\text{No.} &= A_s/A_v = (24.02 \text{ cm}^2) / (5.07 \text{ cm}^2), \text{ entonces} \\ \text{No. de varillas} &= 4.74 \text{ varillas}\end{aligned}$$

Colocar 5 No. 8 G60 corridas en la cama superior

Acero requerido (cama inferior de la viga)

En la cama inferior se debe colocar el 50% del área de acero requerido.

$$\begin{aligned}A_s &= 0.50 * A_s(\text{req}) \\A_s &= 0.50 * (72.80 \text{ cm}^2) = \\A_s &= 36.40 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Área de varilla propuesta a colocar: $A_v = 9.58 \text{ cm}^2$, corresponde a No. 11 G60

No. de varillas a utilizar

$$\text{No.} = A_s / A_v = (36.40 \text{ cm}^2) / (9.58 \text{ cm}^2), \text{ entonces}$$

$$\text{No. de varillas} = 3.79 \text{ varillas}$$

Colocar 4 No. 11 G60 corridas en la cama inferior

Acero a tensión (acero faltante)

El acero a tensión debe de colocarse a L/2 de la viga y es necesario cubrirlo con el 50% del acero requerido.

$$A_s = 0.50 * A_s(\text{req})$$

$$A_s = 0.50 * (72.80 \text{ cm}^2) =$$

$$A_s = 36.40 \text{ cm}^2$$

Área de varilla propuesta a colocar: $A_v = 9.58 \text{ cm}^2$, corresponde a No. 11 G60

No. de varillas a utilizar

$$\text{No.} = A_s / A_v = (36.40 \text{ cm}^2) / (9.58 \text{ cm}^2), \text{ entonces}$$

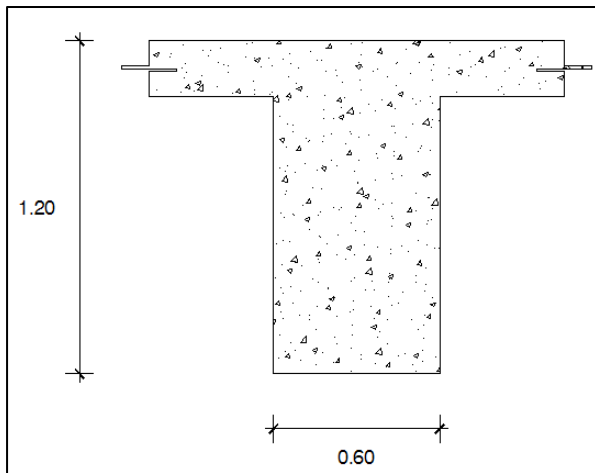
$$\text{No. de varillas} = 3.79 \text{ varillas}$$

Colocar 4 No. 11 G60 a L/2 en la cama inferior

Acero adicional

Las especificaciones ACI y el normativo AASHTO, recomiendan que por cada pie de altura de la viga, se debe colocar un refuerzo adicional equivalente a 1.61 cm^2 , lo que corresponde a colocar una varilla No. 5.

FIGURA 17



Sección de viga principal. Cálculo del área de acero de refuerzo adicional

Fuente: Elaboración propia.

$$h = 1.20 \text{ m} * \frac{3.281 \text{ pie}}{1 \text{ m}} = 3.93 \text{ pie}$$

Entonces, el refuerzo adicional, se determina mediante lo siguiente.

$$h = 3.92 \text{ pie} - 1 \text{ pie} = 2.93 \text{ pie}$$

Es necesario colocar 3 refuerzos adicionales en los rostros laterales de la viga, esto corresponde a colocar 6 varillas No. 5 G60 corridas.

Colocar 6 No. 5 corridas

Cálculo de acero de refuerzo por cortante

La mayor concentración de esfuerzo por cortante, producido por la carga muerta ocurre en los apoyos y se calcula por la siguiente fórmula.

$$VCM = \frac{WCM * L}{2} + \frac{\sum P}{no}$$

Donde

WCM = Integración de cargas muertas en Kg/m

L = Luz libre del puente entre apoyos en m

P = Carga total de diafragmas en Kg

no = Número de apoyos, no = 2

ΣP = 2(Pdiaf.ext.) + (Pdiaf.int.)

$$\Sigma P = 2(518.40 \text{ Kg}) + (777.60 \text{ Kg}) = 1,814.40 \text{ Kg}$$

Cortante por carga muerta (VCM)

$$VCM = \frac{(3,675 \text{ Kg/m}) * (17 \text{ m})}{2} + \frac{(1,814.40 \text{ Kg})}{2}$$
$$VCM = 32,144.70 \text{ Kg}$$

Cortante por carga viva (VCV)

El esfuerzo cortante, producido por la sobrecarga (carga viva), se calcula por medio de la reacción que la estructura presenta, cuando la carga del eje de mayor peso, se encuentra justo sobre el apoyo y la carga del eje de menor peso se encuentra dentro de la estructura.

FIGURA 18

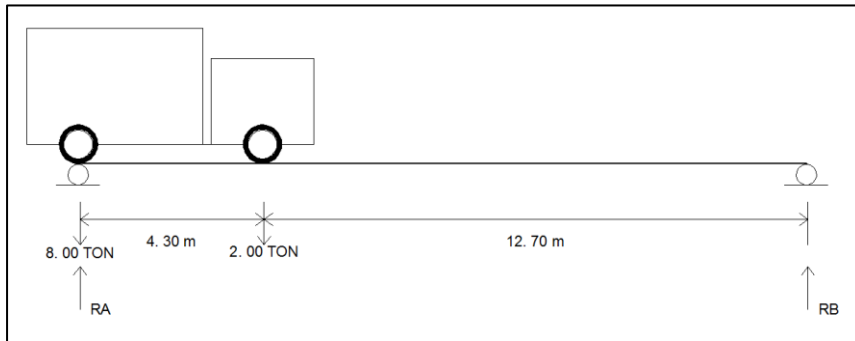


Diagrama de cargas, sobre el apoyo

Fuente: Elaboración propia.

Encontrando reacciones en A y B

$$\Sigma M_B = 0 + \rightarrow \uparrow$$

$$(17 \text{ m} * 8 \text{ TON}) + (12.70 \text{ m} * 2 \text{ TON}) - RA(17 \text{ m}) = 0$$

$$(136 \text{ TON} - \text{m}) + (25.40 \text{ TON} - \text{m}) = RA(17 \text{ m})$$

$$RA = (161.40 \text{ TON} - \text{m}) / (17 \text{ m})$$

$$RA = 9.494 \text{ TON}$$

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

$$RA - 8 \text{ TON} - 2 \text{ TON} + RB = 0$$

$$9.949 \text{ TON} - 2 \text{ TON} - 8 \text{ TON} + 6 \text{ TON} = 0$$

$$RA = 0.506 \text{ TON}$$

Carga por impacto

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

$$\text{Imp} = \frac{15}{(17.00 \text{ m} + 38)} = 0.272$$

$$0.272 < 0.30$$

$$\text{Imp} = 1.27$$

Cortante último de diseño (VU)

El cortante último, se obtiene de la ecuación propuesta por la AASHTO.

$$VU = 1.30 * (VCM + \frac{5}{3} * (VCV * Imp))$$

Donde

VCM = Cortante provocado por carga muerta en Kg

VCV = Cortante provocado por carga viva en Kg

Imp = Carga por impacto en %

VU = Cortante último en Kg

$$VU = 1.30 * ((32,144.70 \text{ Kg}) + \frac{5}{3} * ((9,494.00 \text{ Kg}) * (1.27)))$$

$$VU = 67,912.43 \text{ Kg}$$

Esfuerzo resistente del concreto al cortante (Vrc)

$$Vrc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d$$

$$Vrc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{281} * 60 \text{ cm} * 113.25 \text{ cm}$$

$$Vrc = 51,314.18 \text{ Kg}$$

Como el cortante último (VU), es mayor que, el cortante que resistente el concreto (Vrc), es necesario colocar estribos en la viga principal.

Relación de fuerzas cortantes

FIGURA 19

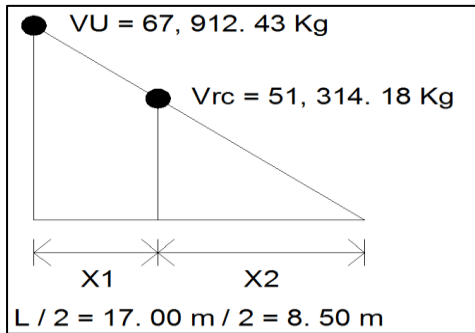


Diagrama de fuerzas cortantes y fuerzas resistentes

Fuente: Elaboración propia.

$$\frac{8.50 \text{ m}}{67,912.43 \text{ Kg}} = \frac{X2}{51,314.18 \text{ Kg}}$$
$$X2 = \frac{(8.50 \text{ m}) * (51,314.18 \text{ Kg})}{(67,912.43 \text{ Kg})}$$
$$X2 = 6.42 \text{ m}$$

Calculando X1

$$X1 = \text{Longitud a confinar}$$
$$X1 = (L / 2) - X2$$
$$X1 = (8.50 \text{ m} / 2) - 6.42 \text{ m}$$
$$X1 = 2.08 \text{ m}$$

El normativo ACI recomienda, que para una viga principal la longitud de confinamiento mínima en los extremos, debe de ser $L/5$ y como máximo $L/4$.

Longitud a confinar

$$L / 5 = (17.00 \text{ m} / 5) = 3.40 \text{ m}$$

Como, 2.08 m es menor que L/5 m, la longitud de confinamiento es **X1 = 3.40 m**.

Separación entre estribos, longitud de confinamiento

$$Se = \frac{2 * Av * fy * d}{VU}$$

Donde

Av = Área de varilla propuesta en cm², corresponde a No. 4 G60

d = Peralte efectivo de la viga principal en cm

VU = Cortante último en Kg

Se = Separación entre estribos en cm

$$Se = \frac{2 * (1.27 \text{ cm}^2) * (4,200 \text{ Kg/cm}^2) * (113.25 \text{ cm})}{67,912.43 \text{ Kg}} = 17.78 \text{ cm}$$

$$Se = 15.00 \text{ cm}$$

Colocar estribos No.4 G60 @ 15 cm, en extremos a L = 3.40 m

Separación entre estribos, resto de la viga principal

$$Smáx = d/2 \leq 30 \text{ cm}$$

$$Smáx = (113.25 \text{ cm} / 2) = 56.63 \text{ cm}$$

$$56.63 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

La separación máxima es demasiado grande, por lo tanto, para este diseño, se utiliza una separación a 25 cm, entre estribos, en el resto de la viga principal.

Colocar estribos No. 4 G60 @ 25 cm, en el resto de la viga

Detalle: Armado de viga principal, V – 101

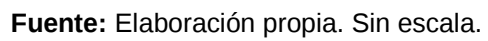
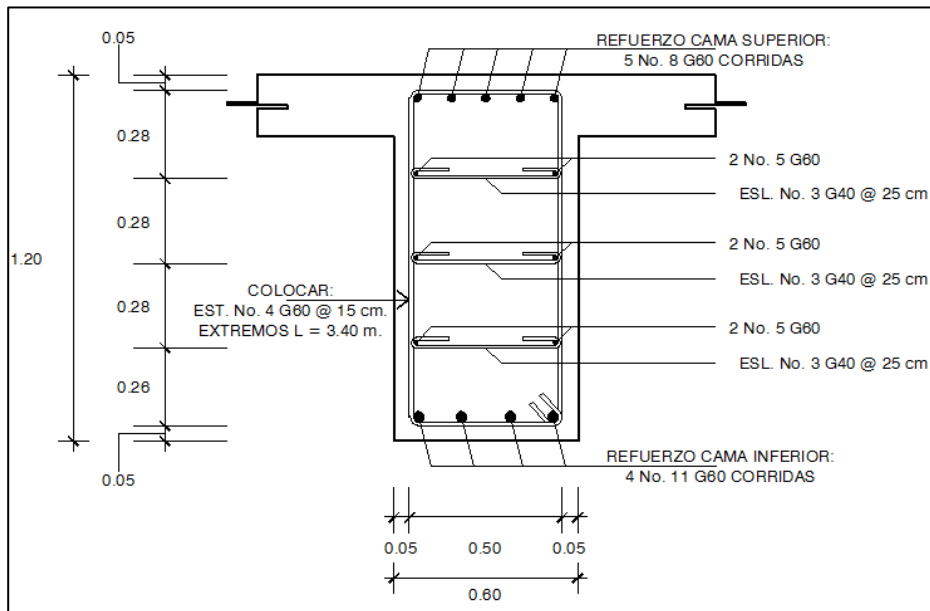
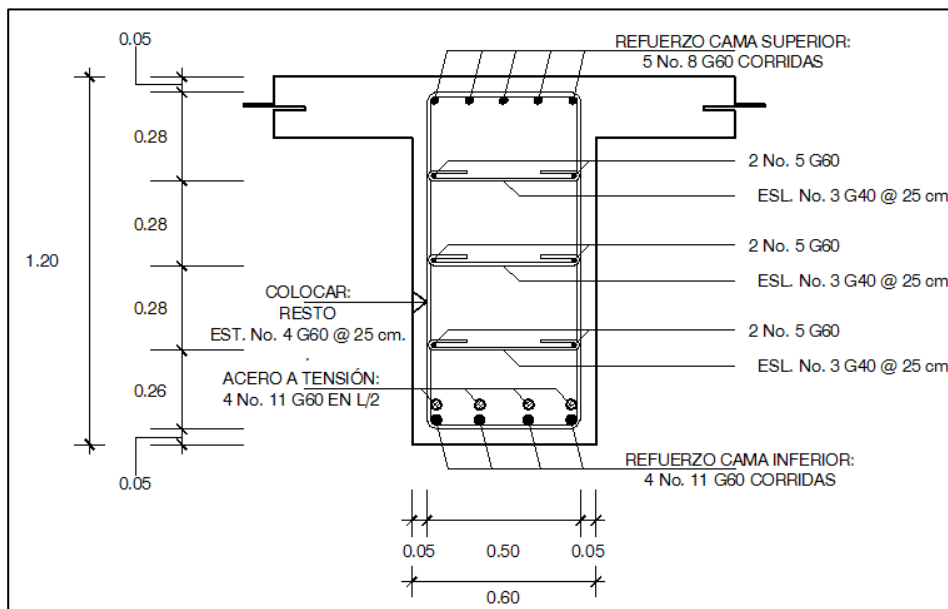


FIGURA 21



Detalle de corte: Sección A – A', V – 101

FIGURA 22



Detalle de corte: Sección B – B', V – 101

Fuente: Elaboración propia. Sin escala.

2.7.3. Diseño de diafragmas

La función principal de los diafragmas, es contrarrestar las cargas laterales que puedan afectar la estructura, tales como cargas de sismo y viento, además cumplen la tarea, de mantener la geometría de la misma.

Estos no soportar ningún tipo de carga, por esta razón, los diafragmas pueden cubrirse con el área de acero mínimo $A_s(\min)$.

2.7.3.1. Diafragma exterior

2.7.3.1.1. Sección del diafragma exterior

- $h = 0.60 \text{ m}$
- $b = 0.30 \text{ m}$

2.7.3.1.2. Cálculo del área de acero de refuerzo

El diafragma se debe cubrir con el acero mínimo.

$$A_s(\min) = \frac{14.10 * b * d}{f_y}$$

- $b = 30 \text{ cm}$
- $d = \text{Peralte efectivo}$
 $d = 60 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 55 \text{ cm}$
- $f_y = 2,810 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (40,000 PSI)}$

$$A_s(\min) = \frac{14.10 * 30 \text{ cm} * 55 \text{ cm}}{2,810 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$A_s(\min) = 8.28 \text{ cm}^2$$

Refuerzo transversal (estribos)

$$S_e = t / 4 = (60 \text{ cm}) / 4 = 15.00 \text{ cm}$$

Colocar estribo No. 3 G40 @ 15 cm

Acero adicional

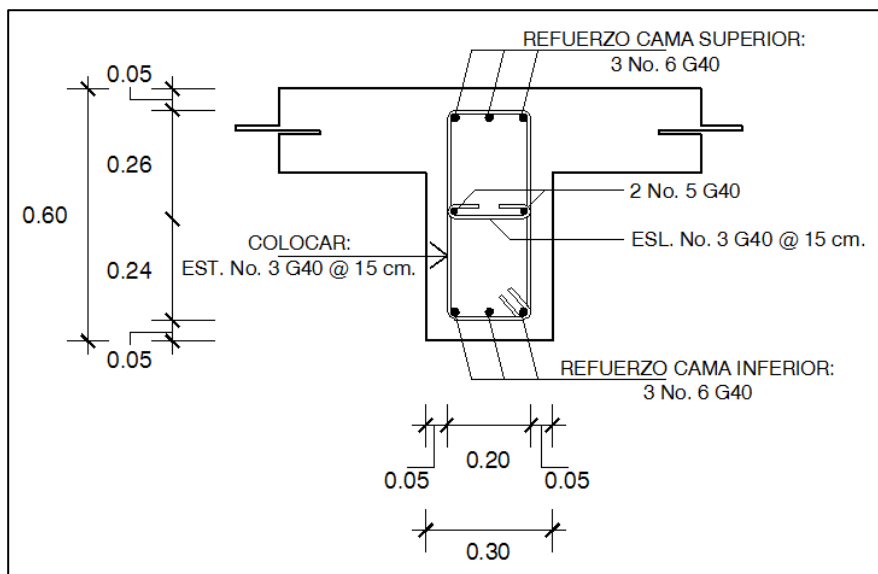
$$h = 0.60 \text{ m} * \frac{3.281 \text{ pie}}{1 \text{ m}} = 1.96 \text{ pie}$$

Entonces, el refuerzo adicional, se determina mediante lo siguiente.

$$h = 1.96 \text{ pie} - 1 \text{ pie} = 0.96 \text{ pie}$$

Es necesario colocar 1 refuerzo adicional en los rostros laterales del diafragma exterior, esto corresponde a colocar 2 varillas No. 5 G40 corridas.

FIGURA 23



Detalle: Armado de diafragma exterior, V – 103

Fuente: Elaboración propia. Sin escala.

2.7.3.2. Diafragma interior

2.7.3.2.1. Sección del diafragma interior

- $h = 0.90 \text{ m}$
- $b = 0.30 \text{ m}$

2.7.3.2.2. Cálculo del área de acero de refuerzo

El diafragma se debe cubrir con el acero mínimo.

$$A_s(\text{min}) = \frac{14.10 * b * d}{f_y}$$

- $b = 30 \text{ cm}$
- $d = \text{Peralte efectivo}$
 $d = 90 \text{ cm} - 5 \text{ cm} = 85 \text{ cm}$
- $f_y = 2,810 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (40,000 PSI)}$

$$A_s(\text{min}) = \frac{14.10 * 30 \text{ cm} * 85 \text{ cm}}{2,810 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$A_s(\text{min}) = 12.80 \text{ cm}^2$$

Refuerzo transversal (estribos)

$$S_e = t / 4 = (90.00 \text{ cm}) / 4 = 22.50 \text{ cm}$$

Colocar estribo No. 3 G40 @ 20 cm

Acero adicional

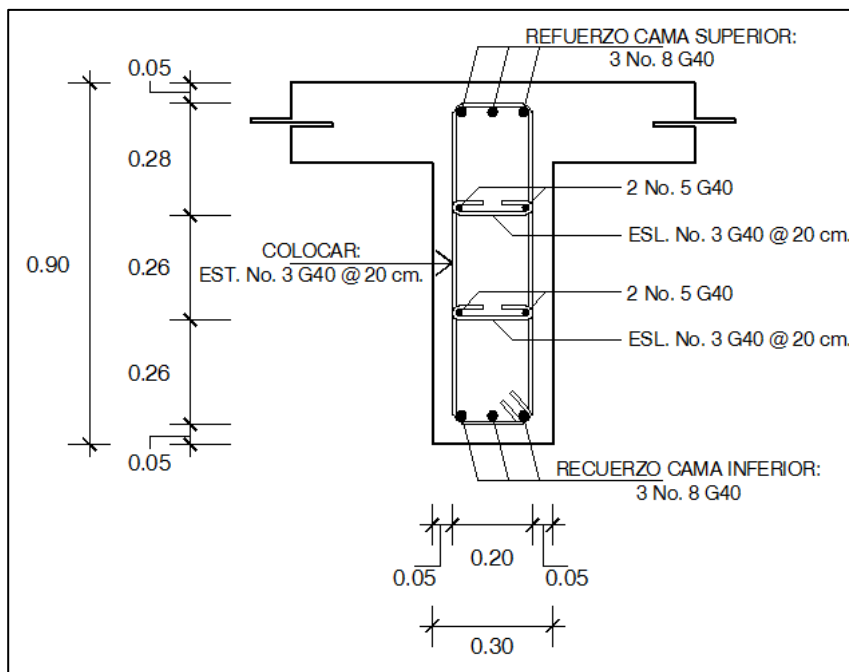
$$h = 0.90 \text{ m} * \frac{3.281 \text{ pie}}{1 \text{ m}} = 2.95 \text{ pie}$$

Entonces, el refuerzo adicional, se determina mediante lo siguiente.

$$h = 2.95 \text{ pie} - 1 \text{ pie} = 1.95 \text{ pie}$$

Es necesario colocar 2 refuerzos adicionales, en los rostros laterales del diafragma exterior, esto corresponde a colocar 4 varillas No. 5 G40 corridas.

FIGURA 24



Detalle: Armado de diafragma interior, V – 102

Fuente: Elaboración propia. Sin escala.

2.7.4. Diseño del pasamanos

Los pasamanos o barandales, previenen la caída de personas y deben de tener la capacidad de retener a un automóvil, que por cualquier causa se suba a la banqueta y pretenda precipitarse al vacío.

Consideraciones de diseño

El poste del pasamanos será de concreto reforzado, con una sección cuadrada de 0.20 m, por 0.20 m y una altura de 1 m.

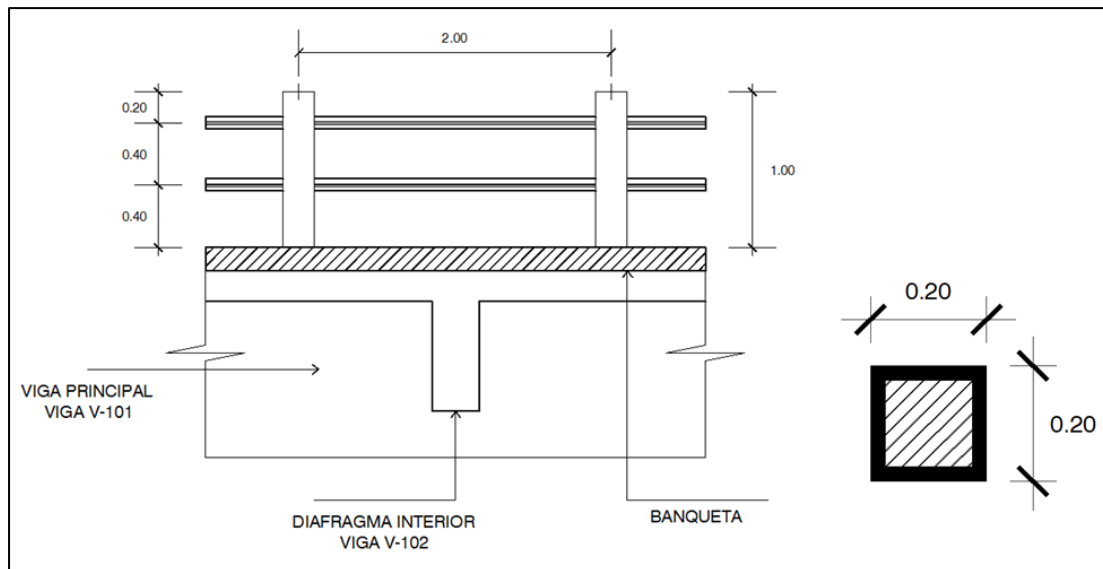
El pasamanos será de tubo de acero galvanizado de 3 pulgadas de diámetro, mínimo que recomienda AASHTO.

La separación entre ejes del poste será de 2 m.

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

$$f_y = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$$

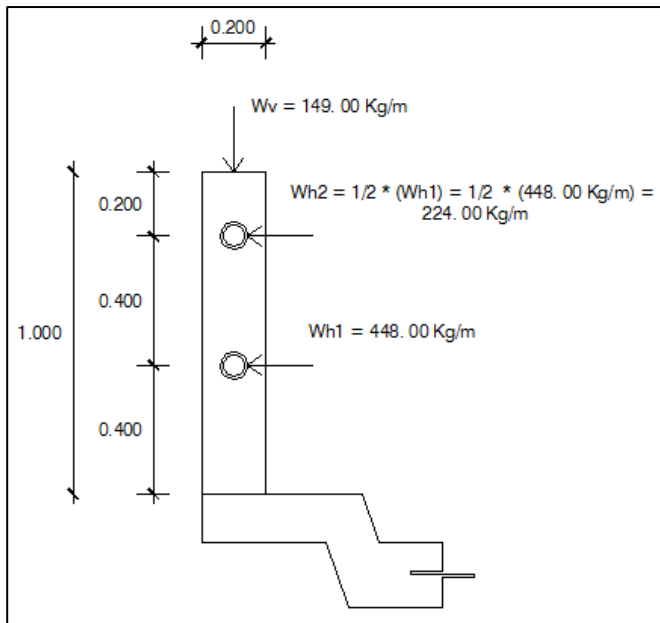
FIGURA 25



Fuente: Elaboración propia. Sin escala.

AASHTO recomienda utilizar una carga vertical de 100 Lb/pie (149 Kg/m) y una carga horizontal de 300 Lb/pie (448 Kg/m) para el diseño del pasamano.

FIGURA 26



Fuente: Elaboración propia. Sin escala.

Diseño de pasamanos

- ϕ nominal = 3 pulg
- ϕ exterior = 3.50 pulg, radio mayor = 1.75 pulg
- ϕ interior = 3.068 pulg, radio menor = 1.534 pulg

Inercia de un cilindro

$$I = \frac{\pi}{4} * ((\text{radio mayor})^4 - (\text{radio menor})^4)$$

$$I = \frac{\pi}{4} * ((1.75 \text{ pulg})^4 - (1.534 \text{ pulg})^4)$$

$$I = 3.017 \text{ pulg}^4$$

Módulo de sección

$$Ms = \frac{\text{Inercia del cilindro}}{\text{radio mayor}}$$

$$Ms = \frac{3.017 \text{ pulg}^4}{1.75 \text{ in}}$$

$$Ms = 1.724 \text{ pulg}^3$$

- **Análisis de resistencia del tubo (momento último, al cual se rompe el tubo de acero)**

$$MU = Ms * ftubo$$

Donde

Ms = Módulo de sección en in³

ftubo = factor de resistencia del tubo de acero galvanizado en Lb/pulg²

$$ftubo = 20,000 \text{ Lb/pulg}^2$$

MU = Momento último en Lb – pie

$$MU = 1.724 \text{ pulg}^3 * 20,000 \text{ Lb/pulg}^2$$

$$MU = 34,480 \text{ Lb - pulg} * \frac{1 \text{ pie}}{12 \text{ pulg}} =$$

$$MU = 2,873.33 \text{ Lb – pie}$$

Análisis de la separación máxima entre ejes de postes

Ya que son tramos continuos, se debe analizar la longitud de separación máxima que soporta el momento último.

$$MU = \frac{Wh * L^2}{10}$$

Donde

Wh = Carga horizontal mayor en Lb/pie = **300 Lb/pie**

L = separación máxima entre postes en pies

MU = Momento último en Lb – pie

Despejar **L** para determinar la separación máxima, entonces

$$L = \sqrt{\frac{10 * MU}{Wh}}$$
$$L = \sqrt{\frac{10 * (2,873.33 \text{ Lb} \cdot \text{pie})}{300 \text{ Lb/pie}}}$$
$$L = 9.78 \text{ pie} * \frac{1 \text{ m}}{3.281 \text{ pie}} = 2.98 \text{ m}$$
$$L = 2.98 \text{ m}$$

La separación máxima entre postes debe de ser menor o igual a 2.98 m.

$$L_{\text{propuesta}} = 2 \text{ m} < L_{\text{máxima}} = 2.98 \text{ m}$$

$$2 \text{ m} < 2.98 \text{ m}, \text{ “CHEQUEA”}$$

La separación propuesta entre postes de cumple con lo establecido por las especificaciones AASHTO.

Diseño de poste para pasamanos

Los postes se encuentran empotrados a la losa. Estos se diseñan de concreto reforzado.

FIGURA 27

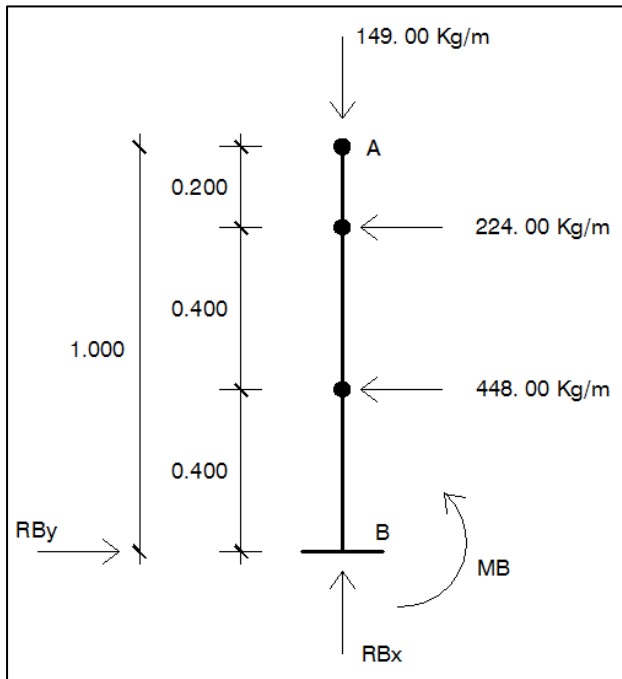


Diagrama de cuerpo libre del poste

Fuente: Elaboración propia.

Calculando RBx

$$\Sigma M_A = 0 + \rightarrow \uparrow$$

$$((0.50 \text{ m}) * ((1 \text{ m}/2) * 224 \text{ Kg/m})) + ((0.50 \text{ m}) * ((1 \text{ m}/2) * 448 \text{ Kg/m})) = RB(1 \text{ m})$$

$$RB = (168 \text{ Kg} - \text{m})/1 \text{ m}$$

$$\mathbf{RB = 168.00 \text{ Kg}}$$

Calculando RBy

$$\Sigma F_y = 0 + \uparrow$$

$$R_{By} - 149 \text{ Kg/m} = 0$$

$$R_{By} = 149.00 \text{ Kg/m}$$

Cálculo del momento máximo

$$\Sigma M_B = 0 + \rightarrow \uparrow$$

$$((224 \text{ Kg/m} * (0.20 \text{ m})^2)/2) + ((448 \text{ Kg/m} * (0.60 \text{ m})^2)/2) + (168 \text{ Kg} * 1 \text{ m}) = M$$

$$M = 253.12 \text{ Kg - m}$$

FIGURA 28

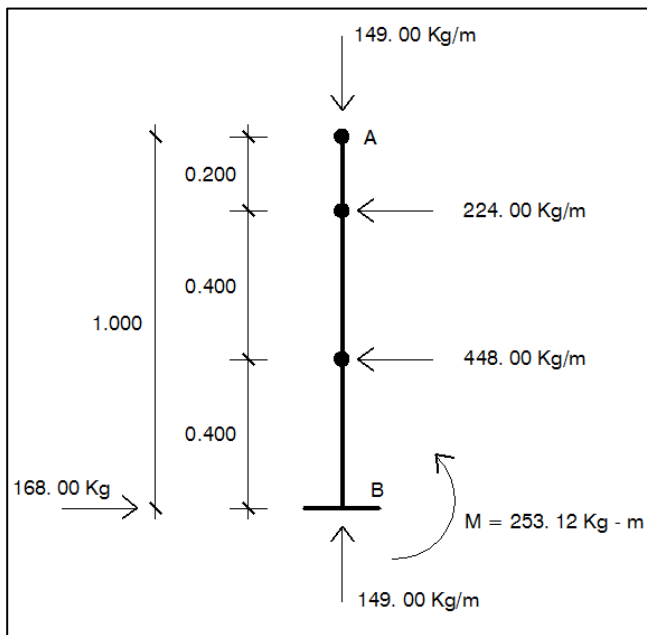


Diagrama de cargas y momentos aplicadas sobre el poste de pasamanos

Fuente: Elaboración propia.

Se seguirá el procedimiento del ACI – 318'05, para el diseño de columnas a flexocompresión, calculando primero su esbeltez para calificar la columna.

Cálculo de esbeltez

$$\text{Esb-col} = \frac{K * H_{\text{columna}}}{r}$$

Donde

K = Factor de longitud efectiva del poste o columna

Hcol = Altura del poste o columna en m

r = radio de giro en m = **0.30 * a**

Esb-col = Esbeltez de poste o columna

Factor de longitud efectiva

$$K = \frac{a * (H_{\text{col}})^{1/2}}{b}$$

Donde

a = Lado corto de la sección del poste en m

b = lado largo de la sección del poste en m

Como es una sección cuadrada a es igual a b, entonces: **a = b = 0.20 m**

$$K = \frac{0.20 \text{ m} * (1 \text{ m})^{1/2}}{0.20 \text{ m}}$$
$$K = 1.00$$

Radio de giro

$$r = 0.30 * a$$

$$r = 0.30 * (0.20 \text{ m})$$

$$r = 0.06 \text{ m}$$

Esbeltez del poste

$$\begin{aligned} \text{Esb-col} &= \frac{(1) * (1 \text{ m})}{0.06 \text{ m}} \\ \text{Esb-col} &= 16.67 \approx 17.00 \\ \text{Esb-col} &= 17.00 \end{aligned}$$

Si la relación de esbeltez es menor que 21, se considera como una columna corta.

$$17 < 21$$

El poste para pasamanos es una columna corta.

Propuesta del área de acero de refuerzo

$$A_s(\text{col}) = \sigma * A_g$$

Donde

σ = Porcentaje de acero con respecto al área gruesa de la columna en %

A_g = Área gruesa del poste o columna en cm^2

$A_s(\text{col})$ = Área de acero requerido por el poste o columna en cm^2

$$\sigma = 1 \% \text{ del área gruesa del poste} = 0.01$$

$$A_s(\text{col}) = (0.01) * (20.00 \text{ cm} * 20.00 \text{ cm})$$

$$A_s(\text{col}) = 4.00 \text{ cm}^2$$

Área de varilla propuesta: $A_v = 1.27 \text{ cm}^2$, corresponde a No. 4 G40

No. de varillas a utilizar:

$$\text{No.} = A_s(\text{col}) / A_v = (4.00 \text{ cm}^2) / (1.27 \text{ cm}^2), \text{ entonces}$$

$$\text{No. de varillas} = 3.20 \text{ varillas}$$

Colocar 4 No. 4 G40

$$As(col) = 4 * (1.27 \text{ cm}^2) = 5.08 \text{ cm}^2$$

Como 5.08 cm^2 , es mayor que 4.00 cm^2 , “**CHEQUEA**”

Cálculo de resistencia a la compresión (Pn)

$$\emptyset P_n = 0.80 * \emptyset * ((0.85 * f'_c * (A_g - A_s(col))) + (A_s(col) * f_y))$$

Donde

$$\emptyset = 0.70$$

A_g = Área gruesa de la sección del poste cm^2

A_{s(col)} = Área de acero requerido por el poste cm^2

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

$$f_y = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$$

∅P = Carga máxima resistente en Kg

$$\emptyset P_n = 0.80 * 0.70 * (0.85 * 210 \text{ Kg/cm}^2 * (400 \text{ cm}^2 - 5.08 \text{ cm}^2) + (5.08 \text{ cm}^2 * 2,810 \text{ cm}^2))$$

$$\emptyset P_n = 47,470.10 \text{ Kg}$$

Carga máxima aplicada al poste (P_{máx})

Esta es la sumatoria de todas las fuerzas o cargas horizontales.

$$P_{\text{máx}} = P / \emptyset, \text{ entonces}$$

$$P = (1 \text{ m} * 224 \text{ Kg/m}) + (1 \text{ m} * 448 \text{ Kg/m})$$

$$P = 672 \text{ Kg}$$

$$P_{\text{max}} = P / \emptyset = 672 \text{ Kg} / 0.70 =$$

$$P_{\text{máx}} = 960.00 \text{ Kg}$$

$\emptyset P_n > P_{\text{máx}}$, si esto cumple la sección y la altura del poste, son capaces de soportar el pandeo provocado por la compresión.

$$\emptyset P_n \gg P_{\text{máx}}$$

$$47,470.10 \text{ Kg} \gg 960.00 \text{ Kg, "CHEQUEA"}$$

Cálculo al cortante resistente del concreto (V_{rc})

$$V_{rc} = 0.53 * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g} \right) * \sqrt{f'_c} * a * b$$

Donde

$$N_u = 1.70 * \emptyset P_n$$

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

$$b = 20 \text{ cm} - 2.50 \text{ cm} = 17.50 \text{ cm}$$

$$A_g = 20 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 400 \text{ cm}^2$$

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

$$V_{rc} = 0.53 * \left(1 + \frac{1.70 * (47,470 \text{ Kg})}{140 * (400 \text{ cm}^2)} \right) * \sqrt{210 \text{ Kg/cm}^2} * 20 \text{ cm} * 17 \text{ cm}$$

$$V_{rc} = 6,561.93 \text{ Kg}$$

Cortante máximo

$$V_u = V / \emptyset$$

$$V_u = 168 \text{ Kg} / 0.70 =$$

$$V_u = 240.00 \text{ Kg}$$

$$V_{rc} \gg V_u$$

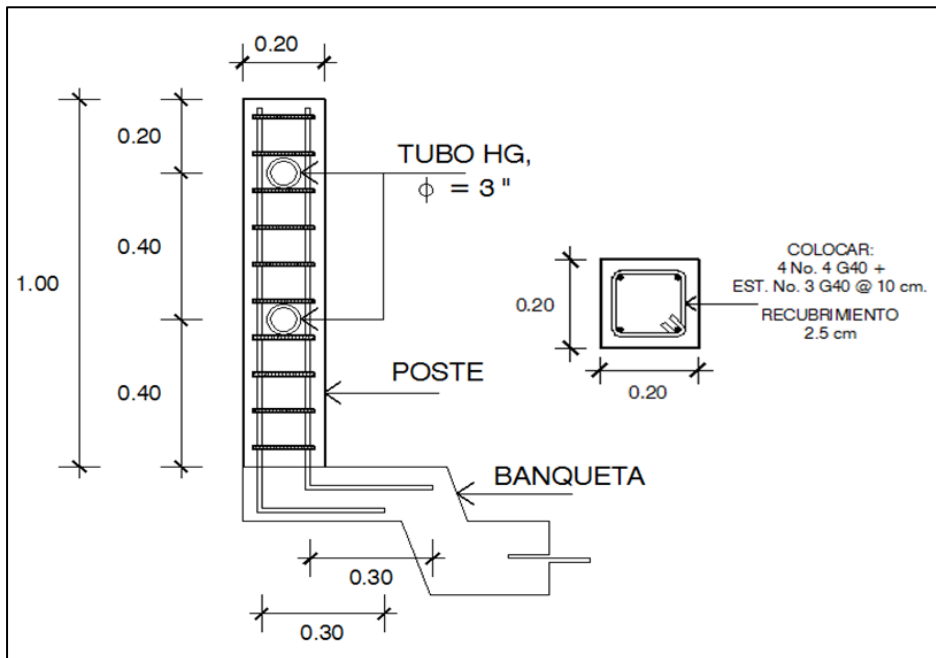
$$6,561.93 \text{ Kg} \gg 240 \text{ Kg, "CHEQUEA"}$$

Separación entre estribos

AASHTO recomienda utilizar el lado menor de la sección del poste, dividido entre dos para determinar la separación entre estribos.

$$S_e = a/2 = 20 \text{ cm} / 2 = 10 \text{ cm}$$

Colocar 4 No. 4 G40 + estribo No. 3 G40 @ 10 cm

FIGURA 29

Detalle: Armado de poste + pasamanos

Fuente: Elaboración propia. Sin escala.

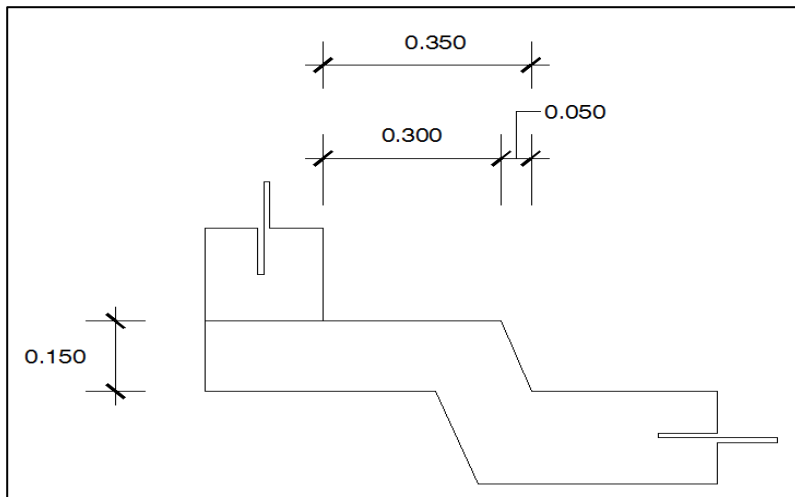
2.7.5. Diseño de banquetas

La banqueta o acera, es un camino para peatones, la cual estará apoyada sobre la losa del puente.

Por tratarse de un puente vehicular para una zona rural, el normativo DGC 503.14, recomienda un ancho mínimo de 30 cm, más 5 cm, de bombeo, debido, a que el tránsito vehicular es poco, por tanto, el peatón, puede caminar sobre el piso (losa) sin presentar mayor peligro. Sin embargo, es necesario colocar banquetas, para que el peatón, tenga un lugar donde apoyarse, por si existe un percance vehicular.

El área de acero requerido para cubrir la banqueta es el acero por temperatura $A_s(\text{temp})$.

FIGURA 30



Fuente: Elaboración propia.

$$\begin{aligned}A_s(\text{temp}) &= 0.002 * b * t \\A_s(\text{temp}) &= 0.002 * 100 \text{ cm} * 15 \text{ cm} \\A_s(\text{temp}) &= 3.00 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

La banqueta se debe de reforzar en ambos sentidos.

Área de varilla propuesta: $A_v = 0.71 \text{ cm}^2$, corresponde a No. 3 G40

Separación entre varillas área de acero longitudinal

$$S_v = \frac{55 \text{ cm} * 0.71 \text{ cm}^2}{3 \text{ cm}^2} = 13.01 \text{ cm}$$

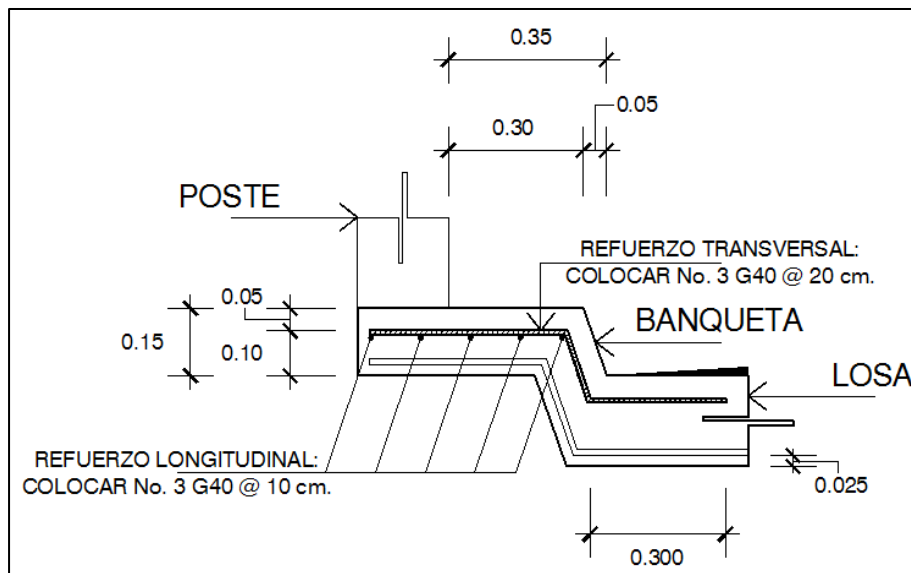
$$S_v = 10.00 \text{ cm}$$

Separación entre varillas área de acero transversal

$$S_v = \frac{100 \text{ cm} * 0.71 \text{ cm}^2}{3 \text{ cm}^2} = 23.67 \text{ cm}$$

$$S_v = 20.00 \text{ cm}$$

FIGURA 31



Detalle: Armado de banqueta.

Fuente: Elaboración propia. Sin escala.

2.8. Diseño de la subestructura

La subestructura, es el conjunto de elementos requeridos para soportar la carga de la superestructura y carga viva. Los elementos que conforman la subestructura son: la cortina, viga de apoyo, estribos, aleros ó aletones, pilas y zapatas.

2.8.1. Diseño de cortina

La cortina, funciona como muro de contención, para el relleno del aproche del puente, en sentido longitudinal. Según la AASTHO 1.2.22, esta se encuentra empotrada en la viga de apoyo y el alto depende de la viga principal del puente.

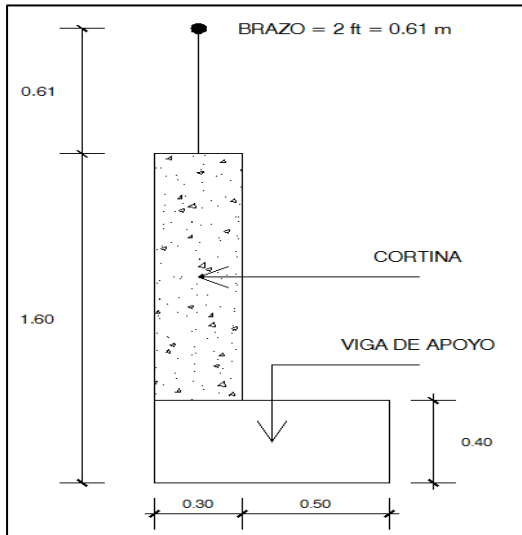
Para su diseño, es necesario tener en cuenta las reacciones de los extremos de cada viga y las presiones siguientes.

- Carga de sismo
- Carga longitudinal
- Carga de suelo
- Carga por sobrecarga

Según la AASTHO 1.1.19, se debe considerar una sobrecarga provocada por el empuje del suelo, equivalente a 480 Kg/m^2 .

La figura 32, muestra el predimensionamiento, de la cortina y viga de apoyo.

FIGURA 32

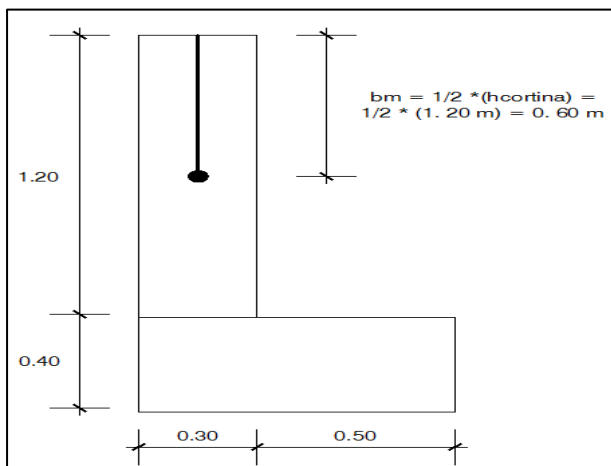


Fuente: Elaboración propia.

Carga de sismo (W_{sismo})

Según el criterio de la AGIES NR - 5, se debe utilizar entre el 8% y 12% del peso propio de la cortina y de la viga de apoyo. El brazo que hace momento se encuentra en el centro de gravedad de la sección de la cortina.

FIGURA 33



Fuente: Elaboración propia.

$$W = Y_c * (W_{\text{cortina}} + W_{\text{viga de apoyo}})$$

$$W = 2,400 \text{ Kg/m}^3 * ((1.20 \text{ m} * 0.30 \text{ m}) + (0.40 \text{ m} * 0.80 \text{ m}))$$

$$W = 1,632 \text{ Kg/m}$$

$$W_{\text{sismo}} = 1.12 * W$$

$$W_{\text{sismo}} = 1.12 * (1,632 \text{ Kg/m}) = 1,827.84 \text{ Kg/m}$$

$$W_{\text{sismo}} = 1,828.00 \text{ Kg/m}$$

Brazo que hace momento

$$b_m = 0.60 \text{ m}$$

Carga longitudinal (F.L.)

Esta carga, es producida por las llantas del camión en el aproche del puente, la cual es transmitida por el mismo a la cortina. Este se calcula según el criterio AGIES dado en la norma NR – 5 en el capítulo 2 mediante la fórmula siguiente.

$$F.L. = \frac{0.05 * P}{2 * H}$$

Donde

P = Carga del eje de mayor peso del camión = 8, 000 Kg

H = Altura de la cortina = 1.20 m

F.L. = Carga longitudinal en **Kg/m**

$$F.L. = \frac{0.05 * (8,000 \text{ Kg})}{2 * (1.20 \text{ m})} = 166.67 \text{ Kg/m}$$

$$F.L. = 167.00 \text{ Kg/m}$$

Brazo que hace momento

La carga se transmite a 1.80 m, por encima de la carpeta de rodadura a través de la cortina.

$$bm = H_{cortina} + 1.80 \text{ m}$$

$$bm = 1.20 \text{ m} + 1.80 \text{ m}$$

$$bm = 3.00 \text{ m}$$

Carga de presión por el suelo (WEs)

El empuje que produce el suelo a la cortina es equivalente a 480 Kg/m².

$$WEs = \frac{Es * (H_{cortina} + 0.61 \text{ m})}{2}$$

Donde

Es = Empuje del suelo en Kg/m²

Hcortina = Altura de la cortina en m

WEs = Carga por empuje del suelo en Kg/m

$$WEs = \frac{480 \text{ Kg/m}^2 * (1.20 \text{ m} + 0.61 \text{ m})}{2}$$

$$WEs = 434.40 \text{ Kg/m}$$

Brazo que hace momento

$$bm = 1/3(H_{cortina}) =$$

$$1/3(1.20 \text{ m}) =$$

$$bm = 0.40 \text{ m}$$

Carga de presión por sobrecarga (WEs.c.)

$$\begin{aligned} \text{WEs.c.} &= E_s * H_{\text{cortina}} \\ \text{WEs.c.} &= 480 \text{ Kg/m}^2 * 1.20 \text{ m} \\ \text{WEs.c.} &= 576.00 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

Brazo que hace momento

$$\begin{aligned} b_m &= 1/2 * (H_{\text{cortina}}) = \\ b_m &= 1/2 * (1.20 \text{ m}) = \\ b_m &= 0.60 \text{ m} \end{aligned}$$

Cálculo de momentos

TABLA 7

Tipo de carga	Carga (Kg/m)	Brazo (m)	Momento (Kg – m/m)
MSismo	1,828	0.60	1,096. 80
MF.L.	167	3	501
MEs	434.40	0.40	173.80
MEs.c.	576	0.60	345.61

Fuente: Elaboración propia

Combinación de momentos

Según la AASHTO 3.22.1, cuando existe fuerza por sismo, se debe de comparar las ecuaciones del **grupo III y VII**, para determinar el momento máximo de diseño que se aplicará a la cortina.

GRUPO III

$$MU = 1.30 * (MEs.c. + MEs + ML.F.)$$

$$MU = 1.30 * (345.60 \text{ Kg} - \text{m/m} + 173.80 \text{ Kg} - \text{m/m} + 501 \text{ Kg} - \text{m/m})$$

$$MU = 1,326.52 \text{ Kg} - \text{m/m}$$

GRUPO VII

$$MU = 1.30 * (MEs.c. + MEs + Msismo)$$

$$MU = 1.30 * (345.60 \text{ Kg} - \text{m/m} + 173.80 \text{ Kg} - \text{m/m} + 1,096.80 \text{ Kg} - \text{m/m})$$

$$MU = 2,101.10 \text{ Kg} - \text{m/m}$$

Se deben, de comparar los momentos últimos analizados del grupo III y VII, por consiguiente, se debe de tomar el mayor momento determinado, para el diseño de la cortina.

El momento último de diseño es: **MU = 2,101.10 Kg - m/m**

Cálculo del área de acero de refuerzo

Para el cálculo del área de acero requerido, que debe de cubrir el momento último, se debe utilizar, la ecuación propuesta por la ACI.

$$As(req) = \frac{\phi * f'_c}{f_y} * ((b * d) - \sqrt{(b * d)^2 - \frac{MU * b}{0.003825 * f'_c}})$$

Donde

Ø = Porcentaje de flexión del acero = 0.85

b = Base de diseño = 100 cm

d = Peralte efectivo

$$d = 30 \text{ cm} - 2.50 \text{ cm} = 27.50 \text{ cm}$$

$$f'c = 281 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$MU = \text{Momento último de diseño} = 2,101.10 \text{ Kg} - \text{m/m}$$

$$As(\text{req}) = \text{Área de acero requerido en cm}^2$$

Área de acero de requerido

$$As(\text{req}) = \frac{0.85 * 281}{4,200} * ((100 * 27.50) - \sqrt{(100 * 27.50)^2 - \frac{2,101.10 * 100}{0.003825 * 281}})$$

$$As(\text{req}) = 2.03 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínimo

$$As(\text{min}) = \frac{14.10 * b * d}{f_y}$$

$$As(\text{min}) = \frac{14.10 * 100 \text{ cm} * 27.50 \text{ cm}}{4,200 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$As(\text{min}) = 9.23 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo

$$As(\text{máx}) = 0.50 * \rho_b * b * d$$

$$\rho_b = 0.0286, \text{ mismo de la viga principal.}$$

$$As(\text{máx}) = 0.50 * 0.0286 * 100 \text{ cm} * 27.50 \text{ cm}$$

$$As(\text{máx}) = 39.32 \text{ cm}^2$$

Análisis del área de acero

$$As(\text{min}) = 9.23 \text{ cm}^2$$

$$As(\text{req}) = 2.03 \text{ cm}^2$$

$$As(\text{máx}) = 39.32 \text{ cm}^2$$

$$As(\text{min}) < As(\text{req}) < As(\text{máx}), \text{ entonces}$$

$$9.23 \text{ cm}^2 < 2.03 \text{ cm}^2 < 39.32 \text{ cm}^2$$

Como el área de acero mínimo, es mayor que el área de acero requerido, se debe de colocar el $As(\text{min})$.

$$\mathbf{As(\text{req}) = 9.23 \text{ cm}^2}$$

Separación entre varillas

$$Av (\text{propuesta}) = 1.98 \text{ cm}^2, \text{ corresponde a No. 5 G60}$$

$$Sv = \frac{100 \text{ cm} * 1.98 \text{ cm}^2}{9.23 \text{ cm}^2} = 21.45 \text{ cm}$$

$$\mathbf{Sv = 20.00 \text{ cm}}$$

Colocar refuerzo longitudinal No. 5 G60 @ 20 cm

Área de acero transversal

Para cubrir el área de acero transversal, se debe utilizar el acero por temperatura.

$$As(\text{temp}) = 0.002 * b * t$$

$$As(\text{temp}) = 0.002 * 100 \text{ cm} * 30 \text{ cm}$$

$$\mathbf{As(\text{temp}) = 6.00 \text{ cm}^2}$$

Separación entre varillas

A_v (propuesta) = 1.98 cm^2 , corresponde a No. 5 G60

$$S_v = \frac{100 \text{ cm} * 1.98 \text{ cm}^2}{6.00 \text{ cm}^2} = 33 \text{ cm}$$
$$S_v = 30.00 \text{ cm}$$

Colocar refuerzo transversal No. 5 G60 @ 30 cm

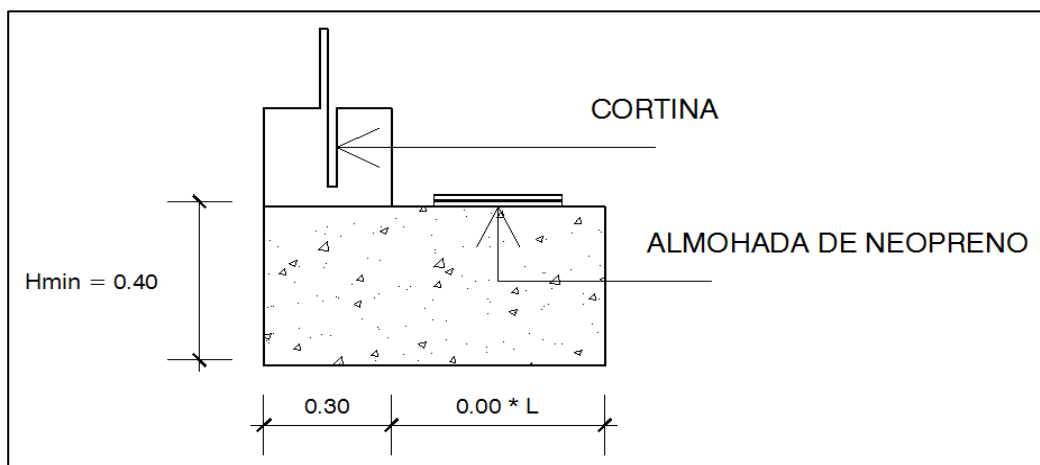
2.8.2. Diseño de la viga de apoyo

La viga de apoyo, va colocada a lo largo de todo el estribo, por lo que no hay flexión sobre la misma, por lo tanto, ésta solo sufre aplastamiento.

Para cubrir el área de acero requerido, se debe de colocar el área de acero mínimo.

Predimensionamiento

FIGURA 34



Fuente: Elaboración propia.

Donde

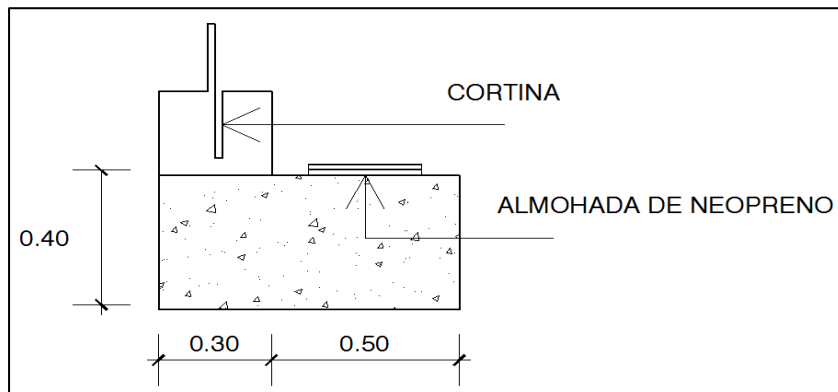
L = Luz libre de la viga en m = **17 m**

b = Base de la viga de apoyo = **0.002 * L**

b = 0.002 * (17 m) = **0.34 m**

Debido al largo de la viga principal del puente vehicular, este se considera como un puente de mediana luz. Por lo tanto, para este caso, la base de la viga de apoyo será igual a 0.50 m.

FIGURA 35



Fuente: Elaboración propia.

Área de acero requerido

$$As(\min) = \frac{14.10 * b * d}{f_y}$$

$$As(\min) = \frac{14.10 * 80 \text{ cm} * 40 \text{ cm}}{4,200 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$As(\min) = 10.74 \text{ cm}^2$$

A_v (propuesta) = 1.98 cm^2 , corresponde a No. 5 G60

No. de varillas a utilizar

$\text{No.} = A_s(\text{req}) / A_v = (10.74 \text{ cm}^2) / (1.98 \text{ cm}^2)$, entonces

No. de varillas = **5.42 varillas**

Colocar No. 5 G60 en ambos rostros (cama inferior y cama superior)

Área de acero transversal

Es necesario colocar estribos, para contrarrestar el cortante producido por el aplastamiento de la viga principal y la carga viva. Este se debe cubrir con el área de acero por temperatura.

$$A_s(\text{temp}) = 0.002 * b * t$$

$$A_s(\text{temp}) = 0.002 * 80 \text{ cm} * 40 \text{ cm}$$

$$A_s(\text{temp}) = 6.40 \text{ cm}^2$$

Separación entre varillas

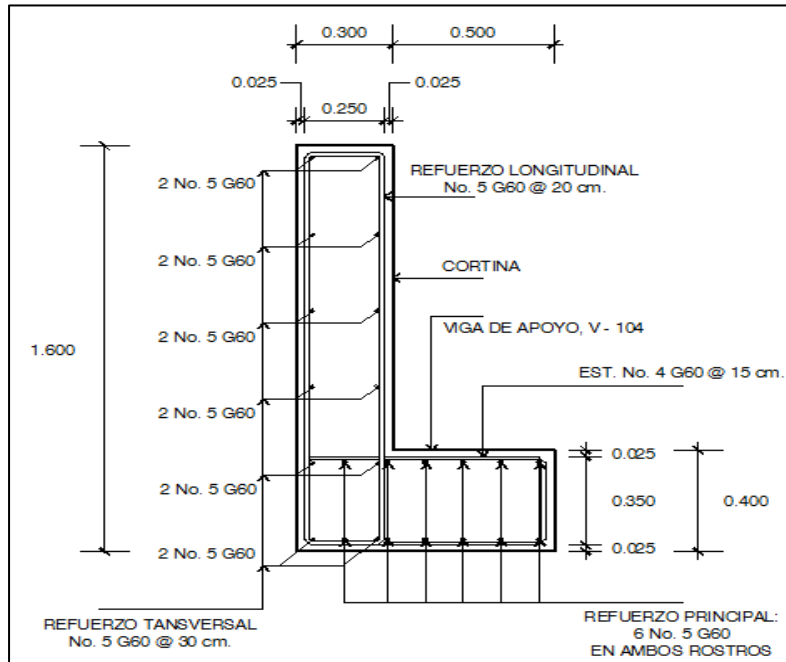
A_v (propuesta) = 1.27 cm^2 , corresponde a No. 4 G60

$$S_v = \frac{100 \text{ cm} * 1.27 \text{ cm}^2}{6.40 \text{ cm}^2} = 19.84 \text{ cm}$$

$$S_v = 15.00 \text{ cm}$$

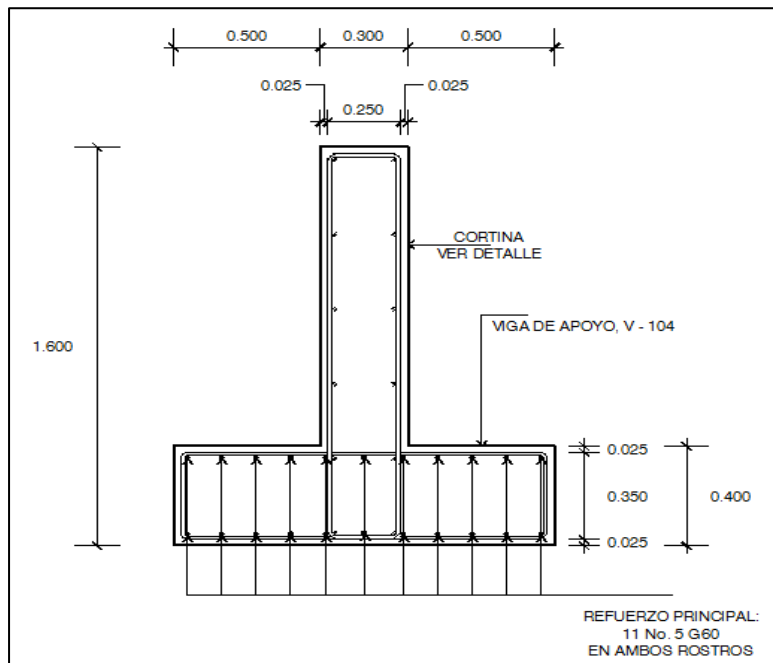
Colocar estribo No. 4 G60 @ 15 cm

FIGURA 36



Detalle: Armado de cortina y viga de apoyo V – 104, sobre estribos

FIGURA 37



Detalle: Armado de cortina y viga de apoyo V – 104, sobre pilas

Fuente: Elaboración propia. Sin escala.

2.8.3. Diseño de estribos

Los estribos son muros de contención, cuya función es, transmitir la carga de la superestructura hacia el suelo, de igual manera, cumplen con contener la carga de relleno circundante. Para este diseño, el estribo es de concreto ciclópeo, el cual trabaja por gravedad. Las condicionantes, que el muro debe de resistir son: **fuerza al volteo, fuerza al deslizamiento** y las **presiones que este ejerce sobre el suelo**.

Consideraciones de diseño

Ycc.cc. = Peso específico del concreto ciclópeo = $2,700 \text{ Kg/m}^3$

Yc = Peso específico del concreto reforzado = $2,400 \text{ Kg/m}^3$

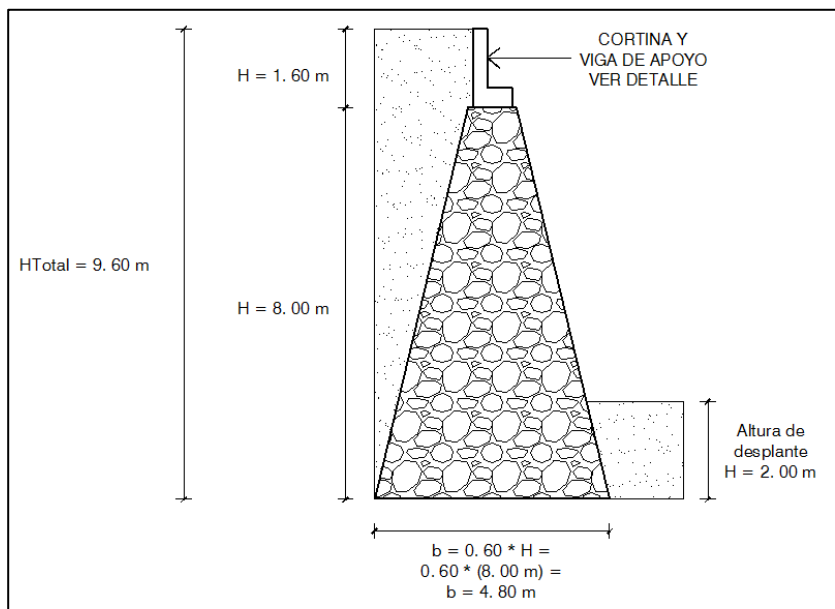
Ys = Peso específico del suelo = $1,700 \text{ Kg/m}^3$

Vs = Valor soporte del suelo = $27,292.70 \text{ Kg/m}^2$

Es = Empuje del suelo 480 Kg/m^2

- **Predimensionamiento mínimo del estribo**

FIGURA 38

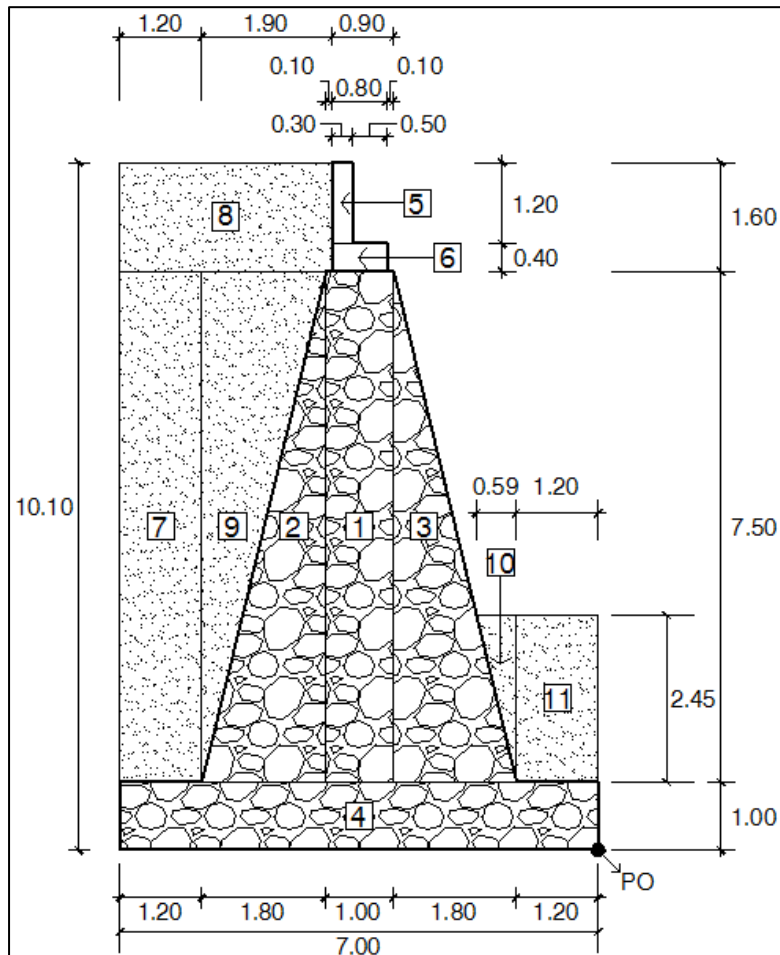


Fuente: Elaboración propia.

El predimensionamiento mínimo, del muro de contención de, concreto ciclópeo, es capaz de resistir, las fuerzas por empuje y deslizamiento provocado por el suelo, pero este es demasiado pesado en relación al valor soporte del suelo. Por lo que este se hundiría. Es necesario realizar un nuevo predimensionamiento en la base de cimentación del estribo.

- **Nuevo predimensionamiento**

FIGURA 39



Detalle: Perfil del estribo de concreto ciclópeo.

Fuente: Elaboración propia. Sin escala.

FIGURA 40

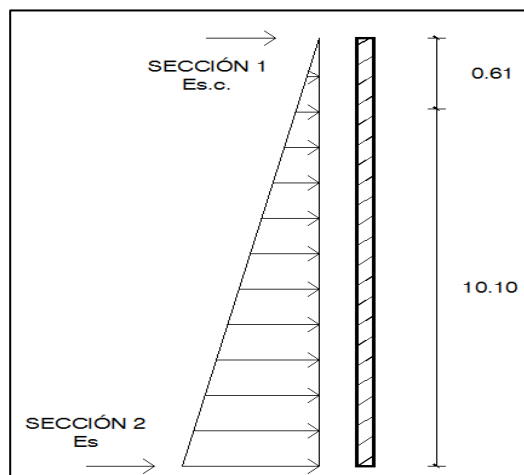


Diagrama de carga por empuje del suelo sobre el muro

Fuente: Elaboración propia.

Sección 1 (Carga ejercida por sobrecarga):

$$W_{Es.c.} = Es * bm = 480 \text{ Kg/m}^2 * 0.61 \text{ m} = 292.80 \text{ Kg/m}$$

Sección 2 (Carga ejercida por empuje del suelo):

$$W_{Es} = Es * H_{estribo} = 480 \text{ Kg/m}^2 * 10.10 \text{ m} = 4,848.00 \text{ Kg/m}$$

TABLA 8

Sección	Carga distribuida (Kg/m)	Altura de aplicación (m)	Carga (Kg) {W * h}	Brazo (m)	Momento (Kg – m) {P * bm}
1	292.80	H = 10.10	2, 959.28	1/2*H = 5.05	14,934.30
2	4,848	1/2*H = 5.05	24,482.40	1/3*H = 3.37	82, 505.70
			$\Sigma = 27,439.70$		$\Sigma = 97,440.00$

Momento de volteo

Fuente: Elaboración propia.

Carga total = 27,439.70 Kg

WSuelo = 27,439.70 Kg

Momento de volteo = 97,440 Kg - m

MVolteo = 97,440.00 Kg - m

- **Cálculo de momento estabilizante que resiste el volteo, sin carga de la superestructura**

El brazo que hace momento en cada sección, se encuentra en el centroide de cada una de las figuras mostradas. Tomando como vértice el punto O sobre el eje X.

Se debe, determinar el centroide para cada imagen, como se muestra en la figura No. 39.

A continuación, se ejemplifica la imagen 1 y 4 del estribo, el brazo que hace momento al centroide de la figura.

Imagen 1

$$bm1 = 7 \text{ m}/2 = 3.50 \text{ m}$$

Imagen 4

$$bm2 = 7 \text{ m}/2 = 3.50 \text{ m}$$

TABLA 9

Sección	Dimensión (m)		Área (m ²)	Long. diseño (1 m)	Peso específico (Kg/m ³)	Carga (Kg) {A*1 m*Y}	Brazo (m)	Momento (Kg – m) {P * bm}
	H	B						
1	7.50	1	7.50	1	2,700	20,250	3.50	70,875
2	7.50	1.80	6.75	1	2,700	18,225	3.40	61,965
3	7.50	1.80	6.75	1	2,700	18,225	2.40	43,740
4	7	1	7	1	2,700	18,900	3.50	66,150
5	1.20	0.30	0.36	1	2,400	864	3.75	3,240
6	0.40	0.80	0.32	1	2,400	768	3.50	2,688
7	7.50	1.20	9	1	1,700	15,300	6.40	97,920
8	1.60	3.10	4.96	1	1,700	8,432	5.50	46,376
9	7.50	1.90	7.13	1	1,700	12,121	4.85	58,786.85
10	2.45	0.59	0.72	1	1,700	1,224	1.50	1,836
11	2.45	1.20	2.94	1	1,700	4,998	0.60	2,998.80
						Σ = 119,307.00		Σ = 456,575.65

Fuente: Elaboración propia.

Pesto total del estribo = 119,307 Kg

WEstribo = 119,307.00 Kg

Momento estabilizante (Momento que resiste el volteo) = 456,575.65 Kg – m

MEstabilizante = 456,575.65 Kg – m

Revisión contra el volteo

Para que el estribo sea capaz de resistir el volteo, debe cumplir lo siguiente.

$$\text{Volteo} = \frac{M_{\text{Estabilizante}}}{M_{\text{Volteo}}} > 1.50$$
$$\text{Volteo} = \frac{456,575.65 \text{ Kg} \cdot \text{m}}{97,440 \text{ Kg} \cdot \text{m}} = 4.70$$
$$4.70 > 1.50 \text{ "CHEQUEA"}$$

Revisión contra el deslizamiento

Para que el estribo sea capaz de resistir el empuje provocado por el suelo, este debe de cumplir con la siguiente relación.

$$\text{Deslizamiento} = \frac{W_{\text{Estribo}} * \mu}{W_{\text{Suelo}}} > 1.50$$
$$\mu = \text{Coeficiente de fricción del suelo} = 0.50$$
$$\text{Deslizamiento} = \frac{119,307 \text{ Kg} * 0.50}{27,439.70 \text{ Kg}} = 2.20$$
$$2.20 > 1.50 \text{ "CHEQUEA"}$$

Revisión contra las presiones sobre el suelo

El estribo (muro de contención) debe de cumplir las siguientes condicionantes.

$\sigma < V_s$, para que el suelo sea capaz de soportar la carga

$\sigma > 0$, para que no hayan cargas negativas

$$\sigma = \frac{W}{A} * \left(1 \pm \left(\frac{6 * e}{b} \right) \right)$$

Donde

W = Carga de la estructura (Carga de estribo) en Kg = 119,307 Kg

A = Área de la cimentación en m²

e = Excentricidad en m

b = Base de la cimentación en m = 7 m

Cálculo de excentricidad

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

$$a = \frac{M_{\text{Estabilizante}} - M_{\text{Volteo}}}{W_{\text{Estribo}}}$$
$$a = \frac{(456,575.65 \text{ Kg} \cdot \text{m}) - (97,440 \text{ Kg} \cdot \text{m})}{119,307 \text{ Kg}}$$
$$a = 3.06 \text{ m}$$

$$e = \frac{7 \text{ m}}{2} - 3.06 \text{ m}$$
$$\mathbf{e = 0.44 \text{ m}}$$

A = Base de cimentación * Unidad de diseño

$$A = b * 1 \text{ m}$$

$$A = 7 \text{ m} * 1 \text{ m}$$

$$\mathbf{A = 7.00 \text{ m}^2}$$

Cálculo de presiones

$$\sigma = \frac{119,307 \text{ Kg}}{7 \text{ m}^2} * \left(1 \pm \left(\frac{6 * 0.44 \text{ m}}{7 \text{ m}} \right) \right)$$

$$\sigma_1 = 23,471.83 \text{ Kg/m}^2 < V_s = 27,292.70 \text{ Kg/m}^2 \text{ "CHEQUEA"}$$

$$\sigma_1 = 23,471.83 \text{ Kg/m}^2 > 0 \text{ "CHEQUEA"}$$

- **Revisión del estribo con carga de la superestructura y carga viva (momento estabilizante)**

Es necesario chequear el estribo aplicando la carga de la superestructura, más la carga viva.

Integración de cargas (superestructura)

$$W_{\text{losa}} = (2,400 \text{ Kg/m}^3 * 0.20 \text{ m} * 4.70 \text{ m} * 17 \text{ m}) = 38,352 \text{ Kg}$$

$$W_{\text{viga prin.}} = (2,400 \text{ Kg/m}^3 * 1.20 \text{ m} * 0.60 \text{ m} * 17 \text{ m}) * 2 \text{ vigas} = 58,752 \text{ Kg}$$

$$W_{\text{diaf.int.}} = (2,400 \text{ Kg/m}^3 * 0.90 \text{ m} * 0.30 \text{ m} * 1.80 \text{ m}) = 1,166.40 \text{ Kg}$$

$$W_{\text{diaf.ext.}} = (2,400 \text{ Kg/m}^3 * 0.60 \text{ m} * 0.30 \text{ m} * 1.80 \text{ m}) * 2 \text{ diaf.} = 1,555.20 \text{ Kg}$$

$$W_{\text{postes}} = (2,400 \text{ Kg/m}^3 * 0.20 \text{ m} * 0.20 \text{ m} * 1 \text{ m}) * 9 \text{ postes} = 864.00 \text{ Kg}$$

$$W_{\text{banqueta}} = (2,400 \text{ Kg/m}^3 * 0.15 \text{ m} * 0.55 \text{ m} * 17 \text{ m}) = 3,366.00 \text{ Kg}$$

$$\Sigma W = 104,055.60 \text{ Kg}$$

La carga muerta total aplicada, sobre la corona del muro de contención y que se transmite hacia la base del mismo, se determina mediante la siguiente ecuación.

$$WCM = \frac{\text{Carga de la superestructura}}{\text{Long. cimentación} * \text{Número de apoyos}}$$
$$WCM = \frac{104,055.60 \text{ Kg}}{7 * 2}$$
$$WCM = 7,467.90 \text{ Kg}$$

Carga viva

Se debe tomar la reacción mayor, cuando el eje de mayor peso del camión se encuentra en el apoyo.

$$WCV = 9,494.00 \text{ Kg}$$

Carga total

$$WTotal = WCM + WCV$$
$$WTotal = 7,476.90 \text{ Kg} + 9,494 \text{ Kg}$$
$$WTotal = 16,961.90 \text{ Kg}$$

Brazo que hace momento

$$bm = \text{Long. Cimentación} / 2 = 7 \text{ m} / 2 = 3.50 \text{ m}$$
$$bm = 3.50 \text{ m}$$

Momento estabilizante

$$MEstabilizante2 = WTotal * bm = 16,961.90 \text{ Kg} * 3.50 \text{ m}$$
$$MEstabilizante2 = 59,366.65 \text{ Kg} - \text{m}$$

Revisión contra el volteo

$$\text{Volteo} = \frac{M_{\text{Estabilizante1}} + M_{\text{Estabilizante2}}}{M_{\text{Volteo}}} > 1.50$$
$$\text{Volteo} = \frac{(456,575.65 \text{ Kg} \cdot \text{m}) + (59,366.65 \text{ Kg} \cdot \text{m})}{97,440 \text{ Kg} \cdot \text{m}} = 5.30$$

5.30 > 1.50 "CHEQUEA"

Revisión contra el deslizamiento

$$\text{Deslizamiento} = \frac{(W_{\text{Estribo}} + W_{\text{Total}}) * \mu}{W_{\text{Suelo}}} > 1.50$$

μ = Coeficiente de fricción del suelo = 0.50

$$\text{Deslizamiento} = \frac{(119,307 \text{ Kg} + 16,961.90) * 0.50}{27,439.70 \text{ Kg}} = 2.50$$

2.50 > 1.50 "CHEQUEA"

Revisión contra las presiones sobre el suelo

$$\sigma = \frac{W}{A} * \left(1 \pm \left(\frac{6 * e}{b} \right) \right)$$

Donde

W = Carga de la estructura (estribo + superestructura) en Kg = **136,268.90 Kg**

A = Área de la cimentación en m²

e = Excentricidad en m

b = Base de la cimentación en m = **7 m**

Cálculo de excentricidad

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

$$a = \frac{(MEstabilizante1\&2) - MVolteo}{WEstribo + WTotal}$$
$$a = \frac{(456,575.65 \text{ Kg} \cdot \text{m} + 59,366.65 \text{ Kg} \cdot \text{m}) - (97,440 \text{ Kg} \cdot \text{m})}{119,307 \text{ Kg} + 16,961.90 \text{ Kg}}$$
$$a = 3.07 \text{ m}$$

$$e = \frac{7 \text{ m}}{2} - 3.07 \text{ m}$$
$$e = 0.43 \text{ m}$$

$$A = \text{Base de cimentación} \cdot \text{Unidad de diseño}$$

$$A = b \cdot 1 \text{ m}$$

$$A = 7 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}$$

$$A = 7 \text{ m}^2$$

Cálculo de presiones

$$\sigma = \frac{136,268.90 \text{ Kg}}{7 \text{ m}^2} * \left(1 \pm \left(\frac{6 * 0.43 \text{ m}}{7 \text{ m}} \right) \right)$$

$$\sigma_1 = 26,641.96 \text{ Kg/m}^2 < V_s = 27,292.70 \text{ Kg/m}^2 \text{ "CHEQUEA"}$$

$$\sigma_1 = 12,292.01 \text{ Kg/m}^2 > 0 \text{ "CHEQUEA"}$$

2.8.4. Diseño de aleros

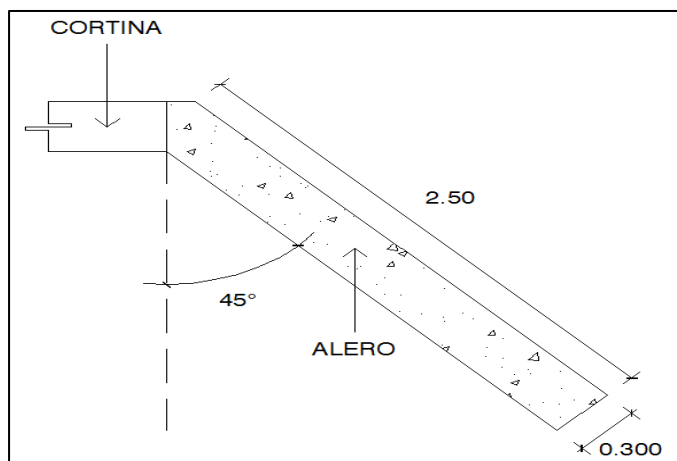
UNIVO, (2002)

Los aleros o aletones, al igual que los estribos, también tienen como función, contener la carga de relleno circundante.

Basado en el manual de diseño UNIVO I y II, en la sección de muros y cimentaciones para puentes. Menciona, que se puede hacer una combinación entre estribos de concreto ciclópeo y aleros de concreto reforzado; esto, con la finalidad de evitar realizar grandes cortes en el terreno natural, donde se situarán estos. Además, se reduce el costo del talud de corte, pues la cimentación del alero es superficial, debido a que el estribo resistirá mayormente el empuje producido por el suelo. La longitud de desarrollo para realizar la unión entre el alero y el estribo, debe de ser 30 veces el diámetro de la varilla propuesta en el diseño (p. 12).

Predimensionamiento del alero

FIGURA 41



Fuente: Elaboración propia.

Consideraciones de diseño

$$f'c = 281 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (4,000 PSI)}$$

$$fy = 4,200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (60,000 PSI)}$$

$$b = \text{base del alero} = 0.30 \text{ m}$$

$$Yc = \text{Peso específico del concreto armado} = 2,400 \text{ Kg/m}^3$$

$$L = \text{Luz del alero} = 2.50 \text{ m}$$

$$H = \text{Altura del alero} = 7 \text{ m}$$

$$Es = \text{Empuje del suelo} = 480 \text{ Kg/m}^2$$

FIGURA 42

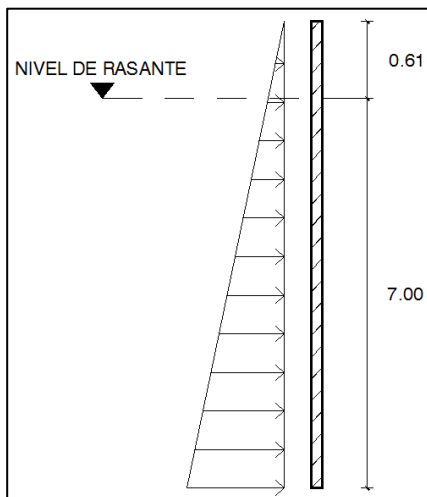


Diagrama de cargas aplicadas sobre el alero

Fuente: Elaboración propia.

Carga del alero por metro lineal (WCM)

$$WCM = b * L * Yc$$

$$WCM = 0.30 \text{ m} * 2.50 \text{ m} * 2,400 \text{ Kg/m}^3$$

$$WCM = 1,800.00 \text{ Kg/m}$$

Momento producido por carga muerta (MCM)

$$MCM = \frac{W * (L)^2}{2}$$
$$MCM = \frac{1,800 \text{ Kg/m} * (2.50 \text{ m})^2}{2}$$
$$MCM = 5,625.00 \text{ Kg - m}$$

Momento producido por el sismo (MSismo)

Según el artículo 3.21 de la AASHTO, debe usarse el 12% más de la carga total del momento producido por la carga muerta.

$$MSismo = 1.12 * (MCM)$$
$$MSismo = 1.12 * (5,625 \text{ Kg - m})$$
$$MSismo = 6,300 \text{ Kg - m}$$

FIGURA 43

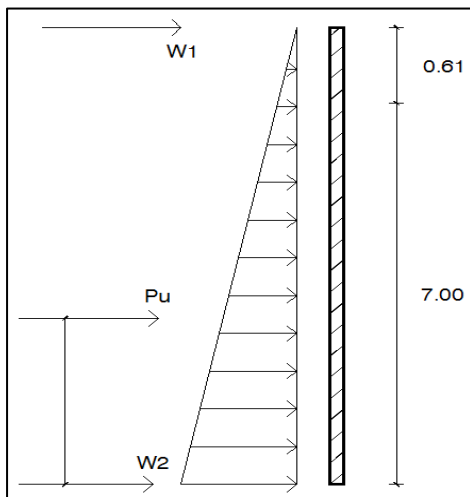


Diagrama de cargas por el empuje del suelo sobre el alero

Fuente: Elaboración propia.

$$W1 = Es * 0.61 \text{ m} = (480 \text{ Kg/m}^2) * 0.61 \text{ m} = 292.80 \text{ Kg/m}$$

$$W2 = Es * 7 \text{ m} = (480 \text{ Kg/m}^2) * 7 \text{ m} = 3,360 \text{ Kg/m}$$

Carga última (Pu)

$$Pu = (W1 * Halero) + ((W2 * Halero)/2)$$

$$Pu = (292.80 \text{ Kg/m} * 7 \text{ m}) + ((3,360 \text{ Kg/m} * 7 \text{ m})/2)$$

$$Pu = 13,809.60 \text{ Kg}$$

Brazo que hace momento

El brazo que hace momento, debe de calcularse de abajo hacia arriba. Este es el punto de aplicación de la carga última.

$$bm = \frac{\left(W1 * \frac{(\text{Halero})^2}{2}\right) + \left(W2 * \frac{(\text{Halero})^2}{6}\right)}{(W1 * \text{Halero}) + \left(W2 * \frac{\text{Halero}}{2}\right)}$$

$$bm = \frac{\left((292.80 \text{ Kg/m}) * \frac{(7 \text{ m})^2}{2}\right) + \left((3,360 \text{ Kg/m}) * \frac{(7 \text{ m})^2}{6}\right)}{(292.80 \text{ Kg/m} * 7 \text{ m}) + \left(3,360 \text{ Kg/m} * \frac{7 \text{ m}}{2}\right)}$$

$$bm = \frac{(7,173.60 \text{ Kg} \cdot \text{m}) + (27,440 \text{ Kg} \cdot \text{m})}{(2,049.60 \text{ Kg}) + (11,760 \text{ Kg})}$$

$$bm = 2.50 \text{ m}$$

FIGURA 44

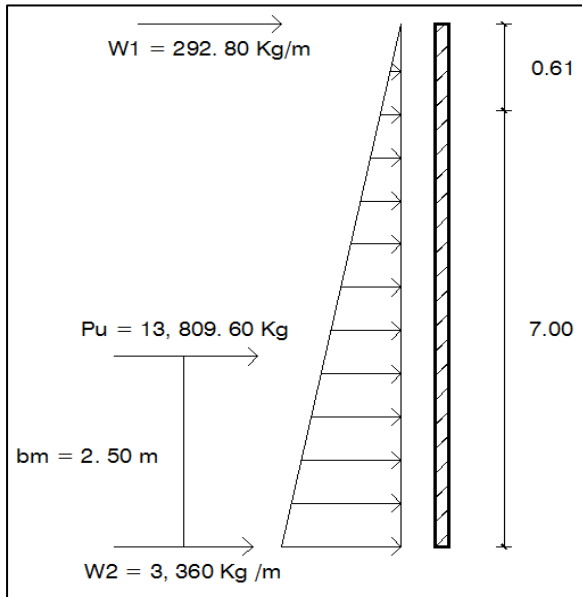


Diagrama de cargas y punto de aplicación

Fuente: Elaboración propia.

Momento producido por el empuje del suelo (MEs)

$$MEs = \frac{Pu * bm * 0.75 m}{Halero}$$

$$MEs = \frac{(13,809.60 \text{ Kg}) * (2.50 \text{ m}) * 0.75 m}{7 m}$$

$$MEs = 3,699 \text{ Kg - m}$$

Momento último de diseño (MU)

La AASHTO en el artículo 3.22.1, recomienda utilizar la siguiente ecuación, para determinar el momento último aplicado sobre la pared del alero.

$$MU = 1.30 * (MSismo + MEs)$$

$$MU = 1.30 * (6,300 \text{ Kg - m} + 3,699 \text{ Kg - m})$$

$$MU = 12,998.70 \text{ Kg - m}$$

Cálculo del área de acero de refuerzo

El área de acero de refuerzo se calcula utilizando la fórmula propuesta por la ACI.

$\phi =$ Porcentaje de flexión del acero = 0.85

$b =$ Base de diseño = 100 cm

$d =$ Peralte efectivo = 30 cm – 2.50 cm = **27.50 cm**

$f'_c =$ 281 Kg/cm²

$f_y =$ 4,200 Kg/cm²

$MU =$ Momento último de diseño = **12,998.70 Kg – m**

$As(req) =$ Área de requerido en cm²

Área de acero de requerido

$$As(req) = \frac{0.85 * 281}{4,200} * ((100 * 27.50) - \sqrt{(100 * 27.50)^2 - \frac{12,998.70 * 100}{0.003825 * 281}})$$
$$As(req) = 13.11 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínimo

$$As(min) = \frac{14.10 * b * d}{f_y}$$
$$As(min) = \frac{14.10 * 100 \text{ cm} * 27.50 \text{ cm}}{4,200 \text{ Kg/cm}^2}$$
$$As(min) = 9.23 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo

$$A_s(\text{máx}) = 0.50 * \rho_b * b * d$$

$$\rho_b = 0.0286$$

$$A_s(\text{máx}) = 0.50 * 0.0286 * 100 \text{ cm} * 27.50 \text{ cm}$$

$$A_s(\text{máx}) = 39.32 \text{ cm}^2$$

Análisis del área de acero

$$A_s(\text{min}) = 9.23 \text{ cm}^2$$

$$A_s(\text{req}) = 13.11 \text{ cm}^2$$

$$A_s(\text{máx}) = 39.32 \text{ cm}^2$$

$$A_s(\text{min}) < A_s(\text{req}) < A_s(\text{máx}), \text{ entonces}$$

$$9.23 \text{ cm}^2 < 13.11 \text{ cm}^2 < 39.32 \text{ cm}^2$$

Se debe de colocar el área de acero requerido. **$A_s(\text{req}) = 13.11 \text{ cm}^2$**

Separación entre varillas

$$A_v (\text{propuesta}) = 1.98 \text{ cm}^2, \text{ corresponde a No. 5 G60}$$

$$S_v = \frac{100 \text{ cm} * 1.98 \text{ cm}^2}{13.11 \text{ cm}^2} = 15.10 \text{ cm}$$

$$S_v = 15.00 \text{ cm}$$

Colocar refuerzo a tensión No. 5 G60 @ 15 cm

Área de acero a compresión

Para cubrir el área de acero a compresión, se debe colocar, la cuantía de acero por temperatura.

$$As(temp) = 0.002 * b * t$$

$$As(temp) = 0.002 * 100 \text{ cm} * 30 \text{ cm}$$

$$As(temp) = 6.00 \text{ cm}^2$$

Separación entre varillas

$$Av \text{ (propuesta)} = 1.27 \text{ cm}^2, \text{ corresponde a No. 4 G60}$$

$$Sv = \frac{100 \text{ cm} * 1.27 \text{ cm}^2}{6 \text{ cm}^2} = 21.16 \text{ cm}$$

$$Sv = 20.00 \text{ cm}$$

Colocar refuerzo a compresión No. 4 G60 @ 20 cm

Esfuerzo cortante actuante (VU)

$$VU = (0.50 \text{ m} * (2 * W1 + W2)) + (Yc * b * t * \text{Halero})$$

$$VU = (0.50 \text{ m} * ((2 * 292.80 \text{ Kg/m}) + (3,360 \text{ Kg}))) + (2,400 \text{ Kg/m}^3 * 0.30 \text{ m} * 2.50 \text{ m} * 7 \text{ m})$$

$$VU = 1,972.80 \text{ Kg} + 12,600 \text{ Kg}$$

$$VU = 14,572.80 \text{ Kg}$$

Esfuerzo cortante resistente

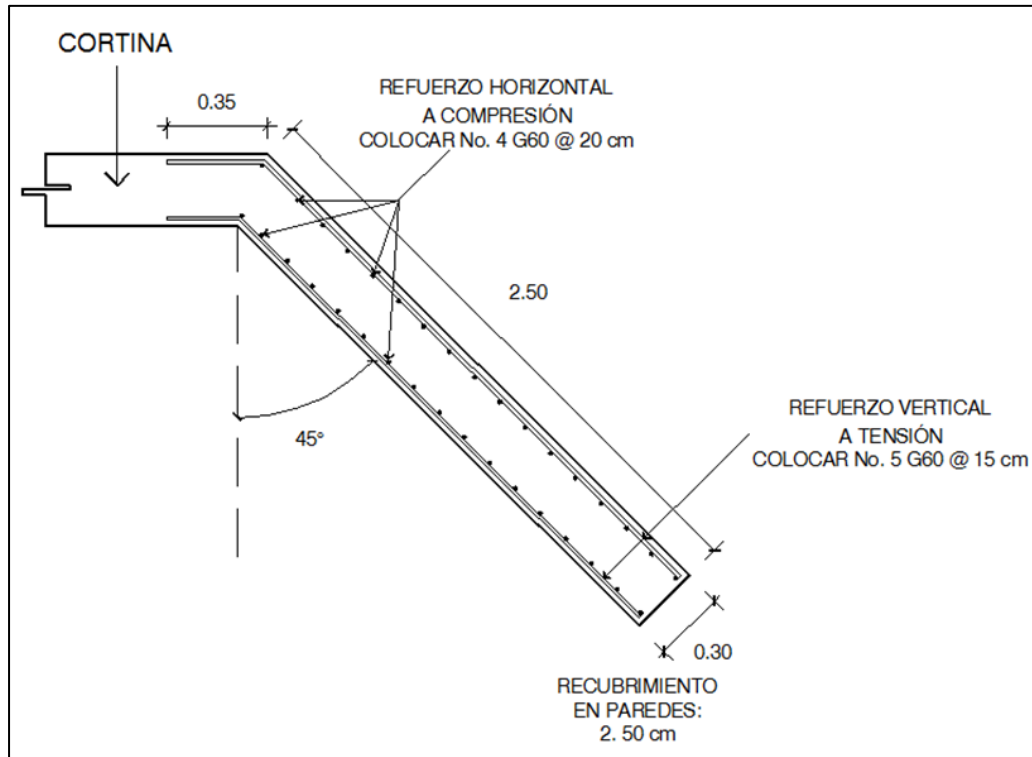
$$Vrc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$Vrc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{281} * 100 \text{ cm} * 27.50 \text{ cm}$$

$$Vrc = 20,767.33 \text{ Kg}$$

Como $V_{rc} > V_U$, no hay necesidad de colocar acero de refuerzo adicional.

FIGURA 45



Detalle: Armado de alero a la cortina

Fuente: Elaboración propia. Sin escala.

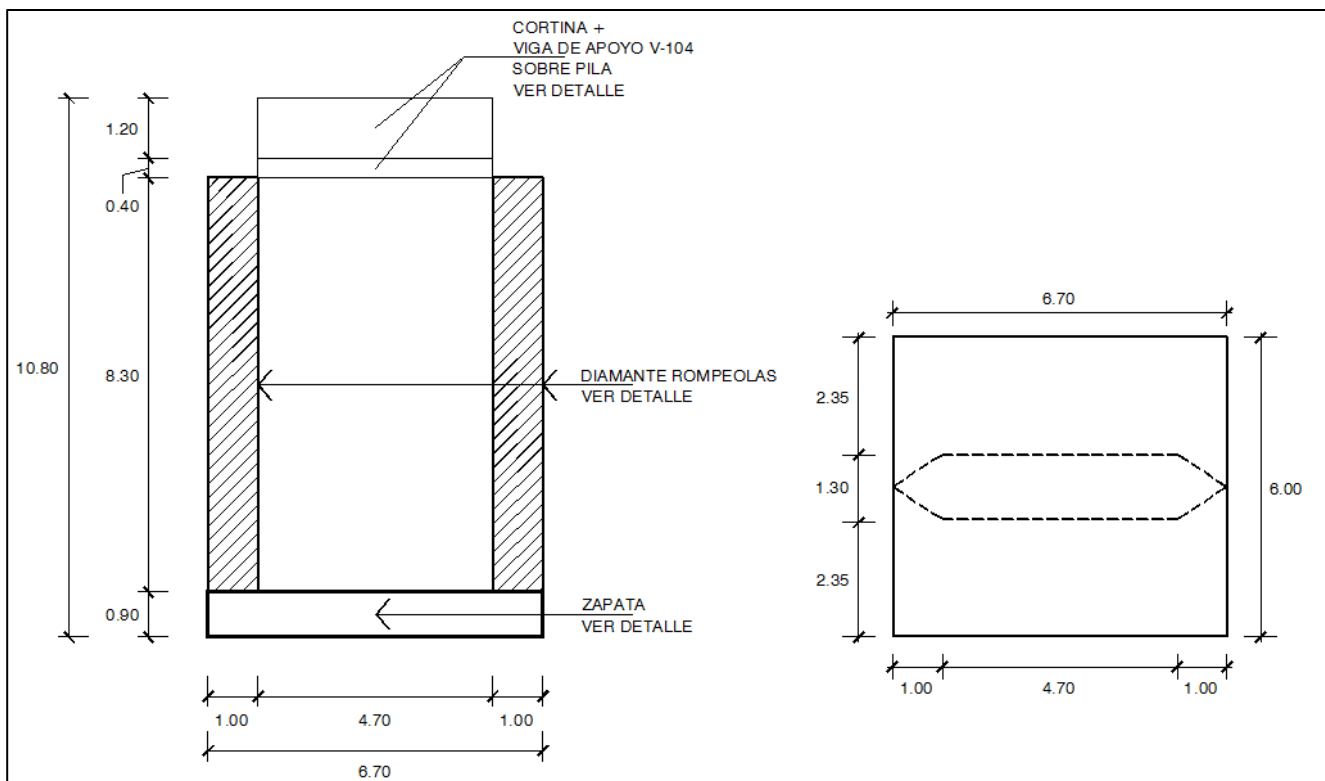
2.8.5. Diseño de pilas

Las pilas al igual que los estribos, son apoyos que sostienen la superestructura, éstas además ayudan a dividir en tramos la luz del puente.

Para este caso, las pilas se diseñan como tipo pared y tendrán las siguientes dimensiones: **1.30 m**, de ancho, **6.70 m**, de largo y **8.30 m**, de alto.

La superestructura, se encuentra simplemente apoyada sobre la pila, por lo tanto, esta no transmite momento. Las cargas que afectan a la pila según la AASTHO, son: **carga de agua, superestructura, suelo, viento** y el **peso propio de la pila**, asimismo, la reacción máxima debido a la **carga viva**.

FIGURA 46



Detalle: Predimensionamiento de pila y zapata

Fuente: Elaboración propia. Sin escala.

Consideraciones de diseño

$$f'c = 281 \text{ Kg/cm}^2 (4,000 \text{ PSI})$$

$$fy = 4,200 \text{ Kg/cm}^2 (60,000 \text{ PSI})$$

$$Yc = \text{Peso específico del concreto armado} = 2,400 \text{ Kg/m}^3$$

$$b = \text{base del alero} = 1.30 \text{ m} = 130 \text{ cm}$$

$$L = \text{Luz de pila} = 6.70 \text{ m} = 670 \text{ cm}$$

$$H = \text{Altura de pila} = 8.30 \text{ m}, + \text{Hviga de apoyo} = 830 \text{ cm} + 40 \text{ cm} = 870 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento} = 10 \text{ cm}$$

$$n = \text{Número de vigas aplicadas en el apoyo}, n = 4$$

$$\sigma = \text{Refuerzo propuesto de acero, para pilas tipo muro portante,}$$

$$\sigma_{\min} = 0.0015 \text{ propuesto por la ACI}$$

Cuantía del área de acero mínimo propuesto

$$As(\text{col}) = \sigma * Ag$$

$$As(\text{col}) = 0.0015 * (100 \text{ cm} * 130 \text{ cm})$$

$$As(\text{col}) = 19.50 \text{ cm}^2$$

Diámetro de varilla

$$Av (\text{propuesta}) = 5.07 \text{ cm}^2, \text{ corresponde a No. 8 G60.}$$

$$As(\text{req}) = 4 \text{ varillas} * (5.07 \text{ cm}^2) = 20.28 \text{ cm}^2$$

$$20.28 \text{ cm}^2 > 19.50 \text{ cm}^2 \text{ "CHEQUEA"}$$

Porcentaje de acero real

$$\sigma_{\text{real}} = As(\text{req}) / Ag$$

$$\sigma_{\text{real}} = (20.28 \text{ cm}^2) / (13,000 \text{ cm}^2)$$

$$\sigma_{\text{real}} = 0.00156 \approx 0.002$$

$$\sigma_{\text{real}} = 0.002$$

Cuantía de acero real para pila principal

$$\begin{aligned}A_s(\text{col}) &= \sigma * A_g \\A_s(\text{col}) &= 0.002 * (100 \text{ cm} * 130 \text{ cm}) \\A_s(\text{col}) &= 26.00 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Carga que se aplica al muro

$$P_u = 1.40 (\text{PCM}) + 1.70 (\text{PCV})$$

Donde

PCM = Carga muerta en TON

PCV = Carga viva en TON

Pu = Carga última de diseño en TON

Integración de cargas muertas (PCM)

$$\text{Carga superestructura} = (104,055.60 \text{ Kg} * 2) = 208,112 \text{ Kg} \approx \mathbf{208.11 \text{ TON}}$$

$$\begin{aligned}\text{Carga del suelo} &= (Y_s * b * H * L) * 2 = (1,700 \text{ Kg/m}^3 * 2.35 \text{ m} * 3.50 \text{ m} * 6.70 \text{ m}) * 2 = 187,365.50 \text{ Kg} \\&\approx \mathbf{187.40 \text{ TON}}\end{aligned}$$

$$\text{Carga del agua} = (E_{\text{agua}} * b * H_{\text{pila}}) / 2$$

Donde

Eagua = Empuje de agua

$$E_{\text{agua}} = K * V^2$$

V = Velocidad del agua

K = Constante de carga, aplicada por el agua

$$K = \frac{9}{8} \frac{\text{Lb} * \text{s}^2}{\text{ft}^4}$$

La velocidad, se determina usando la fórmula de Manning.

$$V = \frac{R_h^{2/3} * S_o^{1/2}}{n}$$

Donde

Rh = Radio hidráulico en m

So = Porcentaje de pendiente = **0.0173**

n = Coeficiente de Manning para ríos grandes = **0.035**

V = Velocidad del agua en m/s

$$V = \frac{1}{n} * \left(\frac{\sqrt{3} * (b)}{4} \right)^{\frac{2}{3}} * (S_o)^{\frac{1}{2}}$$
$$V = \frac{1}{0.035} * \left(\frac{\sqrt{3} * (52)}{4} \right)^{\frac{2}{3}} * (0.0173)^{\frac{1}{2}}$$
$$V = 29.96 \text{ m/s} \approx 30 \text{ m/s}$$
$$V = 98.43 \text{ ft/s}$$

Empuje del agua

$$E_{\text{agua}} = K * V^2$$
$$E_{\text{agua}} = \left(\frac{9}{8} \frac{\text{Lb} * \text{s}^2}{\text{ft}^4} \right) * (98.43 \text{ ft/s})^2$$
$$E_{\text{agua}} = 10,899.52 \text{ Lb/ft}^2$$

$$H_{\text{pila}} = 8.70 \text{ m} = 28.54 \text{ ft}$$

$$b_{\text{diseño}} = 1 \text{ pie}$$

$$\text{Carga del agua} = (10,899.52 \text{ Lb/ft}^2 * 28.54 \text{ ft} * 1 \text{ ft}) / 2 = 155,536.15 \text{ Lb} \approx \mathbf{70.70 \text{ TON}}$$

$$\text{Carga de viento} = 0.12 * (\text{Carga de superestructura}) = 0.12 * (208.11 \text{ TON}) = \mathbf{25.00 \text{ TON}}$$

$$\text{Carga de la pila} = Y_c * b * h * L = (2,400 \text{ Kg/m}^3 * 1.30 \text{ m} * 8.70 \text{ m} * 6.70 \text{ m}) = 181,865 \text{ Kg} \approx$$

$$\mathbf{182.00 \text{ TON}}$$

$$\text{PCM} = \text{PSuperestructura} + \text{Psuelo} + \text{Pagua} + \text{Pviento} + \text{Ppila}$$

$$\text{PCM} = 208.11 \text{ TON} + 187.40 \text{ TON} + 70.70 \text{ TON} + 25.00 \text{ TON} + 182.00 \text{ TON}$$

$$\mathbf{\text{PCM} = 673.21 \text{ TON}}$$

Carga viva

Es necesario considerar la reacción mayor aplicada en el apoyo.

$$\text{PCV} = \text{RCV} * \text{nvigas}$$

Donde

RCV = Reacción mayor aplicada en el apoyo en TON

nvigas = Número de vigas aplicadas en el apoyo = **4**

$$\text{RCV} = 9,494 \text{ Kg} \approx 9.50 \text{ TON}$$

$$\text{PCV} = (9.50 \text{ TON} * 4)$$

$$\mathbf{\text{PCV} = 38.00 \text{ TON}}$$

Carga última

$$\text{Pu} = (1.40 * \text{PCM}) + (1.70 * \text{PCV})$$

$$\text{Pu} = (1.40 * 673.21 \text{ TON}) + (1.70 * 38 \text{ TON})$$

$$\mathbf{\text{Pu} = 1,007.10 \text{ TON}}$$

- **Comprobación del diseño de pila, según el área de concreto y el área de acero considerado**

$$A_g = 100 \text{ cm} * 130 \text{ cm} = 13,000 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(\text{req})} = 26.00 \text{ cm}^2$$

La carga P resistente, se calculará de modo que, los esfuerzos en el concreto sean igual al 85 % de su capacidad.

$$0.85 * f'_c$$

$$0.85 * 0.281 \text{ TON/cm}^2$$

$$0.240 \text{ TON/cm}^2$$

$$Pr = f'_c * (A_g + ((n - 1) * A_s))$$

$$n = \text{Número de vigas} - 1$$

$$n = 4 - 1 = 3$$

$$Pr = 0.240 \text{ TON/cm}^2 * (13,000 \text{ cm}^2 + (3 * 26 \text{ cm}^2))$$

$$Pr = 3,138.72 \text{ TON}$$

$$Pr \gg Pu$$

$$3,138.72 \text{ TON} \gg 1,007.10 \text{ TON "CHEQUEA"}$$

Coefficiente de fluencia del concreto

$$\beta_1 = \frac{1.40 * PCM}{Pu}$$

$$\beta_1 = \frac{1.40 * (673.21 \text{ Kg})}{(1,007.10 \text{ Kg})}$$

$$\beta_1 = 0.93$$

Chequeo de esbeltez de la pila

$$Esb-col = \frac{K * Hpila}{r}$$

$$K = \frac{20 - \Psi}{20} * \sqrt{1 + \Psi}$$

$$\Psi = \frac{Hpila}{Long. viga} = \frac{8.70 \text{ m}}{17 \text{ m}} = 0.51$$

$$K = \frac{20 - 0.51}{20} * \sqrt{1 + 0.51}$$

$$K = 1.20$$

$$r = 0.30 * b$$

$$r = 0.30 * (1.30 \text{ m})$$

$$r = 0.40 \text{ m}$$

$$Esb-col = \frac{1.20 * 8.70 \text{ m}}{0.40 \text{ m}}$$

$$Esb-col = 26.10$$

$$22 < Esb-col < 100$$

$$22 < 26.10 < 100$$

Es necesario magnificar el momento

Módulo de elasticidad del concreto

$$Ec = 15,100 * \sqrt{f'c}$$

$$Ec = 15,100 * \sqrt{281}$$

$$Ec = 253,122.12 \text{ Kg/cm}^2$$

Inercia de la sección del área gruesa de la pila

$$I = \frac{1}{12} * b * H^3$$

$$b = 130 \text{ cm}$$

$$H = 100 \text{ cm de diseño}$$

$$I = \frac{1}{12} * (130 \text{ cm}) * (100 \text{ cm})^3$$

$$I = 10,833,333.33 \text{ cm}^4$$

Cálculo del valor EI

$$EI = \frac{0.40 * E_c * I}{1 + \beta_1}$$

$$EI = \frac{0.40 * (253,122.12 \text{ Kg/cm}^2) * (10,833,333.33 \text{ cm}^4)}{1 + 0.93}$$

$$EI = 5.683 * 10^{11} \text{ Kg} \cdot \text{cm}^2$$

$$EI = 5.683 * 10^{11} \text{ Kg} \cdot \text{cm}^2 * \frac{1 \text{ TON}}{1,000 \text{ Kg}} * \frac{1 \text{ m}^2}{(100 \text{ cm})^2}$$

$$EI = 56,830 \text{ TON} \cdot \text{m}^2$$

Cálculo de la carga crítica

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * EI}{K * (H_{pila})^2}$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * (56,830 \text{ TON} \cdot \text{m}^2)}{1.20 * (8.70 \text{ m})^2}$$

$$P_{cr} = 6,175.30 \text{ TON}$$

Cálculo del magnificador

$$\delta = \frac{CM}{1 - \frac{Pu}{0.75 P_{cr}}} \geq 1$$

Donde

$$CM = 0.60 + (0.40 * (M1/M2))$$

Como la superestructura se encuentra simplemente apoyada, está no transmite momento sobre la pila, entonces, la relación M1/M2 es 1.

$$CM = 0.60 + (0.40 * 1)$$

$$CM = 1$$

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{1,007.10 \text{ TON}}{0.75 (6,175.30 \text{ TON})}} = 1.27$$

$$\delta = 1.27$$

Momento que transmite la pila a la zapata

$$M_{\text{pila-zapata}} = \delta * Pu * e$$

Donde

$$\delta = \text{Magnificador del momento} = 1.27$$

$$Pu = \text{Carga última} = 1,007.10 \text{ TON}$$

e = Excentricidad, la ACI recomienda utilizar una excentricidad igual a 0.45 m, para este tipo de pila.

$$M_{\text{pila-zapata}} = 1.27 * 1,007.10 \text{ TON} * 0.45 \text{ m}$$

$$M_{\text{pila-zapata}} = 575.60 \text{ TON} - \text{m}$$

Compresión pura que resiste la pila

$$P = (0.85 * f'_c * A_g) + (A_s * f_y)$$

$$P = (0.85 * 0.281 \text{ TON/cm}^2 * 100 \text{ cm} * 130 \text{ cm}) + (26 \text{ cm}^2 * 4.20 \text{ TON/cm}^2)$$

$$P = 3,105.05 \text{ TON} + 109.20 \text{ TON}$$

$$P = 3,214.25 \text{ TON}$$

Falla balanceada

$$C_b = \frac{\epsilon_c}{\left(\frac{f_y}{E_s}\right) + \epsilon_c} * d$$

Donde

ϵ_c = Deformación total del concreto a compresión = **0.003**

d = Peralte efectivo de pila = 100 cm – 10 cm = **90 cm**

f_y = 4,200 Kg/cm²

E_s = $2.03 * 10^6$ Kg/cm²

C_b = Brazo de balanceo en cm

$$C_b = \frac{0.003}{\left(\frac{4,200 \text{ Kg/cm}^2}{2.03 * 10^6 \text{ Kg/cm}^2}\right) + 0.003} * 90 \text{ cm}$$

$$C_b = 53.27 \text{ cm}$$

Brazo que hace momento o palanca

$$a = 0.85 * Cb$$

Donde

Cb = Brazo de balanceo en cm = **53.27 cm**

a = Brazo de palanca en cm

$$a = 0.85 * (53.27 \text{ cm})$$

$$a = 45.28 \text{ cm}$$

Deformación total del acero de refuerzo a tensión

$$\epsilon_s = \epsilon_c * \left(\frac{Cb - \text{recubrimiento}}{Cb} \right)$$

$$\epsilon_s = 0.003 * \left(\frac{53.27 \text{ cm} - 10 \text{ cm}}{53.27 \text{ cm}} \right)$$

$$\epsilon_s = 0.0024$$

Como $\epsilon_s = 0.0024 < \epsilon_c = 0.003$, el área de acero requerido es suficiente para cubrir el esfuerzo por compresión y tensión, es decir, el concreto y el acero, están balanceados.

Carga balanceada aplicada a la pila

$$P_b = (0.85 * f'_c * a * b) + \underline{(A'_s * f'_s)} - \underline{(A_s * f_s)}$$

Por ser una pila diseñada a flexocompresión no se toman en cuenta los datos anteriormente marcados, entonces.

$$P_b = (0.85 * f'_c * a * b)$$

$$P_b = (0.85 * 0.281 \text{ TON/cm}^2 * 45.28 \text{ cm} * 130 \text{ cm})$$

$$P_b = 1,405.97 \text{ TON}$$

Carga balanceada por seguridad

$$P'b = P_b / 0.70$$

$$P'b = (1,405.97 \text{ TON}) / (0.70)$$

$$P'b = 2,008.52 \text{ TON}$$

Momento respecto al centroide

$$M_b = \left(0.85 * f'_c * a * b * \left(\frac{H}{2} - \frac{a}{2} \right) \right) + \left(A_s * f_y * \left(\frac{H}{2} - \text{recubrimiento} \right) \right) + \left(A_s * f_y * \left(d - \frac{H}{2} \right) \right)$$

$$M_b = \left(0.85 * 0.281 \text{ TON/cm}^2 * 45.28 \text{ cm} * 130 \text{ cm} * \left(\frac{100 \text{ cm}}{2} - \frac{45.28 \text{ cm}}{2} \right) \right) +$$

$$\left(26 \text{ cm}^2 * 4.20 \text{ TON/cm}^2 * \left(\frac{100 \text{ cm}}{2} - 10 \text{ cm} \right) \right) +$$

$$\left(26 \text{ cm}^2 * 4.20 \text{ TON/cm}^2 * \left(90 \text{ cm} - \frac{100 \text{ cm}}{2} \right) \right)$$

$$M_b = (38,467.25 \text{ TON} - \text{cm}) + (4,368.00 \text{ TON} - \text{cm}) + (4,368.00 \text{ TON} - \text{cm})$$

$$M_b = 47,203.25 \text{ TON} - \text{cm}$$

$$M_b = 472.03 \text{ TON} - \text{m}$$

Cálculo de flexión pura

$$M'b = A_s * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{1.70 * f'_c * b} \right)$$

$$M'b = 26 \text{ cm}^2 * 4.20 \text{ TON/cm}^2 * \left(90 \text{ cm} - \frac{26 \text{ cm}^2 * 4.20 \text{ TON/cm}^2}{1.70 * 0.281 \text{ TON/cm}^2 * 130 \text{ cm}} \right)$$

$$M'b = 9,635.98 \text{ TON} - \text{cm}$$

$$M'b = 96.40 \text{ TON} - \text{m}$$

Momento balanceado por seguridad

$$\begin{aligned}M''b &= M'b/0.70 \\M''b &= (96.40 \text{ TON} - \text{m}) / (0.70) \\M''b &= 137.71 \text{ TON} - \text{m}\end{aligned}$$

Chequeo de carga y momento resistente

Si $M_b > M''b$, entonces CHEQUEA
Si $P > P'b$, entonces CHEQUEA

$$\begin{aligned}M_b &= 472.03 \text{ TON} - \text{m} > M''b = 137.71 \text{ TON} - \text{m} \text{ "CHEQUEA"} \\P &= 3,214.25 \text{ TON} > P'b = 2,008.52 \text{ TON} \text{ "CHEQUEA"}\end{aligned}$$

Chequeo al corte

$$\begin{aligned}VU &= 1.70 * \text{Pagua} \\VU &= 1.70 * (70.70 \text{ TON}) \\VU &= 120.20 \text{ TON}\end{aligned}$$

Resistencia del concreto al cortante

$$\begin{aligned}V_{rc} &= 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \\V_{rc} &= 0.85 * 0.53 * \sqrt{281} * 130 \text{ cm} * 90 \text{ cm} \\V_{rc} &= 88,355.55 \text{ Kg} \\V_{rc} &= 88.40 \text{ TON}\end{aligned}$$

Revisión del Vrc contra VU

$$V_{rc} < V_U$$

$$88.40 \text{ TON} < 120.20 \text{ TON}$$

No cumple la resistencia contra el cortante, por lo que es necesario colocar estribos.

Área de acero horizontal requerido

Separación entre varillas

$$S_e = \frac{2 * A_v * f_y * d}{V_U}$$

Donde

A_v = Área de varilla propuesta en cm² = 2.85 cm² corresponde a No. 6 G60

d = Peralte efectivo de la pila en cm

V_U = Cortante último en Kg

S_e = Separación entre estribos en cm

$$S_e = \frac{2 * (2.85 \text{ cm}^2) * (4.20 \text{ TON/cm}^2) * (90 \text{ cm})}{120.20 \text{ TON}} = 17.92 \text{ cm}$$

$$S_e = 17.00 \text{ cm}$$

Área de acero vertical requerido

Separación entre varillas

A_v (propuesta) = 5.07 cm², corresponde a No. 8 G60

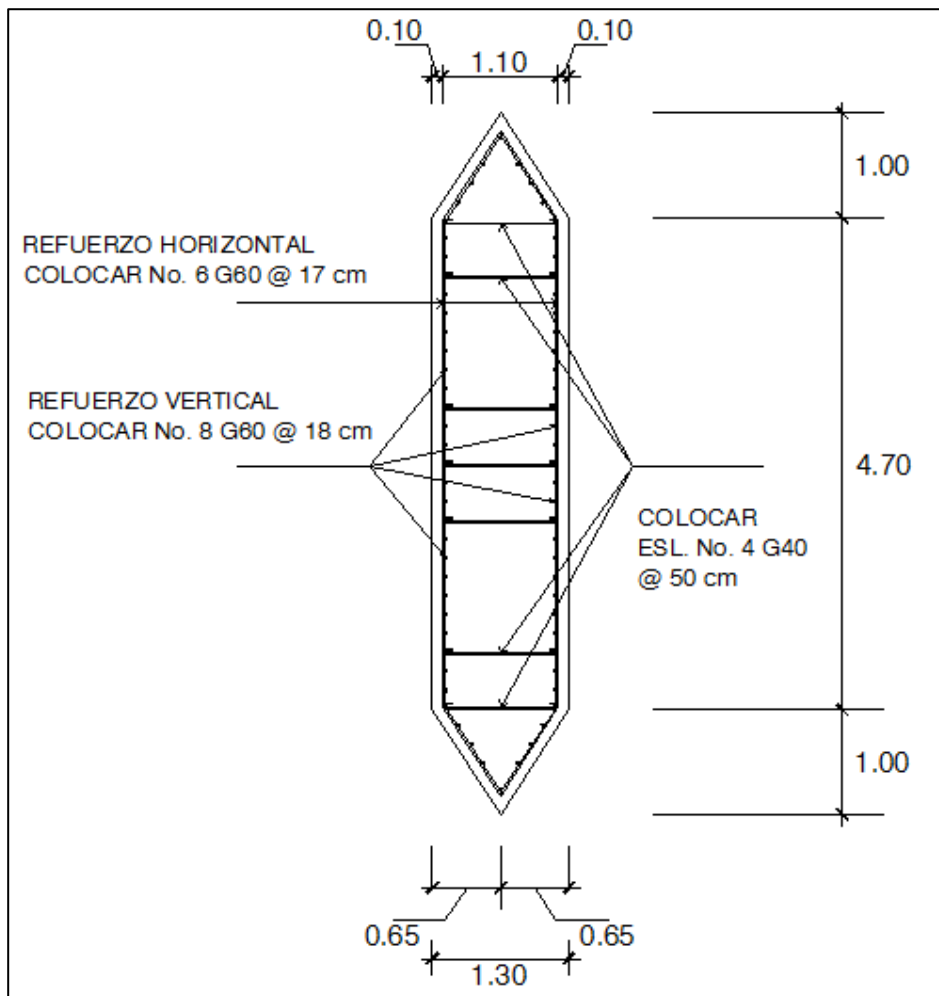
$$S_v = \frac{100 \text{ cm} * 5.07 \text{ cm}^2}{26 \text{ cm}^2} = 19.50 \text{ cm}$$

$$S_v = 18.00 \text{ cm}$$

Colocar refuerzo vertical No. 8 G60 @ 18 cm

Colocar refuerzo horizontal No. 6 G60 @ 17 cm

FIGURA 47



Detalle: Armado de pila central

Fuente: Elaboración propia. Sin escala.

2.8.6. Diseño de zapatas

Las zapatas son elementos que permiten sostener la estructura de concreto armado, sobre la que se apoya el pilar y cuya función es, distribuir la elevada carga del pilar y la superestructura sobre una superficie que sea lo más amplia posible.

Consideraciones de diseño

$$f'c = 0.281 \text{ TON/cm}^2 \text{ (4,000 PSI)}$$

$$f_y = 4.20 \text{ TON/cm}^2 \text{ (60,000 PSI)}$$

$$Y_c = \text{Peso específico del concreto armado} = 2,400 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_s = \text{Valor soporte del suelo} = 27.30 \text{ TON/m}^2$$

$$t = \text{Peralte de la zapata} = 90 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento} = 10 \text{ cm}$$

$$Y_s = \text{Peso específico de la arena húmeda (arena de río)} = 1.70 \text{ TON/m}^3$$

Integración de cargas muertas

$$PS.E. = \text{Carga de la superestructura}$$

$$PS.E. = 208.11 \text{ TON}$$

$$Ps = \text{Carga de suelo}$$

$$Ps = 187.40 \text{ TON}$$

$$Pagua = \text{Carga del agua}$$

$$Pagua = 70.70 \text{ TON}$$

$$Ppila = \text{Carga de pila}$$

$$Ppila = 182.00 \text{ TON}$$

$$PCM = \Sigma \text{ Cargas muertas}$$

$$PCM = 208.11 \text{ TON} + 187.40 \text{ TON} + 70.70 \text{ TON} + 182.00 \text{ TON} = 648.21 \text{ TON}$$

Carga viva (PCV)

La carga viva a integrar es la reacción mayor aplicada en el apoyo.

$$PCV = RCV * \text{No. de vigas}$$

$$PCV = 9.50 \text{ TON} * 4$$

$$PCV = 38.00 \text{ TON}$$

Cálculo de carga última (Pu)

$$Pu = 1.40*(PCM) + 1.70*(PCV)$$

$$Pu = 1.40*(648.21 \text{ TON}) + 1.70*(38 \text{ TON})$$

$$Pu = 972.10 \text{ TON}$$

Cálculo del área mínima de la zapata

$$Azap = \frac{1.50 * P_{servicio}}{V_s}$$

Donde

Pservicio = Carga de servicio en TON

Vs = Valor soporte del suelo en TON/m²

Azap = Área mínima para el diseño de la zapata en m²

Carga de servicio (Pservicio)

$$P_{servicio} = \frac{Pu}{1.49}$$

$$P_{servicio} = \frac{972.10 \text{ TON}}{1.49}$$

$$P_{servicio} = 652.40 \text{ TON}$$

$$Azap = \frac{1.50 * (652.40 \text{ TON})}{27.30 \text{ TON/m}^2}$$

$$Azap = 35.85 \text{ m}^2$$

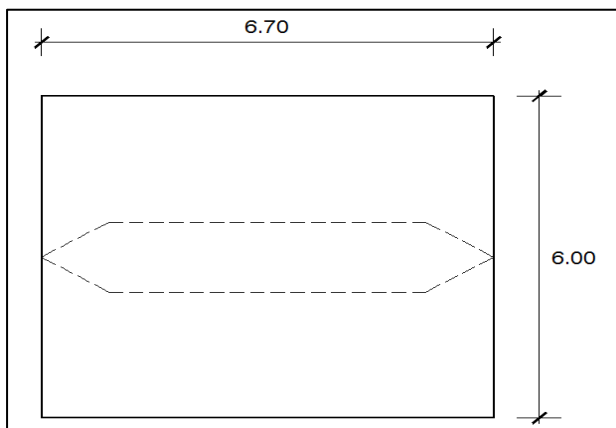
Dimensión de zapata

$$b = \sqrt{Azap}$$

$$b = \sqrt{35.85 \text{ m}^2}$$

$$b = 5.99 \approx 6.00 \text{ m}$$

FIGURA 48



Fuente: Elaboración propia.

Se toma en cuenta la siguiente sección de la zapata, debido a la longitud de la pila central. Por tanto el área real de la zapata es.

$$Azap = 6.70 \text{ m} * 6.00 \text{ m}$$

$$Azap = 40.20 \text{ m}^2$$

$$Azap = 40.20 \text{ m}^2 \geq Azap = 35.85 \text{ m}^2 \text{ "CHEQUEA"}$$

Chequeo de estabilización de la pila y zapata en contra del empuje que provoca la carga del agua y la carga de sismo.

Momento de volteo

$$MV = M_{\text{pila-zapata}} + M_{\text{sismo}}$$

Donde

Mpila-zapata = Momento que transmite la pila central hacia la zapata en TON – m

Msismo = Momento debido al sismo en TON – m

MVolteo = Momento de volteo en TON – m

$$M_{\text{pila-zapata}} = 575.60 \text{ TON} - \text{m}$$

$$M_{\text{sismo}} = \frac{1}{2} * L * PU * 0.12$$

$$M_{\text{sismo}} = \frac{1}{2} * (4.70 \text{ m}) * (972.10 \text{ TON}) * 0.12$$

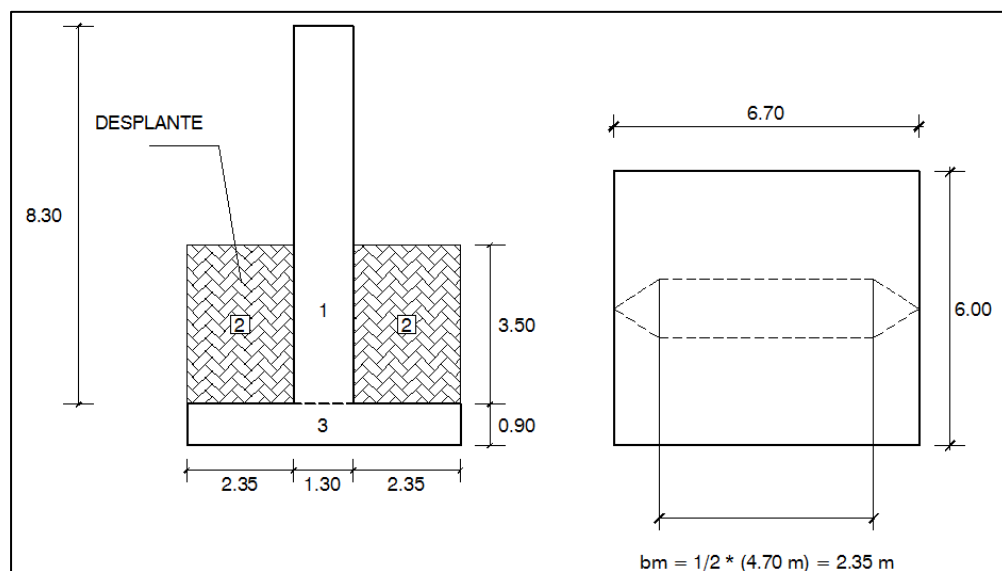
$$M_{\text{sismo}} = 274.13 \text{ TON} - \text{m}$$

$$M_{\text{Volteo}} = 575.60 \text{ TON} - \text{m} + 274.13 \text{ TON} - \text{m}$$

$$M_{\text{Volteo}} = 849.73 \text{ TON} - \text{m}$$

Cálculo de momento estabilizante que resiste el volteo

FIGURA 49



Fuente: Elaboración propia.

TABLA 10

Sección	Dimensión (m)			Vol (m ³)	Peso específico (TON/m ³)	Carga (TON)	Brazo (m)	Momento (TON – m)
	H	b	L					
1	8.30	1.30	4.70	50.71	2.40	121.70	2.35	286.00
2	3.50	(2.35 * 2) = 4.70	6.70	110.2 2	1.70	187.40	2.35	440.40
3	0.90	6.00	6.70	36.20	2.40	86.90	2.35	204.22
						Σ = 396.00		Σ = 931.00

Fuente: Elaboración propia.

Revisión contra el volteo

$$\text{Volteo} = \frac{M_{\text{Estabilizante}} + M_{S.E.}}{M_{\text{Volteo}}} > 1.50$$
$$\text{Volteo} = \frac{931 \text{ TON} \cdot \text{m} + 489.06 \text{ TON} \cdot \text{m}}{849.73 \text{ TON} \cdot \text{m}} = 1.67$$
$$1.67 > 1.50 \text{ "CHEQUEA"}$$

Revisión contra el deslizamiento

$$\text{Deslizamiento} = \frac{(P + P_{S.E.}) \cdot \mu}{P_{\text{Agua}} + P_{\text{Sismo}}} > 1.50$$
$$\mu = \text{Coeficiente de fricción del suelo} = 0.50$$
$$\text{Deslizamiento} = \frac{(396 \text{ TON} + 208.11 \text{ TON}) \cdot 0.50}{(70.70 \text{ TON}) + (0.12 \cdot 208.11 \text{ TON})} = 3.15$$
$$3.15 > 1.50 \text{ "CHEQUEA"}$$

Revisión contra las presiones sobre el suelo

El estribo (muro de contención) debe de cumplir lo siguiente.

$\sigma < V_s$, para que el suelo sea capaz de soportar la carga.

$\sigma > 0$, para que no hayan cargas negativas.

$$\sigma = \frac{P_U}{A_{zap}}$$
$$\sigma = \frac{1,007.10 \text{ TON}}{40.20 \text{ m}^2}$$
$$\sigma = 25.05 \text{ TON/m}^2$$

$$\sigma = 25.05 \text{ TON/m}^2 < V_s = 27.30 \text{ TON/m}^2 \text{ "CHEQUEA"}$$
$$\sigma = 25.05 \text{ TON/m}^2 > 0 \text{ "CHEQUEA"}$$

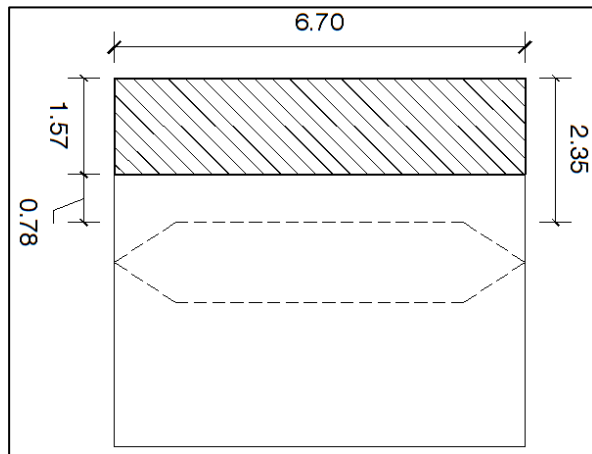
Chequeo al corte simple

d = Peralte efectivo

d = t – recubrimiento - $\phi/2$

d = 90 cm – 10 cm – (2.54 cm/2) = 78.70 cm $\approx$ **0.78 m**

FIGURA 50



Fuente: Elaboración propia.

Carga máxima aplicada a la zapata

$$q_{\text{máx}} = \sigma_{\text{máx}} * 1.30$$

Donde

$\sigma_{\text{máx}}$ = Carga que se transmite al suelo en TON/m²

$q_{\text{máx}}$ = Carga máxima aplicada a la zapata en TON/m²

$$q_{\text{máx}} = \sigma_{\text{máx}} * 1.30$$

$$q_{\text{máx}} = 25.05 \text{ TON/m}^2 * 1.30$$

$$q_{\text{máx}} = 32.60 \text{ TON/m}^2$$

Cortante actuante

$$V_{act} = A_{shurada} * q_{m\acute{a}x}$$

$$V_{act} = (6.70 \text{ m} * 1.57 \text{ m}) * (32.60 \text{ TON/m}^2)$$

$$V_{act} = 342.92 \text{ TON}$$

Cortante resistente al corte simple

$$V_{rc} = \frac{0.85 * 0.53}{1,000} * \sqrt{f'_c} * L * d$$

$$V_{rc} = \frac{0.85 * 0.53}{1,000} * \sqrt{281} * (670 \text{ cm}) * (78.70 \text{ cm})$$

$$V_{rc} = 398.20 \text{ TON}$$

$$V_{rc} > V_{act}$$

$$398.20 \text{ TON} > 342.92 \text{ TON "CHEQUEA"}$$

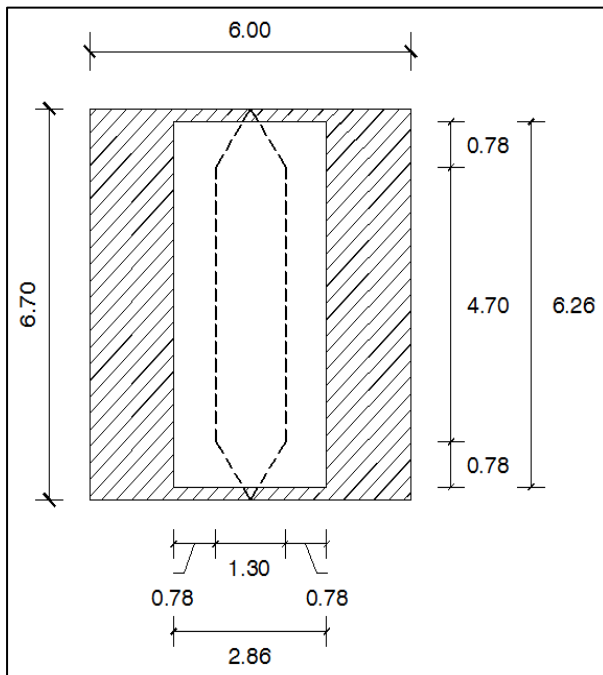
Chequeo al corte punzonante

d = Peralte efectivo

d = t – recubrimiento - $\phi/2$

d = 90 cm – 10 cm – (2.54 cm/2) = 78.70 cm $\approx$ **0.78 m**

FIGURA 51



Fuente: Elaboración propia.

$$A1 = (6.70 \text{ m} * 6 \text{ m}) = 40.20 \text{ m}^2$$

$$A2 = (6.26 \text{ m} * 2.86 \text{ m}) = 17.90 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{ashurada}} = A1 - A2$$

$$A_{\text{ashurada}} = 40.20 \text{ m}^2 - 17.90 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{A_{ashurada} = 22.30 \text{ m}^2}$$

Cortante actuante

$$\begin{aligned} V_{act} &= A_{asurada} * q_{\max} \\ V_{act} &= (22.30 \text{ m}^2) * (32.60 \text{ TON/m}^2) \\ V_{act} &= 727.00 \text{ TON} \end{aligned}$$

Cortante resistente al corte punzonante

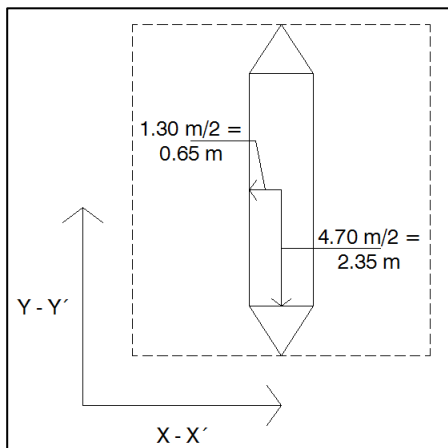
$$\begin{aligned} V_{rc} &= \frac{0.85 * 1.06}{1,000} * \sqrt{f'_c} * (\text{PERIMETRO}) * d \\ \text{PERIMETRO} &= (2 * 6.26 \text{ m}) + (2 * 2.86 \text{ m}) = 18.24 \text{ m} = 1,824 \text{ cm} \\ V_{rc} &= \frac{0.85 * 1.06}{1,000} * \sqrt{281} * (1,824 \text{ cm}) * (78.70 \text{ cm}) \\ V_{rc} &= 2,168.10 \text{ TON} \end{aligned}$$

$$V_{rc} > V_{act}$$

$$2,168.10 \text{ TON} > 727.00 \text{ TON "CHEQUEA"}$$

Área de acero requerido en la cama inferior

FIGURA 52



Fuente: Elaboración propia.

Chequeo a flexión en X – X'

$$\text{Momento actuante} = \frac{q_{\text{máx}} * b m^2}{2}$$

$$\text{Momento actuante} = \frac{(32.60 \text{ TON/m}^2) * (2.35 \text{ m})^2}{2}$$

$$\text{Momento actuante} = 90.02 \text{ TON} - \text{m/m} = 90,020.00 \text{ Kg} - \text{m/m}$$

Área de acero de requerido

$$A_s(\text{req}) = \frac{0.85 * 281}{4,200} * ((100 * 78.70) - \sqrt{(100 * 78.70)^2 - \frac{90,020 * 100}{0.003825 * 281}})$$

$$A_s(\text{req}) = 31.36 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínimo

$$A_s(\text{min}) = \frac{14.10 * b * d}{f_y}$$

$$A_s(\text{min}) = \frac{14.10 * 100 \text{ cm} * 78.70 \text{ cm}}{4,200 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$A_s(\text{min}) = 26.42 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo

$$A_s(\text{máx}) = 0.50 * \rho_b * b * d$$

$$\rho_b = 0.0286$$

$$A_s(\text{máx}) = 0.50 * 0.0286 * 100 \text{ cm} * 78.70 \text{ cm}$$

$$A_s(\text{máx}) = 112.54 \text{ cm}^2$$

Análisis del área de acero

$$As(\min) = 26.42 \text{ cm}^2$$

$$As(\text{req}) = 31.36 \text{ cm}^2$$

$$As(\text{máx}) = 112.54 \text{ cm}^2$$

$$As(\min) < As(\text{req}) < As(\text{máx}), \text{ entonces}$$

$$26.42 \text{ cm}^2 < 31.36 \text{ cm}^2 < 112.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Colocar el } \mathbf{As(\text{req}) = 31.36 \text{ cm}^2}$$

Separación entre varillas

$$Av (\text{propuesta}) = 5.07 \text{ cm}^2, \text{ corresponde a No. 8 G60}$$

$$Sv = \frac{100 \text{ cm} * 5.07 \text{ cm}^2}{31.36 \text{ cm}^2} = 16.16 \text{ cm}$$

$$\mathbf{Sv = 15.00 \text{ cm}}$$

Colocar refuerzo No. 8 G60 @ 15 cm, en el eje X – X', cama inferior

Chequeo a flexión en Y – Y'

$$\text{Momento actuante} = \frac{q_{\text{máx}} * b m^2}{2}$$

$$b m = (0.65 \text{ m} + d)$$

$$b m = (0.65 \text{ m} + 0.78 \text{ m}) = 1.43 \text{ m}$$

$$\text{Momento actuante} = \frac{(32.60 \text{ TON/m}^2) * (1.43 \text{ m})^2}{2}$$

$$\mathbf{\text{Momento actuante} = 33.33 \text{ TON} - \text{m/m} = 33,330.00 \text{ Kg} - \text{m/m}}$$

Área de acero de requerido

$$As(req) = \frac{0.85 * 281}{4,200} * ((100 * 78.70) - \sqrt{(100 * 78.70)^2 - \frac{33,330 * 100}{0.003825 * 281}})$$
$$As(req) = 11.35 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínimo

$$As(min) = \frac{14.10 * b * d}{fy}$$
$$As(min) = \frac{14.10 * 100 \text{ cm} * 78.70 \text{ cm}}{4,200 \text{ Kg/cm}^2}$$
$$As(min) = 26.42 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo

$$As(máx) = 0.50 * \rho_b * b * d$$
$$\rho_b = 0.0286$$
$$As(máx) = 0.50 * 0.0286 * 100 \text{ cm} * 78.70 \text{ cm}$$
$$As(máx) = 112.54 \text{ cm}^2$$

Análisis del área de acero

$$As(min) = 26.42 \text{ cm}^2$$

$$As(req) = 11.35 \text{ cm}^2$$

$$As(máx) = 112.54 \text{ cm}^2$$

$As(min) > As(req) < As(máx)$, entonces

$$26.42 \text{ cm}^2 > 11.35 \text{ cm}^2 < 112.54 \text{ cm}^2$$

Colocar el **$As(req) = 26.42 \text{ cm}^2$**

Separación entre varillas

A_v (propuesta) = 5.07 cm², corresponde a No. 8 G60

$$S_v = \frac{100 \text{ cm} * 5.07 \text{ cm}^2}{26.42 \text{ cm}^2} = 19.19 \text{ cm}$$

$$S_v = 18.00 \text{ cm}$$

Colocar refuerzo No. 8 G60 @ 18 cm, en el EJE Y – Y', cama inferior

Área de acero requerido cama superior

Se debe colocar el área de acero por temperatura.

$$A_s(\text{temp}) = 0.002 * b * t$$

$$A_s(\text{temp}) = 0.002 * 100 \text{ cm} * 90 \text{ cm}$$

$$A_s(\text{temp}) = 18.00 \text{ cm}^2$$

Separación entre varillas

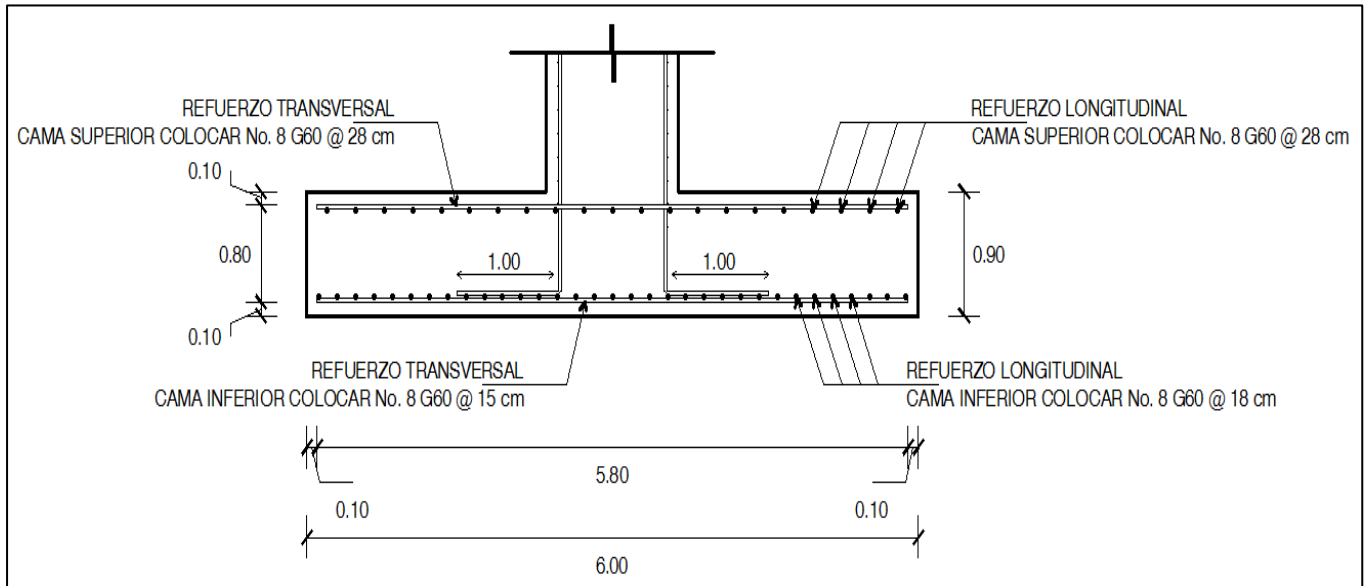
A_v (propuesta) = 5.07 cm², corresponde a No. 8 G60

$$S_v = \frac{100.00 \text{ cm} * 5.07 \text{ cm}^2}{18.00 \text{ cm}^2} = 28.16 \text{ cm}$$

$$S_v = 28.00 \text{ cm}$$

Colocar refuerzo No. 8 G60 @ 28 cm, en ambos sentidos, cama superior

FIGURA 53



Detalle: Armado de zapata

Fuente: Elaboración propia. Sin escala.

2.8.7. Diseño de almohada de neopreno

Las almohadillas de neopreno, sirven como juntas de dilatación entre las vigas principales y la viga de apoyo, ya que permite regularizar los esfuerzos a compresión que ejercen las cargas de la superestructura y la sobrecarga.

La AASHTO en su capítulo 14, establece las condiciones de apoyo para un puente en función de la longitud del mismo. Las almohadas de neopreno pueden clasificarse en metálicos y elastómetros.

Para este caso los apoyos son elastómetros, ya que son los que se adaptan mejor a los puentes de concreto, además, estos ofrecen mayor versatilidad en su uso y son más económicos.

TABLA 11

DUREZA (SHORE “A”)	50	60	70
Módulo de corte a 73°, con deflexión a 25 años	95 – 130	130 – 200	200 – 300
Deflexión instantánea	25 %	35 %	45 %

Fuente: Normativo AASHTO, juntas de dilatación, capítulo 14.

Los apoyos de neopreno, serán de dureza SHORE 60, reforzada con placas metálicas. El esfuerzo máximo permisible por compresión se obtiene mediante la fórmula.

$$\frac{\Delta L}{T} < 0.50$$

Si esto cumple, “**CHEQUEA**”

Donde

ΔL = Máximo desplazamiento horizontal

T = Espesor total del elastómetro

σ_f = Esfuerzo admisible del acero, según Hooke = **1,700.00 Kg/cm²**

t = Espesor de lámina = **1.30 cm**

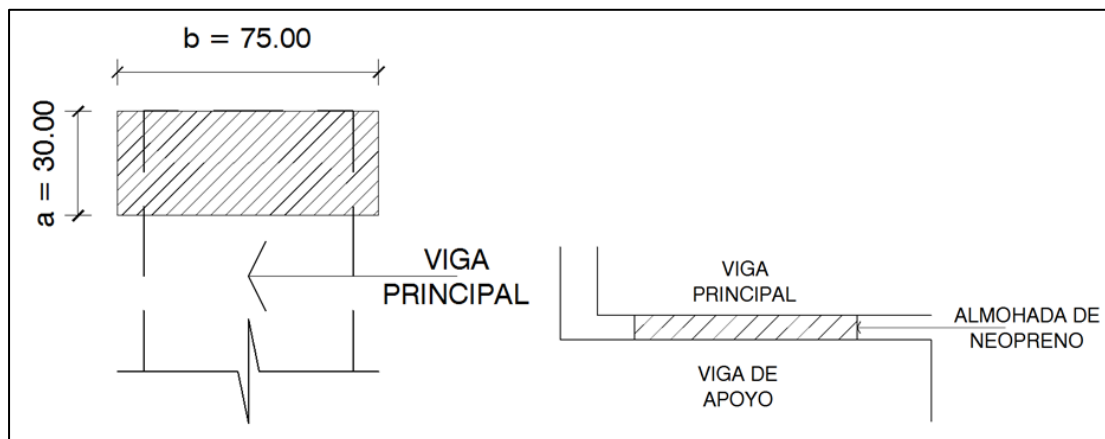
a, b = Dimensiones del apoyo de neopreno

Predimensionamiento

$$a_{min} = \mathbf{30\text{ cm}}$$

$$b_{min} = 0.044 * L = 0.044 * (17\text{ m}) = 0.75\text{ m} = \mathbf{75\text{ cm}}$$

FIGURA 54



Planta y perfil de la almohadilla de neopreno.

Fuente: Elaboración propia.

Consideraciones de diseño

L = Luz de viga principal = **1,700 cm**

a = 30 cm

b = 75 cm

MCM = Momento producido por carga muerta, provocado en la viga principal

$$\mathbf{MCM = 139,238.40\ Kg - m}$$

MCV = Momento producido por carga viva, provocado en la viga principal

$$\mathbf{MCV = 35,720\ Kg - m}$$

T = Espesor total máximo = 6.50 cm

Cálculo del desplazamiento horizontal

$$\Delta eT = \frac{\sigma_f * L}{E_s}$$
$$\Delta eT = \frac{1,700\ Kg/cm^2 * (1,700\ cm)}{2.03 * 10^6\ Kg/cm^2}$$
$$\mathbf{\Delta eT = 1.42\ cm}$$

Deformación por carga muerta y carga viva

$$\Delta e(CM + CV) = \frac{\Delta eT * MCM}{MCM + MCV}$$
$$\Delta e(CM + CV) = \frac{1.42\ cm * (139,239.40\ Kg - m)}{(139,239.40\ Kg - m) + (35,720\ Kg - m)}$$
$$\mathbf{\Delta e(CM + CV) = 1.13\ cm}$$

Deformación por contracción de fraguado y contracción diferida

$$\Delta c = 0.000165 * L$$
$$\Delta c = 0.000165 * (1,700\ cm)$$
$$\mathbf{\Delta c = 0.28\ cm}$$

Deformación por temperatura

$$\Delta_{temp} = 0.00011 * L$$

$$\Delta_{temp} = 0.00011 * (1,700 \text{ cm})$$

$$\Delta_{temp} = 0.19 \text{ cm}$$

Deformaciones máximas

$$\text{Contracción} = \Delta e(\text{CM} + \text{CV}) - (\Delta c + \Delta_{temp})$$

$$\text{Contracción} = 1.13 \text{ cm} - (0.28 \text{ cm} + 0.19 \text{ cm})$$

$$\text{Contracción} = 0.66 \text{ cm}$$

$$\text{Dilatación} = (\Delta eT + \Delta_{temp}) - \Delta c$$

$$\text{Dilatación} = (1.42 \text{ cm} + 0.19 \text{ cm}) - 0.28 \text{ cm}$$

$$\text{Dilatación} = 1.33 \text{ cm}$$

Espesor necesario para la almohadilla de neopreno

$$t_{necesario} = (\Delta e(\text{CM} + \text{CV}) + \Delta c + \Delta_{temp} + \text{Contracción} + \text{Dilatación})$$

$$t_{necesario} = 1.13 \text{ cm} + 0.28 \text{ cm} + 0.19 \text{ cm} + 0.66 \text{ cm} + 1.33 \text{ cm}$$

$$t_{necesario} = 3.59 \text{ cm}$$

- **Comprobación del espesor calculado a la resistencia del esfuerzo por compresión**

$$\frac{\Delta L}{T} < 0.50$$

Según la AASHTO, en el capítulo 14, para vigas simplemente apoyadas $\Delta L = 1.51$ cm.

$$\frac{1.51 \text{ cm}}{3.59 \text{ cm}} < 0.50$$
$$0.42 < 0.50 \text{ "CHEQUEA"}$$

Para el espesor entre apoyos, se usarán dos placas de neopreno, de 13 mm, (1.3 cm) más dos placas de acero de 2 mm, (0.2 cm) más una placa de acero de 3 mm, (0.3 cm).

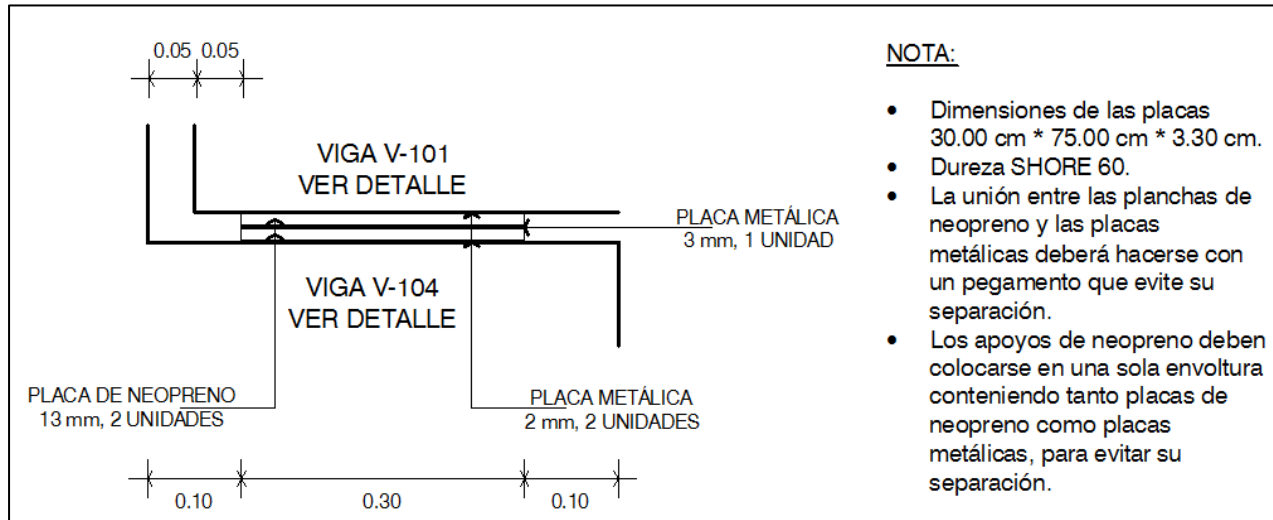
$$t_{\text{placas}} = 2(1.3 \text{ cm}) + 2(0.2 \text{ cm}) + 0.3 \text{ cm}$$
$$t_{\text{placas}} = 3.30 \text{ cm}$$

Comprobación del espesor de placas a la resistencia del esfuerzo por compresión

$$\frac{\Delta L}{T} < 0.50$$
$$\frac{1.51 \text{ cm}}{3.30 \text{ cm}} < 0.50$$
$$0.43 < 0.50 \text{ "CHEQUEA"}$$

Para este caso $T = 3.30 \text{ cm}$, aunque este es menor que el espesor necesario = **3.59 cm**. Pero chequea a los esfuerzos por compresión. Además será más económico.

FIGURA 55



Detalle: Armado de almohada de neopreno

Fuente: Elaboración propia. Sin escala.

2.8.8. Diseño de juntas angulares de placa deslizante

Los materiales que componen una estructura sufren cambios en sus dimensiones, debido a las acciones tales como, variaciones en la temperatura. Estos cambios volumétricos, producen movimientos relativos entre los diversos puntos de la estructura. Los efectos de la temperatura son generales en todas las estructuras aunque unos materiales son más sensibles que otros.

Una junta eficiente tiene que cumplir estrictamente con los siguientes requisitos.

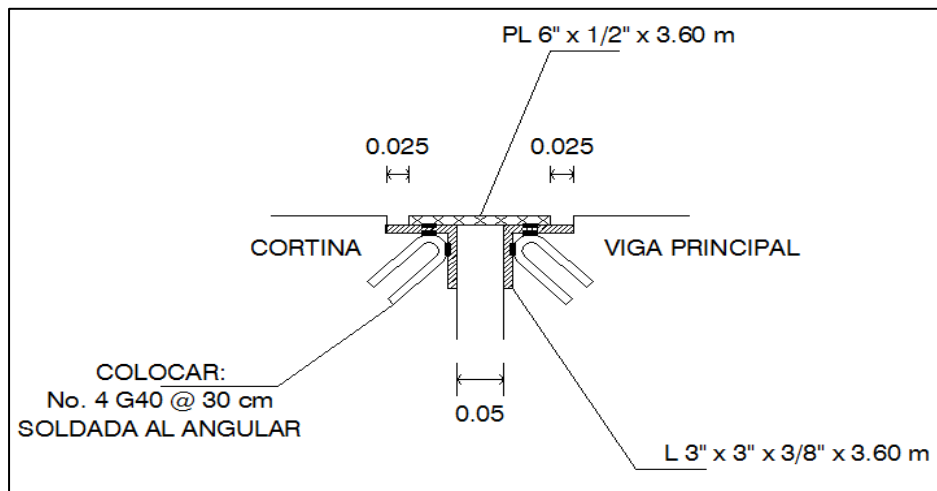
- Transmisión de cargas y libertad de movimiento.
 - a) La transmisión de cargas a la estructura, debido al tráfico vehicular sea segura.
 - b) El anclaje de la junta deberá ser rígido y embebido en los elementos a unir (anclaje por adherencia).
 - c) La adaptación a los movimientos de la estructura deberá ser permanente.
- Durabilidad de todos los elementos de la junta.
 - a) Absoluta estanqueidad.
 - b) Alta resistencia a la fatiga.
- Resistencia a la corrosión y al deterioro por envejecimiento.
 - a) Emisión baja de ruidos durante el paso de vehículos.
 - b) Autolimpiables.

Junta de placa deslizante

La de placa deslizante es uno de los tipos más comunes, de juntas de dilatación. Ésta, está constituida por un angular anclado en cada una de sus orillas, sobre las cuales es colocada una plancha cubrejunta que se fija a uno de los angulares por medio de remaches, tornillos o soldadura, sobre el otro angular la plancha queda libre.

Por estar cubierta la abertura de la junta, mejora la calidad de rodadura sobre la misma. La placa cubrejunta debe quedar completamente apoyada sobre los angulares, evitándose así su desplazamiento o que haga ruido al golpear contra los angulares, con el paso de los vehículos.

FIGURA 56



Detalle: Armado de junta de placa deslizable

Fuente: Elaboración propia. Sin escala.

2.8.9. Obras de protección

Para proteger el puente puede realizarse distintas obras, entre las más comunes, en el mantenimiento de la cuenca están, el dragado y construcción de gaviones.

Para este proyecto, se proponen las siguientes obras de protección.

Protección de superestructura, realización de topes sísmicos. Estos ayudan a contrarrestar el volcamiento del tablero del puente, que se provoca por golpes sísmicos, así como, por el crecimiento extraordinario del caudal. (Ver detalle en planos)

Protección de subestructura, realización de un enrocamiento en estribos y aleros. Estos ayudan a contrarrestar el golpe provocado por el crecimiento del caudal. (Ver detalle en planos).

Protección del terreno natural circundante al puente, realización de muros de gavión. Este elemento ayuda a contrarrestar la fuerza del agua, sobre los terrenos naturales aledaños a la estructura del puente, para evitar la socavación de los aleros y los estribos. Asimismo el muro de gavión, es una estructura que ha servido para darle dirección al cauce natural del río. Son muy resistentes, del mismo modo los gaviones se ven favorecidos por la sedimentación ya que está llena sus vacíos y por el enraizamiento de la vegetación en los mismos aumenta su eficiencia con el paso del tiempo. (Para este caso, no se tiene contemplado el diseño de gaviones, ya que no forma parte de este proyecto).

2.9. Descripción de planos

Los planos correspondientes al diseño del puente vehicular, para la aldea Santa Cruz, municipio de San Jacinto, departamento de Chiquimula, son los siguientes.

- *Plano No. 1:* Curvas a nivel
- *Plano No. 2:* Planta general respecto a la línea central
- *Plano No. 3:* Perfil general respecto a línea central
- *Planos No. 4 @ No. 9:* Detalles de la SUPERESTRUCTURA
Simetría del tablero (eje longitudinal y transversal)
Losa, viga principal y vigas secundarias (diafragmas), poste, pasamanos
banqueta, junta de dilatación y almohada de neopreno
- *Planos No. 10 @ No. 14:* Detalles de la SUBESTRUCTURA
Simetría de cimentación
Estribos, aleros, cortina, viga de apoyo, pilas y zapatas

VER APÉNDICE 1

2.10. Presupuesto

El presupuesto para el puente vehicular de la aldea Santa Cruz, del municipio de San Jacinto, asciende a **tres millones trescientos cuatro mil seiscientos setenta y siete quetzales con 83/100. (Q. 3, 304, 677.83)**. El precio de materiales y mano de obra calificada y no calificada se tomaron en base a lo que se paga en la región y en consideración a los precios y salarios promedio que se manejan en la Cámara Guatemalteca de la Construcción (**C.G.C.**), 2014.

El salario, para los obreros que se contratarán para la construcción del puente vehicular, será a destajo.

2.10.1. Cuantificación de materiales

TABLA 12

CUANTIFICACIÓN DE MATERIALES. Puente Vehicular, aldea Santa Cruz.

Continuación. Tabla 12.1.

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD DE MEDIDA	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
-----	-------------	----------	------------------	----------------	-------------

1	LIMPIA, CHAPEO Y DESTRONQUE	1	Global		
----------	------------------------------------	----------	---------------	--	--

1.1. Maquinaria para remover la estructura					
Excavadora con pala de 1 m ³	40	Hora	Q 600.00	Q 24,000.00	
Camión de volteo 18 m ³	40	Hora	Q 300.00	Q 12,000.00	
TOTAL				Q 36,000.00	
1.2. Mano de obra calificada					
Ingeniero supervisor de obra	2	Visita	Q 200.00	Q 400.00	
TOTAL				Q 400.00	
1.3. Mano de obra no calificada					
Peones (Incluye prestaciones)	1	Global	Q 2,500.00	Q 2,500.00	
TOTAL				Q 2,500.00	
TOTAL COSTOS DIRECTOS			Q	38,900.00	
1.4. Gastos indirectos					
Utilidad (15% C.D.)	15%		Q	5,835.00	
Gastos administrativos (10% C.D.)	10%		Q	3,890.00	
Impuestos (IVA, ISR, ISO) 5% C.D.	5%		Q	1,945.00	
Imprevistos (5% C.D.)	5%		Q	1,945.00	
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			Q	13,615.00	

RESUMEN DE RENGLÓN			
Costos directos			Q 38,900.00
Costos indirectos			Q 13,615.00
TOTAL			Q 52,515.00

Fuente: Elaboración propia.

Continuación. Tabla 12.2.

2	REPLANTEO TOPOGRÁFICO	10,300	m ²		
2.1. Mano de obra calificada					
Topógrafo	10,300	m ²	Q	1.00	Q 10,300.00
TOTAL					Q 10,300.00
2.2. Mano de obra no calificada					
Ayudante de topógrafo	10,300	m ²	Q	0.75	Q 7,725.00
TOTAL					Q 7,725.00
TOTAL COSTOS DIRECTOS			Q		18,025.00
2.3. Gastos indirectos					
Utilidad (15% C.D.)	15%		Q		2,703.75
Gastos administrativos (10% C.D.)	10%		Q		1,802.50
Impuestos (IVA, ISR, ISO) 5% C.D.	5%		Q		901.25
Imprevistos (5% C.D.)	5%		Q		901.25
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			Q		6,308.75
RESUMEN DE RENGLÓN					
Costos directos			Q		18,025.00
Costos indirectos			Q		6,308.75
TOTAL			Q		24,333.75

Fuente: Elaboración propia.

Continuación. Tabla 12.3.

3	MOVIMIENTO DE TIERRAS (CORTE)	1750	m³		
La excavación, contempla estribos de entrada y salida, asimismo, zapatas					
3.1. Maquinaria y Equipo					
Excavadora con pala de 1 m³		160	Hora	Q 600.00	Q 96,000.00
Camión de volteo 18 m³		190	Hora	Q 300.00	Q 57,000.00
Bomba hidroneumática		150	Hora	Q 110.00	Q 16,500.00
Combustible diésel (uso de bomba)		150	Galón	Q 32.50	Q 4,875.00
TOTAL					Q 174,375.00
3.2. Mano de obra calificada					
Ingeniero supervisor de obra		4	Visita	Q 200.00	Q 800.00
TOTAL					Q 800.00
3.3. Mano de obra no calificada					
Peones (Incluye prestaciones)		15	Jornal	Q 98.00	Q 1,470.00
TOTAL					Q 1,470.00
TOTAL COSTOS DIRECTOS				Q	176,645.00
3.4. Gastos indirectos					
Utilidad (15% C.D.)		15%		Q	26,496.75
Gastos administrativos (10% C.D.)		10%		Q	17,664.50
Impuestos (IVA, ISR, ISO) 5% C.D.		5%		Q	8,832.25
Imprevistos (5% C.D.)		5%		Q	8,832.25
TOTAL COSTOS INDIRECTOS				Q	61,825.75
RESUMEN DE RENGLÓN					
Costos directos				Q	176,645.00
Costos indirectos				Q	61,825.75
TOTAL				Q	238,470.75

Fuente: Elaboración propia.

Continuación. Tabla 12.4.

4	ESTRIBO	264	m³		
Está contemplado, el estribo de entrada y salida del puente vehicular.					
4.1. Trazo y nivelación					
Hilo nylon		2	Rollo	Q 40.00	Q 80.00
Madera rústica 12´ X 12 " X 1 " (puente)		50	P.T.	Q 6.25	Q 312.50
Cal hidratada		2	Saco	Q 40.00	Q 80.00
Clavo de 3 "		2	Lb	Q 8.00	Q 16.00
TOTAL					Q 488.50
4.2. Materiales y maquinaria					
Madera rústica 12´ X 12 " X 1 " (encofrado)		3000	P.T.	Q 6.25	Q 18,750.00
Cemento UGC 4,000 PSI		1700	Saco	Q 75.00	Q 127,500.00
Arena de río (30% de desperdicio)		85	m³	Q 230.00	Q 19,550.00
Piedra bola (10% de desperdicio)		118	m³	Q 280.00	Q 33,040.00
Clavo de 3 "		10	Lb	Q 8.00	Q 80.00
Camión de volteo 18 m3		14	Flete	Q 400.00	Q 5,600.00
Mezcladora de concreto		270	m³	Q 100.00	Q 27,000.00
Transporte de material		2	Flete	Q 500.00	Q 1,000.00
TOTAL					Q 232,520.00
4.3. Mano de obra calificada					
Ingeniero supervisor de obra		4	Visita	Q 200.00	Q 800.00
TOTAL					Q 800.00
4.4. Mano de obra no calificada					
Peones (Incluye prestaciones)		264	m³	Q 80.00	Q 21,120.00
TOTAL					Q 21,120.00
TOTAL COSTOS DIRECTOS				Q	254,928.50
4.5. Gastos indirectos					
Utilidad (15% C.D.)		15%		Q	38,239.28
Gastos administrativos (10% C.D.)		10%		Q	25,492.85
Impuestos (IVA, ISR, ISO) 5% C.D.		5%		Q	12,746.43
Imprevistos (5% C.D.)		5%		Q	12,746.43
TOTAL COSTOS INDIRECTOS				Q	89,224.98

RESUMEN DE RENGLÓN			
Costos directos		Q	254,928.50
Costos indirectos		Q	89,224.98
TOTAL		Q	344,153.48

Fuente: Elaboración propia.

Continuación. Tabla 12.5.

5	ALEROS	28	m		
5.1. Trazo, nivelación y excavación					
Hilo nylon	2	Rollo	Q	40.00	Q 80.00
Madera rústica 12' X 12 " X 1 " (puente)	50	P.T.	Q	6.25	Q 312.50
Cal hidratada	2	Saco	Q	40.00	Q 80.00
Clavo de 3 "	4	Lb	Q	8.00	Q 32.00
TOTAL					Q 504.50
5.2. Material					
Cemento UGC 4,000 PSI	230	Saco	Q	75.00	Q 17,250.00
Arena de río (30% de desperdicio)	13	m ³	Q	230.00	Q 2,990.00
Piedrín de cantera (30% de desperdicio)	13	m ³	Q	250.00	Q 3,250.00
Varilla No. 5 G60	180	Varilla	Q	95.00	Q 17,100.00
Varilla No. 4 G60	160	Varilla	Q	55.00	Q 8,800.00
Madera rústica 12' X 12 " X 1 " (encofrado)	1800	P.T.	Q	6.25	Q 11,250.00
Clavo de 3 "	18	Lb	Q	8.00	Q 144.00
Alambre de amarre	30	Lb	Q	8.50	Q 255.00
Mezcladora de concreto	25	m ³	Q	100.00	Q 2,500.00
Transporte de material	2	Flete	Q	500.00	Q 1,000.00
TOTAL					Q 64,539.00
5.3. Mano de obra calificada					
Ingeniero supervisor de obra	4	Visita	Q	200.00	Q 800.00
TOTAL					Q 800.00
5.4. Mano de obra no calificada					
Peones (Incluye prestaciones)	28	m	Q	250.00	Q 7,000.00
TOTAL					Q 7,000.00
TOTAL COSTOS DIRECTOS			Q		72,843.50
5.5. Gastos indirectos					
Utilidad (15% C.D.)	15%		Q		10,926.53
Gastos administrativos (10% C.D.)	10%		Q		7,284.35
Impuestos (IVA, ISR, ISO) 5% C.D.	5%		Q		3,642.18
Imprevistos (5% C.D.)	5%		Q		3,642.18
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			Q		25,495.23
RESUMEN DE RENGLÓN					
Costos directos			Q		72,843.50
Costos indirectos			Q		25,495.23
TOTAL			Q		98,338.73

Fuente: Elaboración propia.

Continuación. Tabla 12.6.

6	ZAPATAS	75	m ³		
6.1. Trazo, nivelación y excavación					
Hilo nylon	2	Rollo	Q	40.00	Q 80.00
Madera rústica 12' X 12 " X 1 " (puente)	50	P.T.	Q	6.25	Q 312.50
Cal hidratada	2	Saco	Q	40.00	Q 80.00
Clavo de 3 "	4	Lb	Q	8.00	Q 32.00
TOTAL					Q 504.50
6.2. Material					
Cemento UGC 4,000 PSI	770	Saco	Q	75.00	Q 57,750.00
Arena de río (30% de desperdicio)	42	m ³	Q	230.00	Q 9,660.00
Piedrín de cantera (30% de desperdicio)	42	m ³	Q	250.00	Q 10,500.00
Varilla No. 8 G60	320	Varilla	Q	380.00	Q 121,600.00
Madera rústica 12' X 12 " X 1 " (encofrado)	620	P.T.	Q	6.25	Q 3,875.00
Clavo de 3 "	14	Lb	Q	8.00	Q 112.00
Alambre de amarre	16	Lb	Q	8.50	Q 136.00
Taco de concreto (h: 10 cm y Ø: 10 cm)	60	Unidad	Q	4.50	Q 270.00
Mezcladora de concreto	75	m ³	Q	100.00	Q 7,500.00
Transporte de material	2	Flete	Q	500.00	Q 1,000.00
TOTAL					Q 203,903.00
6.3. Mano de obra calificada					
Ingeniero supervisor de obra	2	Visita	Q	200.00	Q 400.00
TOTAL					Q 400.00
6.4. Mano de obra no calificada					
Peones (Incluye prestaciones)	75	m ³	Q	250.00	Q 18,750.00
TOTAL					Q 18,750.00
TOTAL COSTOS DIRECTOS			Q		223,557.50
6.5. Gastos indirectos					
Utilidad (15% C.D.)	15%		Q		33,533.63
Gastos administrativos (10% C.D.)	10%		Q		22,355.75
Impuestos (IVA, ISR, ISO) 5% C.D.	5%		Q		11,177.88
Imprevistos (5% C.D.)	5%		Q		11,177.88
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			Q		78,245.13
RESUMEN DE RENGLÓN					
Costos directos			Q		223,557.50
Costos indirectos			Q		78,245.13
TOTAL			Q		301,802.63

Fuente: Elaboración propia.

Continuación. Tabla 12.7.

7	PILA CENTRAL	124	m ³		
7.1. Material					
Cemento UGC 4,000 PSI	1300	Saco	Q	75.00	Q 97,500.00
Arena de río (30% de desperdicio)	72.3	m ³	Q	230.00	Q 16,629.00
Piedrín de cantera (30% de desperdicio)	72.3	m ³	Q	250.00	Q 18,075.00
Varilla No. 8 G60	290	Varilla	Q	380.00	Q 110,200.00
Varilla No. 6 G60	300	Varilla	Q	127.00	Q 38,100.00
Varilla No. 4 G40 (eslabón)	40	Varilla	Q	55.00	Q 2,200.00
Madera rústica 12' X 12 " X 1 " (encofrado)	2800	P.T.	Q	6.25	Q 17,500.00
Clavo de 3 "	16	Lb	Q	8.00	Q 128.00
Alambre de amarre	60	Lb	Q	8.50	Q 510.00
Mezcladora de concreto	124	m ³	Q	100.00	Q 12,400.00
Transporte de material	2	Flete	Q	500.00	Q 1,000.00
TOTAL					Q 314,242.00
7.2. Mano de obra calificada					
Ingeniero supervisor de obra	4	Visita	Q	200.00	Q 800.00
TOTAL					Q 800.00
7.3. Mano de obra no calificada					
Peones (Incluye prestaciones)	124	m ³	Q	250.00	Q 31,000.00
TOTAL					Q 31,000.00
TOTAL COSTOS DIRECTOS			Q		346,042.00
7.4. Gastos indirectos					
Utilidad (15% C.D.)	15%		Q		51,906.30
Gastos administrativos (10% C.D.)	10%		Q		34,604.20
Impuestos (IVA, ISR, ISO) 5% C.D.	5%		Q		17,302.10
Imprevistos (5% C.D.)	5%		Q		17,302.10
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			Q		121,114.70
RESUMEN DE RENGLÓN					
Costos directos			Q		346,042.00
Costos indirectos			Q		121,114.70
TOTAL			Q		467,156.70

Fuente: Elaboración propia.

Continuación. Tabla 12.8.

8	VIGA DE APOYO (V - 104) Y CORTINA	19	m		
Está contemplado, la viga de apoyo y cortina sobre el estribo y pila central					
8.1. Material					
Cemento UGC 4,000 PSI		160	Saco	Q 75.00	Q 12,000.00
Arena de río (30% de desperdicio)		8.9	m³	Q 230.00	Q 2,047.00
Piedrín de cantera (30% de desperdicio)		8.9	m³	Q 250.00	Q 2,225.00
Varilla No. 5 G60		170	Varilla	Q 95.00	Q 16,150.00
Varilla No. 4 G60		68	Varilla	Q 55.00	Q 3,740.00
Madera rústica 12´ X 12 " X 1 " (encofrado)		1000	P.T.	Q 6.25	Q 6,250.00
Clavo de 3 "		16	Lb	Q 8.00	Q 128.00
Alambre de amarre		60	Lb	Q 8.50	Q 510.00
Transporte de material		17	m³	Q 100.00	Q 1,700.00
Mezcladora de concreto		2	Flete	Q 500.00	Q 1,000.00
TOTAL					Q 45,750.00
8.2. Mano de obra calificada					
Ingeniero supervisor de obra		4	Visita	Q 200.00	Q 800.00
TOTAL					Q 800.00
8.3. Mano de obra no calificada					
Peones (Incluye prestaciones)		19	m	Q 200.00	Q 3,800.00
TOTAL					Q 3,800.00
TOTAL COSTOS DIRECTOS				Q	50,350.00
8.4. Gastos indirectos					
Utilidad (15% C.D.)		15%		Q	7,552.50
Gastos administrativos (10% C.D.)		10%		Q	5,035.00
Impuestos (IVA, ISR, ISO) 5% C.D.		5%		Q	2,517.50
Imprevistos (5% C.D.)		5%		Q	2,517.50
TOTAL COSTOS INDIRECTOS				Q	17,622.50
RESUMEN DE RENGLÓN					
Costos directos				Q	50,350.00
Costos indirectos				Q	17,622.50
TOTAL				Q	67,972.50

Fuente: Elaboración propia.

Continuación. Tabla 12.9.

9	ALMOHADA DE NEOPRENO	12	Unidad		
9.1. Material					
	Neopreno dureza SHORE 60 + PLACAS	12	Unidad	Q 4,580.00	Q 54,960.00
	Transporte de material	1	Flete	Q 500.00	Q 500.00
	TOTAL				Q 55,460.00
9.2. Mano de obra calificada					
	Ingeniero supervisor de obra	2	Visita	Q 200.00	Q 400.00
	TOTAL				Q 400.00
9.3. Mano de obra no calificada					
	Peones (Instalación de tubería)	12	Unidad	Q 80.00	Q 960.00
	TOTAL				Q 960.00
	TOTAL COSTOS DIRECTOS			Q	56,820.00
9.4. Gastos indirectos					
	Utilidad (15% C.D.)	15%	Q		8,523.00
	Gastos administrativos (10% C.D.)	10%	Q		5,682.00
	Impuestos (IVA, ISR, ISO) 5% C.D.	5%	Q		2,841.00
	Imprevistos (5% C.D.)	5%	Q		2,841.00
	TOTAL COSTOS INDIRECTOS			Q	19,887.00
RESUMEN DE RENGLÓN					
	Costos directos		Q		56,820.00
	Costos indirectos		Q		19,887.00
	TOTAL		Q		76,707.00

Fuente: Elaboración propia.

Continuación. Tabla 12.10.

10	VIGA PRINCIPAL V - 101	102	m
10.1. Material			
Cemento UGC 4,000 PSI	830	Saco	Q 75.00
Arena de río (30% de desperdicio)	43.5	m ³	Q 230.00
Piedrín de cantera (30% de desperdicio)	43.5	m ³	Q 250.00
Varilla No. 11 G60	130	Varilla	Q 450.00
Varilla No. 8 G60	115	Varilla	Q 380.00
Varilla No. 5 G60	125	Varilla	Q 95.00
Varilla No. 4 G60 (estribo)	530	Varilla	Q 55.00
Varilla No. 3 G40 (eslabón)	210	Varilla	Q 30.00
Madera rústica 12' X 12" X 1" (encofrado)	4000	P.T.	Q 6.25
Clavo de 3"	42	Lb	Q 8.00
Alambre de amarre	120	Lb	Q 8.50
Mezcladora de concreto	82	m ³	Q 100.00
Transporte de material	2	Flete	Q 500.00
TOTAL			Q 268,211.00
10.2. Mano de obra calificada			
Ingeniero supervisor de obra	6	Visita	Q 200.00
TOTAL			Q 1,200.00
10.3. Mano de obra no calificada			
Peones (Incluye prestaciones)	82	m ³	Q 275.00
TOTAL			Q 22,550.00
TOTAL COSTOS DIRECTOS		Q	291,961.00
10.4. Gastos indirectos			
Utilidad (15% C.D.)	15%	Q	43,794.15
Gastos administrativos (10% C.D.)	10%	Q	29,196.10
Impuestos (IVA, ISR, ISO) 5% C.D.	5%	Q	14,598.05
Imprevistos (5% C.D.)	5%	Q	14,598.05
TOTAL COSTOS INDIRECTOS		Q	102,186.35
RESUMEN DE RENGLÓN			
Costos directos		Q	291,961.00
Costos indirectos		Q	102,186.35
TOTAL		Q	394,147.35

Fuente: Elaboración propia.

Continuación. Tabla 12.11.

11	DIAFRAGMA INTERIOR V - 102	6	m		
11.1. Material					
Cemento UGC 4,000 PSI	40	Saco	Q	75.00	Q 3,000.00
Arena de río (30% de desperdicio)	2.5	m³	Q	230.00	Q 575.00
Piedrín de cantera (30% de desperdicio)	2.5	m³	Q	250.00	Q 625.00
Varilla No. 8 G40	15	Varilla	Q	380.00	Q 5,700.00
Varilla No. 5 G40	9	Varilla	Q	95.00	Q 855.00
Varilla No. 3 G40 (estribo/eslabón)	18	Varilla	Q	30.00	Q 540.00
Madera rústica 12´ X 12 " X 1 " (encofrado)	150	P.T.	Q	6.25	Q 937.50
Clavo de 3 "	9	Lb	Q	8.00	Q 72.00
Alambre de amarre	12	Lb	Q	8.50	Q 102.00
Mezcladora de concreto	4	m³	Q	100.00	Q 400.00
Transporte de material	1	Flete	Q	500.00	Q 500.00
TOTAL				Q	13,306.50
11.2. Mano de obra calificada					
Ingeniero supervisor de obra	3	Visita	Q	200.00	Q 600.00
TOTAL				Q	600.00
11.3. Mano de obra no calificada					
Peones (Incluye prestaciones)	4	m³	Q	250.00	Q 1,000.00
TOTAL				Q	1,000.00
TOTAL COSTOS DIRECTOS			Q	14,906.50	
11.4. Gastos indirectos					
Utilidad (15% C.D.)	15%		Q	2,235.98	
Gastos administrativos (10% C.D.)	10%		Q	1,490.65	
Impuestos (IVA, ISR, ISO) 5% C.D.	5%		Q	745.33	
Imprevistos (5% C.D.)	5%		Q	745.33	
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			Q	5,217.28	
RESUMEN DE RENGLÓN					
Costos directos			Q	14,906.50	
Costos indirectos			Q	5,217.28	
TOTAL			Q	20,123.78	

Fuente: Elaboración propia.

Continuación. Tabla 12.12.

12	DIAFRAGMA EXTERIOR V - 103	12	m		
12.1. Material					
Cemento UGC 4,000 PSI	28	Saco	Q	75.00	Q 2,100.00
Arena de río (30% de desperdicio)	2	m³	Q	230.00	Q 460.00
Piedrín de cantera (30% de desperdicio)	2	m³	Q	250.00	Q 500.00
Varilla No. 6 G40	30	Varilla	Q	127.00	Q 3,810.00
Varilla No. 5 G40	12	Varilla	Q	95.00	Q 1,140.00
Varilla No. 3 G40 (estribo/eslabón)	30	Varilla	Q	30.00	Q 900.00
Madera rústica 12´ X 12 " X 1 " (encofrado)	150	P.T.	Q	6.25	Q 937.50
Clavo de 3 "	15	Lb	Q	8.00	Q 120.00
Alambre de amarre	18	Lb	Q	8.50	Q 153.00
Mezcladora de concreto	3	m³	Q	100.00	Q 300.00
Transporte de material	1	Flete	Q	500.00	Q 500.00
TOTAL					Q 10,920.50
12.2. Mano de obra calificada					
Ingeniero supervisor de obra	3	Visita	Q	200.00	Q 600.00
TOTAL					Q 600.00
12.3. Mano de obra no calificada					
Peones (Incluye prestaciones)	3	m³	Q	250.00	Q 750.00
TOTAL					Q 750.00
TOTAL COSTOS DIRECTOS			Q	12,270.50	
12.4. Gastos indirectos					
Utilidad (15% C.D.)	15%		Q	1,840.58	
Gastos administrativos (10% C.D.)	10%		Q	1,227.05	
Impuestos (IVA, ISR, ISO) 5% C.D.	5%		Q	613.53	
Imprevistos (5% C.D.)	5%		Q	613.53	
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			Q	4,294.68	
RESUMEN DE RENGLÓN					
Costos directos			Q	12,270.50	
Costos indirectos			Q	4,294.68	
TOTAL			Q	16,565.18	

Fuente: Elaboración propia.

Continuación. Tabla 12.13.

13	LOSA T = 0.20 m	186	m²		
13.1. Material					
Cemento UGC 4,000 PSI	590	Saco	Q	75.00	Q 44,250.00
Arena de río (30% de desperdicio)	30	m ³	Q	230.00	Q 6,900.00
Piedrín de cantera (30% de desperdicio)	30	m ³	Q	250.00	Q 7,500.00
Varilla No. 4 G40	1150	Varilla	Q	55.00	Q 63,250.00
Madera rústica 12' X 12 " X 1 " (encofrado)	3500	P.T.	Q	6.25	Q 21,875.00
Clavo de 3 "	45	Lb	Q	8.00	Q 360.00
Alambre de amarre	100	Lb	Q	8.50	Q 850.00
Mezcladora de concreto	55	m ³	Q	100.00	Q 5,500.00
Poste de madera (encofrado)	1000	Unidad	Q	40.00	Q 40,000.00
Transporte de material	2	Flete	Q	500.00	Q 1,000.00
TOTAL					Q 191,485.00
13.2. Mano de obra calificada					
Ingeniero supervisor de obra	6	Visita	Q	200.00	Q 1,200.00
TOTAL					Q 1,200.00
13.3. Mano de obra no calificada					
Peones (Incluye prestaciones)	186	m ²	Q	200.00	Q 37,200.00
TOTAL					Q 37,200.00
TOTAL COSTOS DIRECTOS			Q		229,885.00
13.4. Gastos indirectos					
Utilidad (15% C.D.)	15%		Q		34,482.75
Gastos administrativos (10% C.D.)	10%		Q		22,988.50
Impuestos (IVA, ISR, ISO) 5% C.D.	5%		Q		11,494.25
Imprevistos (5% C.D.)	5%		Q		11,494.25
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			Q		80,459.75
RESUMEN DE RENGLÓN					
Costos directos			Q		229,885.00
Costos indirectos			Q		80,459.75
TOTAL			Q		310,344.75

Fuente: Elaboración propia.

Continuación. Tabla 12.14.

14	BANQUETA Y PASAMANOS	51	m ²		
14.1. Material					
Cemento UGC 4,000 PSI	150	Saco	Q	75.00	Q 11,250.00
Arena de río (30% de desperdicio)	8.5	m ³	Q	230.00	Q 1,955.00
Piedrín de cantera (30% de desperdicio)	8.5	m ³	Q	250.00	Q 2,125.00
Varilla No. 4 G40	69	Varilla	Q	55.00	Q 3,795.00
Varilla No. 3 G40	260	Varilla	Q	30.00	Q 7,800.00
Madera rústica 12' X 12 " X 1 " (encofrado)	1100	P.T.	Q	6.25	Q 6,875.00
Clavo de 3 "	30	Lb	Q	8.00	Q 240.00
Alambre de amarre	90	Lb	Q	8.50	Q 765.00
Tubo HG Ø 3" (pasamanos)	18	Tubo	Q	1,150.00	Q 20,700.00
Tubo PVC Ø 3" 160 (drenaje)	18	Tubo	Q	118.00	Q 2,124.00
Mezcladora de concreto	15	m ³	Q	100.00	Q 1,500.00
Transporte de material	2	Flete	Q	500.00	Q 1,000.00
TOTAL					Q 60,129.00
14.2. Mano de obra calificada					
Ingeniero supervisor de obra	6	Visita	Q	200.00	Q 1,200.00
TOTAL					Q 1,200.00
14.3. Mano de obra no calificada					
Peones (Incluye prestaciones)	51	m ²	Q	200.00	Q 10,200.00
TOTAL					Q 10,200.00
TOTAL COSTOS DIRECTOS			Q		71,529.00
14.4. Gastos indirectos					
Utilidad (15% C.D.)	15%		Q		10,729.35
Gastos administrativos (10% C.D.)	10%		Q		7,152.90
Impuestos (IVA, ISR, ISO) 5% C.D.	5%		Q		3,576.45
Imprevistos (5% C.D.)	5%		Q		3,576.45
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			Q		25,035.15
RESUMEN DE RENGLÓN					
Costos directos			Q		71,529.00
Costos indirectos			Q		25,035.15
TOTAL			Q		96,564.15

Fuente: Elaboración propia.

Continuación. Tabla 12.15.

15	ASFALTO T = 0.05 m	186	m²		
15.1. Material					
Asfalto	186	m²	Q	1,195.00	Q 222,270.00
Pavimentadora de asfalto (manual)	186	m²	Q	200.00	Q 37,200.00
Compactadora de rodillo (manual)	100	Hora	Q	150.00	Q 15,000.00
Transporte de material	8	Flete	Q	500.00	Q 4,000.00
TOTAL					Q 278,470.00
15.2. Mano de obra calificada					
Ingeniero supervisor de obra	6	Visita	Q	200.00	Q 1,200.00
TOTAL					Q 1,200.00
15.3. Mano de obra no calificada					
Peones (Incluye prestaciones)	186	m²	Q	150.00	Q 27,900.00
TOTAL					Q 27,900.00
TOTAL COSTOS DIRECTOS			Q 307,570.00		
15.4. Gastos indirectos					
Utilidad (15% C.D.)	15%		Q	46,135.50	
Gastos administrativos (10% C.D.)	10%		Q	30,757.00	
Impuestos (IVA, ISR, ISO) 5% C.D.	5%		Q	15,378.50	
Imprevistos (5% C.D.)	5%		Q	15,378.50	
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			Q 107,649.50		
RESUMEN DE RENGLÓN					
Costos directos			Q	307,570.00	
Costos indirectos			Q	107,649.50	
TOTAL			Q	415,219.50	

Fuente: Elaboración propia.

Continuación. Tabla 12.16.

16	MOVIMIENTO DE TIERRAS (RELLENO)	950	m³		
16.1. Maquinaria y Equipo					
Material selecto (25% desperdicio)	950	m³	Q	200.00	Q 190,000.00
Camión de volteo 18 m3	96	Hora	Q	300.00	Q 28,800.00
Compactadora manual	96	Hora	Q	125.00	Q 12,000.00
Camión cisterna	96	Hora	Q	300.00	Q 28,800.00
Transporte de material	10	Flete	Q	500.00	Q 5,000.00
TOTAL					Q 264,600.00
16.2. Mano de obra calificada					
Ingeniero supervisor de obra	4	Visita	Q	200.00	Q 800.00
TOTAL					Q 800.00
16.3. Mano de obra no calificada					
Peones (Incluye prestaciones)	12	Jornal	Q	98.00	Q 1,176.00
TOTAL					Q 1,176.00
TOTAL COSTOS DIRECTOS				Q	266,576.00
16.4. Gastos indirectos					
Utilidad (15% C.D.)	15%		Q	39,986.40	
Gastos administrativos (10% C.D.)	10%		Q	26,657.60	
Impuestos (IVA, ISR, ISO) 5% C.D.	5%		Q	13,328.80	
Imprevistos (5% C.D.)	5%		Q	13,328.80	
TOTAL COSTOS INDIRECTOS				Q	93,301.60
RESUMEN DE RENGLÓN					
Costos directos			Q	266,576.00	
Costos indirectos			Q	93,301.60	
TOTAL			Q	359,877.60	

Fuente: Elaboración propia.

Continuación. Tabla 12.17.

17	JUNTA DE DILATACIÓN	6	Unidad		
17.1. Material					
	Placa angular (armado en general)	6	Unidad	Q 1,900.00	Q 11,400.00
	Transporte de material	1	Flete	Q 500.00	Q 500.00
	TOTAL				Q 11,900.00
17.2. Mano de obra calificada					
	Ingeniero supervisor de obra	2	Visita	Q 200.00	Q 400.00
	TOTAL				Q 400.00
17.3. Mano de obra no calificada					
	Peones (Instalación de tubería)	6	Unidad	Q 100.00	Q 600.00
	TOTAL				Q 600.00
	TOTAL COSTOS DIRECTOS			Q	12,900.00
17.4. Gastos indirectos					
	Utilidad (15% C.D.)	15%	Q		1,935.00
	Gastos administrativos (10% C.D.)	10%	Q		1,290.00
	Impuestos (IVA, ISR, ISO) 5% C.D.	5%	Q		645.00
	Imprevistos (5% C.D.)	5%	Q		645.00
	TOTAL COSTOS INDIRECTOS		Q		4,515.00
RESUMEN DE RENGLÓN					
	Costos directos		Q		12,900.00
	Costos indirectos		Q		4,515.00
	TOTAL		Q		17,415.00

Fuente: Elaboración propia.

Continuación. Tabla 12.18.

18	LIMPIEZA FINAL	1	Global
----	----------------	---	--------

18.1. Mano de obra calificada				
Ingeniero supervisor de obra	1	Visita	Q 200.00	Q 200.00
TOTAL				Q 200.00
18.2. Mano de obra no calificada				
Peones (Incluye prestaciones)	1	Global	Q 2,000.00	Q 2,000.00
TOTAL				Q 2,000.00
TOTAL COSTOS DIRECTOS			Q	2,200.00
18.3. Gastos indirectos				
Utilidad (15% C.D.)	15%		Q	330.00
Gastos administrativos (10% C.D.)	10%		Q	220.00
Impuestos (IVA, ISR, ISO) 5% C.D.	5%		Q	110.00
Imprevistos (5% C.D.)	5%		Q	110.00
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			Q	770.00

RESUMEN DE RENGLÓN	
Costos directos	Q 2,200.00
Costos indirectos	Q 770.00
TOTAL	Q 2,970.00

Fuente: Elaboración propia.

COSTO TOTAL DEL PROYECTO	Q 3,304,677.83
---------------------------------	-----------------------

Continuación. Tabla 12.19.

Desglose de costos indirectos, puente vehicular, aldea Santa Cruz.

COSTOS INDIRECTOS	1	Global		
Gastos administrativos	10%	C. Directos	Pago de 1 mes	6 meses de ejecución
Administración de personal				
Tiempo de ejecución de obra, de 6 meses	Hora/día	Costo/hora	Mes (Q.)	Subtotal (Q.)
Gerente de personal	4	Q 75.92	Q 9,110.30	Q 54,661.82
Ingeniero de planta (analista y diseñador)	4	Q 51.76	Q 6,211.57	Q 37,269.42
Secretaria	4	Q 27.61	Q 3,312.84	Q 19,877.03
Dibujante	4	Q 27.61	Q 3,312.84	Q 19,877.03
Dibujante (auxiliar)	4	Q 24.16	Q 2,898.73	Q 17,392.40
Bodeguero	4	Q 24.16	Q 2,898.73	Q 17,392.40
Contador	3	Q 27.61	Q 2,484.63	Q 14,907.77
TOTAL				Q 181,377.85
Alquileres y depreciaciones				
Tiempo de ejecución de obra, de 3 meses	Hora/día	Costo/hora	Mes (Q.)	Subtotal (Q.)
Alquiler de local	4	Q 24.16	Q 2,898.73	Q 17,392.40
Luz, teléfono e internet	4	Q 13.80	Q 1,656.42	Q 9,938.51
Mantenimiento en general	4	Q 13.80	Q 1,656.42	Q 9,938.51
Depreciación oficina	4	Q 13.80	Q 1,656.42	Q 9,938.51
Alquiler de vehículo	4	Q 27.61	Q 3,312.84	Q 19,877.03
TOTAL				Q 67,084.96
TOTAL				Q 248,462.81
Imprevistos	5%	C. Directos		
Compra de material (faltante)	1	Global	Q 47,979.03	Q 47,979.03
Accidentes laboral (seguros varios e IGGS)	1	Global	Q 71,968.54	Q 71,968.54
TOTAL				Q 119,947.57
Utilidad	15%	C. Directos		
Utilidad del proyecto	1	Global	Q 368,410.38	Q 368,410.38
TOTAL				Q 368,410.38
Gastos por pago de impuestos	5%	C. Directos		
ISR	1	Global	Q 35,984.27	Q 35,984.27
IVA	1	Global	Q 7,979.03	Q 47,979.03
ISO	1	Global	Q 35,984.27	Q 35,984.27
TOTAL				Q 119,947.57

RESUMEN DE RENGLÓN	
Gastos administrativos	Q 248,462.81
Imprevistos	Q 119,947.57
Utilidad	Q 368,410.38
Gastos por pago de impuestos	Q 119,947.57
TOTAL	Q 856,768.33

Fuente: Elaboración propia.

2.10.2. Integración de costos unitarios

TABLA 13. INTEGRACIÓN DE COSTOS UNITARIOS POR RENGLÓN. Puente Vehicular, aldea Santa Cruz.

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD DE MEDIDA	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
1	LIMPIA, CHAPEO Y DESTRONQUE	1	Global	Q 52,515.00	Q 52,515.00
2	REPLANTEO TOPOGRÁFICO	10,300	m2	Q 2.36	Q 24,333.75
3	MOVIMIENTO DE TIERRAS (CORTE)	1750	m3	Q 36.27	Q 238,470.75
4	ESTRIBO	264	m3	Q 1,303.61	Q 344,153.48
5	ALEROS	28	m	Q 3,512.10	Q 98,338.73
6	ZAPATAS	75	m3	Q 4,024.04	Q 301,802.63
7	PILA CENTRAL	124	m3	Q 3,767.39	Q 467,156.70
8	VIGA DE APOYO (V - 104) Y CORTINA	19	m	Q 3,577.50	Q 67,972.50
9	ALMOHADA DE NEOPRENO	12	Unidad	Q 6,392.25	Q 76,707.00
10	VIGA PRINCIPAL V – 101	102	m	Q 3,864.19	Q 394,147.35
11	DIAFRAGMA INTERIOR V – 102	6	m	Q 3,353.96	Q 20,123.78
12	DIAFRAGMA EXTERIOR V - 103	12	m	Q 1,380.43	Q 16,565.18
13	LOSA T = 0.20 m	186	m2	Q 1,668.52	Q 310,344.75
14	BANQUETA Y PASAMANOS	51	m2	Q 1,893.41	Q 96,564.15
15	ASFALTO T = 0.05 m	186	m2	Q 2,232.36	Q 415,219.50
16	MOVIMIENTO DE TIERRAS (RELLENO)	950	m3	Q 378.82	Q 359,877.60
17	JUNTA DE DILATACIÓN	6	Unidad	Q 2,902.50	Q 17,415.00
18	LIMPIEZA FINAL	1	Global	Q 2,970.00	Q 2,970.00
				Q	3,304,677.83

Fuente: Elaboración propia

2.10.3. Cronograma ejecución físico y financiero

Se estima un tiempo de ejecución de 6 meses.

TABLA 14

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD DE MEDIDA	COSTO UNITARIO	COSTO DE RENGLÓN	% DE INVERSIÓN	MES 1				MES 2				MES 3				MES 4				MES 5				MES 6																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
							1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																									
1	LIMPIA, CHAPEO Y DESTRONQUE	1	Global	Q 52,515.00	Q 52,515.00	1.59%																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	

Fuente: Elaboración propia.

2.11. Especificaciones técnicas

Son el conjunto de indicaciones aplicables a cada una de las partidas de la obra, con el fin de garantizar un nivel de calidad satisfactorio, en los métodos constructivos y los materiales empleados en la construcción.

- *Aspectos generales*

Las actividades, con relación a la ejecución de las diferentes obras de construcción del puente vehicular, deberán cumplir con lo especificado a continuación; el ejecutor podrá sugerir alguna modificación a las mismas, de acuerdo a criterios de economía y funcionalidad del sistema constructivo.

- *Normas que rigen las especificaciones sobre la construcción de un puente*

Las presentes especificaciones, están basadas principalmente en normas de instituciones nacionales e internacionales, las cuales se identifican en este documento por los siguientes nombres o siglas.

AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials.

ACI: American Concrete Institute.

AGIES: Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.

DGC: Dirección General de Caminos

➤ *Agua*

El agua que se utilice para el mezclado, curado del concreto o lavado de agregados, debe ser limpia y libre de sustancias que puedan ser nocivas.

➤ *Cemento*

Este debe de ser tipo Portland, con una resistencia mínima de 4,000 PSI. Para el almacenamiento y manejo del mismo se deberá cumplir con los siguientes requisitos.

- Se deberá estibar sobre tarima situada como mínimo, a 20 centímetros sobre el nivel del suelo.
- La estiba máxima, deberá ser de 10 sacos sobre el suelo.
- La bodega debe de tener la amplitud necesaria para poder retirar el cemento más antiguo durante su uso.
- Ningún cemento deberá permanecer en la bodega por más de un mes.

➤ *Agregado grueso*

Este deberá de ser triturado con un Ø no mayor a 3/4", o bien lo que se indique en planos, para que garantice ser un material anguloso que propicie un concreto de alta resistencia. El agregado deberá estar libre de elementos y/o piedras compuestos por otros materiales como piedra pómez o cascajo.

➤ *Agregado fino*

Este material, estará formado por arena de río, que sea consistente, libre de arcilla u otro desecho orgánico y sales minerales, que afecten la calidad del concreto.

➤ *Acero de refuerzo*

El acero a utilizar deberá ser corrugado legítimo, con los diámetros y resistencia a la fluencia requerida, debe colocarse grado 40 y 60, como se indica en planos constructivos, de no haber indicación en los planos, el acero a utilizar será G40. Debe almacenarse por encima del nivel del terreno, sobre plataforma, largueros, bloques u otros soportes de madera o material adecuado y ser protegido de la intemperie y ambientes corrosivos, así como de daños físicos, que pudiera tener en su transporte y/o almacenaje.

Al colocarse en la obra y antes de fundirse con el concreto, toda varilla de refuerzo debe estar libre de polvo, oxido, pintura, aceite o cualquier otro material extraño, que pueda afectar la adherencia entre el acero y el concreto. La posición del refuerzo en la formaleta debe mantenerse por medio de separadores tipo sillas de metal y cubos de 5 centímetros de lado de concreto, o bien, lo que se requiera como recubrimiento. No se permitirán para ese fin guijarros, pedazos de piedra o ladrillos, tuberías de metal o bloques de madera.

➤ *Piedra*

Ésta deberá colocarse en el tanque de distribución y en los estribos de entrada y salida del puente. Deberá estar limpia, libre de materiales orgánicos, arenas, arcillas y limos. La piedra no debe contener grietas ni debe estar fragmentada. El tamaño de la misma estará limitado básicamente por el encofrado, de preferencia será entre 15 y 25 cm.

➤ *Resistencia del concreto*

El concreto a utilizar, deberá de tener una resistencia no menor a 281 Kg/cm², utilizando una proporción de 1:2:2 de cemento, arena de río y pedrín, respectivamente.

➤ *Tubería HG*

Esta deberá de instalarse, en los pasamanos del puente. Son tubos de acero galvanizado, cuyas superficies exteriores e interiores, han sido recubiertos de zinc, por cualquier procedimiento que satisfagan, como mínimo, las especificaciones contenidas en la norma ASTM A-120621 y que en su fabricación hayan sido soldados eléctricamente sin costura y galvanizados en caliente. Deberán estar roscados en ambos extremos y tener cada tubo una pieza para acoplar.

- *Trabajos*

- *Replanteo topográfico*

Consiste, en la operación y medición practica de primer orden que garantice que las cotas especificadas en el perfil sean acordes a las de campo. Cualquier discrepancia en estos resultados redundará en una topografía total del terreno y de ser necesario un nuevo diseño.

- *Excavación*

La excavación, para la instalación de la cimentación del puente vehicular, deberá hacerse en su totalidad por medios mecánicos de alto rendimiento, utilizando excavadora y camión de volteo.

- *Preparación del concreto*

Se debe de preparar en forma volumétrica, utilizando un depósito de 1 pie cúbico exacto. El concreto acabado de colocar se protegerá de la acción de la lluvia, corrientes de agua y cualquier otro agente exterior que pudiera dañarlo. Inmediatamente después, deberá mantenerse la estructura en condiciones de humedad por lo menos durante los primeros siete días.

- *Muros de concreto ciclópeo*

Se utilizará como proporción, 60% concreto y 40% piedra. Se deberá de preparar colocando piedra por piedra asegurándose que cada lado y/o arista de la misma tenga adherencia con el mortero y que ésta no sea mayor a 0.02 m, cualquier otra situación que amerita aumentar este valor deberá ser solventado colocando otra piedra de menor tamaño y que haga juego con los espacios de manera de garantizar la distancia indicada.

➤ *Carga viva*

Para el caso del puente vehicular, la carga dinámica corresponde a un camión **H20 – 44**, estipulado en el normativo **AASHTO**.

- *Condiciones específicas constructivas del puente vehicular*

➤ *Recubrimientos*

Según AASHTO 8.22.4. Se utiliza a partir del rostro de la barra a la superficie del concreto. Para cimientos, muros, pilas 10 cm; para losas en cama superior 5 cm y 2.50 cm, en la cama inferior; y vigas principales, así como diafragmas 5 cm, en todas las paredes.

➤ *Longitud de desarrollo*

Según AASHTO 8.24.1.2. Se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria, a partir del punto donde se requieren por diseño, la cual es la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 30 veces el diámetro de la barra de acero.

➤ *Traslapes*

Según AASHTO 8.25.5. Se calculará con base en la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No.11, de tal forma que desarrollen un 125% del f_y nominal de la barra, siguiendo la especificación de la AASHTO 8.33.2. y así evitar localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea; deberán colocarse alternos a cada 60 cm.

➤ *Ganchos*

Según AASHTO 8.23.2.2. Los dobleces deberán ser hechos en frío y un equivalente a 6 veces el diámetro en su lado libre, cuando se trata de 180 grados y 12 veces el diámetro cuando se trata de 90 grados.

➤ *Capa asfáltica*

Según AASHTO 8.25.28. Debe colocarse sobre el piso del puente (losa), con la finalidad de evitar, el agrietamiento del concreto, del mismo modo, para permeabilizar la superestructura.

➤ *Encofrado*

Se construyen de acuerdo con la sección DGC 505.04. El encofrado es toda la madera o molde metálico que estará en contacto directo con el concreto o con los elementos de mampostería que integren la estructura y sus respectivos soportes. Debe ser rígido y estable para garantizar que mantenga su posición y forma durante su uso, ajustarse a la forma, líneas, medidas y niveles especificados en los planos y estar construido de tal manera que evite la fuga del concreto durante la fundición y vibrado de la estructura.

➤ *Desencofrado*

La remoción del encofrado, deberá ejecutarse con todo el cuidado necesario, para evitar daños a la estructura. Se recomienda aplicar un aditivo que permita desencofrar la madera, para este caso, puede usarse diésel o aceite quemado sobre la formaleta, lo que facilitará el retiro de la madera.

➤ *Repello y alisado*

Se aplicará repello a todos los elementos de concreto. La mezcla a usarse será de una parte de cemento y dos partes de arena de río cernida. Tendrá un espesor mínimo de un centímetro y deberá alisarse de modo que resulte una superficie pareja.

2.12. Análisis de impacto ambiental

La construcción de puentes genera impacto en los componentes ambientales, físicos, biológicos, económicos y sociales. Este impacto puede ser de carácter positivo o negativo.

Debido a esto surge la necesidad de realizar una investigación y evaluación sobre el impacto que tendrá la construcción del puente, bajo un enfoque global ambiental.

Información mínima que requieren los estudios de impacto ambiental en la construcción de puentes vehiculares.

- Flora y fauna silvestre adyacente
- Presencia de agua en el cauce
- Relieve topográfico
- Deforestación en los taludes del cauce
- Probabilidad de erosión lateral de los taludes
- Presencia de recursos hidrobiológicos
- Valor estético del paisaje
- Red de transportes adyacentes
- Otras estructuras adyacentes

Los estudios deberán ser documentados mediante un informe que contendrá, como mínimo lo siguiente.

- Descripción de los componentes ambientales del área de influencia del proyecto.
- Análisis de la información sobre el estado de los puentes adyacentes a la zona del proyecto.
- Aplicaciones metodológicas e identificación de impactos ambientales potenciales.
- Identificación de medidas preventivas y correctivas.
- Conclusiones y recomendaciones.

TABLA 15

Componentes ambientales y medidas de mitigación.

No.	Aspecto ambiental	Impacto ambiental	Tipo de impacto ambiental	Indicar lugar donde se espera, ocurra el impacto ambiental	Manejo ambiental, indica que medidas se tomará para evitar el impacto negativo
1	Aire	Gases o partículas (polvo, vapores, humo, monóxido de carbono, entre otros)	Levantamiento de pequeñas partículas de polvo y cemento que se produzcan en la construcción del proyecto.	En los lugares donde se construirá el proyecto.	Manejar adecuadamente el cemento en el momento del vaciado para la preparación del concreto y humedecer las áreas donde se realizará la excavación.
		Olores	Problemas respiratorios	Obreros del proyecto.	Los obreros deberán utilizar mascarillas, para evitar respirar partículas de cemento o polvo.
2	Agua	Contaminación del agua	Movimiento de tierras	Lugares adyacentes a la construcción del puente (aguas abajo)	Depositar el suelo cortado, en una zona adecuada fuera del cauce del río.
		Aguas residuales	Cantidad de agua mezclada con cemento y que cae en la cuenca.	Lugares adyacentes a la construcción del puente (aguas abajo)	Depositar de forma adecuada el concreto en el momento constructivo, para evitar la contaminación del agua.
		Afectación a la salud de los ciudadanos.	Problemas que puedan afectar la calidad del agua.	Lugares adyacentes a la construcción del puente (aguas abajo)	No arrojar basura, ni desechos contaminantes en el cauce de la quebrada San Nicolás.

3	Suelo	Desechos sólidos (basura común que no es depositada en lugares adecuados para su manipulación)	La cantidad que se produzca por el uso y manipulación de los materiales de construcción	En toda área de construcción.	Recolectar todos los desechos sólidos producidos en la construcción del puente vehicular y llevarlos al depósito de basura de la comunidad.
		Probable erosión del suelo	Realización de taludes de corte	Lugar donde se situaran los estribos de entrada y salida del puente vehicular	Estabilizar los estribos y compactar de manera adecuada los rellenos para evitar la erosión del suelo.
		Modificación del relieve o topografía del área	Realización de taludes de corte y relleno	En donde se situarán los estribos de entrada y salida, así como, la cimentación del puente.	Homogeneizar y compactar, posteriormente colocar una capa de suelo orgánico.
4	Biodiversidad	Flora (árboles, plantas)	Deforestación	Lugares adyacentes al puente	Reforestar.
		Flora (árboles, plantas)	No intervenir en la vegetación arbórea.	Lugares adyacentes al puente.	Evitar el corte de árboles innecesariamente.
5	Visual	Modificación del paisaje	Afectación a las especies de árboles existentes en el área de influencia directa del proyecto.	Terrenos cercanos al lugar donde se realizará corte de suelo.	Cortar la menor cantidad de árboles, para que la modificación en el paisaje sea mínima.
6	Social	Modificaciones sociales, económicas y culturales.	No aplica	No aplica	Se espera contribuir con el desarrollo de la comunidad.

Fuente: Bases de manejo de desechos sólidos por construcción de infraestructura civil. Organización Panamericana de la Salud.

Al observar los impactos generados en la construcción, es considerado como no significativo y las medidas de mitigación requeridas consideran, que el proyecto es ambientalmente viable. Se prevé que habrá impactos sociales de carácter positivo, al mejorar la comunicación entre la aldea de Santa Cruz y la cabecera municipal de San Jacinto, así como el de otras aldeas circunvecinas.

2.13. Análisis socio – económico

Este análisis pretende determinar si al municipio de San Jacinto del departamento de Chiquimula, como conjunto, le conviene o no ejecutar el proyecto. Hay que tener en cuenta, por lo tanto, los beneficios y costos que perciben todos los habitantes.

2.13.1. Valor presente neto

Se utiliza para comparar alternativas de inversión. Consiste en transformar la inversión inicial, los ingresos y egresos anuales, así como valores futuros de rescate de un proyecto a un valor presente a manera de determinar si éste es rentable al término del período de funcionamiento; para el presente proyecto se determina el VPN con una tasa de interés igual a la tasa de rendimiento mínima atractiva, que en el mercado actual es de 13%.

- Si **VPN > 0**, el proyecto es rentable, por lo tanto es aceptable realizarlo
- Si **VPN = 0**, es necesario decidir si el proyecto es rentable
- Si **VPN < 0**, el proyecto no es rentable, por lo tanto es mejor rechazarlo

$$VPN = - I + Ta - S * \left(\frac{1}{(1 + Ti)^n} \right)$$

Donde

I = Es la inversión para ejecutar el proyecto (costo total del proyecto)

Ta = Tarifa anual a población (valor de salvamiento o rescate)

S = Costo anual por mantenimiento (gasto municipal)

Ti = Tasa de interés en porcentaje

n = Vida útil del proyecto a ejecutar (20 años de servicio, por tratarse de un puente vehicular)

La municipalidad de San Jacinto, debe de estimar, un costo mensual por mantenimiento, que sirva para sufragar el costo por baches que puedan presentarse en el piso del puente (losa), algunas obras de reparación, como pueden ser recapeo de asfalto o concreto, en áreas donde se encuentre algún tipo de grieta y limpieza en el piso del puente y tubería de drenaje.

- El costo anual por mantenimiento, según la **Unidad de diseño y supervisión de obras civiles**, este se determina, mediante los siguientes criterios.

Depreciación de la obra

$$DEP = \frac{\text{Costo total del proyecto}}{\text{No. años de servicio}} * \% \text{Depreciación}$$

$$DEP = \frac{Q. 3, 304, 677.83}{20 \text{ años}} * 0.01$$

$$DEP = Q. 1,652.40/\text{año}$$

Inversión media anual

$$IMA = \frac{DEP * (\text{No. años de servicio} + 1)}{2 (\text{No. años de servicio})}$$

$$IMA = \frac{Q. 1, 652.40 * (20 + 1)}{2 (20 \text{ años de servicio})}$$

$$IMA = 867.50/\text{año}$$

Interés del capital invertido

$$CAP = IMA * \% \text{de interés bancario}$$

$$CAP = Q. 867.50/\text{año} * 0.13$$

$$CAP = Q. 112.80/\text{año}$$

$$S = 12 \text{ meses/año} * (DEP + IMA + CAP)$$

$$S = 12 \text{ meses} * (Q. 1,652.40 + Q. 867.50 + Q. 112.80)$$

$$S = Q. 31, 592.40$$

- De igual manera se presenta una tarifa anual, que la población debe pagar.

$$Ta = 0$$

La población, no aporta ningún tipo de ingreso económico.

- Tasa de interés actual (porcentaje de interés bancario).

$$Ti = 13\% = 0.13$$

Sustituyendo valores en la fórmula.

$$VPN = - (Q. 3, 304, 677.83) + (Q. 0.00) - (Q. 31, 592.40) * \left(\frac{1}{(1 + 0.13)^{20}} \right)$$

$$VPN = - Q. 3, 307, 419.49$$

2.13.2. Tasa interna de retorno

El **TIR** al igual que el **VAN** sirve para evaluar el rendimiento de una inversión. Es determinar la tasa de interés o tasa de retorno que hace los costos sean equivalentes a los ingresos.

Debido a que el proyecto es de carácter social, no es posible obtener una tasa interna de retorno **TIR** atractiva; por lo que el análisis socioeconómico que se realiza a nivel municipal para este tipo de inversión, es una relación de costo/beneficio poblacional; éste se determina de la siguiente manera.

$$\text{COSTO/BENEFICIO} = \text{Costo real del puente} / \text{Población a beneficiar}$$

$$\text{COSTO/BENEFICIO} = \text{Q. 3, 304, 677.83} / 470 \text{ habitantes}$$

$$\text{COSTO/BENEFICIO} = \text{Q. 7, 031.22 habitante}$$

Las instituciones de inversión social, toman las decisiones con base al valor anteriormente obtenido y las disposiciones económicas que posean.

No obstante, por tratarse de un proyecto de carácter social, su finalidad primordial es contribuir con el desarrollo de la comunidad y no la de generar ingresos económicos.

Por tanto, es necesario realizar la obra, para contribuir con el desarrollo social y económico de la comunidad de la aldea Santa Cruz.

3. Diseño sistema de abastecimiento de agua domiciliar caserío Los Lorenzo, aldea Tizubin

3.1. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño de, línea de conducción, tanque de almacenamiento y red distribución de agua a los diferentes domicilios del caserío, Los Lorenzo, de la aldea Tizubin y tiene como finalidad, abastecer del líquido vital a todos los pobladores, asimismo, evitar el acarreo de agua, como lo han realizado los habitantes durante mucho tiempo.

3.2. Levantamiento topográfico

Está compuesto de dos partes: *planimetría* y *altimetría*.

La planimetría es la parte de la topografía dedicada al estudio de procedimientos y métodos que se ponen en marcha, para lograr representar a escala los detalles de un terreno, sobre una superficie plana.

La altimetría se encarga de la medición de las diferencias de nivel o de elevación entre los diferentes puntos del terreno, las cuales representan las distancias verticales, medidas a partir de un plano horizontal de referencia.

Para realizar dichos levantamientos se utilizó el siguiente equipo

- Teodolito
- Estadal de 4 metros de altura
- Plomada
- Cinta métrica de 50 metros de longitud

3.3. Fuente de agua

La fuente de agua, que se usará para abastecer a los habitantes de la comunidad, es un nacimiento ubicado aproximadamente a 350 metros del centro del caserío.

3.4. Aforo de la fuente

El aforo es la operación de medir el caudal, es decir, el volumen de agua por unidad de tiempo y este se mide en L/s.

Para este caso, por tratarse de un pequeño brote de agua, se realizó el aforo volumétrico. Este consiste en determinar el tiempo que toma en llenarse un recipiente de volumen conocido.

Material que se utilizó para determinar el aforo de la fuente

- Cronómetro.
- Recipiente con capacidad para 50 litros.

El tiempo de llenado se determinó en 5 ocasiones.

- $T_1 = 48 \text{ s}$
- $T_2 = 49 \text{ s}$
- $T_3 = 47 \text{ s}$
- $T_4 = 48 \text{ s}$
- $T_5 = 51 \text{ s}$

Para el cálculo, del caudal de aforo, se debe de tomar el tiempo medio de llenado del recipiente.

$$TMEDIO = \frac{\Sigma TIEMPOS}{N}$$
$$TMEDIO = \frac{(48 + 49 + 47 + 48 + 51) \text{ segundos}}{5}$$
$$TMEDIO = 48.60 \text{ Segundos}$$

Calculo del caudal de aforo

El caudal de aforo, se determina mediante la siguiente ecuación.

$$Q = \frac{V}{T}$$

Donde

V = Capacidad de volumen del recipiente en litros, L.

T = Tiempo medio calculado en segundos, s.

$$Q = \frac{50 \text{ L}}{48.6 \text{ s}}$$
$$Q = 1.03 \text{ L/s}$$

3.5. Análisis de la calidad del agua

El agua potable, es aquella que bien, en su estado natural o después de un tratamiento adecuado, es apta para el consumo humano y no produce ningún efecto perjudicial para la salud. Es limpia, transparente, sin olores o sabores desagradables y está libre de contaminantes.

Se debe tomar en cuenta que el agua potable nunca es totalmente pura, en mayor o menor grado contiene sustancias disueltas que son dañinas para el organismo.

El agua destinada para el consumo humano debe ser sometida a una serie de operaciones de tratamiento, para eliminar los agentes patógenos y reducir a niveles insignificantes el resto de contaminantes. Por tanto, al estimar la calidad del agua se deben tener en cuenta diferentes condicionantes, como son: *protección de fuentes, eficacia del tratamiento y protección de la red de distribución*.

El control de calidad del agua para este proyecto, se determinó a través de un análisis **físico - químico sanitario** y **examen bacteriológico**, para ambos exámenes se tomaron muestras de la fuente. Se tomó el agua directamente del brote natural (nacimiento). Ambos análisis se realizaron en los laboratorios del Centro Universitario de Oriente (CUNORI). (**VER ANEXO 3**)

3.5.1. Examen bacteriológico

Se hace con el fin de establecer la cantidad de contaminación del agua con organismos patógenos, porque son bacterias que producen enfermedades gastrointestinales y respiratorias.

Aguilar, (2007)

3.5.2. Examen físico – químico

Examen físico: Este análisis determina características físicas del agua tales como: el aspecto, color, olor, sabor, pH y dureza.

Examen químico: Este análisis determina las cantidades de materia mineral y orgánica que se encuentran en el agua, que pueden afectar su calidad, proporciona datos acerca de su contaminación y también puede mostrar variaciones ocasionadas por el tratamiento de desinfección aplicado (p.p. 4 – 10).

3.6. Parámetros de diseño

Es importante tomar en cuenta los siguientes parámetros para el diseño de sistemas de abastecimiento de agua domiciliar.

3.6.1. Periodo de diseño

Este es el periodo durante el cual la obra va a prestar un servicio satisfactorio y empieza a contar desde el momento en que entra en funcionamiento.

Es necesario tomar en cuenta los siguientes factores que influyen en el periodo de diseño.

- De 15 a 30 años de vida útil en líneas de conducción con material PVC y/o HG, tanque de distribución y red de distribución.
- 10 años para equipos mecánicos (Bombas/Motores).

Para este proyecto, por tratarse de un sistema de conducción por bombeo, el periodo de diseño es de 10 años más 1 año para su gestión.

Periodo de diseño = 10 años de servicio + 1 año de gestión

Periodo de diseño = 11 años

3.6.2. Población de diseño

Para la estimación de la población futura existen varios modelos matemáticos y estadísticos.

El modelo que más se adecua para las poblaciones que se encuentran en vías de desarrollo es el método geométrico, este consiste en el cálculo de la población con base a la tasa de crecimiento poblacional, que se tiene registrado en los censos de la población.

Este se determina mediante la siguiente ecuación.

$$Pf = Pa * (1 + r)^n$$

Donde

Pa = Población actual, **habitantes**.

r = Tasa de crecimiento en porcentaje, %.

n = Periodo de diseño, **11 años**.

Pf = Población futura, **habitantes**.

En el último censo municipal, realizado en el año 2,014, por la municipalidad y el centro de salud del municipio de San Jacinto, se reportó una población de 97 habitantes en el caserío, Los Lorenzo, de la aldea Tizubin.

Según el Instituto Nacional de Estadística (**INE**), registra una tasa de crecimiento poblacional, estimada en un 5%, para el municipio de San Jacinto.

$$Pf = 97 \text{ Hab} * (1 + 0.05)^{11 \text{ años}}$$

Pf = 166 habitantes en los próximos 11 años

3.6.3. Dotación

La dotación es el volumen de agua, que se asigna a una persona en un día. Esta se mide en Litros/Habitante/Día.

Factores que influyen en la dotación que se asigna a cada habitante.

- Condiciones climáticas
- Ubicación de la población
- Administración del sistema
- Calidad del agua

La dotación según **UNEPAR** e **INFOM** se clasifica de la siguiente manera.

- 60 a 90 L/hab/día (Área rural, clima frío)
- 90 a 120 L/hab/día (Área rural, clima cálido)
- 120 a 150 L/hab/día (Área urbana, clima frío)
- 150 a 200 L/hab/día (Área urbana, clima cálido)
- 200 a 300 L/hab/día (Área metropolitana)

Para este caso, la dotación es de 100 L/hab/día por ser área rural clima cálido.

$$\text{Dotación} = 100 \text{ L/hab/día}$$

3.6.4. Factores de consumo

Existen rangos para determinar el valor que se asignará a una población, según la cantidad de agua que necesiten para abastecerse y cubrir necesidades básicas, como consumo e higiene. Por lo tanto, se calcularán los factores de consumo principales.

3.6.4.1. Factor día máximo (Fdm)

Este es un incremento porcentual, se utiliza cuando no se cuenta con datos de consumo máximo diario. UNEPAR e INFOM recomiendan utilizar los siguientes rangos.

TABLA 16

Tipo de población	Fdm
Área rural	1.20 a 1.80
Área urbana	1.80 a 2.00
Área metropolitana	2.00 a 3.00

Fuente: INFOM – UNEPAR

Para la elección del Fdm, se recomienda utilizar los siguientes parámetros de diseño.

Población < 1,000 habitantes, Fdm = 1.30

Población ≥ 1,000 habitantes, Fdm = 1.20

$$\mathbf{Fdm = 1.30}$$

3.6.4.2. Factor de hora máximo (Fhm)

Este como el anterior, depende de la población que se esté estudiando y de sus costumbres. UNEPAR e INFOM recomiendan utilizar los siguientes rangos.

TABLA 17

Tipo de población	Fhm
Área rural	1.80 a 2.00
Área urbana	2.00 a 3.00
Área metropolitana	3.00 a 4.00

Fuente: INFOM – UNEPAR

Para comunidades con población menor a 1,000 habitantes, se recomienda que, Fhm debe ser igual a 2.50.

$$\mathbf{Fhm = 2.50}$$

3.7. Determinación de caudales

Los caudales de diseño, son los consumos mínimos de agua, que requiere la población para abastecerse y cubrir las necesidades básicas.

3.7.1. Caudal medio diario

Es el promedio de los consumos medios diarios registrados durante el periodo de un año, se utiliza para el diseño del tanque de distribución. Se expresa en L/s.

$$Q_{md} = \frac{\text{Dotación} * \text{No. Habitantes}}{86,400 \text{ s/día}}$$
$$Q_{md} = \frac{100 \text{ L/hab/día} * 166 \text{ hab}}{86,400 \text{ s/día}}$$
$$Q_{md} = 0.20 \text{ L/s}$$

De la fuente se obtuvo un caudal de 1.03 L/s y caudal medio diario que necesita la población del caserío para abastecerse es 0.20 L/s.

$$Q_{aforo} > Q_{md}$$
$$1.03 \text{ L/s} > 0.20 \text{ L/s} \text{ "CHEQUEA"}$$

La fuente, es capaz de abastecer a todos los pobladores del caserío Los Lorenzo.

3.7.2. Caudal máximo diario

Este es el caudal de máximo consumo, durante 24 horas en un periodo de un año. Este es utilizado para el diseño de la línea de conducción. Se expresa en L/s.

$$Q_{dM} = F_{dm} * Q_{md}$$
$$Q_{dM} = 1.30 * (0.20 \text{ L/s})$$
$$Q_{dM} = 0.26 \text{ L/s}$$

3.7.3. Caudal de bombeo

Este es el caudal que se impulsará a través de la tubería de conducción por la potencia que ejerce la bomba. Se expresa en L/s.

$$Q_B = \frac{Q_{dM} * 24 \text{ horas}}{T_B}$$

T_B = Horas de trabajo de la bomba en un día. Los rangos de trabajo, son los siguientes.

- **8** horas mínimo
- **14** horas máximo

Para este proyecto, el tiempo de bombeo es de 12 horas.

$$Q_B = \frac{(0.26 \text{ L/s}) * 24 \text{ horas}}{12 \text{ horas}}$$
$$Q_B = 0.52 \text{ L/s}$$

3.7.4. Caudal máximo horario

Es el caudal de máximo consumo de agua durante una hora en un día. Este es utilizado para el diseño de la red de distribución y se expresa en L/s.

$$Q_{hm} = F_{hm} * Q_{md}$$
$$Q_{hm} = 2.50 * (0.20 \text{ L/s})$$
$$Q_{hm} = 0.50 \text{ L/s}$$

3.8. Diseño hidráulico del sistema

3.8.1. Captación

La captación, es la estructura que se construye con la finalidad de recolectar el agua de la fuente.

Para este caso no se diseñará el tanque de captación, debido a que el Club Rotario de Chiquimula y la municipalidad de San Jacinto, lo construyeron en el año 2,012.

3.8.2. Línea de conducción por bombeo

Se entiende por línea de conducción, al tramo de tubería que transporta agua desde la captación hasta la planta potabilizadora, o bien hasta el tanque de almacenamiento o distribución.

Para este caso la línea de conducción es por bombeo, utilizando una bomba de motor externo.

3.8.2.1. Cálculo del diámetro económico

Se diseña la línea de conducción por bombeo, determinando el diámetro de tubería económico, que es el que produce el menor costo.

Para determinar el diámetro económico, se debe utilizar la siguiente ecuación.

$$\phi = \sqrt{\frac{1.974 * QB}{V}}$$

Para la línea de conducción, es importante tomar en cuenta la velocidad con la que se conducirá el agua a través de la tubería, ya que para disminuir la sobrepresión generada por el golpe de ariete, se recomienda que la velocidad mínima deba ser igual a 0.60 m/s y la máxima igual a 2.00 m/s.

Donde

QB = Caudal de bombeo en **L/s**

V = Velocidad del agua en **m/s**

φ = Diámetro de la tubería en **pulgadas**

a) Diámetro económico

Para velocidad igual a 0.60 m/s

$$\phi = \sqrt{\frac{1.974 * (0.52)}{0.60}}$$
$$\phi = 1.31 \text{ pulgadas}$$

Para velocidad igual a 2.00 m/s

$$\phi = \sqrt{\frac{1.974 * (0.52)}{2.00}}$$
$$\phi = 0.72 \text{ pulgadas}$$

$$\phi 1 = 1.40 \text{ pulgadas}$$

$$\phi 2 = 0.76 \text{ pulgadas}$$

Los diámetros a estudiar, deben estar entre los rangos anteriores: 1 pulgada, 1 1/4 pulgada y 1 1/2 pulgada. *Diámetros nominales de tubería.*

b) Cálculo del costo anual por amortización

$$Am = \frac{R * (R + 1)^n}{(R + 1)^n - 1}$$

Donde

R = Tasa de interés anual en porcentaje.

n = Periodo de efectividad del equipo en meses.

Am = Amortización en porcentaje.

R = Interés anual/12 meses en un año,

La tasa de interés es de 13%.

$$R = 0.13/12 = 0.011$$

$$n = (10 \text{ años} * 12 \text{ meses})/1 \text{ año} = 120 \text{ meses}$$

$$n = 120 \text{ meses}$$

$$Am = \frac{0.011 * (0.011 + 1)^{120}}{(0.011 + 1)^{120} - 1}$$

$$Am = 0.015$$

c) Cálculo de tubería a utilizar

$$\text{No. Tubos} = \frac{\text{Longitud} * (\text{Coeficiente de desperdicio})}{6 \text{ m} \rightarrow \text{Long. del tubo}}$$

El coeficiente de desperdicio se encuentra entre los siguientes rangos: **1.05 a 1.10**.

El porcentaje de desperdicio es **1.05**

$$\text{No. Tubos} = \frac{178.75 \text{ m} * (1.05)}{6 \text{ m}}$$

No. Tubos = 32 Tubos

Para este caso, se propone utilizar tubería de **250 PSI**, con la finalidad de evitar la sobrepresión provocada, por el golpe de ariete.

TABLA 18

φ (nominal)	Precio unitario (Quetzales)
1 pulg	Q. 58.00
1 ¼ pulg	Q. 91.00
1 ½ pulg	Q. 119.00

Fuente: Tabla de precios AMANCO, Mexichem, Guatemala.

Costo de la tubería por mes

TABLA 19

φ(nominal)	No. tubos	P.U. (Q)	Am	Costo tubería (Q)
1 pulg	32	Q. 58.00	0.015	Q. 28.00
1 ¼ pulg	32	Q. 91.00	0.015	Q. 44.00
1 ½ pulg	32	Q. 119.00	0.015	Q. 58.00

Fuente: Elaboración propia.

d) Cálculo de las pérdidas de carga por diámetro de tubería propuesto

Se debe utilizar el diámetro real interno de la tubería que se está estudiando.

TABLA 20

ϕ (nominal)	ϕ (real interno)
1 pulg	1.161 pulg
1 ¼ pulg	1.464 pulg
1 ½ pulg	1.676 pulg

Fuente: Presión de trabajo en tuberías, AMANCO, Mexichem, Guatemala.

Para el determinar la pérdida de carga se debe utilizar la ecuación de Hazen – Williams.

$$H_f = \frac{1743.811 * Longitud * QB^{1.85}}{Crug^{1.85} * \phi^{4.87}}$$

Donde

Crug = Coeficiente de rugosidad del PVC, = **150**.

ϕ = Diámetro interno de la tubería en pulgadas.

Longitud = 32 tubos * 6 m = **192 m**.

$$H_{f_{1''}} = \frac{1743.811 * 192 * (0.52)^{1.85}}{(150)^{1.85} * (1.161)^{4.87}} = \mathbf{4.55 \text{ m}}$$

$$H_{f_{1\frac{1}{4}''}} = \frac{1743.811 * 192 * (0.52)^{1.85}}{(150)^{1.85} * (1.464)^{4.87}} = \mathbf{1.47 \text{ m}}$$

$$H_{f_{1\frac{1}{2}''}} = \frac{1743.811 * 192 * (0.52)^{1.85}}{(150)^{1.85} * (1.676)^{4.87}} = \mathbf{0.76 \text{ m}}$$

e) Cálculo de potencias requeridas por el diámetro de tubería

La potencia se determina utilizando la siguiente fórmula.

$$POT = \frac{H_f * QB}{76 * e}$$

Donde

H_f = Perdida de carga por tubería en **m**

QB = Caudal de bombeo en **L/s**

e = Eficiencia de la bomba, = **0.60**

POT = Potencia de la bomba en HP (caballos de fuerza)

$$POT_{1"} = \frac{4.55 * 0.52}{76 * 0.60} = 0.05 \text{ HP}$$

$$POT_{1 \frac{1}{4}"} = \frac{1.47 * 0.52}{76 * 0.60} = 0.02 \text{ HP}$$

$$POT_{1 \frac{1}{2}"} = \frac{0.72 * 0.52}{76 * 0.60} = 0.01 \text{ HP}$$

*Conversión de HP a KW, **1 HP = 0.746 KW***

$$POT_{1"} = 0.05 * 0.746 \text{ KW} = 0.040 \text{ KW}$$

$$POT_{1 \frac{1}{4}"} = 0.02 * 0.746 \text{ KW} = 0.015 \text{ KW}$$

$$POT_{1 \frac{1}{2}"} = 0.01 * 0.746 \text{ KW} = 0.008 \text{ KW}$$

Tiempo de trabajo de la bomba al mes

$$TB = 12 \text{ horas} * 30 \text{ días/mes} = 360 \text{ horas de trabajo al mes}$$

$$TB = 360 \text{ horas}$$

El precio de la energía eléctrica según la Comisión Nacional de Energía Eléctrica (CNEE) es de **Q. 2.25 por KW/Hr.**

Costo por bombeo

TABLA 21

ϕ (nominal)	POT (KW)	P.U. (Q $\rightarrow$ KW/Hr)	No. Hr	Costo por bombeo (Q)
1 pulg	0.040	Q. 2.25	360	Q. 33.00
1 ¼ pulg	0.015	Q. 2.25	360	Q. 13.00
1 ½ pulg	0.008	Q. 2.25	360	Q. 7.00

Fuente: Elaboración propia.

f) Costo total del diámetro económico

TABLA 22

ϕ (nominal)	Costo tubería (Q)	Costo bombeo (Q)	Costo total (Q)
1 pulg	Q. 28.00	Q. 33.00	Q. 61.00
1 ¼ pulg	Q. 44.00	Q. 13.00	Q. 57.00
1 ½ pulg	Q. 58.00	Q. 7.00	Q. 65.00

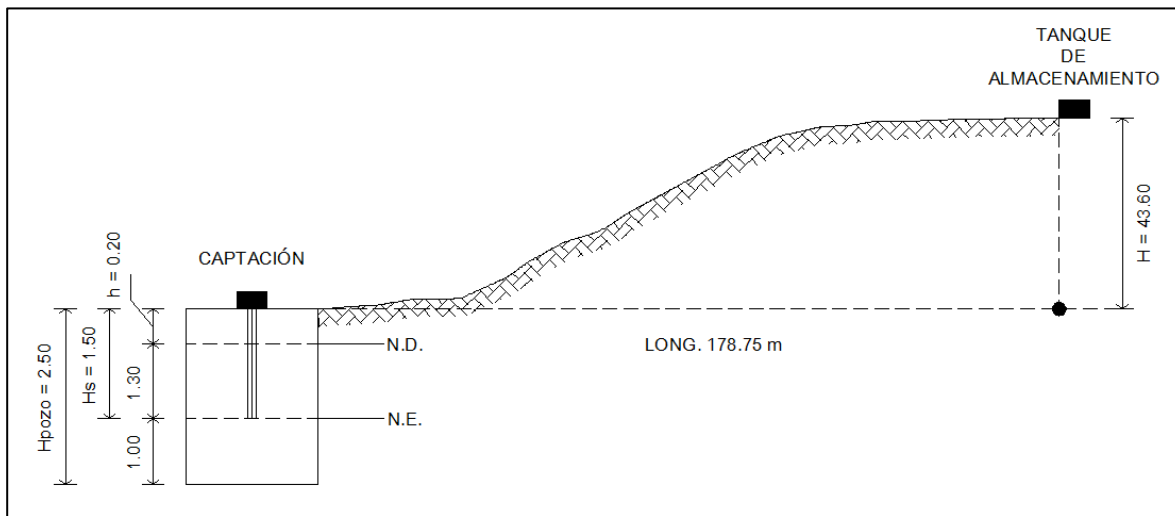
Fuente: Elaboración propia.

El diámetro que presenta el menor costo es de 1 ¼ pulgadas.

3.8.2.2. Cálculo de la potencia de la bomba

Para este proyecto, el sistema de bombeo, se diseña utilizando una bomba vertical de motor externo.

FIGURA 57



Perfil del terreno natural (Captación – Almacenamiento)

Fuente: Medidas topográficas. Elaboración propia. Sin escala.

Cálculo del golpe de ariete

a) Cálculo de celeridad

$$\alpha = \frac{1420}{\sqrt{1 + \left(\frac{K}{E} * \frac{\phi i}{e} \right)}}$$

Donde

K = Módulo de elasticidad volumétrica del agua = **2.07 * 10⁴ Kg/cm²**

E = Módulo de elasticidad del PVC = **3.00 * 10⁴ Kg/cm²**

e = Espesor de la pared de la tubería en pulgadas

ϕi = Diámetro interno de la tubería a analizar en pulgadas

α = Celeridad en m/s

Tubería **PVC** de **250 PSI** con diámetro de **1 ¼** de pulgada. Por tanto.

$$\phi i = 1.464 \text{ pulgadas}$$

$$e = 0.098 \text{ pulgadas}$$

$$\alpha = \frac{1420}{\sqrt{1 + \left(\frac{2.07 * 10^4}{3.00 * 10^4} * \frac{1.464}{0.098} \right)}}$$

$$\alpha = 422.30 \text{ m/s}$$

b) Cálculo de velocidad

$$V = \frac{1.974 * QB}{\phi i^2}$$

$$V = \frac{1.974 * (0.52)}{(1.464)^2}$$

$$V = 0.48 \text{ m/s}$$

c) Cálculo de sobrepresión

$$\Delta P = \frac{\alpha * V}{g}$$

$$g = \text{Fuerza de gravedad} = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$\Delta P = \frac{(422.30 \text{ m/s}) * (0.48 \text{ m/s})}{9.81 \text{ m/s}^2}$$

$$\Delta P = 20.70 \text{ m}$$

d) Cálculo del golpe de ariete (GA)

$$GA = \Delta P + H$$

$$GA = 20.70 \text{ m} + 43.60 \text{ m}$$

$$GA = 64.30 \text{ m}$$

Aguilar, (2007)

Especificaciones de tubería de PVC 1120 ASTM D 2241 SDR 17

Presión de trabajo a 23 C° 250 psi = 17.6 kg/cm² = 175.77 m.c.a

Presión mínima de ruptura 800 psi = 56.3 kg/cm²

GA < Presión trabajo de tubería “**CHEQUEA**” (p. 62)

64.30 m < 175 m.c.a. (resistencia de la tubería de 250 PSI) “**CHEQUEA**”

- **Alturas que debe vencer la bomba**

a. Altura del nivel de succión (Hs)

$$\mathbf{H_s = 1.50\ m}$$

b. Pérdidas de carga en la línea de succión

$$H_f = \frac{5\ m * H_s}{100}$$

$$H_f = \frac{5\ m * 1.50}{100}$$

$$\mathbf{H_f = 0.08\ m}$$

c. Altura de la boca del pozo a la descarga (H)

$$\mathbf{H = 43.60\ m}$$

d. Pérdidas de carga en la línea de impulsión

$$H_{f_{1\frac{1}{4}''}} = \frac{1743.811 * 192 * (0.52)^{1.85}}{(150)^{1.85} * (1.464)^{4.87}} = \mathbf{1.47\ m}$$

e. Pérdidas menores

Se debe considerar a las válvulas y accesorios, generalmente se estiman como el 10% de las pérdidas de carga en la línea de impulsión.

$$H_{fm} = 0.10 * H_f$$

$$H_{fm} = 0.10 * 1.92\ m$$

$$\mathbf{H_{fm} = 0.20\ m}$$

f. Pérdidas por velocidad

$$H = \frac{V^2}{2g}$$
$$H = \frac{(0.48 \text{ m/s})^2}{2(9.81 \text{ m/s}^2)}$$
$$H = 0.01 \text{ m}$$

- **Cálculo de carga dinámica total (CDT)**

$$CDT(H) = \Sigma(\text{Alturas determinadas})$$
$$CDT(H) = 1.50 \text{ m} + 0.08 \text{ m} + 43.60 \text{ m} + 1.47 \text{ m} + 0.15 \text{ m} + 0.01 \text{ m}$$
$$CDT = 46.81 \text{ m}$$

Cálculo de la potencia de la bomba

$$POT = \frac{CDT * QB}{76 * e}$$
$$POT_{1\frac{1}{4}"} = \frac{46.81 * 0.52}{76 * 0.60} = 0.54 \text{ HP}$$

Se necesita una bomba con potencia de 1 HP.

- **Cálculo del costo de la energía eléctrica producido por el uso de la bomba**

$$POT = 1 \text{ HP} * 0.746 \text{ KW/HP} = 0.746 \text{ KW}$$

$$\text{Costo} = POT * (\text{P.U. Energía eléctrica}) * \text{No. horas (Trabajo/mes)}$$

$$\text{Costo} = 0.746 \text{ KW} * (\text{Q. } 2.25 / \text{KW} - \text{hora}) * 360 \text{ horas}$$

$$\text{Costo} = \text{Q. } 605.00 \text{ mes}$$

El costo mensual, por el uso de la bomba asciende a **Q. 605.00.**

3.8.2.3. Tipo de tubería

Las tres características principales de la tubería, son: el diámetro, la clase y el tipo.

El diámetro que se utilizará en la línea de impulsión ya ha sido definido en la sección 3.8.2.1. La clase está estrechamente relacionada con la presión de trabajo, generalmente se expresa en PSI (lb/pulg²), y el tipo se refiere al material del que está fabricada, esto último depende de las condiciones en las que se instale la tubería. Los materiales más utilizados en acueductos son el cloruro de polivinilo (PVC) y el acero galvanizado (HG).

Para el diseño de la línea de conducción por bombeo se utiliza.

Tipo: Tubo **PVC**

Clase: 250 PSI

Diámetro: 1 ¼ pulgada nominal

Normativo de calidad: ASTM D2241, TIPO 1 GRADO 1 PVC 1120

Fuente: Estándares de calidad Mexichem, Guatemala.

3.8.3. Tanque de almacenamiento

El objetivo del tanque de almacenamiento es mantener agua permanente, con disponibilidad para los usuarios en horas de máximo consumo (proporciona los gastos requeridos a lo largo del día) y permitir el almacenamiento en horas de bajo consumo.

También se puede proporcionar agua durante algunas horas de emergencia.

- **Cálculo del volumen del tanque**

El volumen que ocupará el tanque de almacenamiento comprende únicamente el agua para compensar la demanda.

Los consumos expresados en porcentajes de una población son los siguientes.

TABLA 23

Intervalo en horas	Q salida (%)
0 – 4	8
4 – 8	12
8 – 12	31
12 – 16	26
16 – 20	15
20 – 24	8

Fuente: INFOM – UNEPAR

Porcentaje del caudal de entrada

$$Q \text{ entrada} = \frac{100 \%}{\text{No. de intervalos de entrada de agua al tanque}}$$

Los intervalos de entrada de agua al tanque de almacenamiento, se determinan en los horarios en el cual la bomba estará trabajando.

Intervalos de trabajo

4 – 8 horas

8 – 12 horas

12 – 16 horas

$$Q \text{ entrada} = \frac{100 \%}{3}$$

$$Q \text{ entrada} = 33.33 \%$$

TABLA 24

Horario (Uso de la bomba)	Q entrada (%)	Q salida (%)	Diferencia (Qe – Qs)	Sumatoria (Diferencia acumulada)
0 – 4	0	8	-8	-8
4 – 8	33.33	12	21.33	13.33
8 – 12	33.33	31	2.33	15.66
12 – 16	33.33	26	7.33	22.99
16 – 20	0	15	-15	7.99
20 – 24	0	8	-8	0

Fuente: Elaboración propia.

Volumen compensador del tanque

$$V.C. = |A| + |B|$$

A = Valor mayor positivo de sumatoria acumulada = **22.99**

B = Valor mayor negativo de sumatoria acumulada = **- 8**

$$V.C. = |22.99| + |- 8|$$

$$V.C. = 31.00$$

Caudal medio diario, **Qmd = 0.20 L/s**

$$\begin{aligned} V_{\text{Tanque}} &= Q_{\text{md}} * 86,400 \text{ s} \\ V_{\text{Tanque}} &= 0.20 \text{ Lts/s} * 86,400 \text{ s} \\ V_{\text{Tanque}} &= 17,280.00 \text{ L} * \frac{1 \text{ m}^3}{1,000 \text{ L}} \\ V_{\text{Tanque}} &= 17.28 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Volumen real del tanque de almacenamiento

$$\begin{aligned} V_{\text{Real}} &= (V.C.) * (V_{\text{Tanque}}) \\ V_{\text{Real}} &= (0.31) * (17.28 \text{ m}^3) \\ V_{\text{Real}} &= 5.30 \text{ m}^3 \\ V_{\text{Real}} &= 5.30 \text{ m}^3 \approx 5.50 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

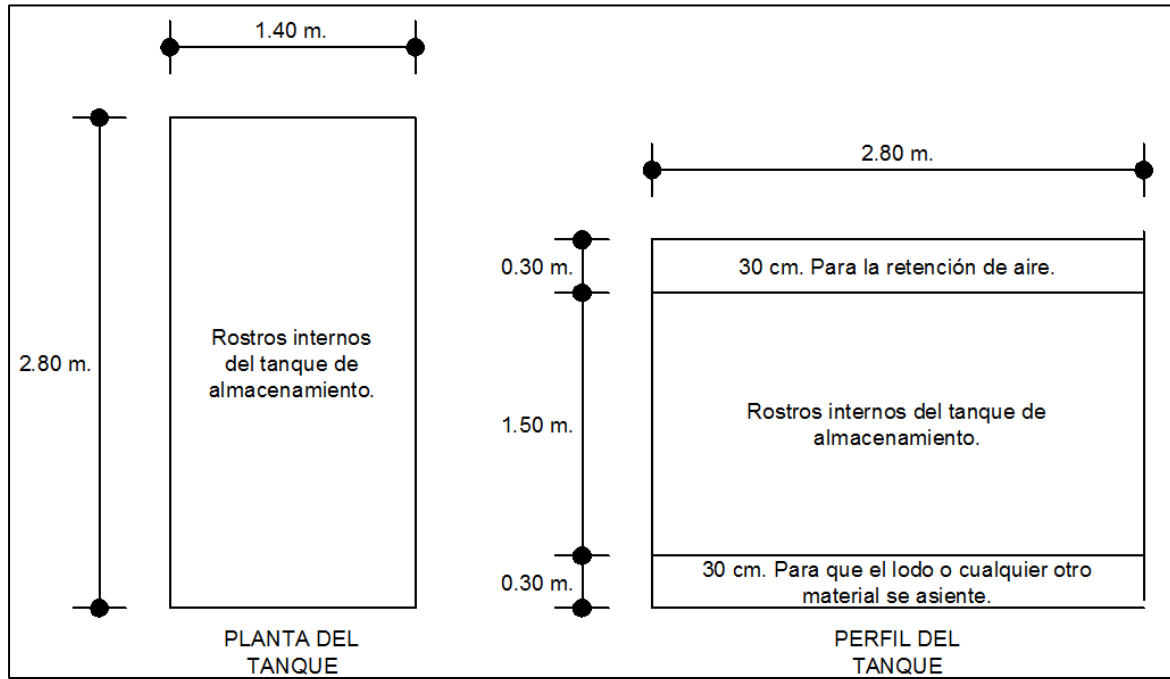
El tanque debe tener la capacidad de almacenar 5.50 m³ de agua.

Dimensiones del tanque

Relación de longitudes (largo – ancho) = **2:1**
 Altura del nivel máximo de agua = **h = 1.50 m**

$$\begin{aligned} V &= \text{Área} * h \\ \text{Área} &= 2a * a = 2a^2 \\ V &= 2a^2 * h \\ 5.50 \text{ m}^3 &= 2a^2 * 1.50 \text{ m} \\ 5.50 \text{ m}^3 &= 3a^2 \text{ m} \\ a &= \sqrt{\frac{5.50 \text{ m}^2}{3.00 \text{ m}}} \\ a &= 1.40 \text{ m} \\ b &= 2(a) = 2*(1.40 \text{ m}) = 2.80 \text{ m} \end{aligned}$$

FIGURA 58



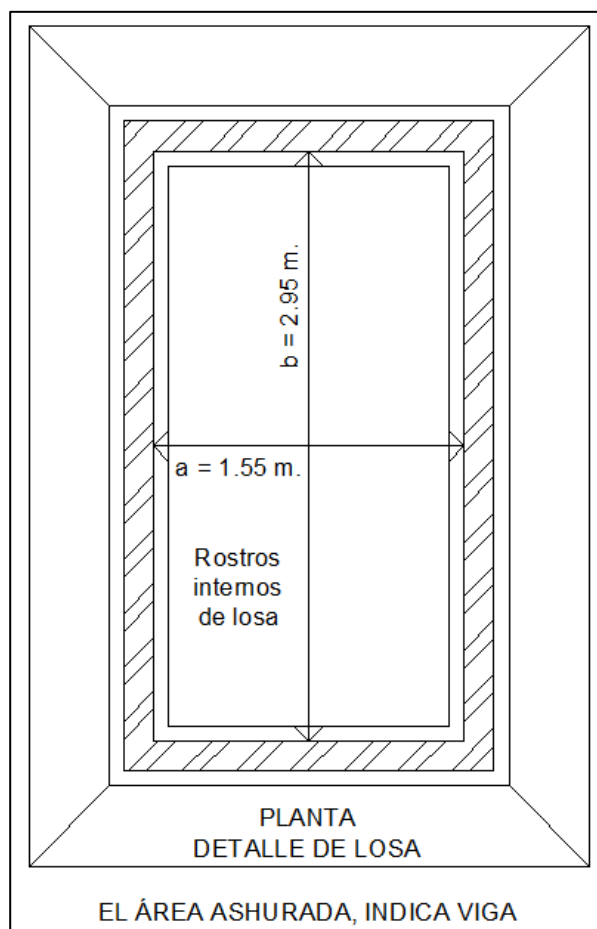
Fuente: Elaboración propia.

Diseño del tanque de almacenamiento

A. Diseño de losa

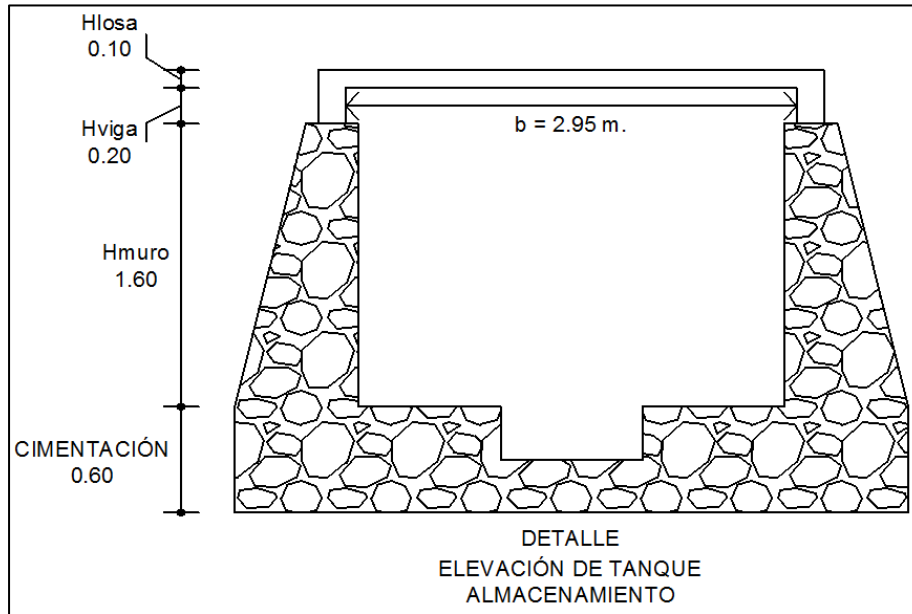
Basado en el capítulo 13, del normativo ACI, esta se diseñara, como losa plana tradicional de, concreto reforzado.

FIGURA 59



Fuente: Elaboración propia.

FIGURA 60



Fuente: Elaboración propia.

Dirección del armado de losa

Si la relación entre el lado menor y el lado mayor es mayor que, 0.5 entonces el armado del acero en la losa se hará en ambos sentidos.

$$m = \frac{a}{b} = \frac{1.55 \text{ m}}{2.95 \text{ m}}$$

$$m = 0.52 \approx 0.55$$

$$0.55 > 0.50$$

Armado de losa en ambas direcciones (↑→)

Espesor de losa

El espesor de la losa se determina, bajo la ecuación que proporciona la ACI.

$$t = \frac{a + b}{90} = \frac{1.55 \text{ m} + 2.95 \text{ m}}{90}$$
$$t = 0.05 \text{ m}$$

La ACI, recomienda, que el espesor mínimo de una losa, debe ser 10 cm.

0.10 m > 0.05 m entonces,

$$t = 0.10 \text{ m}$$

Integración de cargas

Cuando la losa es inaccesible, la ACI recomienda, utilizar una carga viva mínima equivalente a 150 Kg/m².

$$\text{Carga viva} = 150 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga muerta} = Y_c * t_{\text{losa}} = (2,400 \text{ Kg/m}^3 * 0.10 \text{ m}) = 240 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Sobrecarga} = 40 \text{ Kg/m}^2$$

Cargas últimas

$$CV_u = 1.70 * CV = (1.70 * 150 \text{ Kg/m}^2) = 255 \text{ Kg/m}^2$$

$$CM_u = 1.40 * CM = 1.40 * (240 \text{ Kg/m}^2 + 40 \text{ Kg/m}^2) = 392 \text{ Kg/m}^2$$

$$CU = CV_u + CM_u$$

$$255 \text{ Kg/m}^2 + 392 \text{ Kg/m}^2 = 647 \text{ Kg/m}^2$$

Cálculo de momentos

Por tratarse de una losa, simplemente apoyada, solo se determinan los momentos positivos en ambos sentidos, esto debido a, que no existe momento negativo, por no haber continuidad.

Momentos positivos

$$\begin{aligned}M_a^{(+)} &= (C_a^{(+)} * CU * a^2) \\M_a^{(+)} &= (0.08 * 647 \text{ Kg/m}^2 * (1.55 \text{ m})^2) \\M_a^{(+)} &= 124.40 \text{ Kg - m/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_b^{(+)} &= (C_b^{(+)} * CU * b^2) \\M_b^{(+)} &= (0.05 * 647 \text{ Kg/m}^2 * (2.95 \text{ m})^2) \\M_b^{(+)} &= 281.50 \text{ Kg - m/m}\end{aligned}$$

FIGURA 61

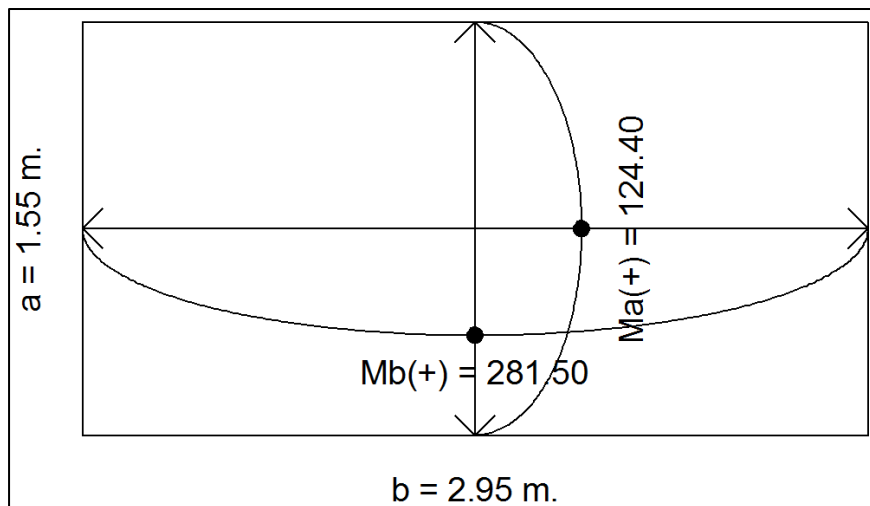


Diagrama de momentos aplicados a la losa

Fuente: Elaboración propia.

Para el diseño de losa, se debe utilizar el momento mayor determinado.

$$MU = 281.50 \text{ Kg} - \text{m/m}$$

Área de acero de requerido

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$fy = 2,810 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$d = 10 \text{ cm} - 2.50 \text{ cm} = 7.50 \text{ cm}$$

$$MU = 281.50 \text{ Kg} - \text{m/m}$$

$$As(\text{req}) = \frac{0.85 * 210}{2,810} * ((100 * 7.50) - \sqrt{(100 * 7.50)^2 - \frac{281.50 * 100}{0.003825 * 210}})$$
$$As(\text{req}) = 1.51 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínimo

$$As(\text{min}) = \frac{14.10 * b * d}{fy}$$
$$As(\text{min}) = \frac{14.10 * 100 \text{ cm} * 7.50 \text{ cm}}{2,810 \text{ Kg/cm}^2}$$
$$As(\text{min}) = 3.76 \text{ cm}^2$$

Área de acero máximo

$$As(\text{máx}) = 0.50 * \rho_b * b * d$$
$$\rho_b = 0.037$$

$$As(\text{máx}) = 0.50 * 0.037 * 100 \text{ cm} * 7.50 \text{ cm}$$
$$As(\text{máx}) = 13.88 \text{ cm}^2$$

Análisis del área de acero

$$As(\min) = 3.76 \text{ cm}^2$$

$$As(\text{req}) = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$As(\text{máx}) = 13.87 \text{ cm}^2$$

$$As(\min) > As(\text{req}) < As(\text{máx}), \text{ entonces}$$

$$3.76 \text{ cm}^2 > 1.51 \text{ cm}^2 < 13.87 \text{ cm}^2$$

Como el área de acero mínimo, es mayor que, el área de acero requerido, se recomienda, colocar el **As(min)**.

$$\mathbf{As(\text{req}) = 3.76 \text{ cm}^2}$$

Separación entre varillas

$$Av (\text{propuesta}) = 0.71 \text{ cm}^2, \text{ corresponde a No. 3 G40}$$

$$Sv = \frac{100 \text{ cm} * 0.71 \text{ cm}^2}{3.76 \text{ cm}^2} = 18.88 \text{ cm}$$

$$\mathbf{Sv = 18.00 \text{ cm}}$$

Colocar refuerzo No. 3 G40 @ 20 cm, en ambos sentidos

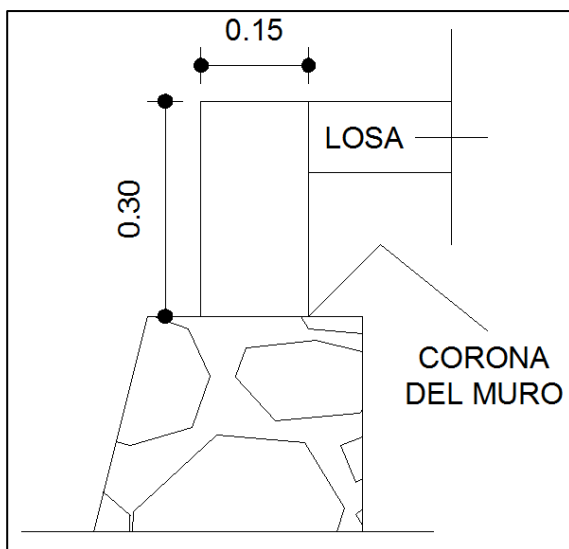
B. Diseño de viga principal

Cálculo de sección de viga: **espesor y base**.

$$t = \frac{L_{\text{viga}}}{12} = \frac{3.25 \text{ m}}{12} = 0.27 \text{ m} \approx 0.30 \text{ m}$$
$$t = 0.30 \text{ m}$$

$$b = \frac{t_{\text{viga}}}{2} = \frac{0.30 \text{ m}}{2} = 0.15 \text{ m}$$

FIGURA 62



Sección de viga

Fuente: Elaboración propia.

La viga principal va colocada a lo largo de todo el muro, por lo que no hay flexión sobre la misma, por lo tanto, está solo sufre aplastamiento.

Para cubrir el área de acero requerido, se debe de colocar el área de acero mínimo.

Área de acero mínimo

$$A_s(\min) = \frac{14.10 * b * d}{f_y}$$
$$A_s(\min) = \frac{14.10 * 30 \text{ cm} * 15 \text{ cm}}{2,810 \text{ Kg/cm}^2}$$
$$A_s(\min) = 2.30 \text{ cm}^2$$

Número de varillas a colocar en la viga

A_v (propuesta) = 0.71 cm^2 , corresponde a No. 3 G40

$$\text{No.} = \frac{2.30 \text{ cm}^2}{0.71 \text{ cm}^2} = 3.24 \text{ varillas}$$

A_v (propuesta) 4 No. 3

$$4(0.71 \text{ cm}^2) = 2.84 \text{ cm}^2$$

$A_v(\text{total}) > A_s(\text{req})$

$$2.84 \text{ cm}^2 > 2.30 \text{ cm}^2, \text{ "CHEQUEA"}$$

La ACI, recomienda colocar una varilla **No. 4** a tensión.

Colocar 4 No. 3 G40 + 1 No. 4 G40 corridas

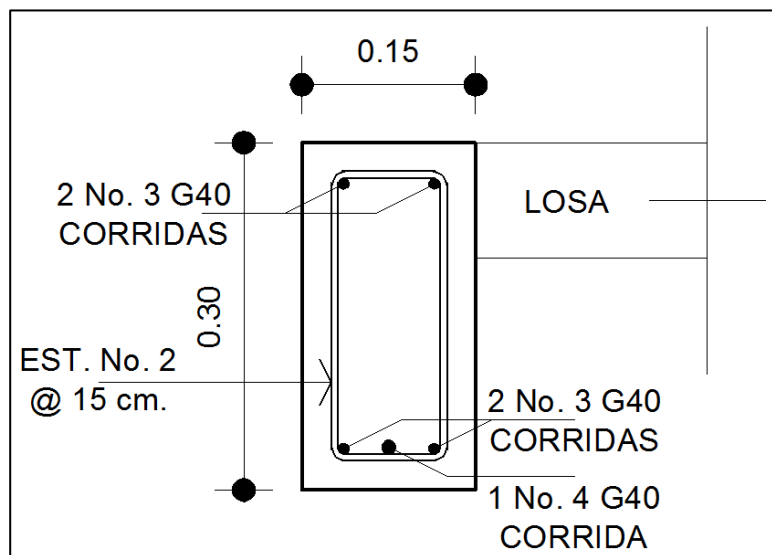
Chequeo al cortante

La viga, por encontrarse apoyada a lo largo de la corona del muro, no sufre esfuerzo cortante. Por lo que esta puede cubrirse con acero mínimo.

$$\text{Separación entre estribos} = t/2 = 30 \text{ cm}/2 = 15 \text{ cm}, \text{ Se} = 15 \text{ cm}$$

Colocar estribo No. 2 @ 15 cm

FIGURA 64



Detalle: Armado de viga principal.

Fuente: Elaboración propia. Sin escala.

C. Diseño de muros

Los muros se diseñan, basado en el capítulo 14 del normativo ACI. Puesto que el mismo estará semienterrado, el análisis crítico es cuando el tanque se encuentra lleno.

Consideraciones de diseño

$\gamma_{cc.cc.}$ = Peso específico del concreto ciclópeo = **2,700 Kg/m³**

W_{agua} = Peso del agua sobre la pared del muro = **1 Ton/m**

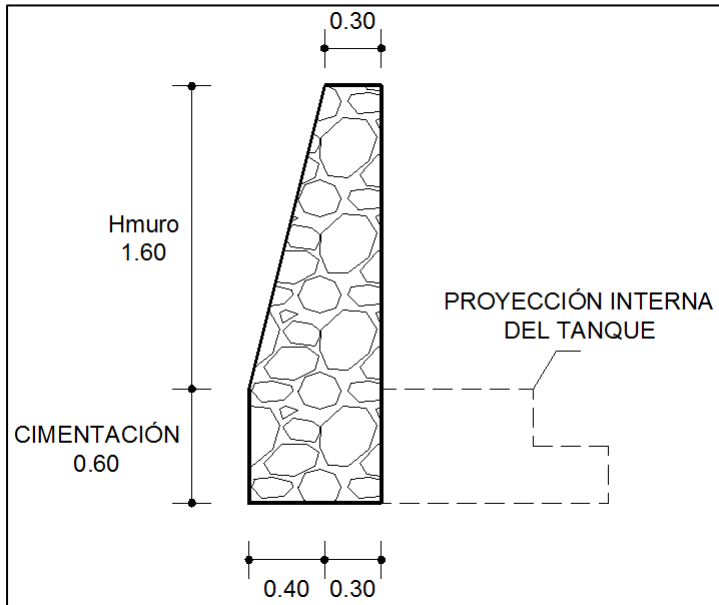
V_s = Valor soporte del suelo, **18 Ton/m²**

$H_{cimentación}$ = **60 cm**

$B_{cimentación}$ = **70 cm**

A = área de cimentación, **11.80 m²**

FIGURA 65



Fuente: Elaboración propia. Sin escala.

FIGURA 64

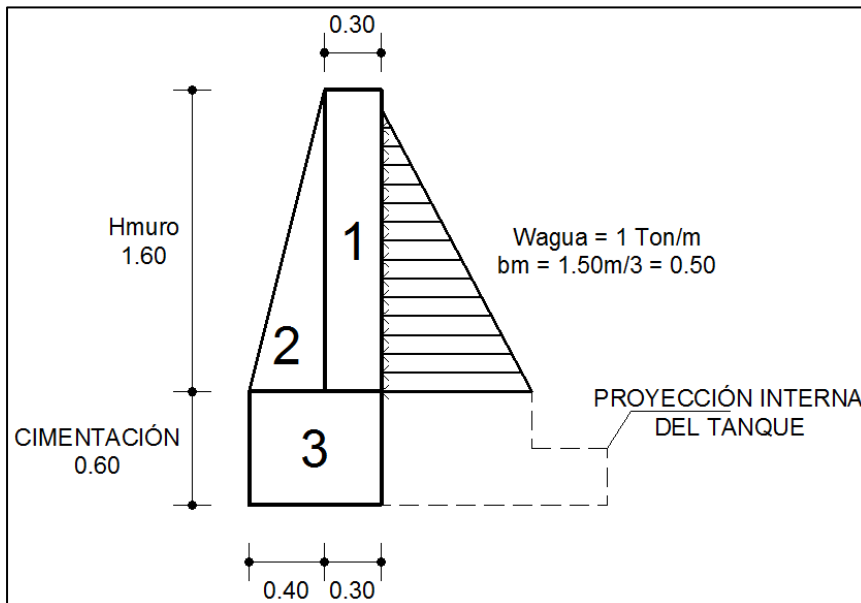


Diagrama de cargas del agua, sobre la pared del muro.

Fuente: Elaboración propia.

Cálculo del momento estabilizante

TABLA 25

Fig.	Área (m ²)	Ycc.cc. (Kg/m ³)	Carga (Kg/m)	bm (m)	Momento (Kg - m/m)
1	0.48	2,700	1,296	0.55	713
2	0.32	2,700	864	0.27	234
3	0.42	2,700	1,134	0.35	397

Fuente: Elaboración propia

$$\begin{aligned}\text{Carga estabilizante} &= 1,296 \text{ Kg/m} + 864 \text{ Kg/m} + 1,134 \text{ Kg/m} = \\ &3,294 \text{ Kg/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Momento estabilizante} &= 713 \text{ Kg-m/m} + 234 \text{ Kg-m/m} + 397 \text{ Kg-m/m} = \\ &1,344 \text{ Kg - m/m}\end{aligned}$$

Momento de volteo

$$M_{\text{volteo}} = 1000 \text{ Kg/m} * 0.50 \text{ m} = 500 \text{ Kg - m/m}$$

Revisión contra el volteo

$$\text{Volteo} = \frac{M_{\text{Estabilizante}}}{M_{\text{Volteo}}} > 1.50$$

$$\text{Volteo} = \frac{1,344 \text{ Kg - m/m}}{500 \text{ Kg - m/m}} = 2.70$$

$$2.70 > 1.50 \text{ "CHEQUEA"}$$

Revisión contra el deslizamiento

$$\text{Deslizamiento} = \frac{W_{\text{Estribo}} * \mu}{W_{\text{Suelo}}} > 1.50$$

$$\mu = \text{Coeficiente de fricción del suelo} = 0.50$$

$$\text{Deslizamiento} = \frac{3,294 \text{ Kg/m} * 0.50}{1,000 \text{ Kg/m}} = 1.65$$

$$1.65 > 1.50 \text{ "CHEQUEA"}$$

Revisión contra las presiones del suelo

Integración de cargas

$$P\text{-Tanque} = 14,408 \text{ Kg}$$

$$P\text{-viga} = 1,102 \text{ Kg}$$

$$P\text{-losa} = 1,098 \text{ Kg}$$

$$P\text{-tanque hipoclorador} = 1,000 \text{ Kg}$$

$$P\text{-tanque lleno de agua} = 5,500 \text{ Kg}$$

$$\Sigma P = 23,108 \text{ Kg}$$

$$\sigma = \frac{\Sigma P}{A}$$

$$\sigma = \frac{23,108 \text{ Kg}}{11.80 \text{ m}^2}$$

$$\sigma = 1,960 \text{ Kg/m}^2$$

$$\sigma = 1,960 \text{ Kg/m}^2 < V_s = 18,000 \text{ Kg/m}^2 \text{ "CHEQUEA"}$$

$$\sigma = 1,960 \text{ Kg/m}^2 > 0 \text{ "CHEQUEA"}$$

3.8.4. Red de distribución

Una red de distribución es el conjunto de tuberías, accesorios y estructuras que conducen el agua desde el tanque de distribución hasta las tomas domiciliarias o hidrantes públicos. Su finalidad es proporcionar agua a los usuarios para consumo doméstico, público, comercial, industrial y para condiciones extraordinarias como el extinguir incendios.

3.8.4.1. Ramales abiertos

En los sistemas rurales de agua potable, es muy frecuente utilizar redes abiertas, esto es debido a que las viviendas se encuentran dispersas y no en bloque como ocurre en el área urbana, es por ello que las condiciones de diseño de una red en un área rural son mucho más complejos.

Para este proyecto, se diseñarán tres ramales abiertos, esto debido a que los domicilios se encuentran dispersos en el sector.

Por lo tanto, cada ramal contará con su propia caja de válvulas y su válvula de compuerta.

Organización Panamericana de la Salud, (2004)

Esto con la finalidad de cubrir la demanda de agua para un sector en específico, en casos de emergencia, como lo puede ser: incendio y/o muerte de un vecino de la comunidad. Además, esto ayuda a, ejercer un mayor control de parámetros como la presión, la cantidad de agua para cada vivienda, así como, la detección de fugas (p. 83).

Cálculo del caudal unitario (caudal domiciliario)

Según **INFOM - UNEPAR** el caudal unitario, es la cantidad de agua que sirve, para abastecer a los habitantes de una comunidad por vivienda habitada.

- Viviendas actuales: **27**
- **$Q_{hm} = 0.50 \text{ L/s}$**

$$q_i = \frac{Q_{hm}}{\text{No. viviendas}}$$
$$q_i = \frac{0.50 \text{ L/s}}{27 \text{ viviendas}}$$
$$q_i = 0.018 \text{ L/s/vivienda}$$

Según las bases de diseño del normativo **INFOM - UNEPAR**, el caudal mínimo a distribuir en los domicilios debe de ser.

TABLA 26

Tipo de población	Caudal mínimo de diseño (L/s)
Área metropolitana y urbana	0.20
Área rural	0.02

Fuente: INFOM – UNEPAR

El caudal unitario mínimo por vivienda debe ser mayor o igual que 0.02 L/s, entonces

$$0.018 \text{ L/s} < 0.02 \text{ L/s}$$

El caudal unitario es: 0.02 L/s

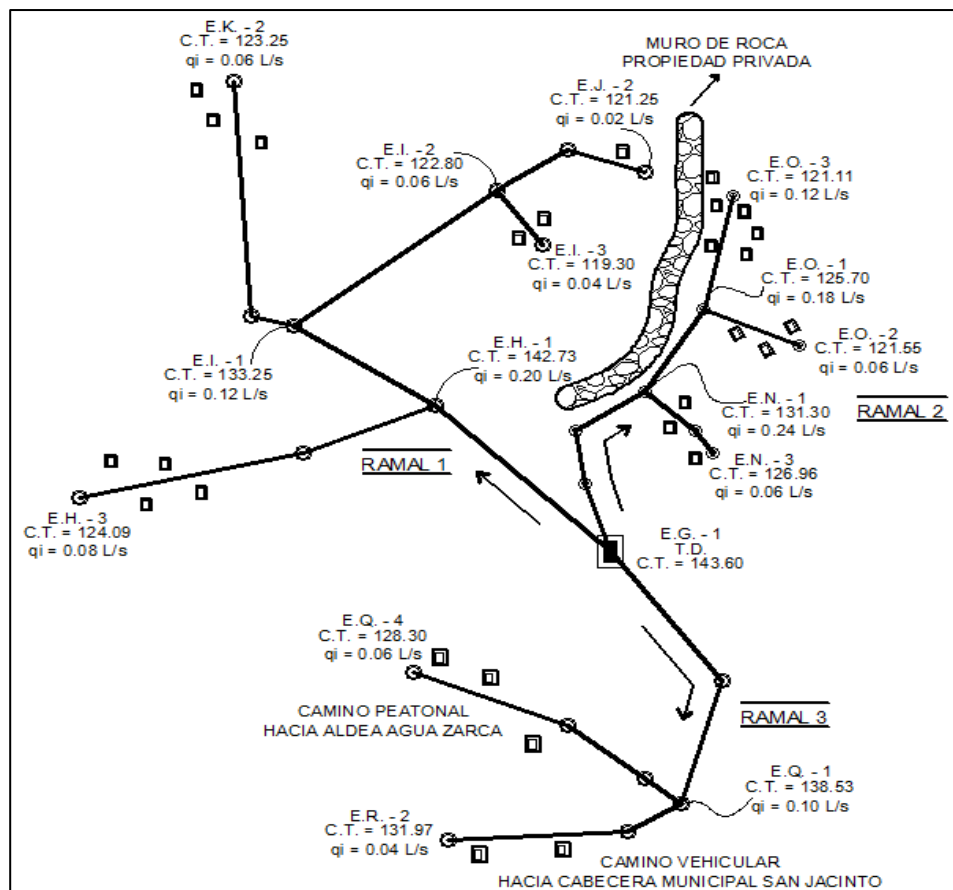
$$q_i = 0.02 \text{ L/s}$$

La distribución, se diseña en tres ramales abiertos. El manual de diseño de redes de distribución en sistemas rurales de abastecimiento de agua, de la Organización Panamericana de la Salud, resalta que los ramales deben analizarse por separado.

Cálculo de diámetros de tubería a colocar en la red de distribución: para el cálculo del diámetro de tubería, a instalar en cada tramo, se debe usar la fórmula propuesta por Hazen – Williams.

$$\phi = \left(\frac{1743.811 * L\text{-diseño} * q^{1.85}}{C^{1.85} * H_f} \right)^{\frac{1}{4.87}}$$

FIGURA 67



Planta del general, terreno natural (Almacenamiento – Viviendas)

Fuente: Medidas topográficas. Elaboración propia. Sin escala.

A continuación se realiza el diseño del tramo **EH – 1 a EH – 3** del **RAMAL 1**, como ejemplo.

Caudal para el tramo de EH – 1 a EH – 3 (q): este se obtiene, de multiplicar el caudal unitario por el número de viviendas que se encuentran en el tramo.

$$\begin{aligned}q &= q_i * \text{No. viviendas} \\q &= (0.02 \text{ L/s}) * (4 \text{ viviendas}) \\q &= 0.08 \text{ L/s}\end{aligned}$$

Pérdida de carga en el tramo EH – 1 a EH – 3 (Hf): este se obtiene mediante la diferencia de alturas, entre la cota piezométrica inicial acumulada menos la cota de terreno final y la presión mínima permisible, que corresponde a 10 m.c.a.

$$\text{Cota piezométrica inicial en EH – 1} = 143.49 \text{ m}$$

$$\text{Cota de terreno final en EH – 3} = 124.09 \text{ m}$$

$$\text{Presión mínima permisible} = 10 \text{ m}$$

$$H_f \text{ en EH – 1 a EH – 3} = 143.49 \text{ m} - 124.09 - 10 \text{ m}$$

$$H_f \text{ en EH – 1 a EH – 3} = 9.40$$

Longitud de diseño (L): es la cantidad de tubos, que se necesita para cubrir el tramo de distribución. Esta se obtiene de multiplicar la distancia horizontal real (según medidas topográficas) por el factor de desperdicio.

$$L\text{-real (EH – 1 a EH – 3)} = 42.84 \text{ m}$$

$$\text{No. tubos} = (42.84 \text{ m} * 1.05) / 6 \text{ m} = 8 \text{ tubos}$$

$$L\text{-diseño} = \text{No. tubos} * \text{Longitud del tubo}$$

$$L\text{-diseño} = 8 * 6 \text{ m} = 48 \text{ m}$$

Diámetro a utilizar en el tramo EH – 1 a EH – 3: se debe de sustituir, todos los valores en la ecuación de Hazen – Williams.

$$\phi = \left(\frac{1743.811 * 48 * (0.08)^{1.85}}{(150)^{1.85} * 9.40} \right)^{\frac{1}{4.87}}$$

$$\phi = 0.38 \text{ pulgada}$$

$$\phi \text{ nominal} = 1/2 \text{ pulgada}$$

Nota: en el tramo de EH – 1 a EH – 3, se encuentran cuatro casas, por lo tanto, el diámetro de tubería a colocar es de **3/4 de pulgada nominal**.

Cálculo de velocidad del tramo EH – 1 a EH – 3 (V): esta se determina, mediante la ecuación de continuidad.

$$V = \frac{1.974 * q}{\phi i^2}$$

$$V = \frac{1.974 * (0.08)}{(0.926)^2}$$

$$V = 0.18 \text{ m/s}$$

Cálculo de la pérdida de carga real por el diámetro de tubería (Hf): ésta se calcula, con la fórmula de Hazen – Williams y sirve para determinar la cota piezométrica final del tramo y por lo tanto la presión disponible. Para el tramo EH – 1 a EH – 3.

$$Hf_{EH - 1 \text{ a } EH - 3} = \frac{1743.811 * 48 * (0.08)^{1.85}}{(150)^{1.85} * (0.926)^{4.87}} = 0.107 \text{ m}$$

$$\text{Cota piezométrica inicial en EH – 3} = \text{Cota piezométrica en EH} - Hf_{EH - 1 \text{ a } EH - 3}$$

$$\text{Cota piezométrica inicial en EH – 3} = 143.49 \text{ m} - 0.10 \text{ m} = 143.39$$

$$\text{Cota de terreno final en EH – 3} = 124.09 \text{ m}$$

Presión disponible (P disp.)

$P \text{ disp. EH - 1 a EH - 3} = (\text{Cota piezométrica final en EH-3}) - (\text{Cota de terreno final en EH-3})$

$$P \text{ disp. EH - 1 a EH - 3} = 143.39 \text{ m} - 124.09 \text{ m}$$

$$P \text{ disp. EH - 1 a EH - 3} = 19.30 \text{ m}$$

$$P \text{ disp. EH - 1 a EH - 3} > 10 \text{ m.c.a.}$$

$$19.30 \text{ m} > 10 \text{ m.c.a. "CHEQUEA"}$$

$$P \text{ disp. EH - 1 a EH - 3} < 60 \text{ m.c.a.}$$

$$19.30 \text{ m} < 60 \text{ m.c.a. "CHEQUEA"}$$

Presión estática (P e.)

$P \text{ e. EH - 1 a EH - 3} = (\text{Cota piezométrica inicial en EH-1}) - (\text{Cota de terreno final en EH-3})$

$$P \text{ disp. EH - 1 a EH - 3} = 143.49 \text{ m} - 124.09 \text{ m}$$

$$P \text{ disp. EH - 1 a EH - 3} = 19.40 \text{ m}$$

$$P \text{ disp. EH - 1 a EH - 3} > 10 \text{ m.c.a.}$$

$$19.40 \text{ m} > 10 \text{ m.c.a. "CHEQUEA"}$$

$$P \text{ disp. EH - 1 a EH - 3} < 60 \text{ m.c.a.}$$

$$19.40 \text{ m} < 60 \text{ m.c.a. "CHEQUEA"}$$

Tanto la *Presión disponible* como la *estática*, son mayores que la *Pmínima*, igual a 10 m.c.a., asimismo, ambas son menores que la *Pmáxima de diseño*, igual a 60 m.c.a., por lo cual se concluye que en el tramo EH - 1 a EH - 3, se colocará tubería PVC de 3/4 de pulgada de diámetro, de 250 PSI.

TABLA 27

CASERÍO LOS LORENZO, ALDEA TZUBIN, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA																
RED DE DISTRIBUCIÓN RAMAL 1																
TRAMO	Cota de terreno (m)		No. de casas	Long. de diseño (m)	qi (L/s)	Diámetro calculado (pulg)	Diámetro nominal (pulg)	Diámetro real int. (pulg)	Clase de tubería (PSI)	Hf real (m)	V real (m/s)	Cota piezométrica (m)		Presión disponible (m)		Observación
	Inicial	Final										Inicial	Final	Inicial	Final	
EG-1 EH-1	143.60	142.73	0	30	0.20	0.99	1"	1.195	160	0.105	0.28	143.60	143.49	0.00	0.76	No hay casas
EH-1 EH-3	142.73	124.09	4	48	0.08	0.38	3/4"	0.926	250	0.107	0.18	143.49	143.39	0.76	19.30	4 casas
EH-1 EI-1	142.73	133.25	0	24	0.12	0.77	3/4"	0.926	250	0.114	0.28	143.39	143.27	0.76	10.02	
EI-1 EK-2	133.25	123.25	3	36	0.06	0.54	1/2"	0.716	315	0.165	0.23	143.27	143.11	10.02	19.86	
EI-1 EI-2	133.25	122.80	0	36	0.06	0.58	1/2"	0.716	315	0.165	0.23	143.27	143.10	10.02	20.30	
EI-2 EJ-2	122.80	121.25	1	12	0.02	0.31	1/2"	0.716	315	0.007	0.08	143.10	143.09	20.30	21.84	
EI-2 EI-3	122.80	119.30	2	24	0.04	0.44	1/2"	0.716	315	0.052	0.15	143.10	143.05	20.30	23.75	
RED DE DISTRIBUCIÓN RAMAL 2																
EG-1 EN-1	143.6	131.3	0	18	0.24	0.93	1"	1.195	160	0.089	0.33	143.60	143.51	0.00	12.21	
EN-1 EN-3	131.3	126.96	3	18	0.06	0.54	1/2"	0.716	315	0.083	0.23	143.51	143.43	12.21	16.47	
EN-1 EO-1	131.3	125.7	0	18	0.18	0.94	1"	1.195	160	0.052	0.25	143.51	143.46	12.21	17.76	
EO-1 EO-2	125.7	121.55	3	12	0.06	0.54	1/2"	0.716	315	0.055	0.23	143.46	143.40	17.76	21.85	
EO-1 EO-3	125.7	121.11	6	30	0.12	0.77	3/4"	0.926	250	0.142	0.28	143.46	143.32	17.76	22.21	
RED DE DISTRIBUCIÓN RAMAL 3																
EG-1 EQ-1	143.6	138.53	0	30	0.1	0.70	3/4"	0.926	250	0.101	0.23	143.60	143.50	0.00	4.97	No hay casas
EQ-1 EQ-4	138.53	128.3	3	42	0.06	0.69	1/2"	0.716	315	0.193	0.23	143.50	143.31	4.97	15.01	3 casas
EQ-1 ER-2	138.53	131.97	2	42	0.04	0.44	1/2"	0.716	315	0.091	0.15	143.50	143.41	4.97	11.44	

Tabla general de los tres ramales de distribución.

Fuente: Elaboración propia.

3.8.5. Sistema de desinfección

La desinfección del agua, significa la eliminación de las bacterias patógenas y la inactivación de los mismos. En la práctica, la cloración del agua es un método confiable de desinfección y que exitosamente evita la reaparición de bacterias en las tuberías.

El método de desinfección del agua, a utilizar en este proyecto, será a base de hipoclorito de calcio. Según la norma COGUANOR 29001, la concentración de cloro que debe aplicarse al tanque, deberá garantizar una proporción 2 ppm, es decir, 2 gramos de cloro residual por metro cúbico de agua.

Hipoclorito de calcio: es un compuesto sólido de cloro, disponible en el comercio en forma de tabletas, gránulos y polvo. Para preparar la solución, se usan sólo el porcentaje de cloro efectivo (polvo, gránulos o tabletas), dependiendo del producto.

Alimentación de cloro: se hará con hipoclorito de calcio en polvo $[Ca (ClO)]$ al 65% de ingrediente activo.

Funcionamiento: deberá de realizarse de forma manual la preparación del hipoclorito de calcio, y asimismo el llenado del tanque hipoclorador. De la misma forma no debe de tener partes móviles y no debe de requerir energía eléctrica para su funcionamiento.

Tanque hipoclorador: tiene como finalidad proteger al hipoclorador. En lo posible deberá construirse con materiales locales. Deberá tener una tapadera de registro con pasador y candado. Como referencia tómense como dimensiones interiores 1.00 x 1.00 metros en planta por 1.00 metro de altura.

TABLA 28

Nombre y fórmula	Nombre comercial o común	Características	% de cloro activo	Estabilidad en el tiempo	Seguridad	Envase usual
Hipoclorito de calcio Ca(ClO) ₂ , 4H ₂ O	HTH, Perclorón	Polvo Gránulos Tabletas	*Polvo = 30% a 33% *Gránulos = 65% a 70% *Tabletas = 65% a 70%	Pérdida de 2% a 2.5% por año.	Corrosivo, inflamación posible al entrar en contacto con ciertos materiales ácidos.	Sacos de polipropileno o amarillo. Sacos de polipropileno o blanco.

Dosis de hipoclorito de calcio (Ca(ClO)₂, 4H₂O) a aplicar en el sistema

Fuente: Guía para la dosificación del agua para consumo en sistemas rurales de abastecimiento de agua por gravedad y bombeo. **Organización Panamericana de la Salud.**

Para este caso, se utilizan tabletas al **65%** de cloro.

Preparación de dosis de hipoclorito de calcio

El flujo de cloro, o la dosis de cloro, se calcula mediante la siguiente ecuación.

$$FC = Q_{md} * D_c$$

Donde

Q_{md} = Caudal medio diario, **0.20 L/s**

D_c = Demanda de cloro, gr/L, **0.002 gr/L**

FC = Flujo de cloro en **gr**.

Conversión del Qmd de L/s a L/hora

$$Q_{md} = \frac{0.20 \text{ L}}{\text{s}} * \frac{3,600 \text{ s}}{1 \text{ hora}}$$

$$Q_{md} = 720 \text{ L/hora}$$

$$FC = \frac{720 \text{ L}}{\text{hora}} * \frac{0.002 \text{ gr}}{1 \text{ L}}$$

$$FC = 1.44 \text{ gr/hora}$$

Conversión del FC de gr/hora a gr/mes

$$FC = \frac{1.44 \text{ gr}}{\text{hora}} * \frac{24 \text{ hora}}{1 \text{ día}} * \frac{30 \text{ día}}{1 \text{ mes}}$$

$$FC = 1,036.80 \text{ gr/mes}$$

Comercialmente las tabletas de hipoclorito de calcio, son de 300 gr, con lo cual, se calcula el número de tabletas requeridas al mes.

$$\text{No. tabletas} = \frac{1,036.80 \text{ gr}}{\text{mes}} * \frac{1 \text{ tableta}}{300 \text{ gr}}$$

$$\text{No. tabletas} = 3.45 \text{ tabletas/mes}$$

Comprar 4 tabletas al mes, para la desinfección del agua.

3.8.6. Obras hidráulicas

Se entiende por obras hidráulicas, a todas aquellas componentes que sirven para que el sistema principal funcione de forma satisfactoria y adecuada, tales como: **pasos aéreos, caja reunidora de caudales, pasos de zanjón.**

En este caso, las obras hidráulicas diseñadas son: **tanque de distribución, tanque hipoclorador y caja de válvulas.**

3.8.7. Válvulas

Las válvulas dentro de un acueducto, sirven para abrir y cerrar, conectar y desconectar, regular, modular o aislar el flujo de agua.

Para este sistema de abastecimiento de agua domiciliar se colocaran válvulas de compuerta.

Válvulas de compuerta: las características principales de estas son; cierra el orificio con un disco vertical de cara planamente que se desliza en ángulos rectos sobre el asiento. Se utiliza para abrir o cerrar total el flujo, no es utilizada para regular el caudal de agua y no debe de ser usada frecuentemente.

El diseño de este proyecto consta, en la colocación de válvulas de compuerta, en cada una de las salidas de cada ramal de distribución y en el rebalse y desagüe del tanque de almacenamiento. Estas se colocarán a 3 metros del rostro externo del tanque (*Ver detalle en planos*).

3.9. Programa de operación y mantenimiento

Para que el sistema de abastecimiento de agua domiciliar, funcione adecuadamente y trabaje satisfactoriamente, es de gran importancia contar con un encargado capaz de operar el sistema.

El encargado del funcionamiento, debe ser fontanero, que realizará inspecciones periódicas a todos los componentes físicos del sistema, para garantizar su adecuado funcionamiento.

TABLA 29

RESPONSABLE	ACTIVIDAD	PERIODO DE EJECUCIÓN
FONTANERO	1. Operar el sistema de bombeo en el tiempo requerido.	Diariamente
	2. Detectar posibles fugas en la línea de conducción, como en la red de distribución.	Ocasionalmente
	3. En caso de fugas, efectuar reparaciones necesarias.	Ocasionalmente
	4. Preparar la dosificación del hipoclorito de calcio	Diariamente
	5. Alimentación y limpieza del sistema de desinfección.	1 vez a la semana
	6. Mantener limpias las unidades (tanque de distribución, caja de válvulas).	1 vez al mes
	7. Velar por el buen funcionamiento de todas las obras complementarias.	Diariamente
PERSONAL CALIFICADO	1. Inspección y mantenimiento del equipo de bombeo	1 vez al mes
COMUNIDAD	1. Protección y cuidado del sistema de abastecimiento	Diariamente
	2. Notificación de inspecciones	Ocasionalmente

Fuente: Guía para la dosificación del agua para consumo en sistemas rurales de abastecimiento de agua por gravedad y bombeo. **Organización Panamericana de la Salud.**

3.10. Cálculo de tarifa

Para utilizar el servicio de agua es necesario proponer una tarifa, la cual tiene como finalidad suplir los gastos por operación del sistema. Asimismo esta debe ser aprobada por la comunidad y autorizada por la municipalidad de San Jacinto.

Gasto por operación del sistema: este contempla, la contratación del fontanero quien operará el sistema, quien será el encargado de abastecer a los pobladores del caserío. Este se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$O = N * 0.10 * S.mín * (\% \text{ de prestaciones})$$

Donde

N = Número de conexiones domiciliarias actuales a abastecer.

S.mín = Salario mínimo diario

% de prestaciones = Porcentaje adicional al salario mensual del operador del sistema = 1.60

0.10 = Porcentaje en consideración del tiempo que deberá trabajar el fontanero para operar el sistema por vivienda actual.

O = Operación, salario de fontanero al mes.

$$O = 27 * 0.10 * Q. 68 \text{ mes} * 1.60$$

$$O = Q. 294.00 \text{ mes}$$

Gasto por energía eléctrica: este contempla, el uso de la electricidad, en el tiempo que la bomba está encendida.

$$E = POT(Bomba) * P.U.(KW/hora) * No.horas/mes$$

$$E = 0.746 \text{ KW} * Q. 2.25/KW/hora * 360 \text{ hora/mes}$$

$$E = Q. 605.00 \text{ mes}$$

El costo por el uso de la bomba es de Q. 605.00 al mes. La municipalidad de San Jacinto sufragará la mitad de este, asimismo, los habitantes del caserío tienen que contribuir con el pago de la otra mitad del consumo de energía eléctrica.

Municipalidad de San Jacinto = **Q. 302.50**

Habitantes del caserío Los Lorenzo = **Q. 302.50**

Gastos por mantenimiento: este contempla, la compra de accesorios (tubo, codo, coplas, cemento solvente entre otros), que puedan tener algún desperfecto durante la operación del sistema. Este se calcula mediante la siguiente ecuación.

$$M = \frac{0.005 * C.T.P. * (1 + IA)}{N}$$

Donde

0.005 = 0.5% del costo total del proyecto por compra de materiales

C.T.P. = Costo total del proyecto

IA = Inflación real anual oficial, **0.13**

N = Número de meses en un año, N = 12 meses

$$M = \frac{0.005 * Q. 131,863.55 * (1 + 0.13)}{12}$$

$$M = Q. 62.00 \text{ mes}$$

Gasto por la compra de tabletas de hipoclorito de calcio

$$TH = \text{No. tabletas} * P.U.(\text{tableta})$$

$$TH = 4 \text{ tabletas/mes} * Q. 9.50/\text{tableta}$$

$$TH = Q. 38.00 \text{ mes}$$

Gastos administrativos: este salario, queda a disposición del presidente del COCODE del caserío Los Lorenzo. Este contempla los gastos por papelería, sellos, viáticos, asimismo, otros gastos administrativos que puedan surgir. Se estima el 15% de las tarifas anteriores.

$$A = 0.15 * (O + T + M)$$

$$A = 0.15 * (Q. 294.00 + Q. 38.00 + Q. 62.00)$$

$$A = Q. 60.00 \text{ mes}$$

Gastos por reserva: este salario está destinado, a solventar cualquier imprevisto que afecte el correcto funcionamiento del proyecto. Se estima el 12% de las tarifas anteriores.

$$R = 0.12 * (O + T + M)$$

$$R = 0.12 * (Q. 294.00 + Q. 38.00 + Q. 62.00)$$

$$R = Q. 48.00 \text{ mes}$$

TABLA 32

GASTOS QUE LA MUNICIPALIDAD DE SAN JACINTO SUFRAGARÁ	TIPO DE GASTO	MONTO (Q./mes)
	Operación del sistema	Q. 294.00
	Energía eléctrica	Q. 302.50
	Mantenimiento	Q. 62.00
	Compra de tabletas de hipoclorito de calcio	Q. 38.00
	TOTAL DE GASTOS MUNICIPALES	Q. 696.50
GASTOS QUE LOS HABITANTES DEL CASERÍO DEBEN DE SUFRAGAR	Administrativos	Q. 60.00
	Reserva	Q. 48.00
	Energía eléctrica	Q. 302.50
	TOTAL DE GASTOS	Q. 410.50

Fuente: Elaboración propia

La municipalidad de San Jacinto, con la finalidad de ofrecer apoyo económico, a los habitantes del caserío, está en disposición de sufragar los gastos por operación del sistema, compra de tabletas de hipoclorito de calcio, mantenimiento y la mitad del pago, por el uso de la energía eléctrica.

Por tanto, los habitantes del caserío, Los Lorenzo, deberán sufragar los gastos administrativos y de reserva, asimismo, deben de pagar la otra mitad por uso de energía eléctrica.

Tomando en cuenta que, actualmente se beneficiaran 27 domicilios se propone la siguiente tarifa por vivienda.

$$\begin{aligned} \text{TAR} &= \frac{\Sigma(A + R + E)}{\text{No. viviendas}} \\ \text{TAR} &= \frac{\text{Q. 410.50 mes}}{27 \text{ viviendas}} \\ \text{TAR} &= \text{Q. 15.50} \end{aligned}$$

3.11. Descripción de planos

Los planos correspondientes al diseño, del sistema de abastecimiento de agua domiciliar caserío, Los Lorenzo, de la aldea Tizubin, municipio de San Jacinto, departamento de Chiquimula, son los siguientes.

- *Plano No. 1:* Planta general de la línea de conducción
- *Plano No. 2:* Perfil general de la línea de conducción
- *Planos No. 3 @ No. 9:* Detalles del tanque de almacenamiento

Simetría del tanque

Losa, viga principal, detalle de muros, caja de válvula, tanque hipoclorador

- *Plano No. 10:* Planta general de la red de distribución de agua domiciliar
- *Planos No. 11 @ No. 12:* Red de distribución ramal 1
- *Planos No. 13 @ No. 14:* Red de distribución ramal 2
- *Plano No. 15:* Red de distribución ramal 3

VER APÉNDICE 2

3.12. Presupuesto

El presupuesto para el sistema de abastecimiento de agua domiciliar caserío, Los Lorenzo, asciende a **ciento treinta y un mil ochocientos sesenta y tres quetzales con 55/100. (Q. 131, 863.55)**. El precio de materiales y mano de obra calificada y no calificada, se tomaron en base a lo que se paga en la región y en consideración a los precios y salarios promedio que se manejan en la Cámara Guatemalteca de la Construcción (C.G.C.), 2014.

El salario, para los obreros que se contratarán para la construcción del sistema de abastecimiento de agua domiciliar, será a destajo.

3.12.1. Cuantificación de materiales

TABLA 31

CUANTIFICACIÓN DE MATERIALES. Sistema de abastecimiento de agua domiciliar, caserío Los Lorenzo.

Continuación. Tabla 31.1.

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD DE MEDIDA	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
1	LIMPIA, CHAPEO Y DESTRONQUE	612	m		
1.1. Material y equipo					
	Machete	3	Unidad	Q 40.00	Q 120.00
	Piocha con cabo	3	Unidad	Q 60.00	Q 180.00
	Pala con cabo	3	Unidad	Q 60.00	Q 180.00
	Carretilla	1	Unidad	Q 420.00	Q 420.00
	TOTAL				Q 900.00
1.2. Mano de obra calificada					
	Ingeniero supervisor de obra	1	Visita	Q 200.00	Q 200.00
	TOTAL				Q 200.00
1.3. Mano de obra no calificada					
	Peones (Incluye prestaciones)	8	Jornal	Q 98.00	Q 784.00
	TOTAL				Q 784.00
	TOTAL COSTOS DIRECTOS			Q	1,884.00
1.4. Gastos indirectos					
	Utilidad (15% C.D.)	15%		Q	282.60
	Gastos administrativos (10% C.D.)	10%		Q	188.40
	Impuestos (IVA, ISR, ISO) 5% C.D.	5%		Q	94.20
	Imprevistos (5% C.D.)	5%		Q	94.20
	TOTAL COSTOS INDIRECTOS			Q	659.40
RESUMEN DE RENGLÓN					
	Costos directos			Q	1,884.00
	Costos indirectos			Q	659.40
	TOTAL			Q	2,543.40

Fuente: Elaboración propia.

Continuación. Tabla 31.2.

2	REPLANTEO TOPOGRÁFICO	612	m		
2.1. Mano de obra calificada					
Topógrafo	612	m	Q	1.90	Q 1,162.80
TOTAL					Q 1,162.80
2.2. Mano de obra no calificada					
Ayudante de topógrafo	612	m	Q	1.10	Q 673.20
TOTAL					Q 673.20
TOTAL COSTOS DIRECTOS			Q		1,836.00
2.3. Gastos indirectos					
Utilidad (15% C.D.)	15%		Q		275.40
Gastos administrativos (10% C.D.)	10%		Q		183.60
Impuestos (IVA, ISR, ISO) 5% C.D.	5%		Q		91.80
Imprevistos (5% C.D.)	5%		Q		91.80
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			Q		642.60
RESUMEN DE RENGLÓN					
Costos directos			Q		1,836.00
Costos indirectos			Q		642.60
TOTAL			Q		2,478.60

Fuente: Elaboración propia.

Continuación. Tabla 31.3.

3	SISTEMA DE BOMBEO	1	Unidad		
3.1. Equipo					
Bomba motor externo 1 HP Franklin Electric	1	Unidad	Q 4,800.00	Q 4,800.00	
Cheque de paso Ø 1 1/4" MATCO	1	Unidad	Q 225.00	Q 225.00	
Cinta Scotch	2	Unidad	Q 45.00	Q 90.00	
Arrancador/apagador magnético	1	Unidad	Q 568.00	Q 568.00	
Transporte de material	1	Flete	Q 250.00	Q 250.00	
TOTAL	1	Unidad		Q 5,933.00	
3.2. Mano de obra calificada					
Ingeniero supervisor de obra	1	Visita	Q 200.00	Q 200.00	
TOTAL				Q 200.00	
3.3. Mano de obra no calificada					
Instalación de equipo hidráulico (Bomba)	1	Global	Q 1,500.00	Q 1,500.00	
Instalación de equipo eléctrico (Tablero)	1	Global	Q 1,000.00	Q 1,000.00	
TOTAL				Q 2,500.00	
TOTAL COSTOS DIRECTOS			Q	8,633.00	
3.4. Gastos indirectos					
Utilidad (15% C.D.)	15%		Q	1,294.95	
Gastos administrativos (10% C.D.)	10%		Q	863.30	
Impuestos (IVA, ISR, ISO) 5% C.D.	5%		Q	431.65	
Imprevistos (5% C.D.)	5%		Q	431.65	
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			Q	3,021.55	
RESUMEN DE RENGLÓN					
Costos directos			Q	8,633.00	
Costos indirectos			Q	3,021.55	
TOTAL			Q	11,654.55	

Fuente: Elaboración propia.

Continuación. Tabla 31.4.

4	LÍNEA DE CONDUCCIÓN	192	m		
4.1. Zanjeo (h = 60 cm y b = 30 cm)					
Peones (Incluye prestaciones)		20	Jornal	Q 98.00	Q 1,960.00
TOTAL					Q 1,960.00
4.2. Material					
Tubo PVC Ø 1 1/4 " 250 PSI		32	Tubo	Q 91.00	Q 2,912.00
Codo 90° PVC Ø 1 1/4 " liso		2	Unidad	Q 6.90	Q 13.80
Transporte de material		1	Flete	Q 250.00	Q 250.00
TOTAL					Q 3,175.80
4.3. Mano de obra calificada					
Ingeniero supervisor de obra		2	Visita	Q 200.00	Q 400.00
TOTAL					Q 400.00
4.4. Mano de obra no calificada					
Peones (Instalación de tubería)		32	Tubo	Q 3.75	Q 120.00
TOTAL					Q 120.00
TOTAL COSTOS DIRECTOS				Q	5,655.80
4.5. Gastos indirectos					
Utilidad (15% C.D.)		15%	Q	848.37	
Gastos administrativos (10% C.D.)		10%	Q	565.58	
Impuestos (IVA, ISR, ISO) 5% C.D.		5%	Q	282.79	
Imprevistos (5% C.D.)		5%	Q	282.79	
TOTAL COSTOS INDIRECTOS				Q	1,979.53
RESUMEN DE RENGLÓN					
Costos directos				Q	5,655.80
Costos indirectos				Q	1,979.53
TOTAL				Q	7,635.33

Fuente: Elaboración propia.

Continuación. Tabla 31.5.

5	TANQUE DE ALMACENAMIENTO	5.5	m³		
5.1. Trazo, nivelación y excavación					
Hilo nylon	1	Rollo	Q 40.00	Q 40.00	
Madera rústica 12´ X 12 " X 1 " (puente)	30	P.T.	Q 6.25	Q 187.50	
Cal hidratada	1	Saco	Q 40.00	Q 40.00	
Clavo de 3 "	1	Lb	Q 8.00	Q 8.00	
Excavación	3.5	m³	Q 200.00	Q 700.00	
TOTAL				Q 975.50	
5.2. Material					
Cemento UGC 4,000 PSI	175	Saco	Q 75.00	Q 13,125.00	
Arena de río (30% de desperdicio)	13.5	m³	Q 230.00	Q 3,105.00	
Piedrín de cantera (30% de desperdicio)	2	m³	Q 250.00	Q 500.00	
Piedra bola (10% de desperdicio)	9	m³	Q 280.00	Q 2,520.00	
Varilla No. 5 G40 (escalones)	2	Varilla	Q 95.00	Q 190.00	
Varilla No. 4 G40	4	Varilla	Q 55.00	Q 220.00	
Varilla No. 3 G40	32	Varilla	Q 30.00	Q 960.00	
Varilla No. 2 (eslabón)	12	Varilla	Q 11.50	Q 138.00	
Madera rústica 12´ X 12 " X 1 " (encofrado)	1100	P.T.	Q 6.25	Q 6,875.00	
Postes de madera (encofrado)	50	Unidad	Q 60.00	Q 3,000.00	
Clavo de 3 "	20	Lb	Q 8.00	Q 160.00	
Alambre de amarre	20	Lb	Q 8.50	Q 170.00	
Tubo PVC Ø 2 " 160 PSI	6	Tubo	Q 124.00	Q 744.00	
Tubo PVC Ø 1 " 160 PSI	4	Tubo	Q 58.00	Q 232.00	
Tubo PVC Ø 1/2 " 315 PSI	1	Tubo	Q 37.00	Q 37.00	
Pichacha Ø 1 " Br.	2	Unidad	Q 64.50	Q 129.00	
Pichacha Ø 3/4 " Br.	1	Unidad	Q 52.50	Q 52.50	
Codo 90º Ø 2 " liso	5	Unidad	Q 11.80	Q 59.00	
Cemento solvente (bote de 240 ml)	1	Unidad	Q 120.00	Q 120.00	
Rejilla de 20 cm X 20 cm	1	Unidad	Q 360.00	Q 360.00	
Candado YALE No. 5	2	Unidad	Q 78.50	Q 157.00	
Cadena de 3/8 "	10	Pie	Q 19.75	Q 197.50	
Transporte de material	2	Flete	Q 250.00	Q 500.00	
TOTAL				Q 33,551.00	
5.3. Maquinaria y equipo					
Mezcladora de concreto	22	m³	Q 100.00	Q 2,200.00	
TOTAL				Q 2,200.00	
5.4. Mano de obra calificada					
Ingeniero supervisor de obra	4	Visita	Q 200.00	Q 800.00	
TOTAL				Q 800.00	
5.5. Mano de obra no calificada					
Albañil (Incluye prestaciones)	20	Jornal	Q 158.00	Q 3,160.00	
Ayudante de albañil (Incluye prestaciones)	60	Jornal	Q 98.00	Q 5,880.00	
TOTAL				Q 9,040.00	
TOTAL COSTOS DIRECTOS		Q		46,566.50	

5.6. Gastos indirectos			
Utilidad (15% C.D.)	15%	Q	6,984.98
Gastos administrativos (10% C.D.)	10%	Q	4,656.65
Impuestos (IVA, ISR, ISO) 5% C.D.	5%	Q	2,328.33
Imprevistos (5% C.D.)	5%	Q	2,328.33
TOTAL COSTOS INDIRECTOS		Q	16,298.28

RESUMEN DE RENGLÓN			
Costos directos		Q	46,566.50
Costos indirectos		Q	16,298.28
TOTAL		Q	62,864.78

Fuente: Elaboración propia.

Continuación. Tabla 31.6.

6	TANQUE HIPOCLORADOR	1	Unidad
----------	----------------------------	----------	---------------

6.1. Material					
Cemento UGC 4,000 PSI	7	Saco	Q	75.00	Q 525.00
Arena de río (30% de desperdicio)	0.4	m ³	Q	230.00	Q 92.00
Piedrín de cantera (30% de desperdicio)	0.4	m ³	Q	250.00	Q 100.00
Varilla No. 3 G40	20	Varilla	Q	30.00	Q 600.00
Madera rústica 12' X 12 " X 1 " (encofrado)	60	P.T.	Q	6.25	Q 375.00
Clavo de 3 "	3	Lb	Q	8.00	Q 24.00
Alambre de amarre	4	Lb	Q	8.50	Q 34.00
Válvula de flote PVC Ø 1/2 "	1	Unidad	Q	130.00	Q 130.00
Válvula de compuerta PVC Ø 1/2 "	1	Unidad	Q	115.00	Q 115.00
Codo 90° Ø 1/2 " liso	1	Unidad	Q	1.40	Q 1.40
Codo 45° Ø 1/2 " liso	1	Unidad	Q	3.40	Q 3.40
Adaptador macho PVC Ø 1/2 "	6	Unidad	Q	1.90	Q 11.40
Adaptador hembra PVC Ø 1 1/2 "	2	Unidad	Q	5.50	Q 11.00
Adaptador hembra PVC Ø 1/2 "	2	Unidad	Q	2.50	Q 5.00
Manguera plástica 5/16	3	m	Q	12.00	Q 36.00
Tubo PVC Ø 1 1/2 " 160 PSI	1	Tubo	Q	91.00	Q 91.00
Tubo PVC Ø 1 " 160 PSI	1	Tubo	Q	58.00	Q 58.00
Tubo PVC Ø 1/2 " 315 PSI	1	Tubo	Q	37.00	Q 37.00
Mezcladora de concreto	1	m ³	Q	100.00	Q 100.00
Candado YALE No. 5	2	Unidad	Q	78.50	Q 157.00
Cadena de 3/8 "	14	Pie	Q	19.75	Q 276.50
Transporte de material	1	Flete	Q	250.00	Q 250.00
TOTAL					Q 3,032.70
6.2. Maquinaria y equipo					
Mezcladora de concreto	1	m ³	Q	100.00	Q 100.00
TOTAL					Q 100.00
6.3. Mano de obra calificada					
Ingeniero supervisor de obra	1	Visita	Q	200.00	Q 200.00
TOTAL					Q 200.00

6.4. Mano de obra no calificada				
Albañil (Incluye prestaciones)	2	Jornal	Q 158.00	Q 316.00
Ayudante de albañil (Incluye prestaciones)	6	Jornal	Q 98.00	Q 588.00
TOTAL				Q 904.00
TOTAL COSTOS DIRECTOS			Q	4,236.70
6.5. Gastos indirectos				
Utilidad (15% C.D.)	15%		Q	635.51
Gastos administrativos (10% C.D.)	10%		Q	423.67
Impuestos (IVA, ISR, ISO) 5% C.D.	5%		Q	211.84
Imprevistos (5% C.D.)	5%		Q	211.84
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			Q	1,482.85

RESUMEN DE RENGLÓN			
Costos directos		Q	4,236.70
Costos indirectos		Q	1,482.85
TOTAL		Q	5,719.55

Fuente: Elaboración propia.

Continuación. Tabla 31.7.

7	CAJA DE VÁLVULAS	4	Unidad		
7.1. Material					
Cemento UGC 4,000 PSI	8	Saco	Q	75.00	Q 600.00
Arena de río (30% de desperdicio)	0.8	m ³	Q	230.00	Q 184.00
Piedrín de cantera (30% de desperdicio)	0.8	m ³	Q	250.00	Q 200.00
Varilla No. 3 G40	18	Varilla	Q	30.00	Q 540.00
Varilla No. 2 (eslabón)	6	Varilla	Q	11.50	Q 69.00
Madera rústica 12' X 12 " X 1 " (encofrado)	160	P.T.	Q	6.25	Q 1,000.00
Clavo de 3 "	4	Lb	Q	8.00	Q 32.00
Alambre de amarre	6	Lb	Q	8.50	Q 51.00
Válvula de compuerta Bronce Ø 2 "	1	Unidad	Q	402.10	Q 402.10
Válvula de compuerta Bronce Ø 1 "	2	Unidad	Q	173.20	Q 346.40
Válvula de compuerta Bronce Ø 3/4 "	1	Unidad	Q	125.30	Q 125.30
Codo 90° Ø 2 " liso	1	Unidad	Q	18.50	Q 18.50
Codo 45° Ø 2 " liso	3	Unidad	Q	13.80	Q 41.40
Codo 45° Ø 1 " liso	6	Unidad	Q	6.50	Q 39.00
Codo 45° Ø 3/4 " liso	3	Unidad	Q	4.80	Q 14.40
Adaptador macho PVC Ø 2 "	2	Unidad	Q	8.60	Q 17.20
Adaptador macho PVC Ø 1 "	4	Unidad	Q	4.20	Q 16.80
Adaptador macho PVC Ø 3/4 "	2	Unidad	Q	1.90	Q 3.80
Candado YALE No. 5	8	Unidad	Q	78.50	Q 628.00
Cadena de 3/8 "	18	Pie	Q	19.75	Q 355.50
Transporte de material	1	Flete	Q	250.00	Q 250.00
TOTAL					Q 4,934.40
7.2. Maquinaria y equipo					
Mezcladora de concreto	1	m ³	Q	100.00	Q 100.00
TOTAL					Q 100.00
7.3. Mano de obra calificada					
Ingeniero supervisor de obra	1	Visita	Q	200.00	Q 200.00
TOTAL					Q 200.00
7.4. Mano de obra no calificada					
Albañil (Incluye prestaciones)	4	Jornal	Q	158.00	Q 632.00
Ayudante de albañil (Incluye prestaciones)	8	Jornal	Q	98.00	Q 784.00
TOTAL					Q 1,416.00
TOTAL COSTOS DIRECTOS			Q		6,650.40
7.5. Gastos indirectos					
Utilidad (15% C.D.)	15%		Q		997.56
Gastos administrativos (10% C.D.)	10%		Q		665.04
Impuestos (IVA, ISR, ISO) 5% C.D.	5%		Q		332.52
Imprevistos (5% C.D.)	5%		Q		332.52
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			Q		2,327.64

RESUMEN DE RENGLÓN			
Costos directos		Q	6,650.40
Costos indirectos		Q	2,327.64
TOTAL		Q	8,978.04

Fuente: Elaboración propia.

Continuación. Tabla 31.8.

8	RED DE DISTRIBUCIÓN	420	m
---	---------------------	-----	---

8.1. Zanjeo (h = 60 cm y b = 30 cm)					
Peones (Incluye prestaciones)	35	Jornal	Q	98.00	Q 3,430.00
TOTAL					Q 3,430.00
8.2. Material					
Tubo PVC Ø 1 " 160 PSI	11	Tubo	Q	58.00	Q 638.00
Tubo PVC Ø 3/4 " 250 PSI	22	Tubo	Q	41.00	Q 902.00
Tubo PVC Ø 1/2 " 315 PSI	37	Tubo	Q	37.00	Q 1,369.00
Tee reductora PVC de 1 " @ 1/2 "	2	Unidad	Q	10.10	Q 20.20
Tee reductora PVC de 1 " @ 3/4 "	1	Unidad	Q	11.10	Q 11.10
Tee reductora PVC de 3/4 " @ 1/2 "	1	Unidad	Q	6.20	Q 6.20
Tee de PVC 3/4 "	1	Unidad	Q	3.25	Q 3.25
Tee de PVC 1/2 "	2	Unidad	Q	1.80	Q 3.60
Reductor bushing PVC 1 " @ 3/4 "	2	Unidad	Q	8.80	Q 17.60
Reductor bushing PVC 3/4 " @ 1/2 "	3	Unidad	Q	1.90	Q 5.70
Cemento solvente	2	Galón	Q	475.25	Q 950.50
Transporte de material	2	Flete	Q	250.00	Q 500.00
TOTAL					Q 4,427.15
8.3. Mano de obra calificada					
Ingeniero supervisor de obra	2	Visita	Q	200.00	Q 400.00
TOTAL					Q 400.00
8.4. Mano de obra no calificada					
Peones (Instalación de tubería)	70	Tubo	Q	3.75	Q 262.50
TOTAL					Q 262.50
TOTAL COSTOS DIRECTOS			Q 8,519.65		
8.5. Gastos indirectos					
Utilidad (15% C.D.)	15%		Q	1,277.95	
Gastos administrativos (10% C.D.)	10%		Q	851.97	
Impuestos (IVA, ISR, ISO) 5% C.D.	5%		Q	425.98	
Imprevistos (5% C.D.)	5%		Q	425.98	
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			Q 2,981.88		

RESUMEN DE RENGLÓN			
Costos directos		Q	8,519.65
Costos indirectos		Q	2,981.88
TOTAL		Q	11,501.53

Fuente: Elaboración propia.

Continuación. Tabla 31.9.

9	CONEXIONES DOMICILIARES	27	Unidad		
Para conexiones domiciliarias, está contemplado 2 tubos PVC Ø 1/2 " 315 PSI por vivienda.					
9.1. Material					
Tubo PVC Ø 1/2 " 315 PSI	54	Tubo	Q	37.00	Q 1,998.00
Tubo PVC Ø 4 " 80 PSI	6	Tubo	Q	336.00	Q 2,016.00
Tee reductora PVC de 3/4 " @ 1/2 "	10	Unidad	Q	6.20	Q 62.00
Tee de PVC 1/2 "	17	Unidad	Q	1.80	Q 30.60
Codo 90° HG Ø 1/2 "	27	Unidad	Q	6.50	Q 175.50
Copla HG Ø 1/2 "	27	Unidad	Q	6.25	Q 168.75
Codo 90° PVC Ø 1/2 " rosca	27	Unidad	Q	2.30	Q 62.10
Llave de chorro Ø 1/2 " Bronce	27	Unidad	Q	45.00	Q 1,215.00
Llave de paso Ø 1/2 " Bronce	27	Unidad	Q	42.00	Q 1,134.00
Válvula de compuerta Bronce Ø 1/2 "	27	Unidad	Q	60.50	Q 1,633.50
Adaptador macho PVC Ø 1/2 "	108	Unidad	Q	1.90	Q 205.20
Adaptador hembra PVC Ø 1/2 "	54	Unidad	Q	2.50	Q 135.00
Niple HG Ø 1/2 " 1.50 m	27	Unidad	Q	27.50	Q 742.50
Niple HG Ø 1/2 " 0.20 m	27	Unidad	Q	8.75	Q 236.25
Cemento UGC 4,000 PSI	9	Saco	Q	75.00	Q 675.00
Arena de río (30% de desperdicio)	0.5	m³	Q	230.00	Q 115.00
Piedrín de cantera (30% de desperdicio)	0.5	m³	Q	250.00	Q 125.00
Varilla No. 2	10	Varilla	Q	11.50	Q 115.00
Cemento solvente	1	Galón	Q	475.25	Q 475.25
Transporte de material	2	Flete	Q	250.00	Q 500.00
TOTAL					Q 11,819.65
9.2. Mano de obra calificada					
Ingeniero supervisor de obra	2	Visita	Q	200.00	Q 400.00
TOTAL					Q 400.00
9.3. Mano de obra no calificada					
Peones (Instalación de tubería)	27	Vivienda	Q	25.00	Q 675.00
TOTAL					Q 675.00
TOTAL COSTOS DIRECTOS			Q		12,894.65
9.4. Gastos indirectos					
Utilidad (15% C.D.)	15%		Q		1,934.20
Gastos administrativos (10% C.D.)	10%		Q		1,289.47
Impuestos (IVA, ISR, ISO) 5% C.D.	5%		Q		644.73
Imprevistos (5% C.D.)	5%		Q		644.73
TOTAL COSTOS INDIRECTOS			Q		4,513.13
RESUMEN DE RENGLÓN					
Costos directos			Q		12,894.65
Costos indirectos			Q		4,513.13
TOTAL			Q		17,407.78

Fuente: Elaboración propia.

Continuación. Tabla 31.10.

10	LIMPIEZA FINAL	1	Global		
10.1. Mano de obra calificada					
Ingeniero supervisor de obra		1	Visita	Q 200.00	Q 200.00
TOTAL					Q 200.00
10.2. Mano de obra no calificada					
Peones (Incluye prestaciones)		1	Global	Q 600.00	Q 600.00
TOTAL					Q 600.00
TOTAL COSTOS DIRECTOS				Q	800.00
10.3. Gastos indirectos					
Utilidad (15% C.D.)		15%		Q	120.00
Gastos administrativos (10% C.D.)		10%		Q	80.00
Impuestos (IVA, ISR, ISO) 5% C.D.		5%		Q	40.00
Imprevistos (5% C.D.)		5%		Q	40.00
TOTAL COSTOS INDIRECTOS				Q	280.00
RESUMEN DE RENGLÓN					
Costos directos				Q	800.00
Costos indirectos				Q	280.00
TOTAL				Q	1,080.00

Fuente: Elaboración propia.

COSTO TOTAL DEL PROYECTO	Q	131,863.55
---------------------------------	----------	-------------------

Continuación. Tabla 31.11.

Desglose de costos indirectos, sistema de abastecimiento de agua domiciliar, caserío Los Lorenzo, aldea Tizubin.

Gastos administrativos	10%	C. Directos	Pago de 1 mes	3 meses de ejecución
Administración de personal				
Tiempo de ejecución de obra, de 3 meses	Hora/día	Costo/hora	Mes (Q.)	Subtotal (Q.)
Gerente de personal	2	Q 13.77	Q 826.18	Q 2,478.55
Secretaria	2	Q 6.88	Q 413.09	Q 1,239.27
Dibujante	2	Q 6.88	Q 413.09	Q 1,239.27
Bodeguero	2	Q 5.51	Q 330.47	Q 991.42
Contador	1	Q 11.02	Q 330.47	Q 991.42
TOTAL				Q 6,939.93
Alquileres y depreciaciones				
Tiempo de ejecución de obra, de 3 meses	Hora/día	Costo/hora	Mes (Q.)	Subtotal (Q.)
Alquiler de local	2	Q 5.51	Q 330.47	Q 991.42
Luz, teléfono e internet	2	Q 2.75	Q 165.24	Q 495.71
Mantenimiento en general	2	Q 4.13	Q 247.85	Q 743.56
Depreciación oficina	2	Q 4.13	Q 247.85	Q 743.56
TOTAL				Q 2,974.26
TOTAL				Q 9,914.19
Imprevistos	5%	C. Directos		
Compra de material (faltante)	1	Global	Q 1,914.46	Q 1,914.46
Accidentes laboral (seguros varios e IGGS)	1	Global	Q 2,871.69	Q 2,871.69
TOTAL				Q 4,786.16
Utilidad	15%	C. Directos		
Utilidad del proyecto	1	Global	Q 14,700.34	Q 14,700.34
TOTAL				Q 14,700.34
Gastos por pago de impuestos	5%	C. Directos		
ISR	1	Global	Q 1,435.85	Q 1,435.85
IVA	1	Global	Q 1,914.46	Q 1,914.46
ISO	1	Global	Q 1,435.85	Q 1,435.85
TOTAL				Q 4,786.16

RESUMEN DE RENGLÓN	
Gastos administrativos	Q 9,914.19
Imprevistos	Q 4,786.16
Utilidad	Q 14,700.34
Gastos por pago de impuestos	Q 4,786.16
TOTAL	Q 34,186.85

Fuente: Elaboración propia.

3.12.2. Integración de costos unitarios

TABLA 32. INTEGRACIÓN DE COSTOS UNITARIOS POR RENGLÓN. Sistema de abastecimiento de agua domiciliar, caserío Los Lorenzo.

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD DE MEDIDA	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
1	LIMPIA, CHAPEO Y DESTRONQUE	612	m	Q 4.16	Q 2,543.40
2	REPLANTEO TOPOGRÁFICO	612	m	Q 4.05	Q 2,478.60
3	SISTEMA DE BOMBEO	1	Unidad	Q 11,654.55	Q 11,654.55
4	LÍNEA DE CONDUCCIÓN	192	m	Q 39.77	Q 7,635.33
5	TANQUE DE ALMACENAMIENTO	5.5	m ³	Q 11,429.96	Q 62,864.78
6	TANQUE HIPOCLORADOR	1	Unidad	Q 5,719.55	Q 5,719.55
7	CAJA DE VÁLVULAS	4	Unidad	Q 2,244.51	Q 8,978.04
8	RED DE DISTRIBUCIÓN	420	m	Q 27.38	Q 11,501.53
9	CONEXIONES DOMICILIARES	27	Unidad	Q 644.73	Q 17,407.78
10	LIMPIEZA FINAL	1	Global	Q 1,080.00	Q 1,080.00
COSTO TOTAL DEL PROYECTO				Q	131,863.55

Fuente: Elaboración propia.

3.12.3. Cronograma de ejecución físico y financiero

Se estima un tiempo de ejecución de 3 meses.

TABLA 33

No.	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD DE MEDIDA	COSTO UNITARIO	COSTO DE RENGLÓN	% DE INVERSIÓN	MES 1				MES 2				MES 3			
							1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1	LIMPIA, CHAPEO Y DESTRONQUE	612	m	Q 4.16	Q 2,543.40	1.93%												
2	REPLANTEO TOPOGRÁFICO	612	m	Q 4.05	Q 2,478.60	1.88%												
3	SISTEMA DE BOMBEO	1	Unidad	Q 11,654.55	Q 11,654.55	8.84%												
4	LÍNEA DE CONDUCCIÓN	192	m	Q 39.77	Q 7,635.33	5.79%												
5	TANQUE DE ALMACENAMIENTO	5.5	m ³	Q 11,429.96	Q 62,864.78	47.67%												
6	TANQUE HIPOCLORADOR	1	Unidad	Q 5,719.55	Q 5,719.55	4.34%												
7	CAJA DE VÁLVULAS	4	Unidad	Q 2,244.51	Q 8,978.04	6.81%												
8	RED DE DISTRIBUCIÓN	420	m	Q 27.38	Q 11,501.53	8.72%												
9	CONEXIONES DOMICILIARES	27	Unidad	Q 644.73	Q 17,407.78	13.20%												
10	LIMPIEZA FINAL	1	Global	Q 1,080.00	Q 1,080.00	0.82%												
COSTO TOTAL DE LA OBRA				Q	131,863.55	100.00%												

Fuente: Elaboración propia.

3.13. Especificaciones técnicas

Son el conjunto de indicaciones, aplicables a cada una de las partidas de la obra con el fin de garantizar un nivel de calidad satisfactorio.

- Normas que rigen las especificaciones del sistema de abastecimiento de agua

Las presentes especificaciones, están basadas principalmente en normas de instituciones nacionales e internacionales, las cuales se identifican en este documento por los siguientes nombres o siglas.

COGUANOR: Comisión Guatemalteca de Normas.

INFOM: Instituto de Fomento Municipal.

UNEPAR: Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales.

ASTM: American Society for Testing Materials.

ANSI: American National Standards Institute.

ACI: American Concrete Institute.

OPS: Organización Panamericana de la Salud.

De igual manera, para el diseño, del sistema de abastecimiento de agua domiciliar, se debe de tomar en cuenta, las especificaciones técnicas, indicadas en el capítulo 2.11., además, deben de incluirse las siguientes.

➤ *Tubería PVC*

Bajo esta denominación, deben entenderse los tubos de cloruro de polivinilo rígido. Igualmente estarán incluidos los accesorios (tees, codos, reducidos) que sean necesarios y que deben satisfacer las normas ASTM D-2466-76 cedula 40. Los tubos de PVC deberán ser de tipo I, grupo I PVC 1120, de resistencia a la presión requerida, fabricados de manera que satisfagan como mínimo las normas ASTM D-2241-74; cédula 40, y las normas ASTM D-1785. Los solventes a utilizarse deberán satisfacer las normas ASTM D-2564.

➤ *Excavación*

La excavación, para la instalación de tubería en la línea de conducción, tanque de almacenamiento, red de distribución y conexiones domiciliarias, del sistema de abastecimiento de agua, debe hacerse de forma manual, utilizando palas, piochas, barrote de acero y carretillas.

➤ *Instalación y pegado de tubería*

Todas las estaciones señalizadas, del replanteo topográfico, deberán de tomarse en consideración para la colocación de la tubería, con su respectivo diámetro y presión de trabajo. Cualquier cambio de ruta necesario deberá estar autorizado por el ingeniero diseñador del proyecto y el supervisor, deberán considerarse todas las condiciones hidráulicas para la realización del mismo. La profundidad mínima deberá ser de 0.60 m. Antes de la colocación de la tubería, el fondo de la zanja deberá emparejarse cuidadosamente, para que el tubo quede firmemente apoyado en toda su longitud, se evitará que quede desigualmente soportada y en contacto con piedras, terrones, ripio.

➤ *Cajas y válvulas de compuerta*

Consistirá básicamente, en una válvula de compuerta de bronce y su respectiva caja, para cada ramal de distribución, asimismo, para el desagüe y rebalse del tanque de almacenamiento. Las paredes de la caja serán de concreto reforzado, como se indica en planos. El interior de la misma deberá ir completamente alisado.

La cubierta y tapadera serán de concreto reforzado, los detalles de las mismas, serán los establecidos en planos.

➤ *Tanque de distribución 5.50 m³*

Comprende la estructura principal de obra civil (cimentación, paredes, cubiertas), con todos los aditamentos hidráulicos y de funcionamiento, tubería de válvulas, dispositivos de ventilación, bocas de inspección y limpieza. Las paredes y el piso serán de concreto ciclópeo con las características y definiciones establecidas en la sección anterior.

La cubierta consistirá en una losa de concreto reforzado, los detalles de la misma, están establecidos en planos. El concreto para la cubierta deberá de tener una resistencia de 281 Kg/cm² y el acero a utilizar será grado 40.

➤ *Conexiones domiciliarias*

Esta conexión debe ser colocada en un área accesible y cercana a la vivienda, para su mejor utilización.

➤ *Carga viva*

Para el tanque de almacenamiento, del sistema de abastecimiento de agua, la carga viva corresponde a **150 Kg/m²**, para losas inaccesibles, estipulado en el normativo **ACI**.

3.14. Análisis de impacto ambiental

La construcción de sistemas de abastecimiento de agua, generalmente provoca poco impacto en los componentes ambientales, físicos, biológicos, económicos y sociales. Aunque es necesario realizar dicho estudio para determinar si el impacto es de carácter positivo o negativo.

La evaluación del proyecto tiene como propósito principal, identificar los efectos negativos que este traerá a los habitantes del caserío.

- Riesgo para la salud de la población, debido a la cantidad y calidad de los efluentes, emisiones o residuos.
- Efectos adversos significativos sobre la cantidad y calidad de los recursos naturales renovables, incluidos el suelo, agua y aire.
- Localización próxima a población, recursos y áreas protegidas susceptibles de ser afectados, así como el valor ambiental del territorio en que se pretende emplazar.

Es importante considerar las actividades que tengan efecto alguno sobre el medio ambiente, tanto para la etapa de construcción, como de operación del sistema de abastecimiento de agua domiciliar.

Los proyectos de agua potable incluyen los siguientes.

- La construcción.
- Expansión o rehabilitación de represas y reservorios
- Pozos y estructuras receptoras.
- Tuberías principales de transmisión y estaciones de bombeo.
- Obras de tratamiento y sistemas de distribución.

La siguiente tabla muestra el impacto negativo, que este podría causar en la construcción y operación del sistema de abastecimiento de agua.

TABLA 34

Componentes ambientales y medidas de mitigación.

No.	Aspecto ambiental	Impacto ambiental	Tipo de impacto ambiental	Indicar lugar donde se espera, ocurra el impacto ambiental	Manejo ambiental, indica que medidas se tomará para evitar el impacto negativo
1	Aire	Gases o partículas (polvo, vapores, humo, monóxido de carbono)	Levantamiento de pequeñas partículas de polvo y cemento que se produzcan en la construcción del proyecto.	En los lugares donde se construirá el proyecto.	Manejar adecuadamente el cemento en el momento del vaciado para la preparación del concreto y humedecer las áreas donde se realizará la excavación.
		Contaminación atmosférica	Quema de desperdicios no recogidos.	Produce humo e infecciones pulmonares.	Recolectar los residuos (desechos sólidos) y colocarlos en un lugar adecuado.
		Olores	Problemas respiratorios	Obreros del proyecto.	Los obreros deberán utilizar mascarillas, para evitar respirar partículas de cemento o polvo.
2	Agua	Abastecimiento de agua	Generación de gran cantidad de aguas residuales por el uso desmedido de la misma.	En la comunidad que se va a abastecer.	Se debe utilizar únicamente la cantidad de agua necesaria para consumo e higiene personal.
		Aguas residuales generadas por actividades domésticas	Generación de aguas negras y grises.	En la comunidad que se va a abastecer.	Conducir el agua residual por medio de cunetas, hacia un punto designado, en donde no sea fuente de infecciones ni contaminación.

		Fuente de abastecimiento	Contaminación por desechos sólidos y consumo excesivo del agua de la fuente.	Pobladores de la comunidad.	Mantener el control en la dotación diaria y del cuidado de la fuente de agua.
3	Suelo	Desechos sólidos (basura común que no es depositada en lugares adecuados para su manipulación)	La cantidad que se produzca por el uso y manipulación de los materiales de construcción (tubo PVC, coplas, cemento solvente)	En toda área de construcción del proyecto.	Recolectar todos los desechos sólidos producidos en la construcción del sistema de abastecimiento y llevarlos al depósito de basura del municipio.
		Descarga de aguas residuales directas al suelo	Contaminación del suelo por agua con jabón y detergente.	En los terrenos aledaños a las viviendas del caserío.	Controlar el escurrimiento de aguas residuales sobre tierras para cultivo.
4	Biodiversidad	Flora (árboles, plantas)	Destrucción innecesaria.	Lugares donde se realizarán excavaciones.	Evitar la quema de árboles.
		Flora (árboles, plantas)	Deforestación.	Lugares donde se realizarán excavaciones.	Reducir la zona de trabajo al mínimo impacto posible.
5	Visual	Modificación del paisaje	Mala manipulación del material sobrante.	En toda área de construcción del proyecto.	Los trabajos de construcción, debe hacerse con orden y limpieza, con el objetivo de mantener un aspecto positivo del lugar.
6	Social	Modificaciones sociales, económicas y culturales.	No aplica	En la comunidad a beneficiar.	Se estima que el proyecto contribuya con el desarrollo social y económico de la población.

Fuente: Guía para la dosificación del agua para consumo en sistemas rurales de abastecimiento de agua por gravedad y bombeo. **Organización Panamericana de la Salud.**

Para este proyecto, los impactos ambientales negativos en la construcción de sistemas de abastecimiento de agua domiciliar, son asimilables a los que presentan cada uno de estos componentes. Los impactos positivos para la salud, son innegables y evidentes, no se podría vivir en ciudades y pueblos sin este servicio.

3.15. Análisis socio – económico

Este análisis pretende determinar, si al municipio de San Jacinto, del departamento de Chiquimula, como conjunto, le conviene o no ejecutar el proyecto. Hay que tener en cuenta, por lo tanto, los beneficios y costos que perciben todos los habitantes.

3.15.1. Valor presente neto

Se utiliza para comparar alternativas de inversión. Consiste en transformar la inversión inicial, los ingresos y egresos anuales, así como valores futuros de rescate de un proyecto a un valor presente a manera de determinar si éste, es rentable al término del período de funcionamiento; para el presente proyecto se determina el VPN con una tasa de interés igual a la tasa de rendimiento mínima atractiva, que en el mercado actual es de 13%.

- Si **VPN > 0**, el proyecto es rentable, por lo tanto es aceptable realizarlo
- Si **VPN = 0**, es necesario decidir si el proyecto es rentable
- Si **VPN < 0**, el proyecto no es rentable, por lo tanto es mejor rechazarlo

$$VPN = - I + Ta - S * \left(\frac{1}{(1 + Ti)^n} \right)$$

Donde

I = Es la inversión para ejecutar el proyecto (costo total del proyecto)

Ta = Tarifa anual a población (valor de salvamiento o rescate)

S = Costo anual por mantenimiento (gasto municipal)

Ti = Tasa de interés en porcentaje

n = Vida útil del proyecto a ejecutar (10 años por tratarse de un sistema de bombeo, no se toma en cuenta el año de gestión)

- Del inciso **3.10**. Se obtiene el gasto por mantenimiento de la obra, que la municipalidad de San Jacinto, debe de sufragar al año.

$$S = 12 \text{ meses} * \text{Gastos de mantenimiento}$$

$$S = 12 \text{ meses} * (\text{Q. } 62.00) = \text{Q. } 744.00$$

- De igual manera, del inciso **3.10**. Se obtiene una tarifa anual, que la población debe pagar, a la municipalidad de San Jacinto, por el uso del sistema de abastecimiento de agua.

$$\text{Valor de salvamiento (Ta)} = 12 \text{ meses} * \text{Pago de población}$$

$$Ta = 12 \text{ meses} * \text{Q. } 410.50 = \text{Q. } 4,926.00$$

- Tasa de interés actual (porcentaje de interés bancario)

$$Ti = 13\% = 0.13$$

$$VPN = - (\text{Q. } 131,863.55) + (\text{Q. } 4,926.00) - (\text{Q. } 744.00) * \left(\frac{1}{(1 + 0.13)^{10}} \right)$$

$$VPN = - \text{Q. } 127,156.72$$

3.15.2. Tasa interna de retorno

El **TIR** al igual que el **VAN** sirve para evaluar el rendimiento de una inversión. Es determinar la tasa de interés o tasa de retorno que hace los costos sean equivalentes a los ingresos.

Debido a que el proyecto es de carácter social, no es posible obtener una tasa interna de retorno **TIR** atractiva; por lo que el análisis socioeconómico que se realiza a nivel municipal para este tipo de inversión, es una relación de costo/beneficio; éste se determina de la siguiente manera:

$$\text{COSTO/BENEFICIO} = \text{Costo real del sistema} / \text{Población a beneficiar (Población futura)}$$

$$\text{COSTO/BENEFICIO} = \text{Q. 131, 863.55} / 166 \text{ habitantes}$$

$$\text{COSTO/BENEFICIO} = \text{Q. 794.40 habitante}$$

Las instituciones de inversión social, toman las decisiones con base al valor anteriormente obtenido y las disposiciones económicas que posean.

No obstante, por tratarse de un proyecto de carácter social, su finalidad primordial es contribuir con el desarrollo de la comunidad y no la de generar ingresos económicos.

Por tanto, es necesario realizar la obra para contribuir con el desarrollo de la comunidad del caserío, Los Lorenzo, de la aldea Tizubin.

CONCLUSIONES

- El Ejercicio Profesional Supervisado (**E.P.S.**) realizado en el municipio de San Jacinto, departamento de Chiquimula, como parte de la carrera de Ingeniería Civil, del Centro Universitario de Oriente (**CUNORI**), permitió realizar el aporte a las comunidades de Santa Cruz y Tizubín, con la planificación y diseño de los siguientes proyectos: **Puente vehicular y Sistema de abastecimiento de agua domiciliar**. Con la realización de estos diseños se contribuye con el desarrollo económico y social del municipio, al construir los proyectos, los pobladores recibirán beneficios que les permita cubrir necesidades básicas causadas por falta de infraestructura.
- Se realizó el diseño del puente vehicular para la aldea Santa Cruz, presentando así una solución técnica y adecuada, que permita el progreso socio–económico de la población, a través del desarrollo de la red vial, asimismo, mejorar el acceso y comunicación de manera segura y cómoda entre la comunidad mencionada anteriormente y la cabecera municipal de San Jacinto, en toda época del año.
- El diseño del sistema de abastecimiento de agua domiciliar, para el caserío, Los Lorenzo de la aldea Tizubín, presenta una solución técnica y adecuada, que contribuye con el mejoramiento de la calidad de vida de los habitantes de la comunidad mencionada, evitando así, la problemática que existe por el acarreo del agua, hacia las diferentes viviendas.

RECOMENDACIONES

- Se debe, priorizar en las gestiones correspondientes a los proyectos de infraestructura civil, ya que estos aportan beneficios que contribuyen social y económicamente al desarrollo de la aldea Santa Cruz y el caserío Los Lorenzo de la aldea Tizubin, municipio de San Jacinto, departamento de Chiquimula.
- Realizar obras para la protección de la cimentación del puente vehicular, así como del suelo circundante, a través de enrocamientos y/o muros de gaviones, ya que es necesario evitar la socavación del suelo.
- Implementar un plan de mantenimiento y limpieza para el proyecto del puente vehicular, antes y después de la época lluviosa, el cual debe de consistir en limpiar las tuberías de drenaje, para evitar la acumulación de desechos sólidos que puedan afectar la vida útil del puente.
- El puente vehicular, se ha diseñado para soportar una carga dinámica, tipo H20 – 44, según la AASHTO, por lo tanto se recomienda no exceder la sobrecarga, pues este puede sufrir fatiga y colapsar.
- Realizar exámenes físico – químico y bacteriológico, cada seis meses, con la finalidad de determinar, si la calidad del agua que abastece a cada vivienda, es potable.
- Garantizar la calidad de los materiales que se usarán para la construcción de los proyectos, asimismo, seguir estrictamente la especificaciones técnicas que se describen en planos constructivos. La supervisión de las obras debe de realizarlas un Ingeniero Civil.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Normas de la Association of State Highway and Transportation Official (AASHTO). *Especificaciones utilizando la metodología del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD)*. Edición 2004.
- Normas de la American Concrete Institute (ACI), *Especificaciones para el diseño de elementos de concreto estructural*. Edición 2002.
- Jack C. McCormac. *Diseño de concreto reforzado*. 5ta. Edición. Editorial Alfaomega. México 2010.
- Jack C. McCormac. *Análisis de estructuras. Métodos clásicos y matriciales*. 4ta. Edición. Editorial Alfaomega. México 2010.
- Cengel & Cimbala. *Mecánica de fluidos. Fundamentos y aplicaciones*. 4ta. Edición. Editorial McGrawHill. México 2008.
- Francisco Ramírez Quiroz. *Tratamiento de desinfección del agua potable*. 1ra. Edición. Editorial Canal Educa. Argentina 2005.
- Guía para el diseño de abastecimiento de agua potable a zonas rurales*. INFOM – UNEPAR. Junio 2007.
- Estudio de intensidad de precipitación en la república de Guatemala*. INSIVUMEH. Agosto 2002.
- Manual de diseño de puentes UNIVO 1 y 2. *Diseño estructural de superestructura y subestructura para puentes*. 4ta. Edición. Limusa. Colombia 2002.
- Victor M. Ponce. *Engineering Hydrology*. 2da. Edición. Editorial Prentice Hall. España 1989.

Guía de diseño para línea de conducción e impulsión de abastecimiento de agua rural. Organización panamericana de la salud. Lima, Perú 2004.

Guía para el diseño de redes de distribución en sistemas rurales de abastecimiento de agua. Organización Panamericana de la Salud. Lima, Perú 2004.

Guía para la dosificación del agua para el consumo humano en sistemas rurales de abastecimiento de agua por gravedad y bombeo. Organización Panamericana de la Salud. Lima, Perú 2004.

Héctor Kelinton Ramos García. *Manual práctico para el pre – dimensionamiento de puentes de acero y concreto, para una luz menor a 15 m.* Trabajo de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Octubre 2010.

Daniel Alfredo Cruz Pineda. *Diseño de puente de mediana longitud utilizando las normas de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.* Trabajo de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Noviembre 2008.

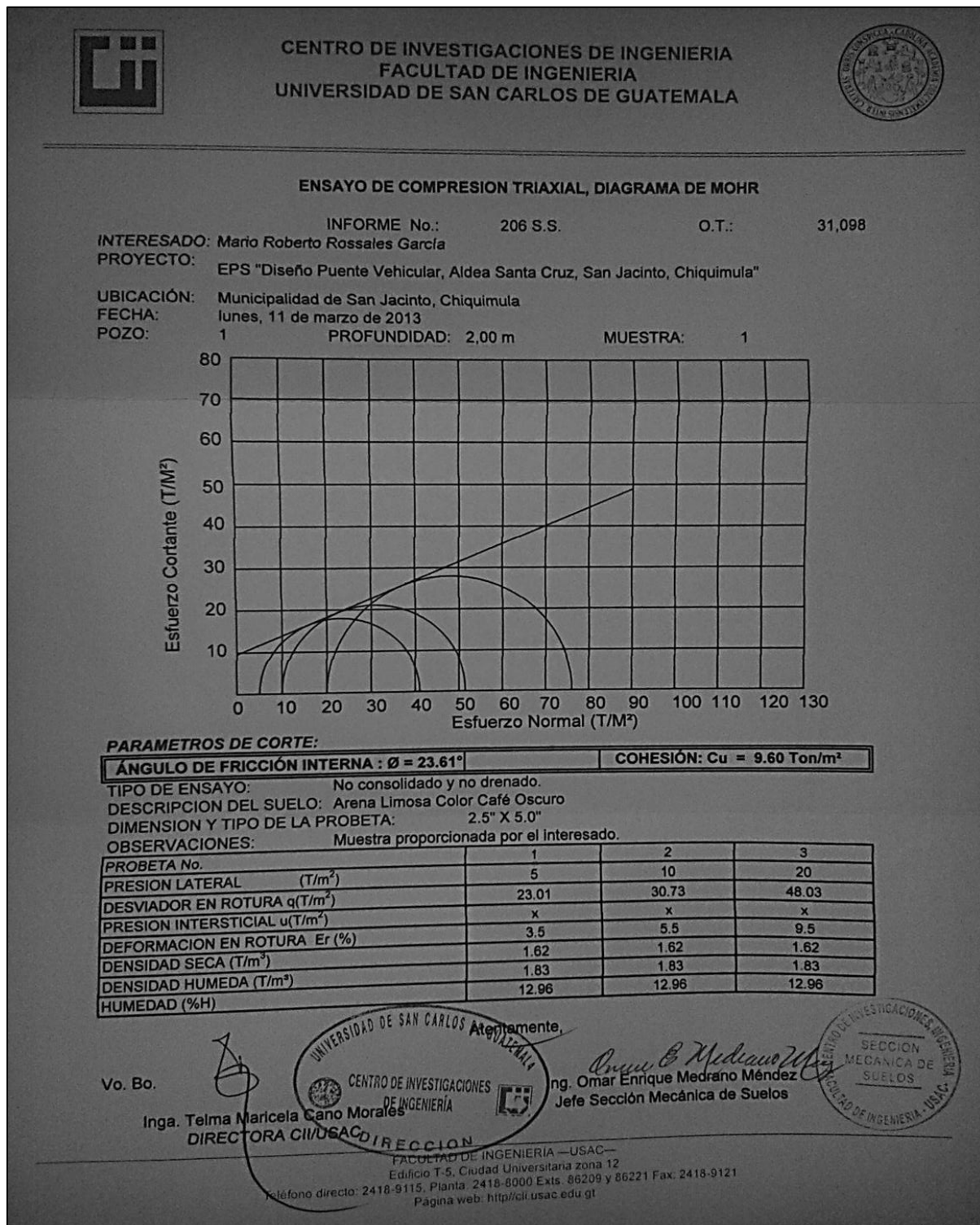
Pedro Aguilar Ruiz. *Apuntes sobre el curso de Ingeniería Sanitaria 1.* Trabajo de graduación de Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. Octubre 2007.

ANEXOS

- **Anexo 1.** Ensayo a compresión triaxial del suelo. Estudio del valor soporte del suelo.
- **Anexo 2.** Tabla de precipitaciones de lluvia INSIVUMEH. Estaciones La Fragua, Zacapa y Esquipulas, Chiquimula.
- **Anexo 3.** Examen físico – químico y examen bacteriológico de la fuente. Estudios de calidad del agua.

Anexo 1.

Ensayo a compresión triaxial del suelo. Estudio del valor soporte del suelo.

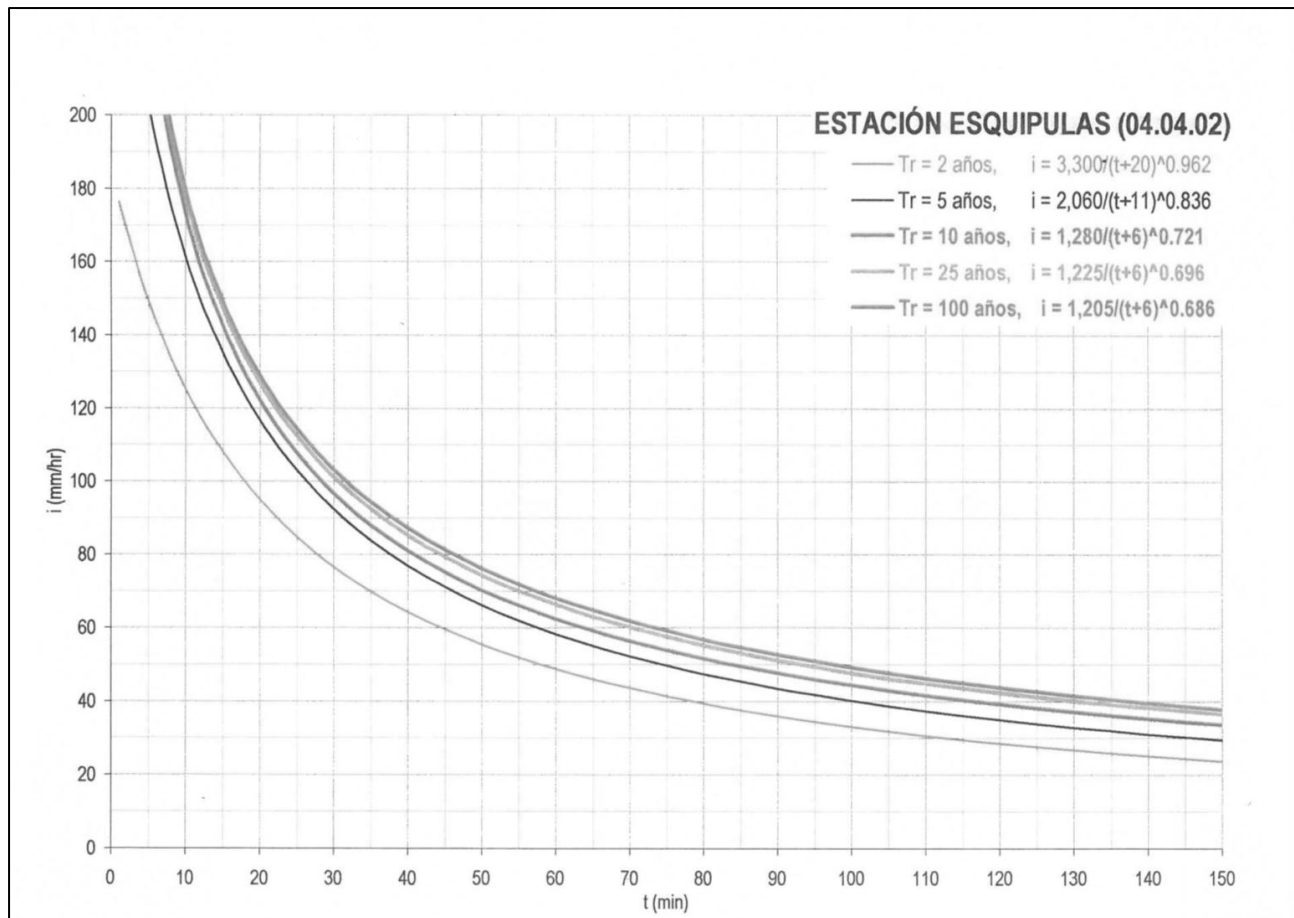


Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería (CII). FUISAC, Guatemala, 2013.

Anexo 2.

Tabla de precipitaciones de lluvia INSIVUMEH. Estaciones La Fragua, Zacapa y Esquipulas, Chiquimula.

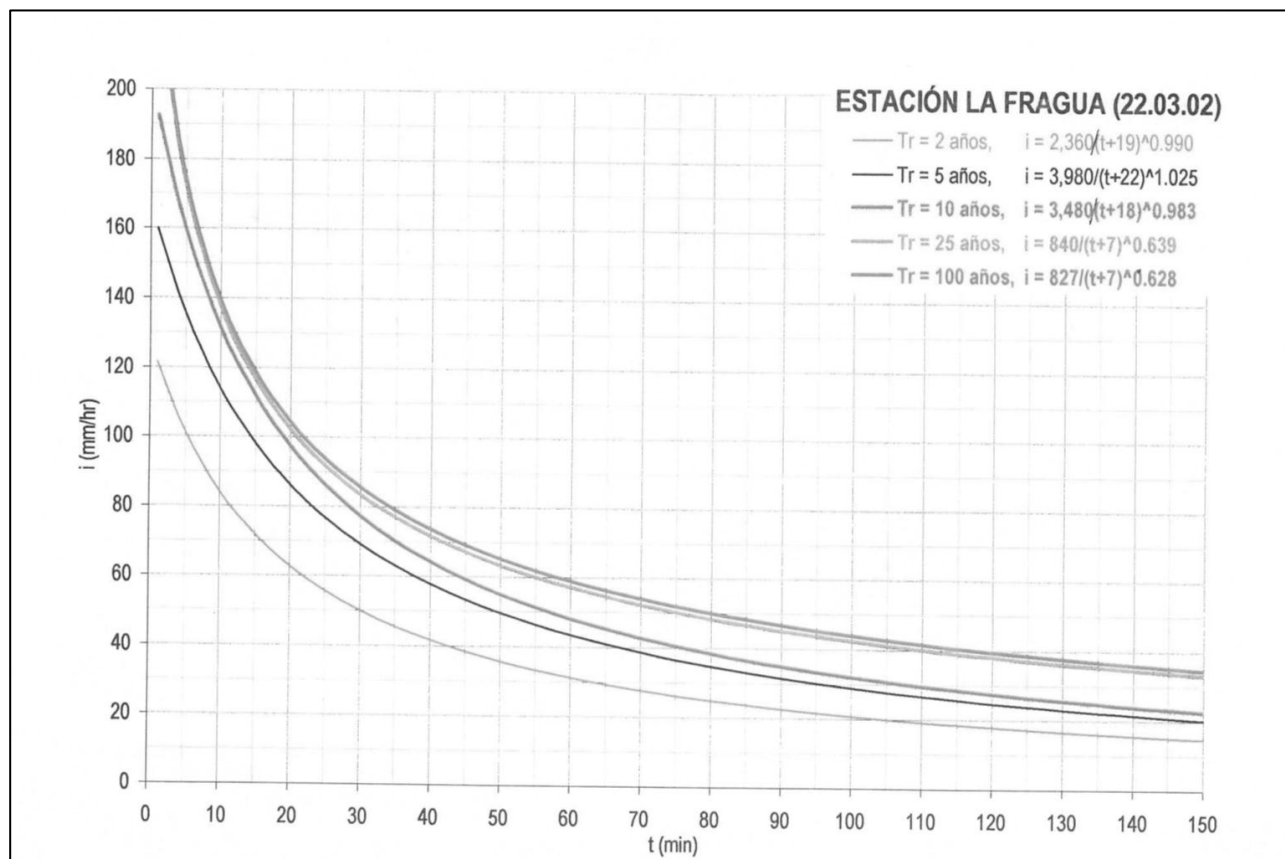
Estación climatológica, municipio de Esquipulas, departamento de Chiquimula



Fuente: Tabla. Estudio de intensidades de precipitación en la República de Guatemala. INSIVUMEH, Guatemala, agosto 2002.

Tormenta máxima, para un periodo de retorno de 100 años.

Estación climatológica La Fragua, municipio de Zacapa, departamento de Zacapa



Fuente: Tabla. Estudio de intensidades de precipitación en la República de Guatemala. INSIVUMEH, Guatemala, agosto 2002.

Tormenta máxima, para un periodo de retorno de 100 años.

Anexo 3.

Examen físico – químico y examen bacteriológico de la fuente. Estudios de calidad del agua.



LABORATORIO AMBIENTAL
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE -CUNORI-
CARRERA DE INGENIERO EN GESTIÓN AMBIENTAL
 Finca El Zapotillo, Zona 5, Municipio de Chiquimula, Chiquimula
 Tel. 78730300

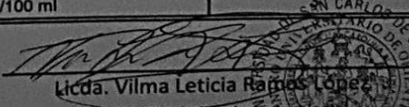


Referido por:	Club Rotario Chiquimula de la Sierra	No. Muestra:	06
Identificación de la Muestra:	Los Lorenzo	Fecha:	20/11/2012
Localización:	Aldea Aldea tizubin, San Jacinto, Chiquimula		
Tipo de Fuente:	Nacimiento		
Uso de Agua:	Consumo humano, doméstico		
Telefono:			

ANALISIS DE FISICO-QUIMICO DE AGUA				
PARAMETROS		RESULTADOS	Limite Maximo Aceptable	Limite Máximo Permisible
Turbidez	NTU	28.5	5	15
Conductividad	µS/cm	102.6	---	menor de 1,500
Temperatura*	°C	23.9	15 a 25	34
Solidos Totales	mg/l	172	500	1000
Sólidos Disueltos Totales	mg/l	65.664	---	500
Oxigeno Disuelto	mg/l	7.45	8	4
Oxigeno Disuelto	% Sat.	107.4	---	80 a 100
pH	Unidades	6.71	7.0 a 7.5	6.5 a 8.5
Fosfatos	mg/l	0.370	0.5	1
Nitratos	mg/l	0.86	---	10
Nitritos	mg/l	0.0060	---	0.1
Sulfato	mg/l	35.00	100	250
Demanda Biológica de Oxígeno BOD5	mg/l	3.00	---	25
Dureza	mg/l CaCO3	80	100	500

* Temperatura: los resultados corresponden a la temperatura de la muestra en el laboratorio, no en el campo

ANALISIS BACTERIOLOGICO DE AGUA		
PARAMETROS	RESULTADOS	Valor de Referencia
COLIFORMES TOTALES	150.0 NMP/100 ml	3
ESCHERICHIA COLI	0.0 NMP/100 ml	3
COLIFORMES FECALES	0.0 NMP/100 ml	


 Licda. Vilma Leticia Ramos López
 Responsable Laboratorio Ambiental

Los resultados de este informe son validos para la muestra como fue recibida en el laboratorio

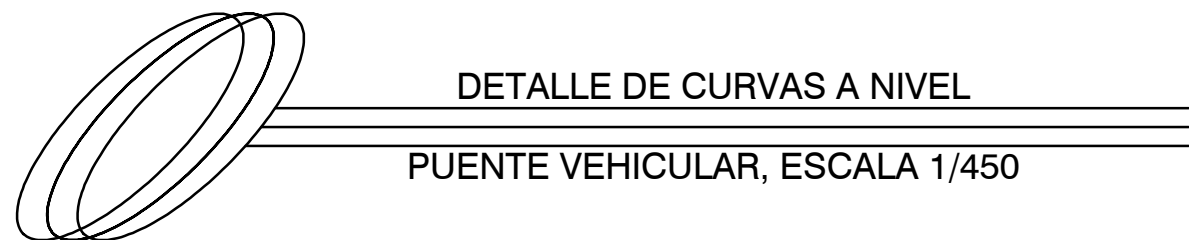
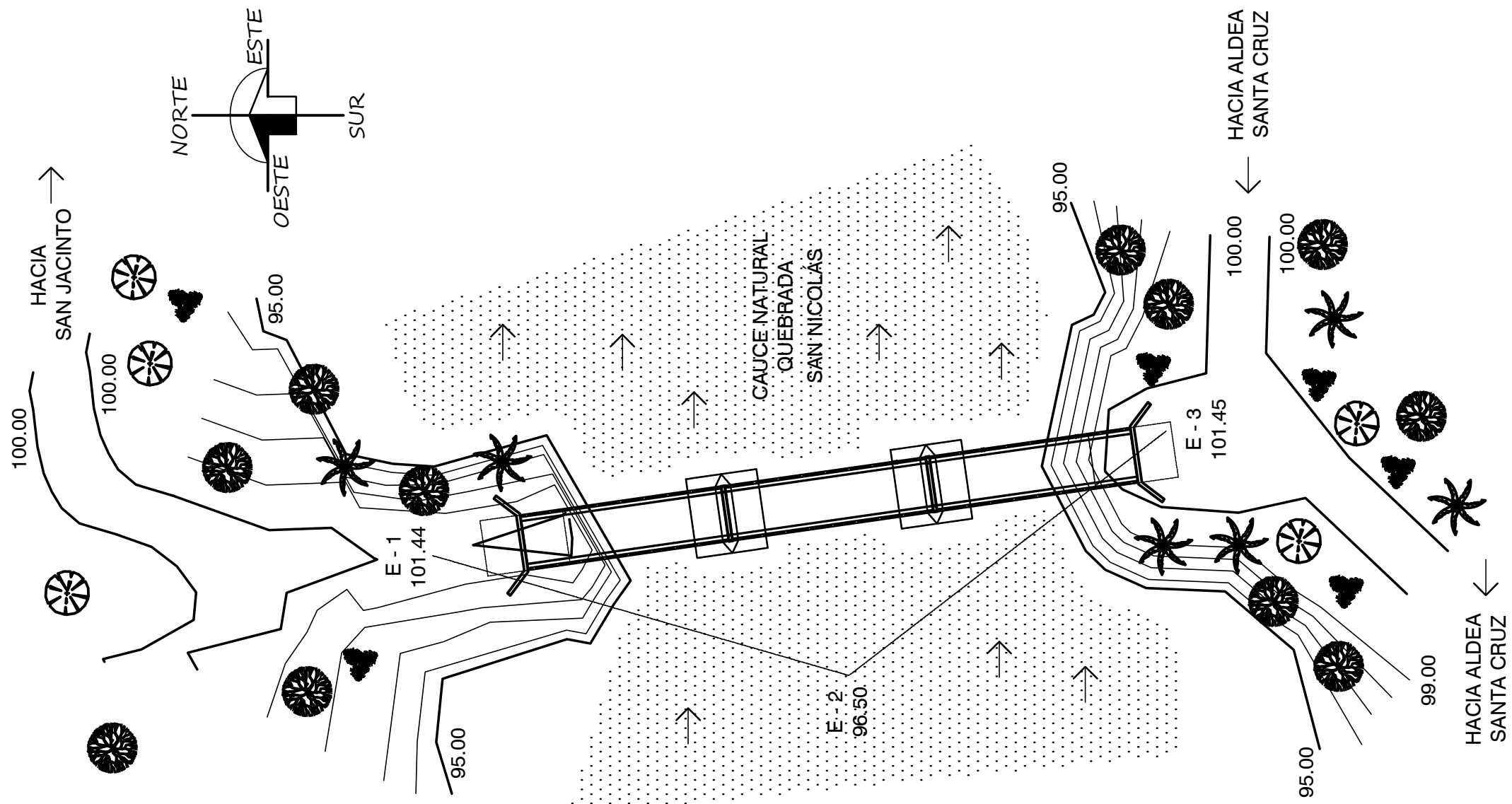
Fuente: Laboratorio ambiental. Centro Universitario de Oriente (CUNORI), Chiquimula, Guatemala, 2012.

APÉNDICES

- **Apéndice 1. *Planos constructivos y especificaciones técnicas.*** Puente vehicular aldea Santa Cruz, municipio de San Jacinto, departamento de Chiquimula.
- **Apéndice 2. *Planos constructivos y especificaciones técnicas.*** Sistema de abastecimiento de agua domiciliar caserío Los Lorenzo, aldea Tizubin, municipio de San Jacinto, departamento de Chiquimula.

Apéndice 1.

Planos constructivos y especificaciones técnicas. Puente vehicular aldea Santa Cruz,
municipio de San Jacinto, departamento de Chiquimula.



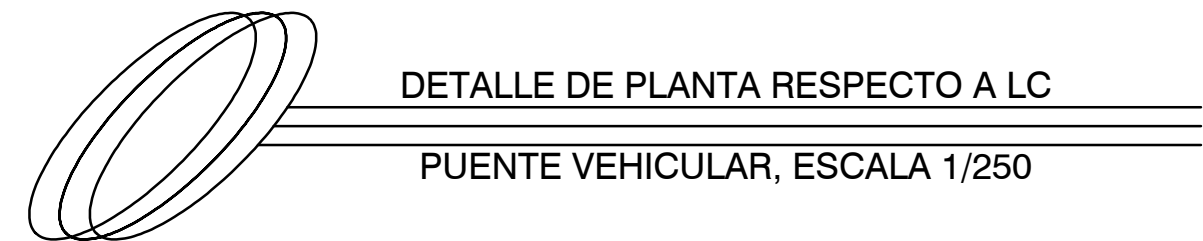
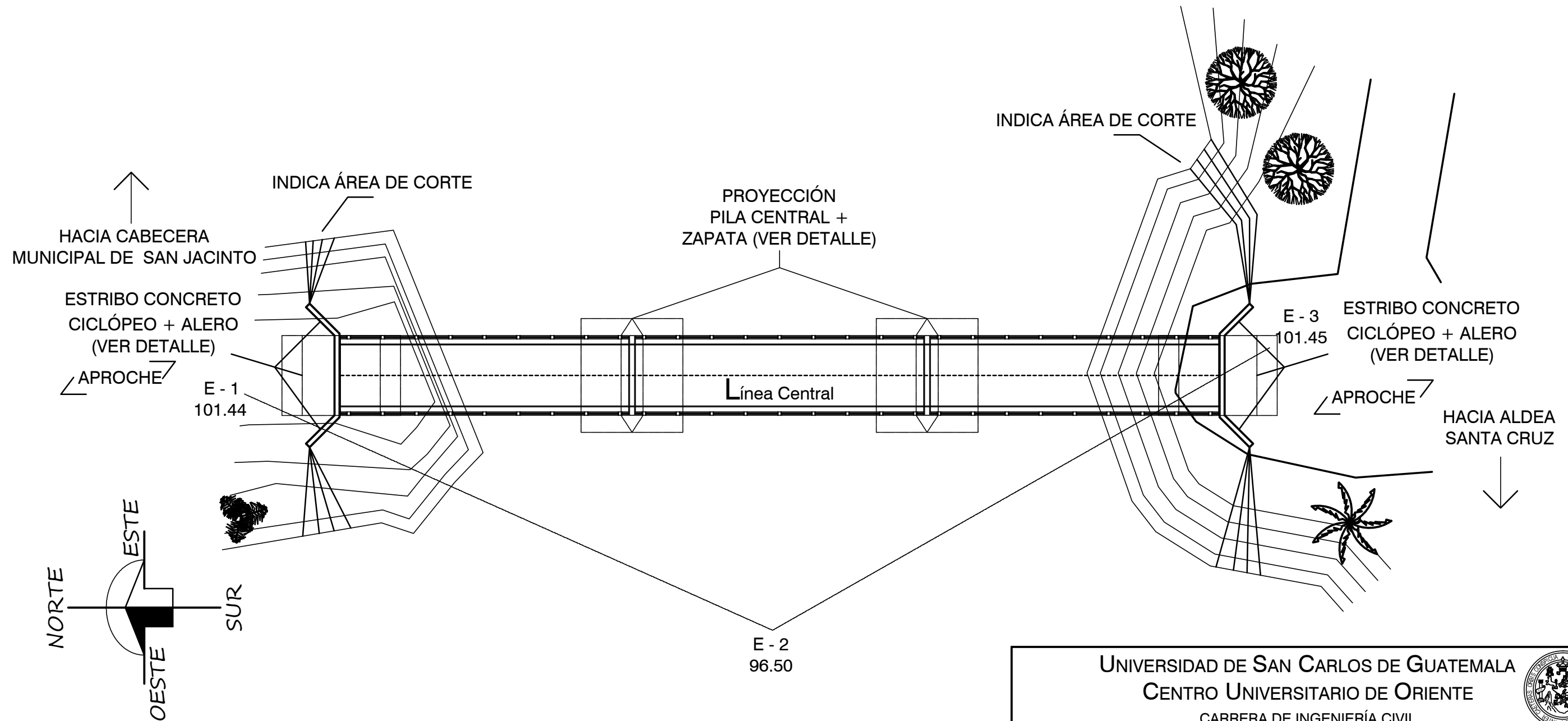
DETALLE DE CURVAS A NIVEL

PUENTE VEHICULAR, ESCALA 1/450

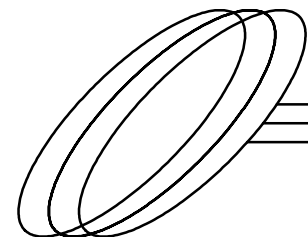
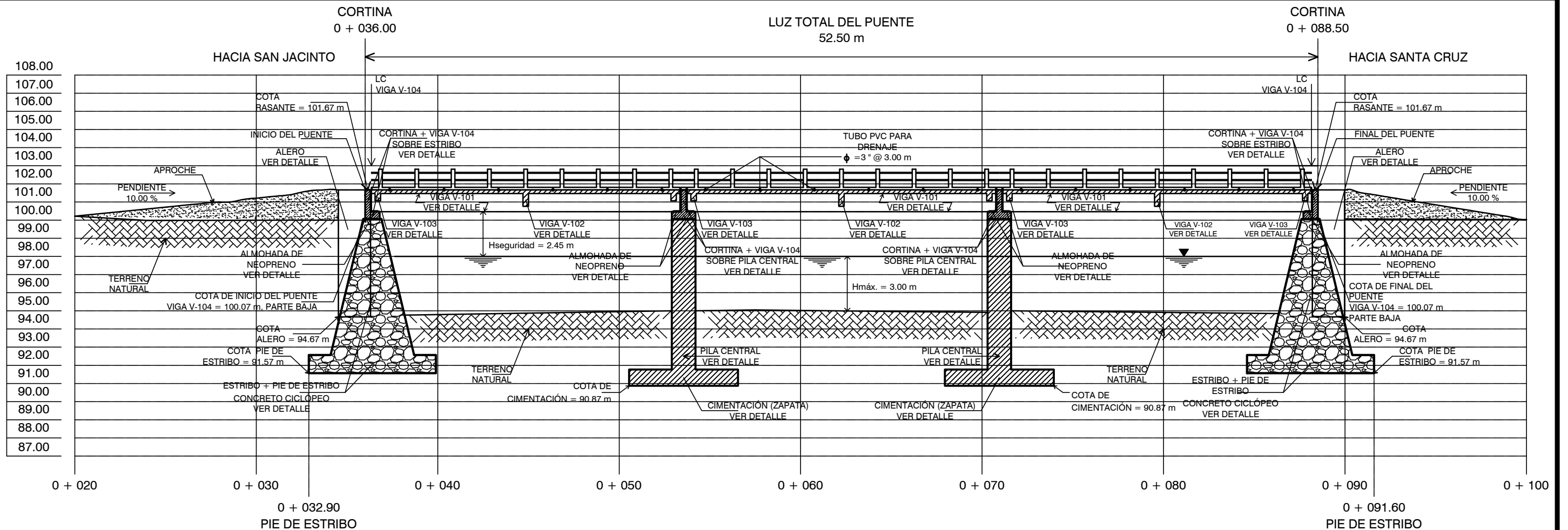
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



DISEÑO:		PROYECTO:	
MARIO ROSSALES GARCÍA		PUENTE VEHICULAR, ALDEA SANTA CRUZ, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.	
DIBUJÓ:			
MARIO ROSSALES GARCÍA			
REVISADO POR:		CONTENIDO:	No. PLANO 1 / 14
		CURVAS A NIVEL	
		FECHA:	
Vo. Bo.:		FEBRERO, 2015.	
		ESCALA:	
		INDICADA	



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			
DISEÑO:	PROYECTO:		
MARIO ROSSALES GARCÍA	PUENTE VEHICULAR, ALDEA SANTA CRUZ, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.		
DIBUJÓ:			
MARIO ROSSALES GARCÍA	CONTENIDO: PLANTA DEL PUENTE FECHA: FEBRERO, 2015. ESCALA: INDICADA No. PLANO 2 / 14		
REVISADO POR:			
Vo. Bo.:			



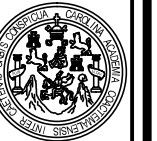
DETALLE DE PERFIL LONGITUDINAL RESP. LC

PUENTE VEHICULAR, ESCALA 1/225

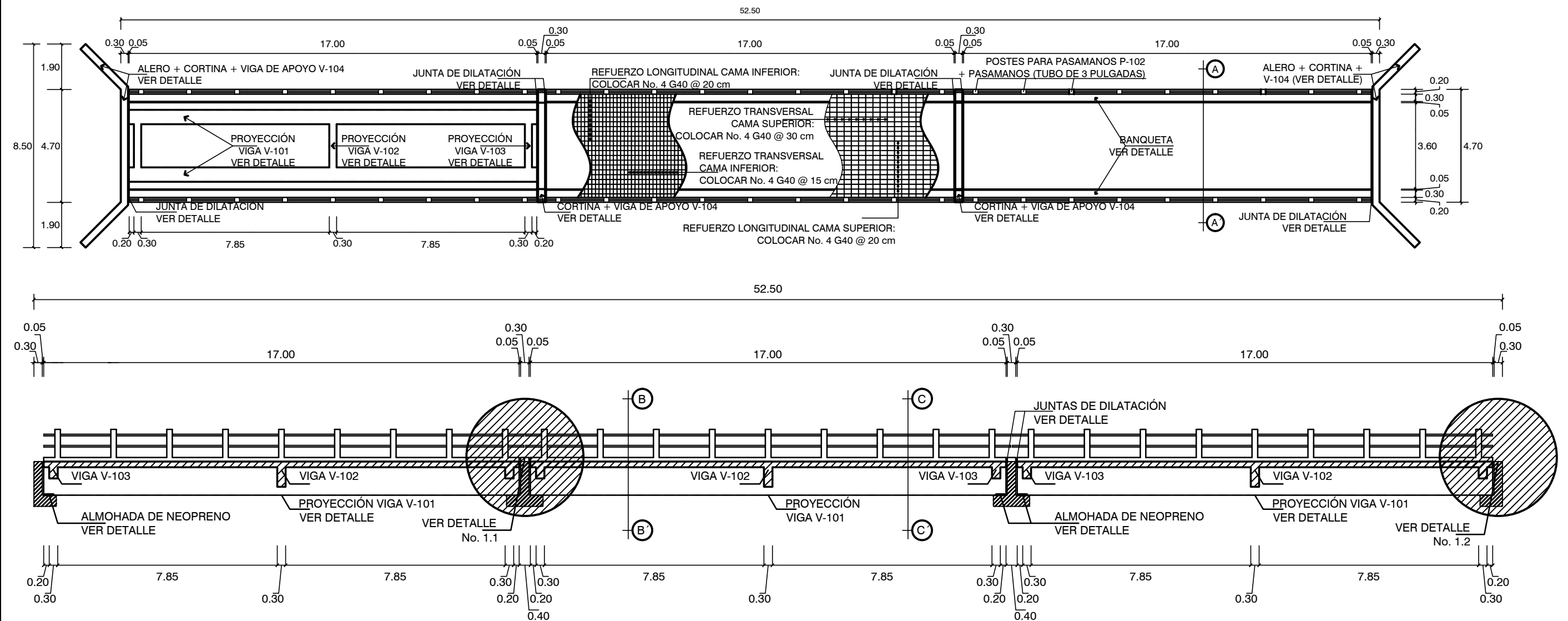
ESPECIFICACIONES RESPECTO A LA EXCAVACIÓN:

- NO SE PERMITE, LA DESTRUCCIÓN DE LOS BANCOS NATURALES INNECESARIAMENTE.
- SOLO SE PERMITE LA EXCAVACIÓN EN EL LUGAR DONDE SE SITUARAN LOS ESTRIBOS DE ENTRADA Y SALIDA DEL PUENTE VEHICULAR. ES NECESARIO REALIZAR UN CORTE DE 4.25 m EN LA PARTE DEL CAMINO QUE SE DIRIGE HACIA LA CABECERA MUNICIPAL DE SAN JACINTO Y 3.25 EN LA PARTE DEL CAMINO QUE SE DIRIGE HACIA LA ALDEA DE SANTA CRUZ.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



DISEÑO:	PROYECTO:		
MARIO ROSSALES GARCÍA	PUENTE VEHICULAR, ALDEA SANTA CRUZ, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.		
DIBUJÓ:			
MARIO ROSSALES GARCÍA			
REVISADO POR:	CONTENIDO:	No. PLANO	3 14
	PERFIL LONGITUDINAL		
	FECHA:		
Vo. Bo.:	FEBRERO, 2015.		
	ESCALA:		
	INDICADA		



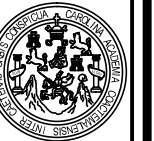
DETALLE DE PLANTA SUPERESTRUCTURA

SIMETRÍA DE SUPERESTRUCTURA, ESCALA 1/175

ELEVACIÓN DE SUPERESTRUCTURA

SIMETRÍA DE SUPERESTRUCTURA, ESCALA 1/150

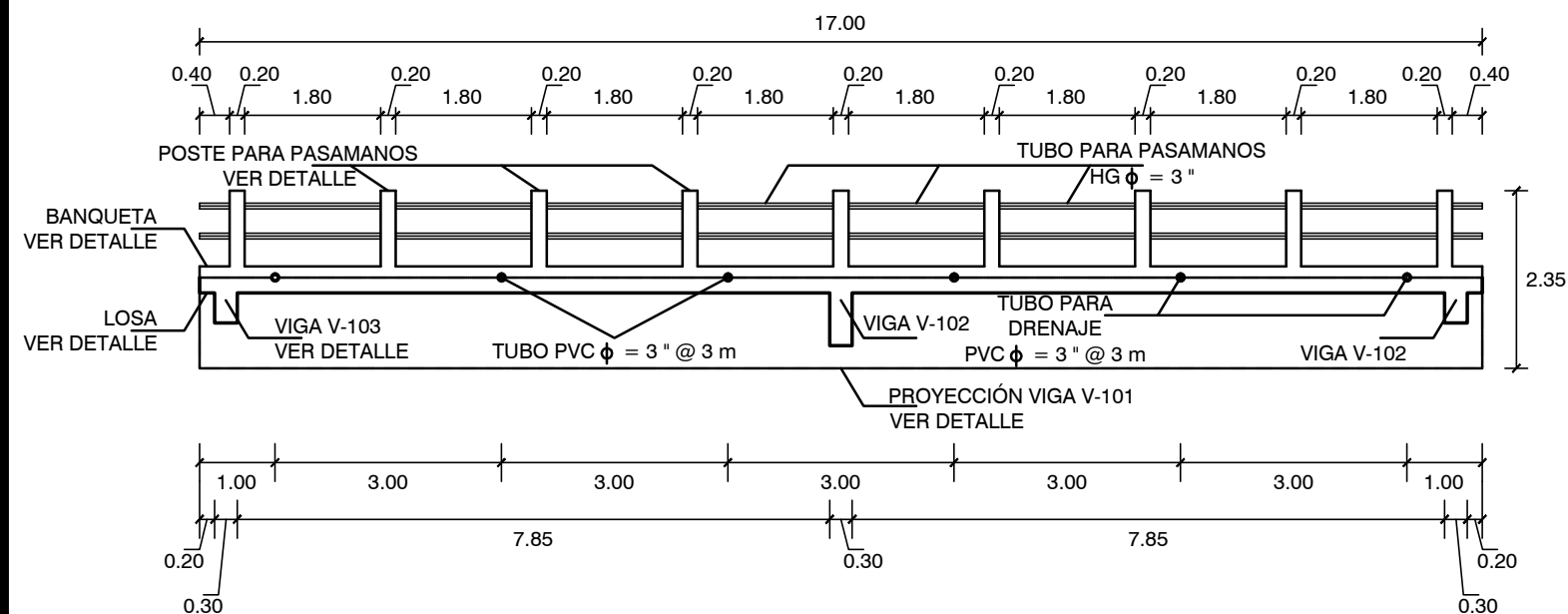
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



DISEÑO:	PROYECTO:		
MARIO ROSSALES GARCÍA	PUENTE VEHICULAR, ALDEA SANTA CRUZ, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.		
DIBUJÓ:			
MARIO ROSSALES GARCÍA	CONTENIDO:		
REVISADO POR:			
	SUPERESTRUCTURA		
Vo. Bo.:	FECHA:		
	FEBRERO, 2015.		
	ESCALA:		
	INDICADA		

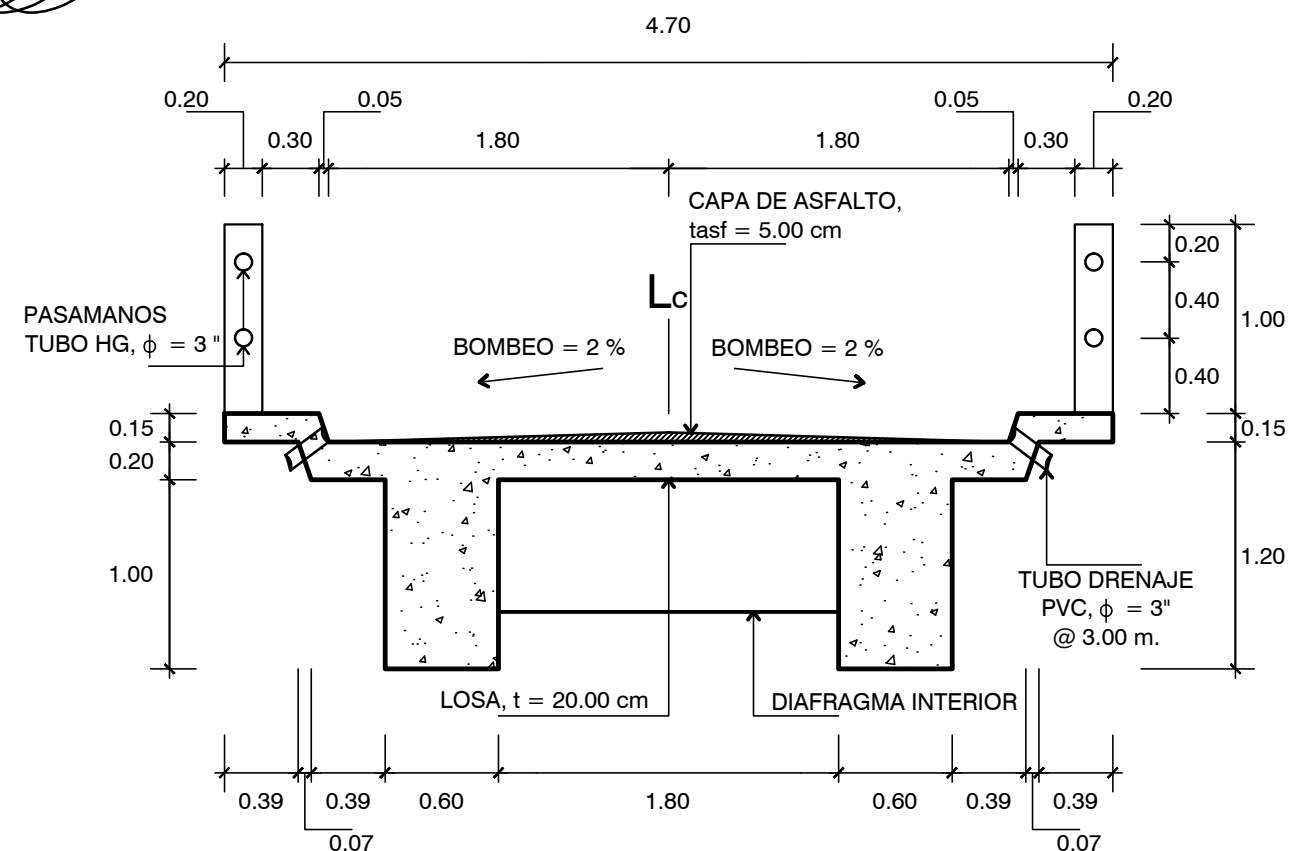
No. PLANO

4
14



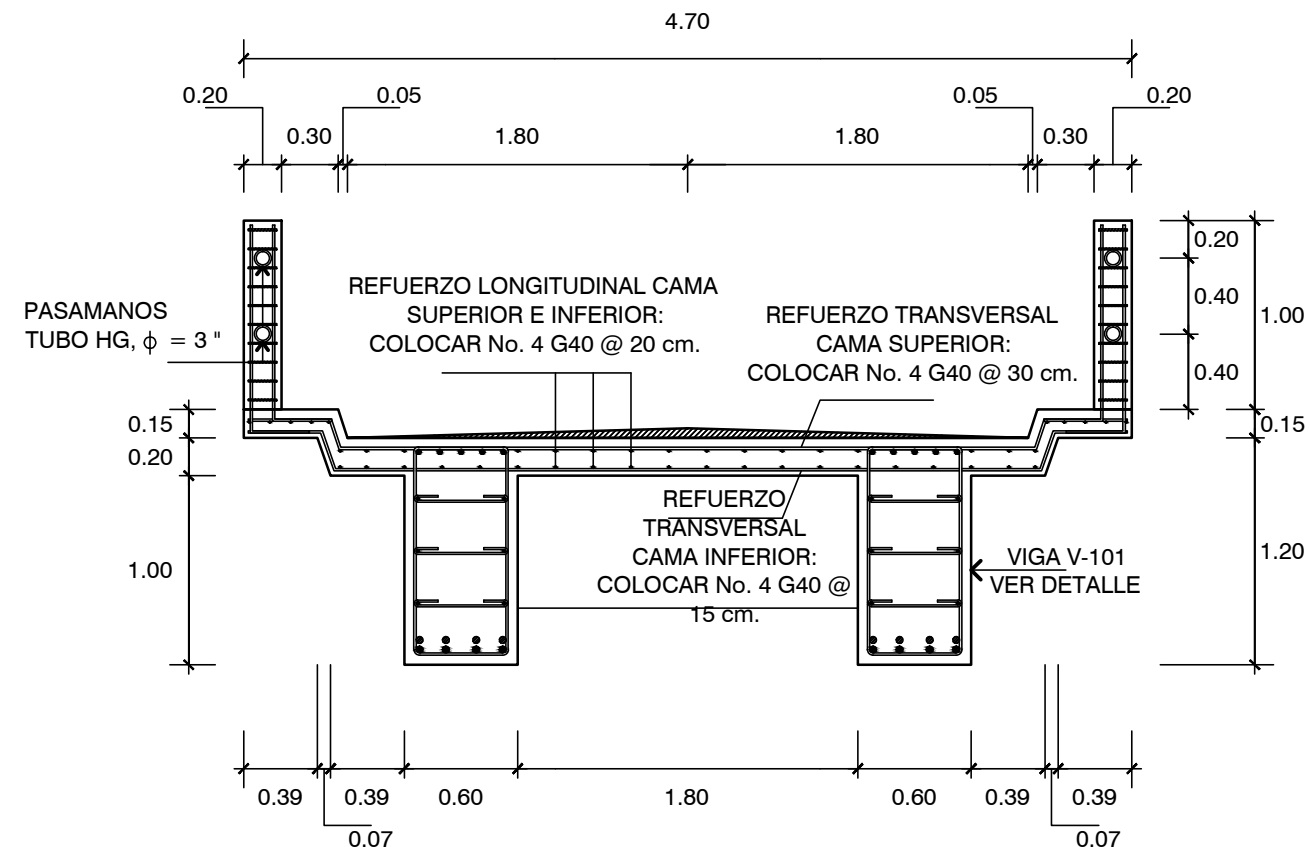
GEOMETRÍA DEL TRAMO DE SUPERESTRUCTURA

SIMETRÍA DE SUPERESTRUCTURA, ESCALA 1/100



TABLERO SUPERESTRUCTURA

SECCIÓN B - B' SUPERESTRUCTURA, ESCALA 1/40



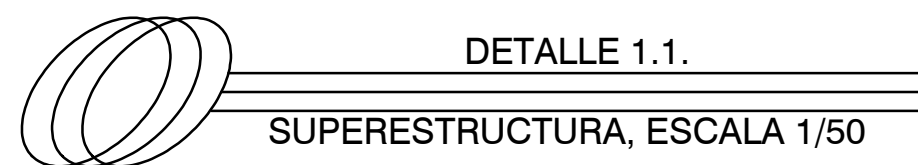
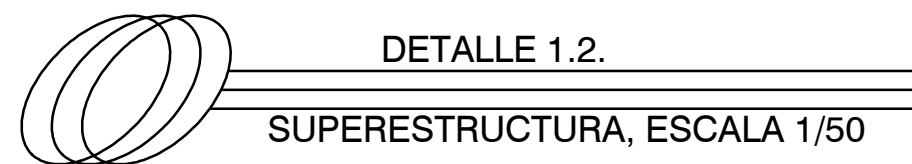
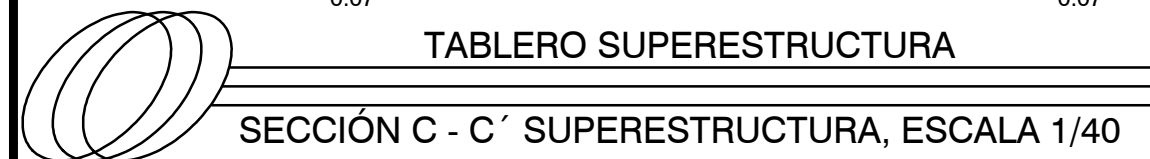
ARMADO DE SUPERESTRUCTURA

SECCIÓN A - A' SUPERESTRUCTURA, ESCALA 1/40

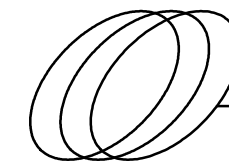
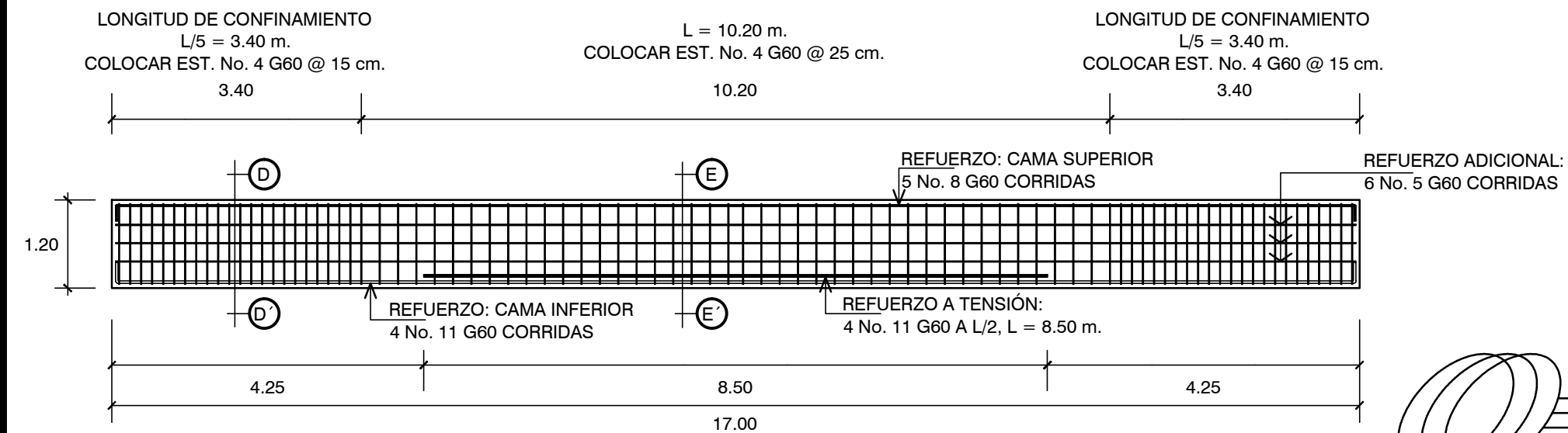
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



DISEÑO:	PROYECTO:		
MARIO ROSSALES GARCÍA	PUENTE VEHICULAR, ALDEA SANTA CRUZ, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.		
DIBUJÓ:			
MARIO ROSSALES GARCÍA			
REVISADO POR:	CONTENIDO:	No. PLANO	5 14
	SUPERESTRUCTURA		
	FECHA:		
Vo. Bo.:	FEBRERO, 2015.		
	ESCALA:		
	INDICADA		

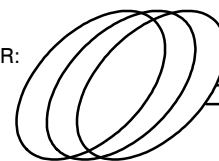
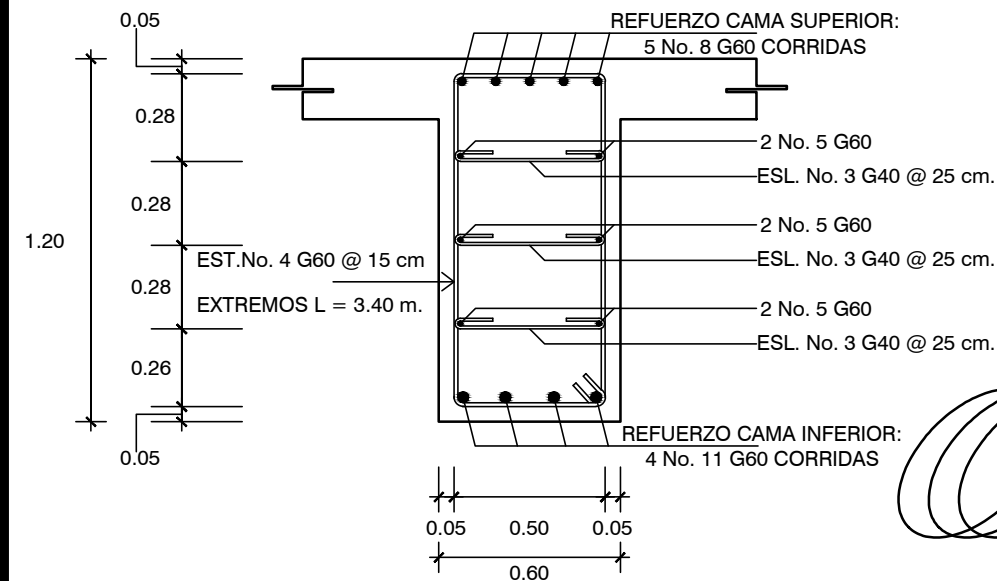


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL		
DISEÑO:	PROYECTO:	
MARIO ROSSALES GARCÍA	PUENTE VEHICULAR, ALDEA SANTA CRUZ, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.	
DIBUJÓ:		
MARIO ROSSALES GARCÍA		
REVISADO POR:	CONTENIDO:	No. PLANO 6 14
	SUPERESTRUCTURA	
	FECHA:	
Vo. Bo.:	FEBRERO, 2015.	
	ESCALA:	
	INDICADA	



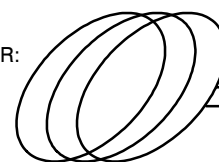
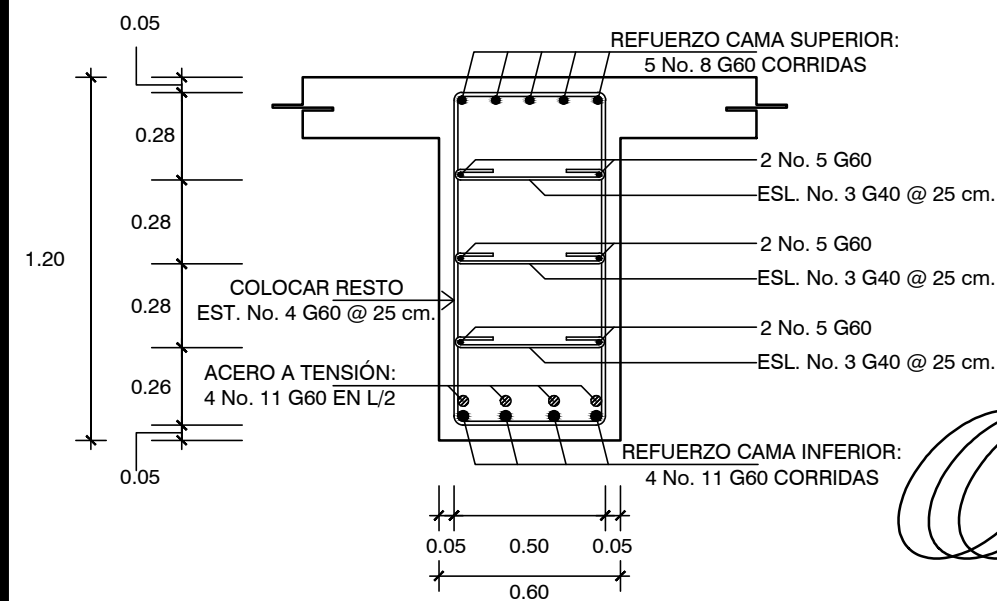
DETALLE ARMADO DE VIGA V - 101

SUPERESTRUCTURA, ESCALA 1/80



SECCIÓN D - D' V - 101

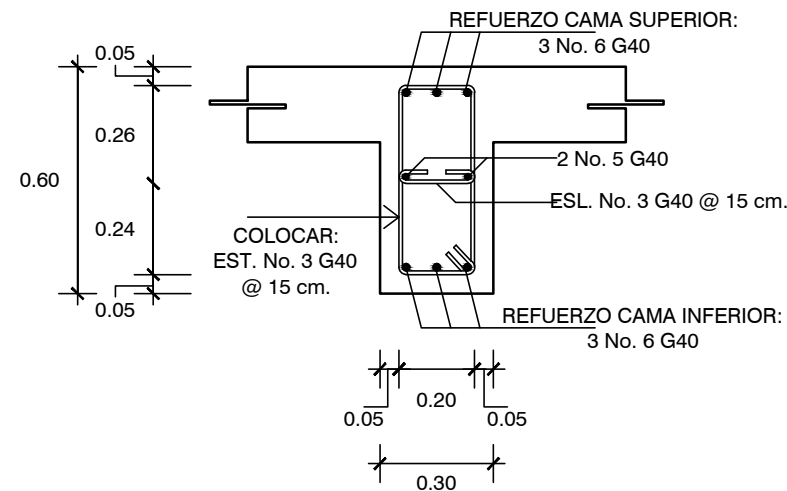
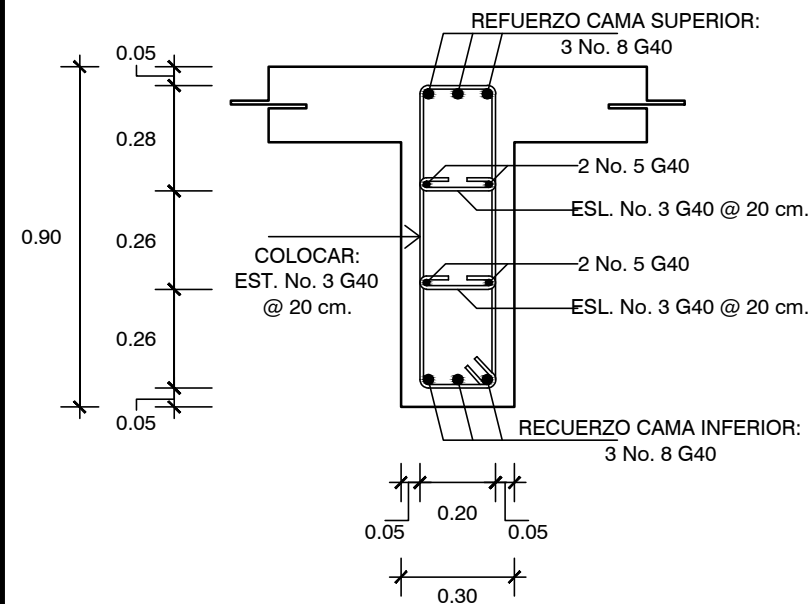
SUPERESTRUCTURA, ESCALA 1/25

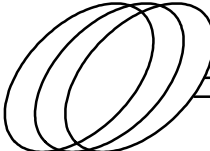


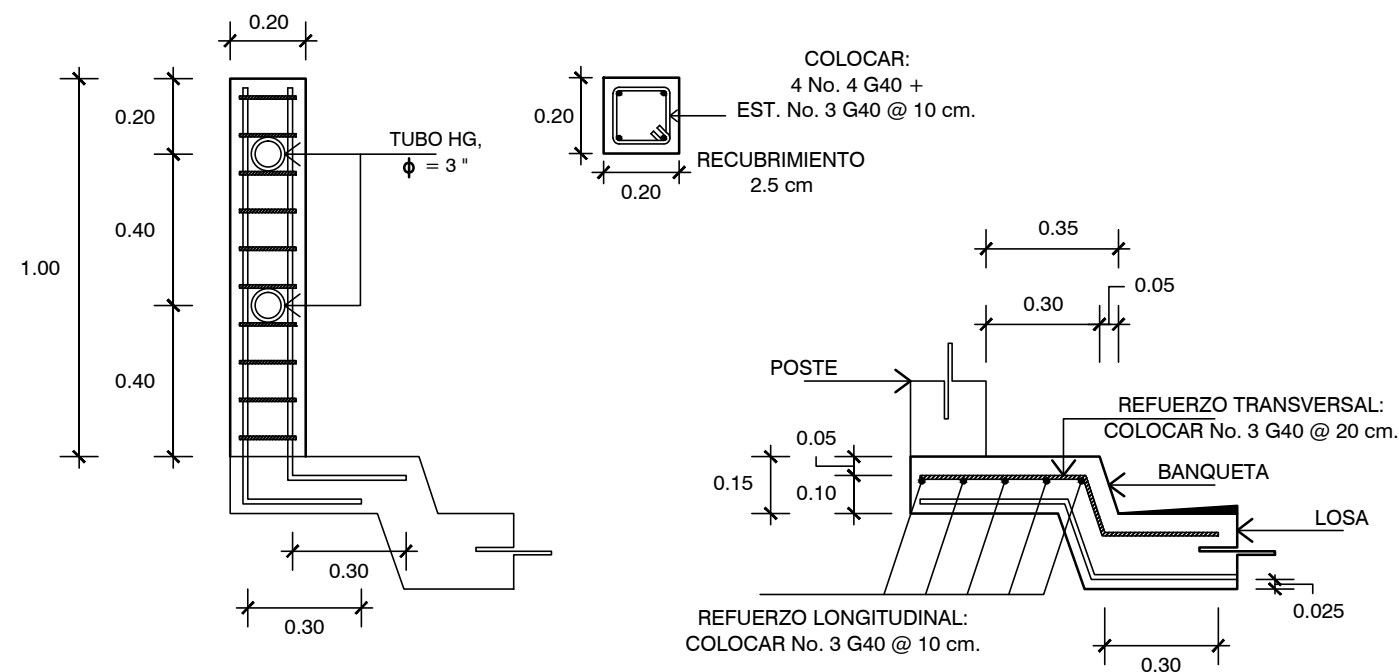
SECCIÓN E - E' V - 101

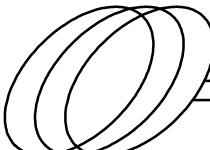
SUPERESTRUCTURA, ESCALA 1/25

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE			
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			
DISEÑO:	PROYECTO:		
MARIO ROSSALES GARCÍA	PUENTE VEHICULAR, ALDEA SANTA CRUZ, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.		
DIBUJÓ:			
MARIO ROSSALES GARCÍA			
REVISADO POR:	CONTENIDO:	No. PLANO	7 14
	SUPERESTRUCTURA		
	FECHA:		
Vo. Bo.:	FEBRERO, 2015.		
	ESCALA:		
	INDICADA		



 **DETALLE ARMADO DE DIAFRAGMAS VIGA V - 102 Y V - 103**
SUPERESTRUCTURA, ESCALA 1/20



 **DETALLE ARMADO PASAMANOS Y BANQUETA**
SUPERESTRUCTURA, ESCALA 1/20

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS:

1. CARGA VIVA: H 20-44 (A.A.S.H.T.O.)

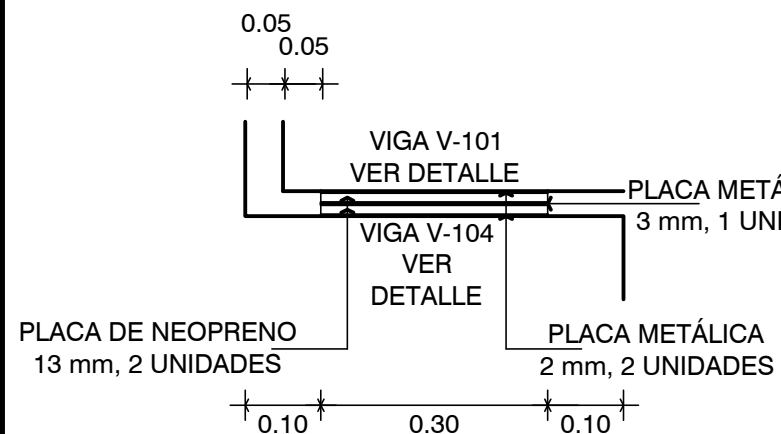
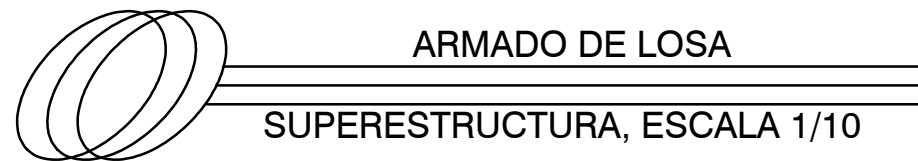
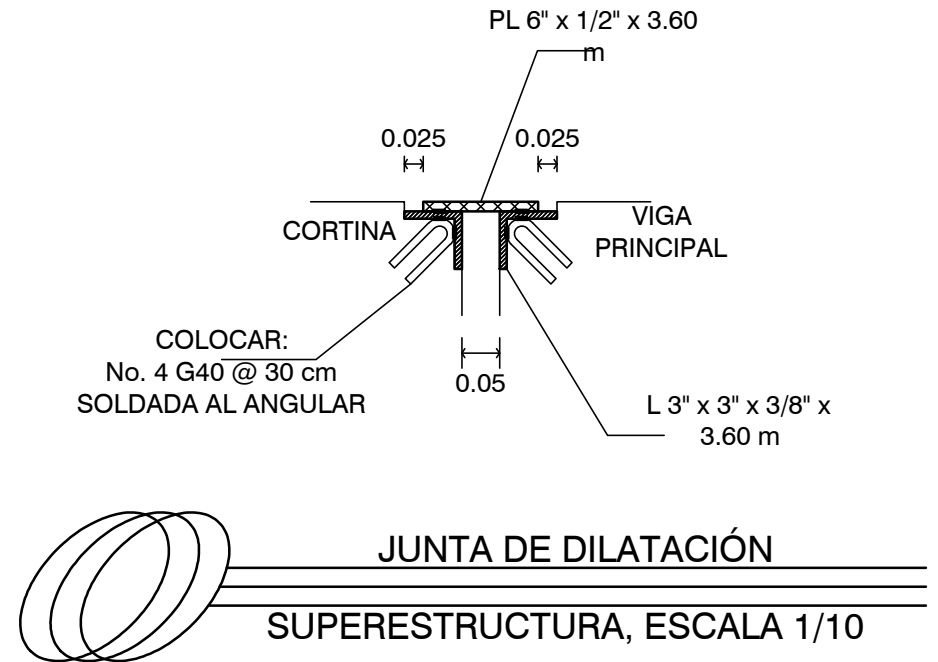
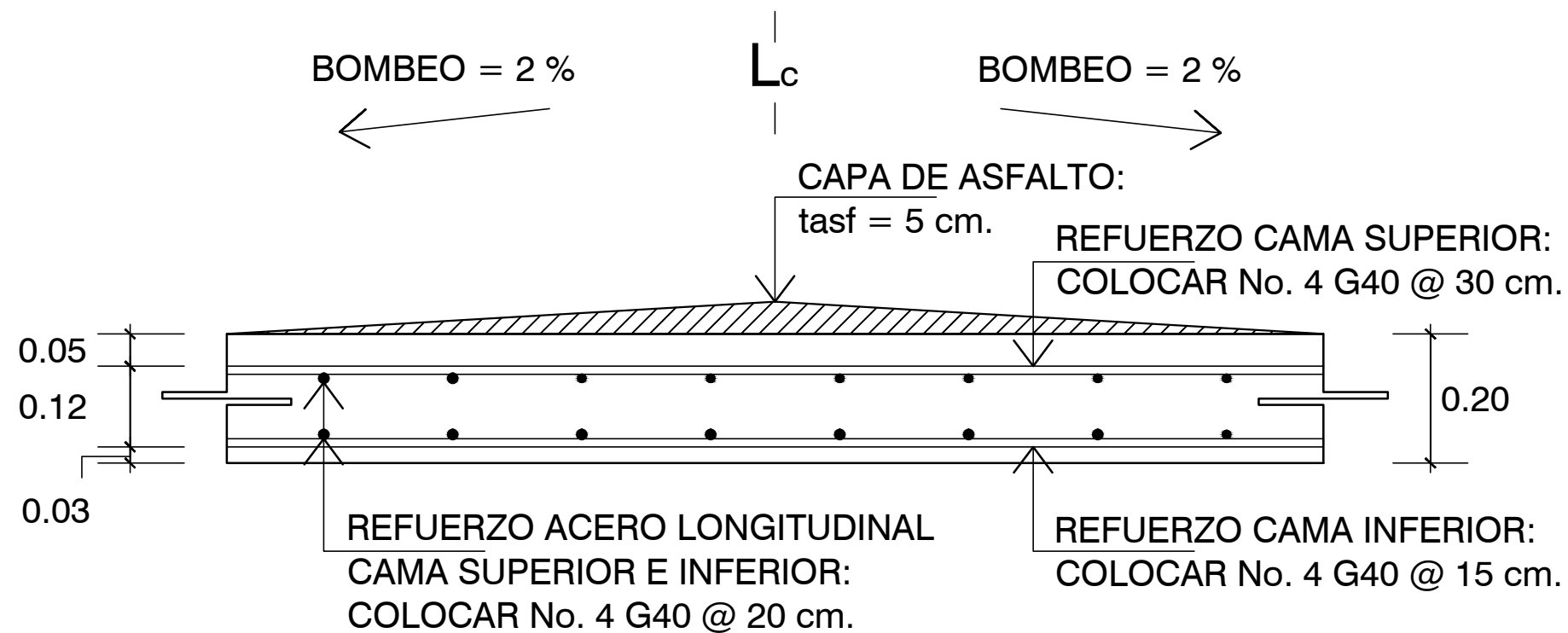
MATERIALES:

2. CONCRETOS: (SECCIÓN 504 Y 509 ESPECIFICACIONES D.G.C.).
3. CONCRETO CLASE 4,000: SE USARA CONCRETO CLASE 4,000 CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESIÓN DE 281 Kg/cm² (4,000 PSI) A LOS 28 DIAS.
- 4.
5. ACERO DE REFUERZO: (SECCIÓN 509 ESPECIFICACIONES DGC.) SE USARA ACERO DE REFUERZO DE GRADO 40 Y GRADO 60 (SEGUN DETALLES) EN FORMA DE BARRAS CORRUGADAS DE ACUERDO CON LAS ESPECIFICACIONES DE LA A.A.S.H.T.O., SALVO QUE SE INDIQUE OTRA COSA.

VIARIAS:

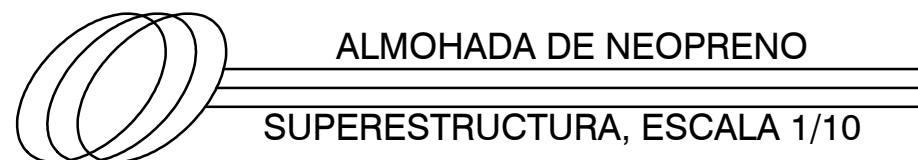
6. SALVO QUE SE INDIQUE OTRA COSA SE USARA EL SIGUIENTE RECUBRIMIENTO EN LAS BARRAS DE REFUERZO PARA LA LOSA 5 cm EN LA SUPERFICIE DE RODADURA 2.5 cm EN LA PARTE INFERIOR; PARA LAS VIGAS 5 cm, Y PARA LAS ZAPATAS Y PILAS 10 cm. EL RECUBRIMIENTO SE MEDIRA ENTRE EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DE CONCRETO.
7. LOS GANCHOS SE DOBLARAN SEGUN LAS ESPECIFICACIÓN 509 DE LA D.G.C.
8. LOS TRASLAPES (SECCION 509 ESPECIFICACIONES D.G.C.) SERAN DE 24 DIAMETROS EN CASO DE VIGAS QUE TENGAN MAS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO LAS BARRAS, EN CUYO CASO DEBERAN USARSE 35 DIAMETROS O LO QUE SE INDIQUE EN LOS PLANOS.
9. LAS DIMENSIONES ESTÁN DADAS EN METROS.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE			
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			
DISEÑO:	PROYECTO:		
MARIO ROSSALES GARCÍA	PUENTE VEHICULAR, ALDEA SANTA CRUZ, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.		
DIBUJÓ:			
MARIO ROSSALES GARCÍA			
REVISADO POR:	CONTENIDO:	No. PLANO	8 14
	SUPERESTRUCTURA		
	FECHA:		
Vo. Bo.:	FEBRERO, 2015.		
	ESCALA:		
	INDICADA		

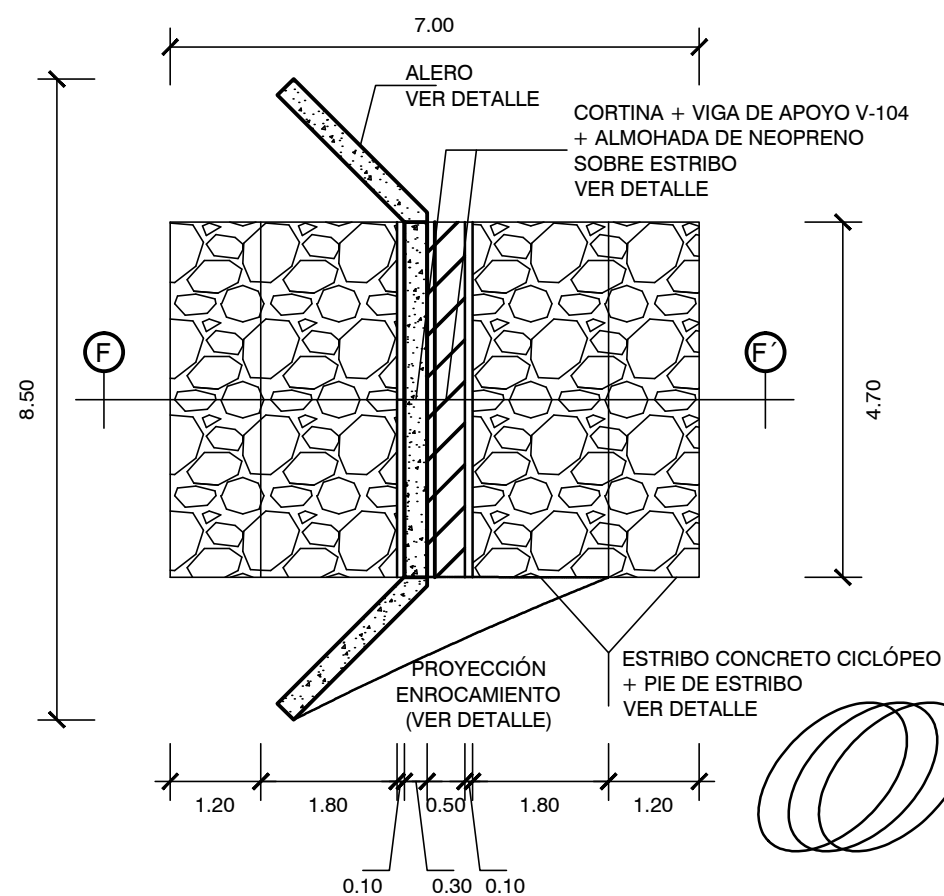


NOTA:

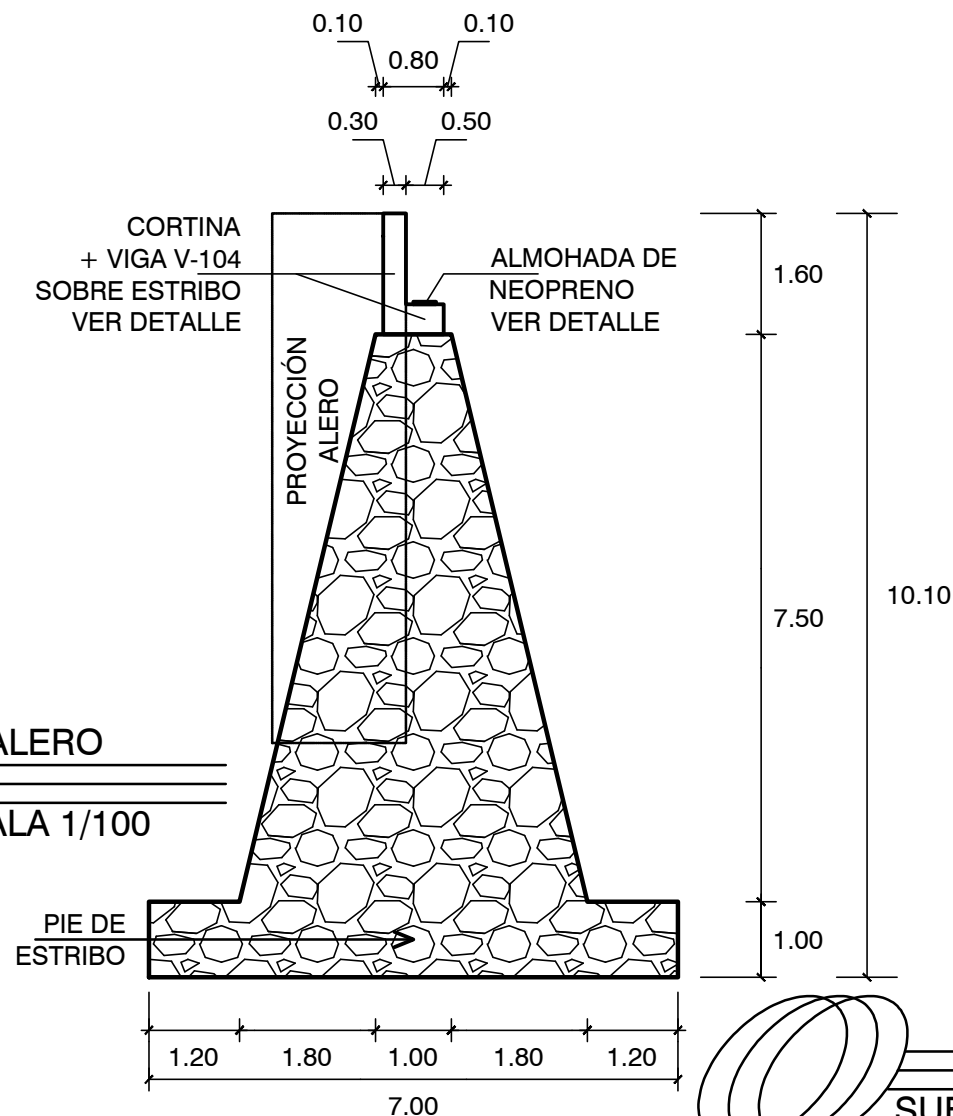
- Dimensiones de las placas 30.00 cm * 75.00 cm * 3.30 cm.
- Dureza SHORE 60.
- La unión entre las planchas de neopreno y las placas metálicas deberá hacerse con un pegamento que evite su separación.
- Los apoyos de neopreno deben colocarse en una sola envoltura conteniendo tanto placas de neopreno como placas metálicas, para evitar su separación.



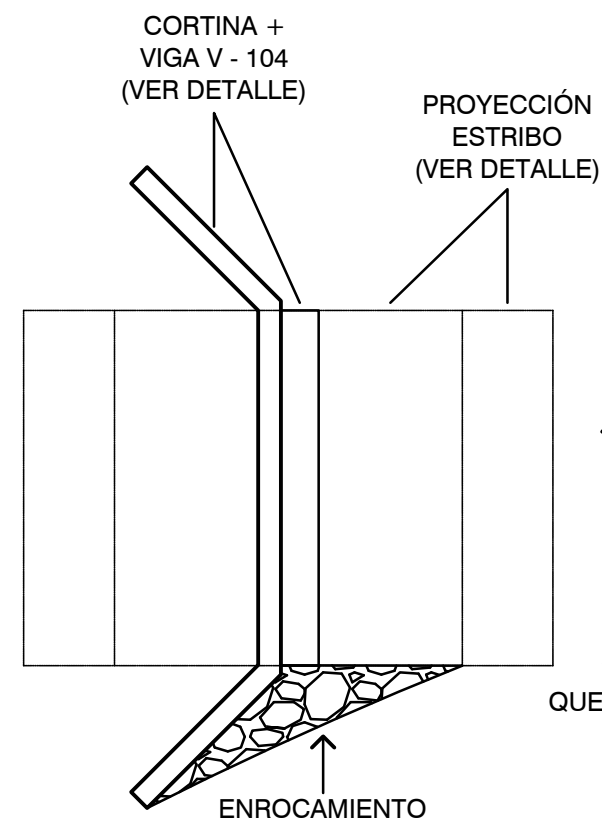
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE			
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			
DISEÑO:		PROYECTO:	
MARIO ROSSALES GARCÍA		PUENTE VEHICULAR, ALDEA SANTA CRUZ, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.	
DIBUJÓ:			
MARIO ROSSALES GARCÍA			
REVISADO POR:		CONTENIDO:	No. PLANO 9 14
		SUPERESTRUCTURA	
		FECHA:	
Vo. Bo.:		FEBRERO, 2015.	
		ESCALA:	
		INDICADA	



PLANTA ESTRIBO Y ALERO
SUBESTRUCTURA, ESCALA 1/100



SECCIÓN F - F' (ESTRIBO)
SUBESTRUCTURA, ESCALA 1/100



NOTA:

1. EL ENROCAMIENTO SE COLOCARÁ ÚNICAMENTE EN ESTRIBOS DIRECCIÓN DEL CAUCE NATURAL DE LA QUEBRADA SAN NICOLÁS.
2. PROPORCIÓN 65% CONCRETO + 35 PIEDRA BOLA.

CAUCE NATURAL
QUEBRADA SAN NICOLÁS

ENROCAMIENTO AL ESTRIBO Y ALERO
SUBESTRUCTURA, ESCALA 1/100

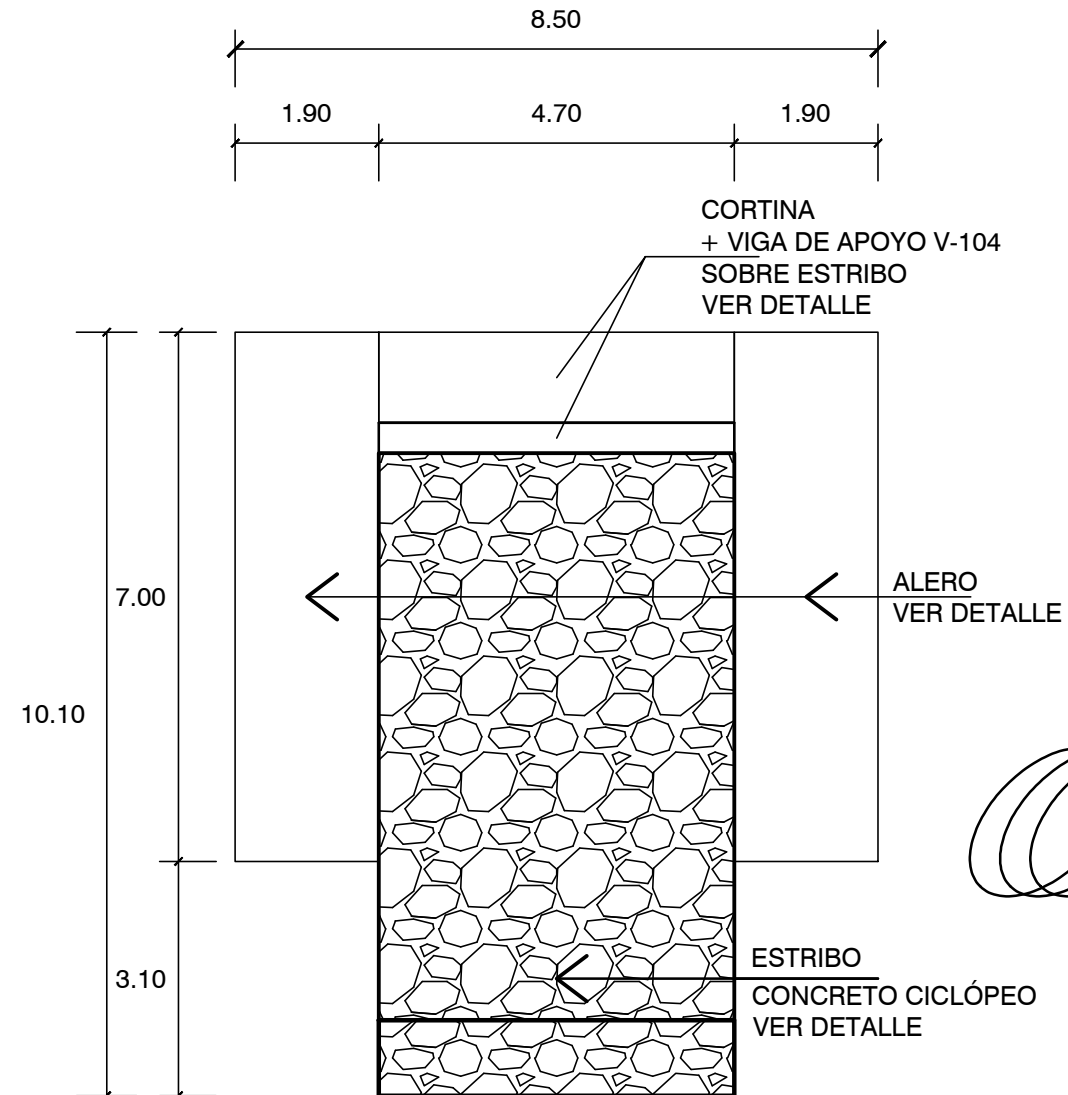
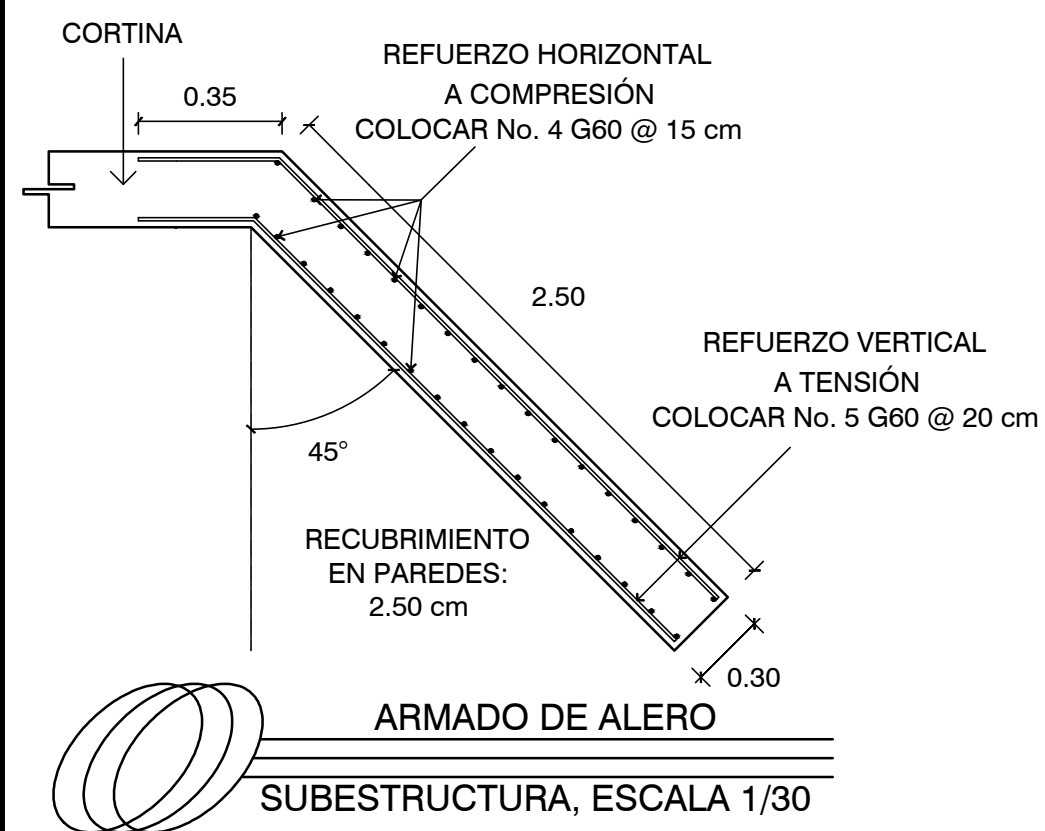
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



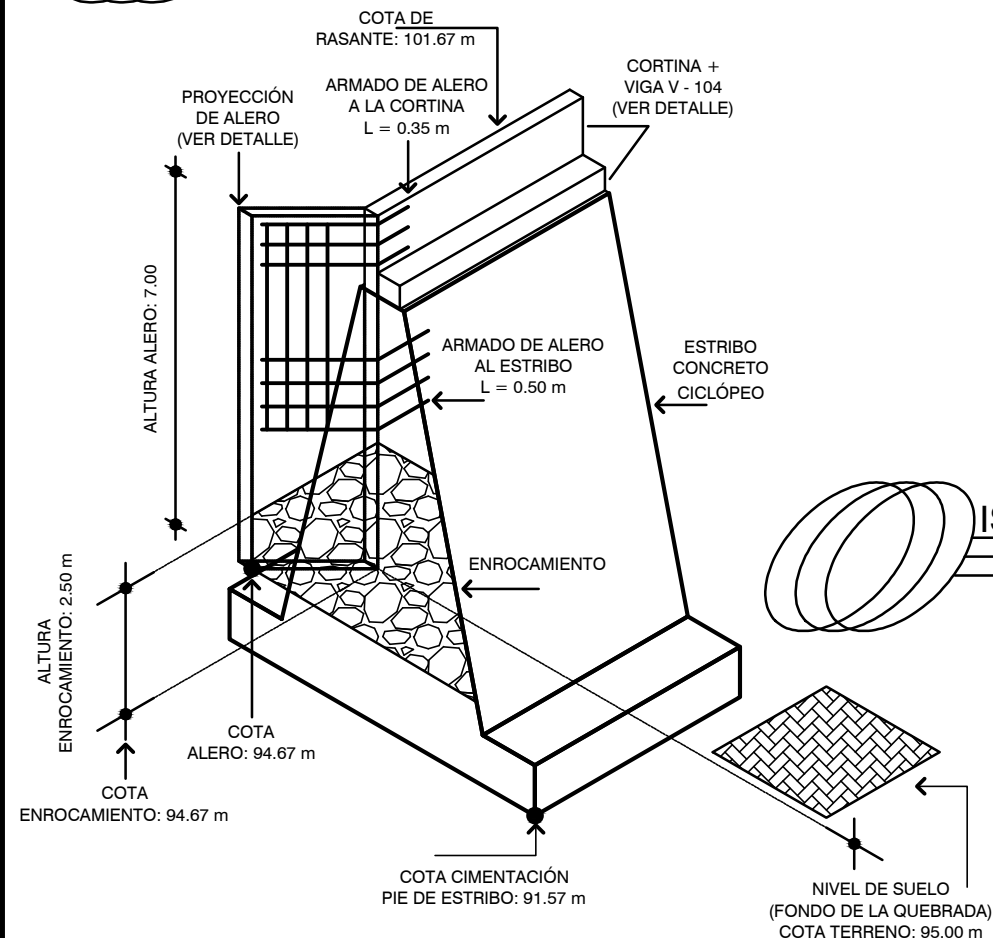
DISEÑO:	PROYECTO:
MARIO ROSSALES GARCÍA	PUENTE VEHICULAR, ALDEA SANTA CRUZ, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.
DIBUJÓ:	
MARIO ROSSALES GARCÍA	
REVISADO POR:	CONTENIDO:
	SUBESTRUCTURA
Vo. Bo.:	FECHA:
	FEBRERO, 2015.
	ESCALA:
	INDICADA

No. PLANO

10
14



ELEVACIÓN DE ESTRIBO Y ALERO
SUBESTRUCTURA, ESCALA 1/100

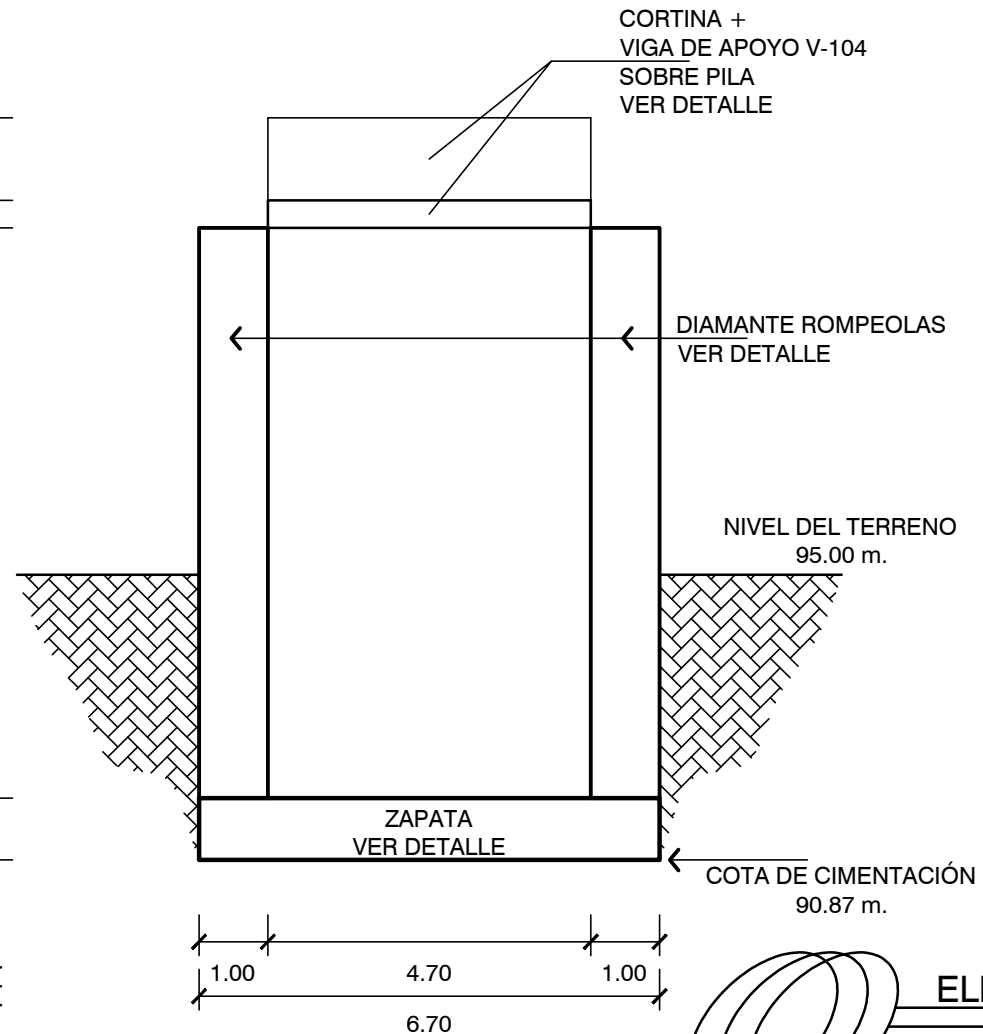
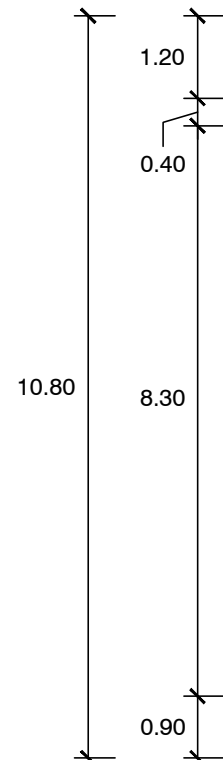
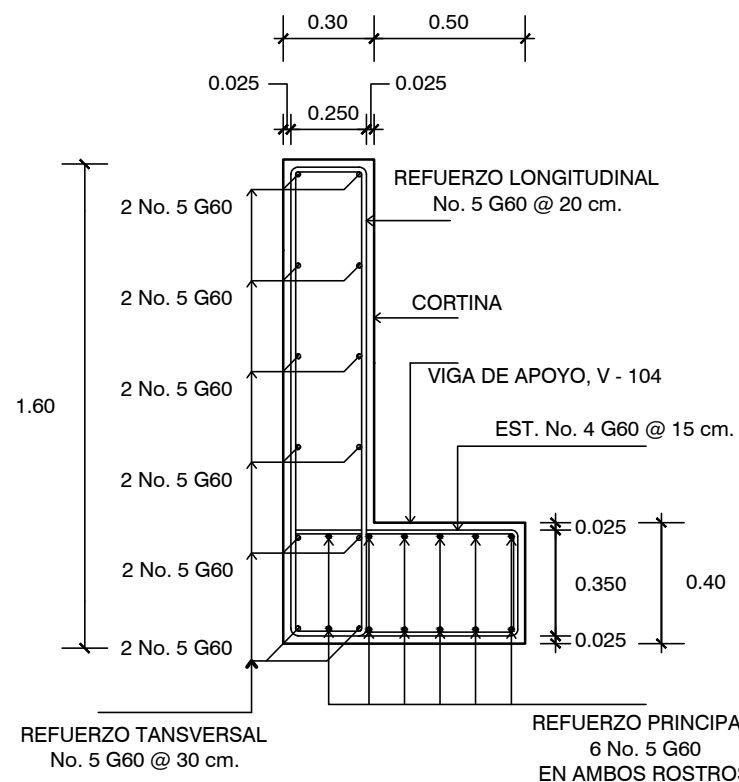


ISOMÉTRICO ARMADO DE ALERO AL ESTRIBO
SUBESTRUCTURA, ESCALA 1/150

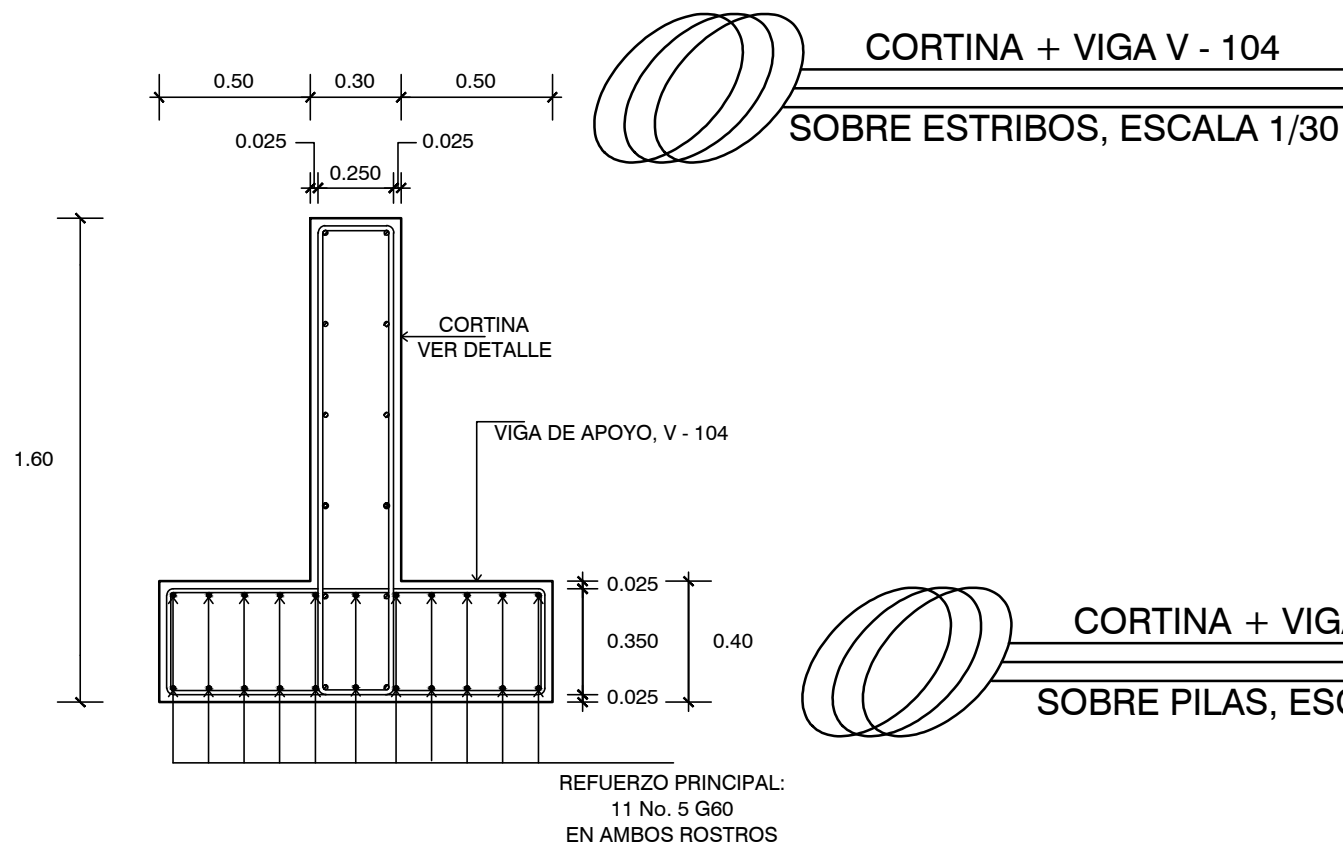
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



DISEÑO:	PROYECTO:		
MARIO ROSSALES GARCÍA	PUENTE VEHICULAR, ALDEA SANTA CRUZ, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.		
DIBUJÓ:			
MARIO ROSSALES GARCÍA			
REVISADO POR:	CONTENIDO:	No. PLANO	11 14
	SUBESTRUCTURA		
	FECHA:		
Vo. Bo.:	FEBRERO, 2015.		
	ESCALA:		
	INDICADA		

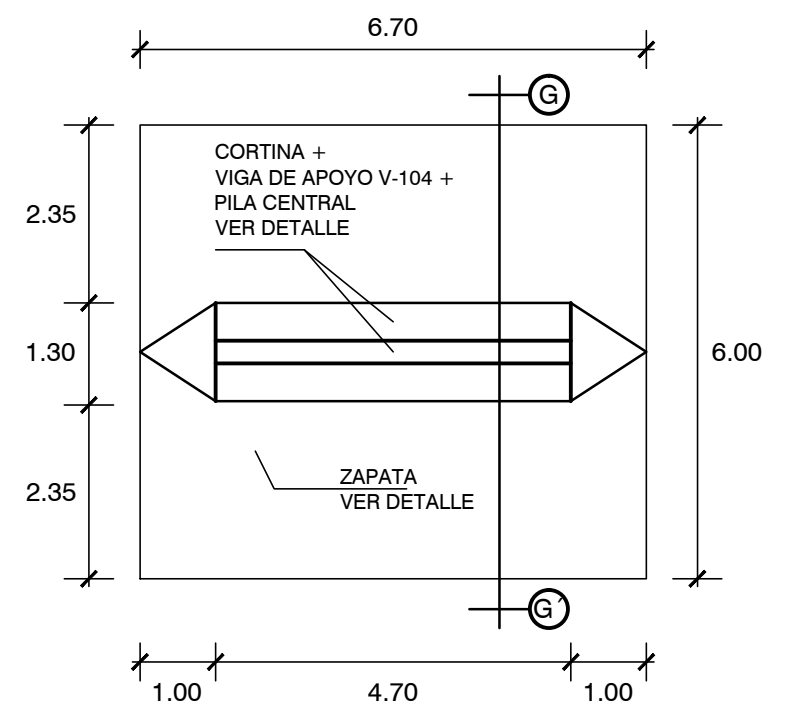


ELEVACIÓN PILA CENTRAL
SUBESTRUCTURA, ESCALA 1/110

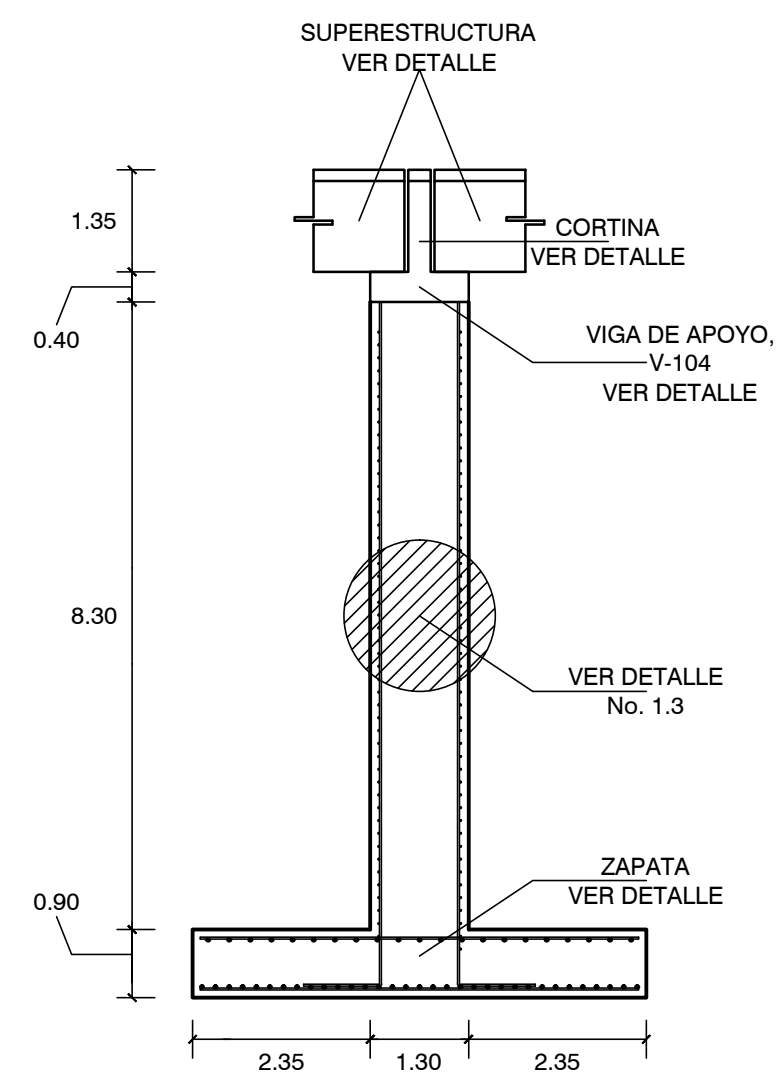


CORTINA + VIGA V - 104
SOBRE PILAS, ESCALA 1/30

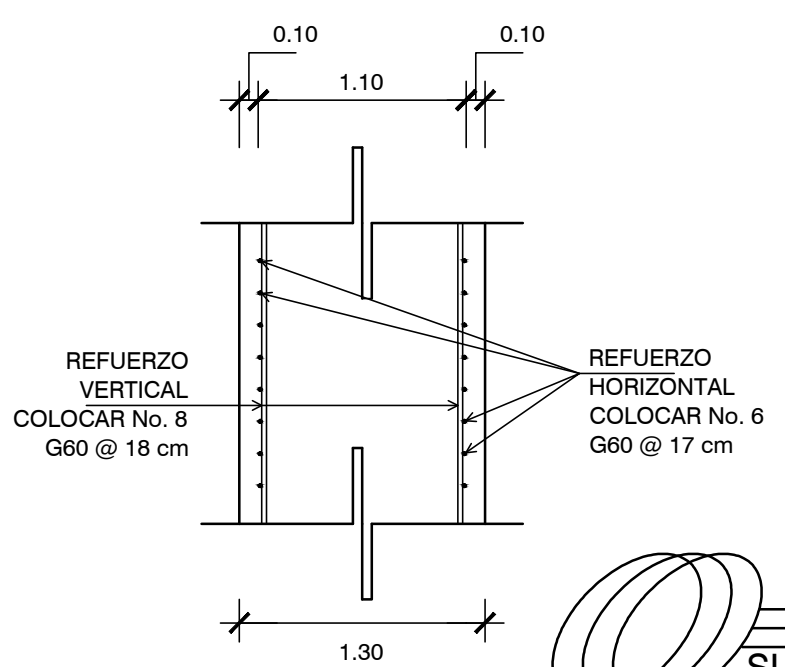
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE			
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			
DISEÑO:	PROYECTO:		
MARIO ROSSALES GARCÍA	PUENTE VEHICULAR, ALDEA SANTA CRUZ, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.		
DIBUJÓ:			
MARIO ROSSALES GARCÍA			
REVISADO POR:	CONTENIDO:	No. PLANO	12 14
	SUBESTRUCTURA		
	FECHA:		
Vo. Bo.:	FEBRERO, 2015.		
	ESCALA:		
	INDICADA		



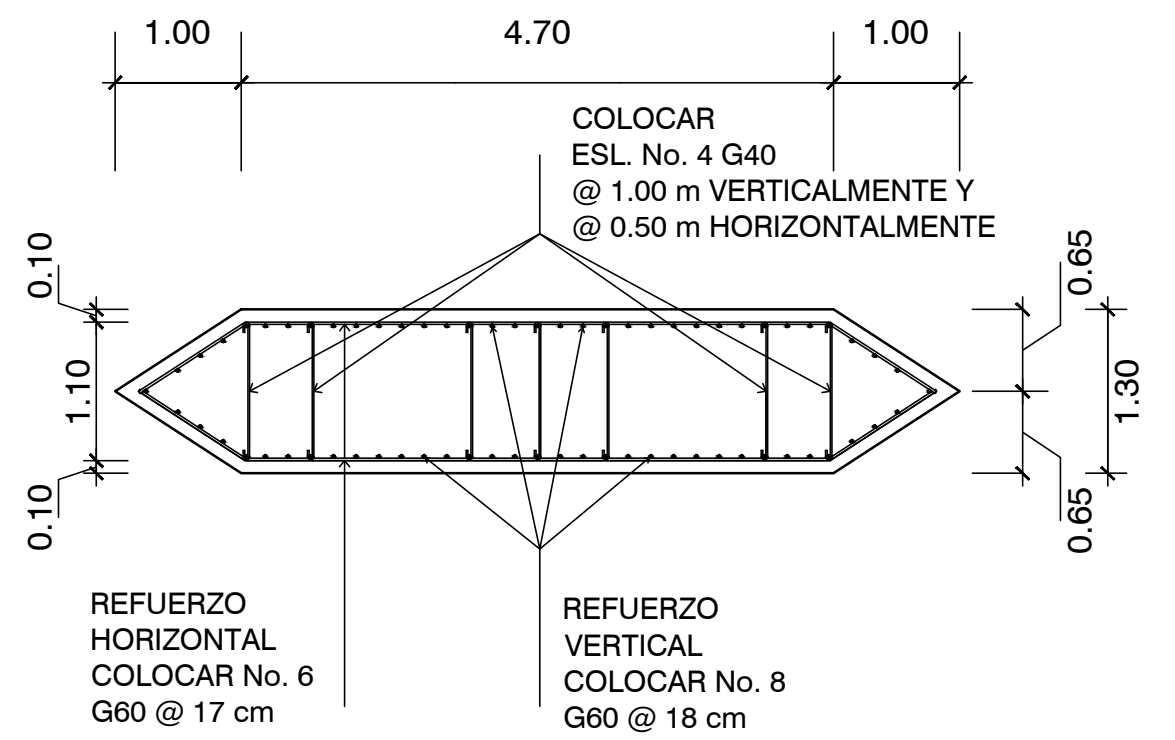
PLANTA DE PILA Y ZAPATA
SUBESTRUCTURA, ESCALA 1/100



SECCIÓN G - G'
SUBESTRUCTURA, ESCALA 1/100

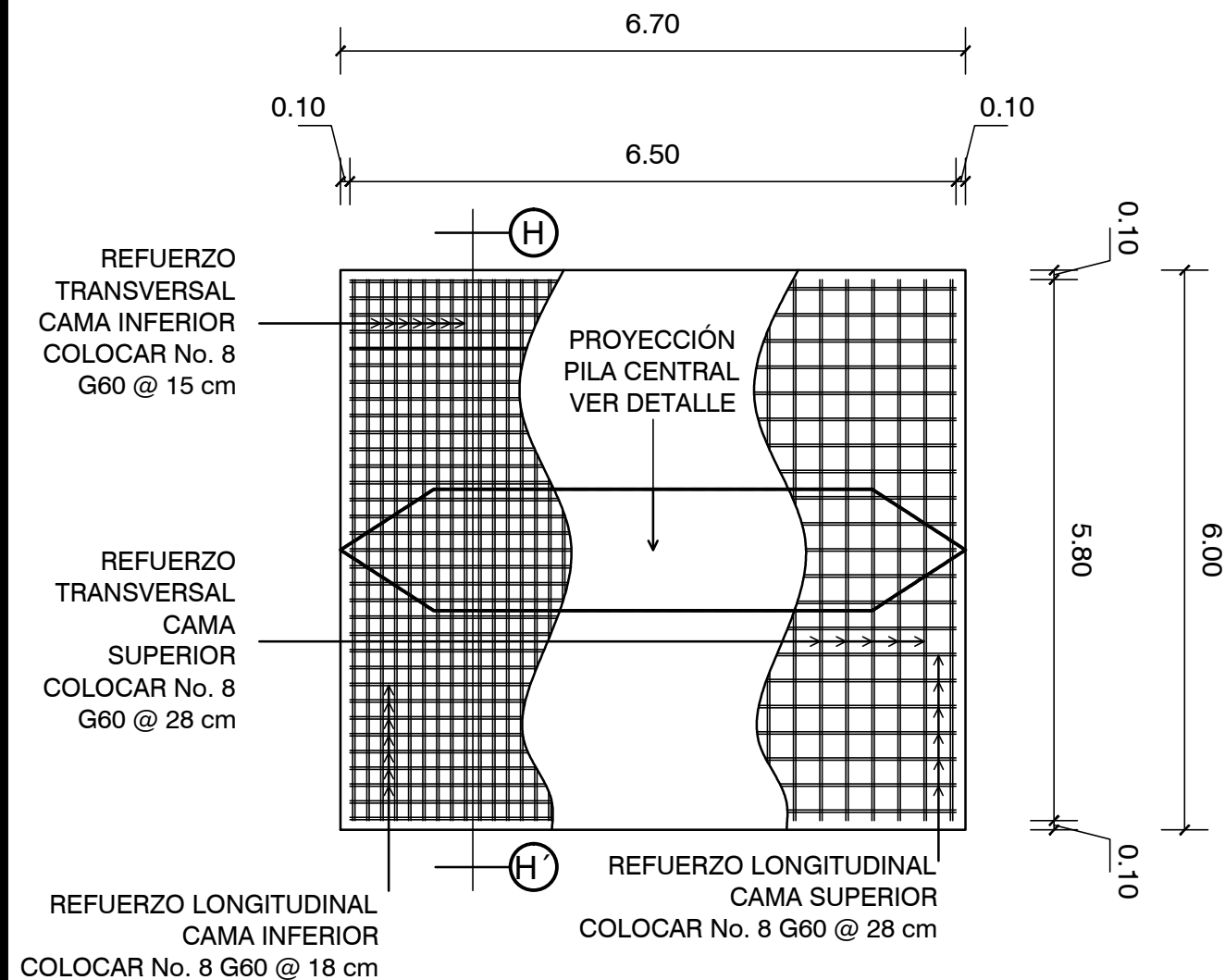


DETALLE 1.3.
SUBESTRUCTURA, ESCALA 1/30



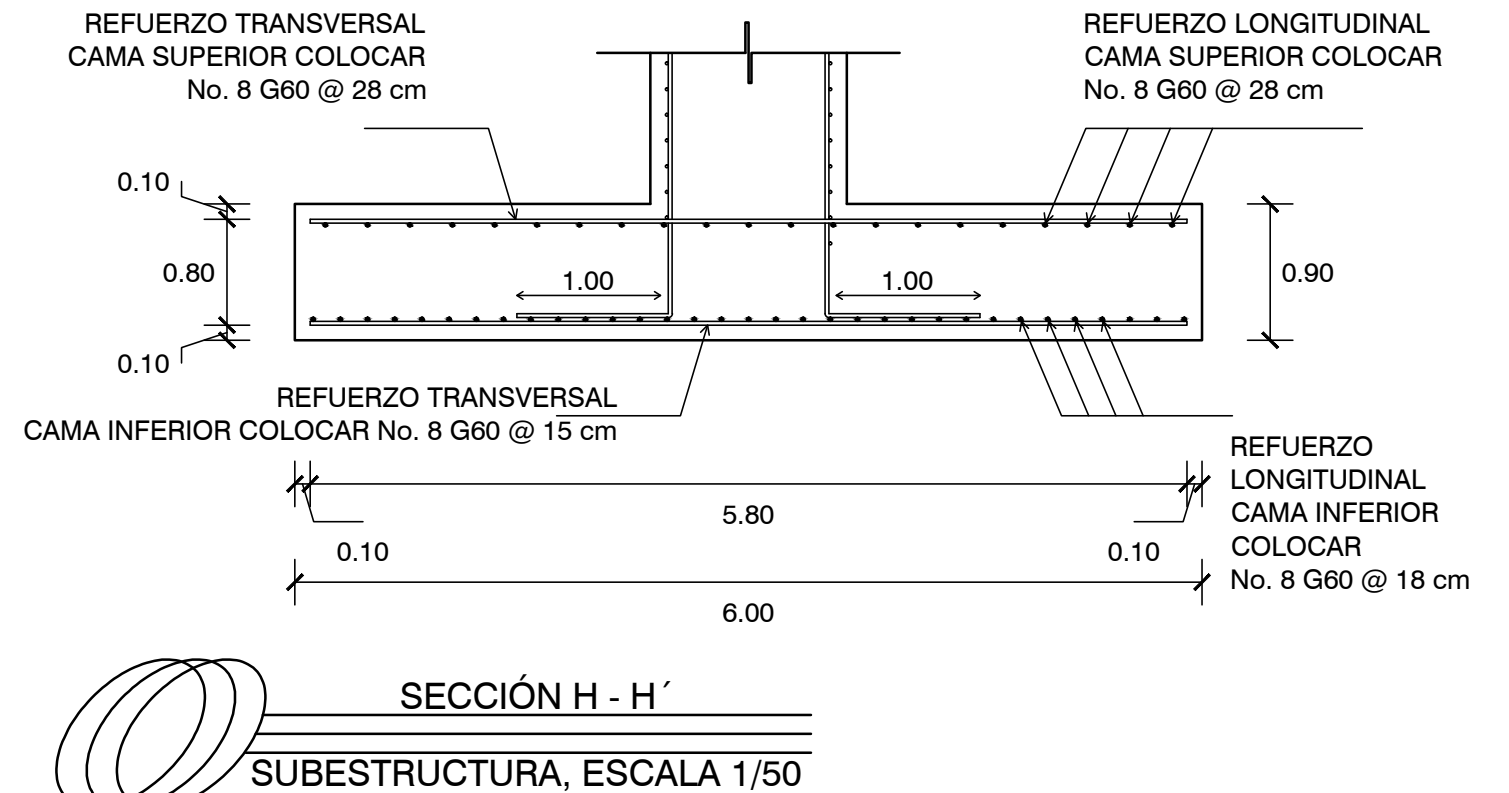
ARMADO DE PILA
SUBESTRUCTURA, ESCALA 1/60

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			
DISEÑO:	PROYECTO:		
MARIO ROSSALES GARCÍA	PUENTE VEHICULAR, ALDEA SANTA CRUZ, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.		
DIBUJÓ:			
MARIO ROSSALES GARCÍA	CONTENIDO:		
REVISADO POR:			
	SUBESTRUCTURA		
Vo. Bo.:	FECHA:		
	FEBRERO, 2015.		
	ESCALA:		
	INDICADA		



ARMADO DE ZAPATA

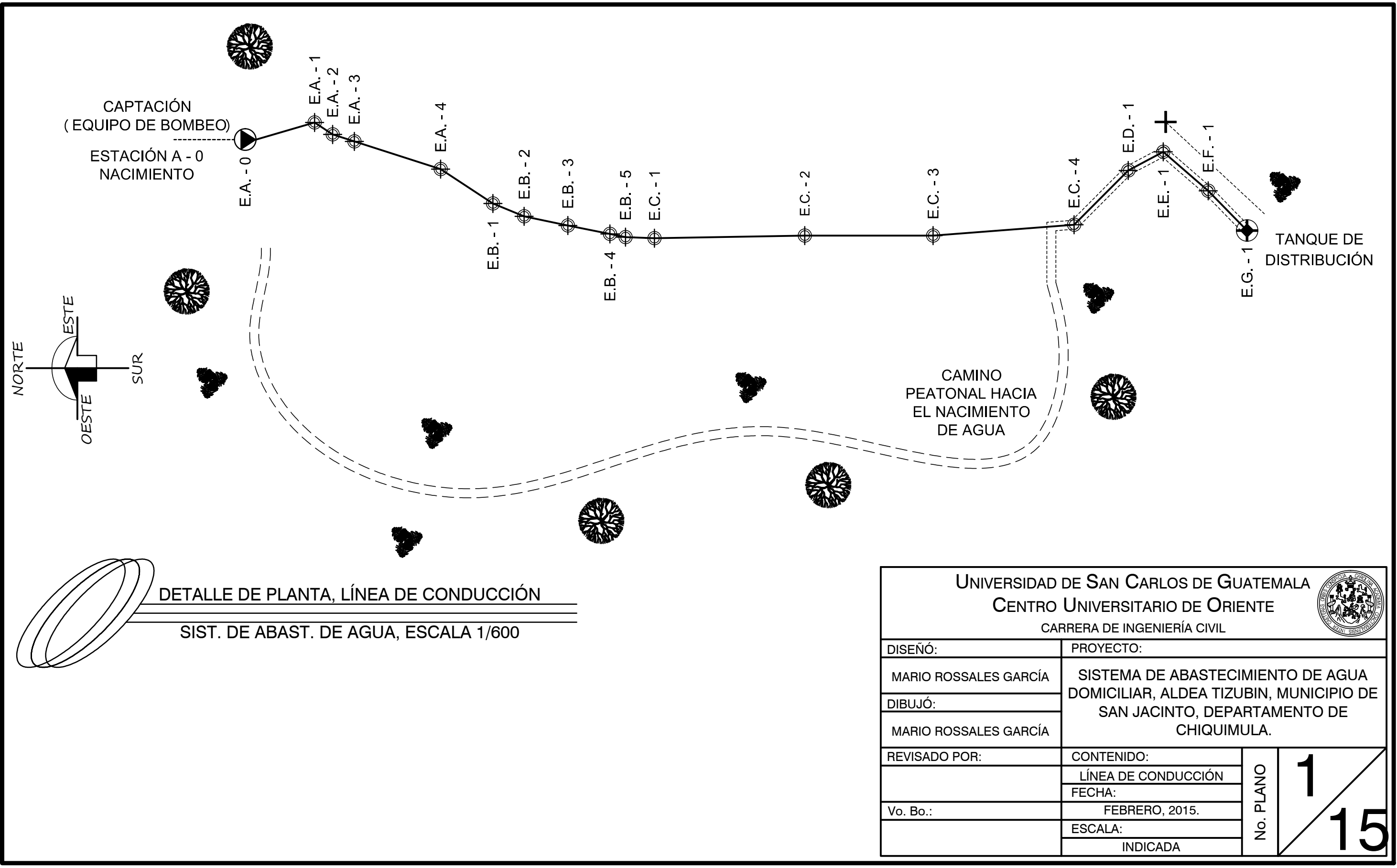
SUBESTRUCTURA, ESCALA 1/75



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			
DISEÑO:	PROYECTO:		
MARIO ROSSALES GARCÍA	PUENTE VEHICULAR, ALDEA SANTA CRUZ, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.		
DIBUJÓ:			
MARIO ROSSALES GARCÍA	CONTENIDO: SUBESTRUCTURA FECHA: FEBRERO, 2015. ESCALA: INDICADA		
REVISADO POR:			
Vo. Bo.:			
		No. PLANO	14 / 14

Apéndice 2.

Planos constructivos y especificaciones técnicas. Sistema de abastecimiento de agua domiciliar caserío Los Lorenzo, aldea Tizubin, municipio de San Jacinto, departamento de Chiquimula.



DETALLE DE PLANTA, LÍNEA DE CONDUCCIÓN

SIST. DE ABAST. DE AGUA, ESCALA 1/600

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE

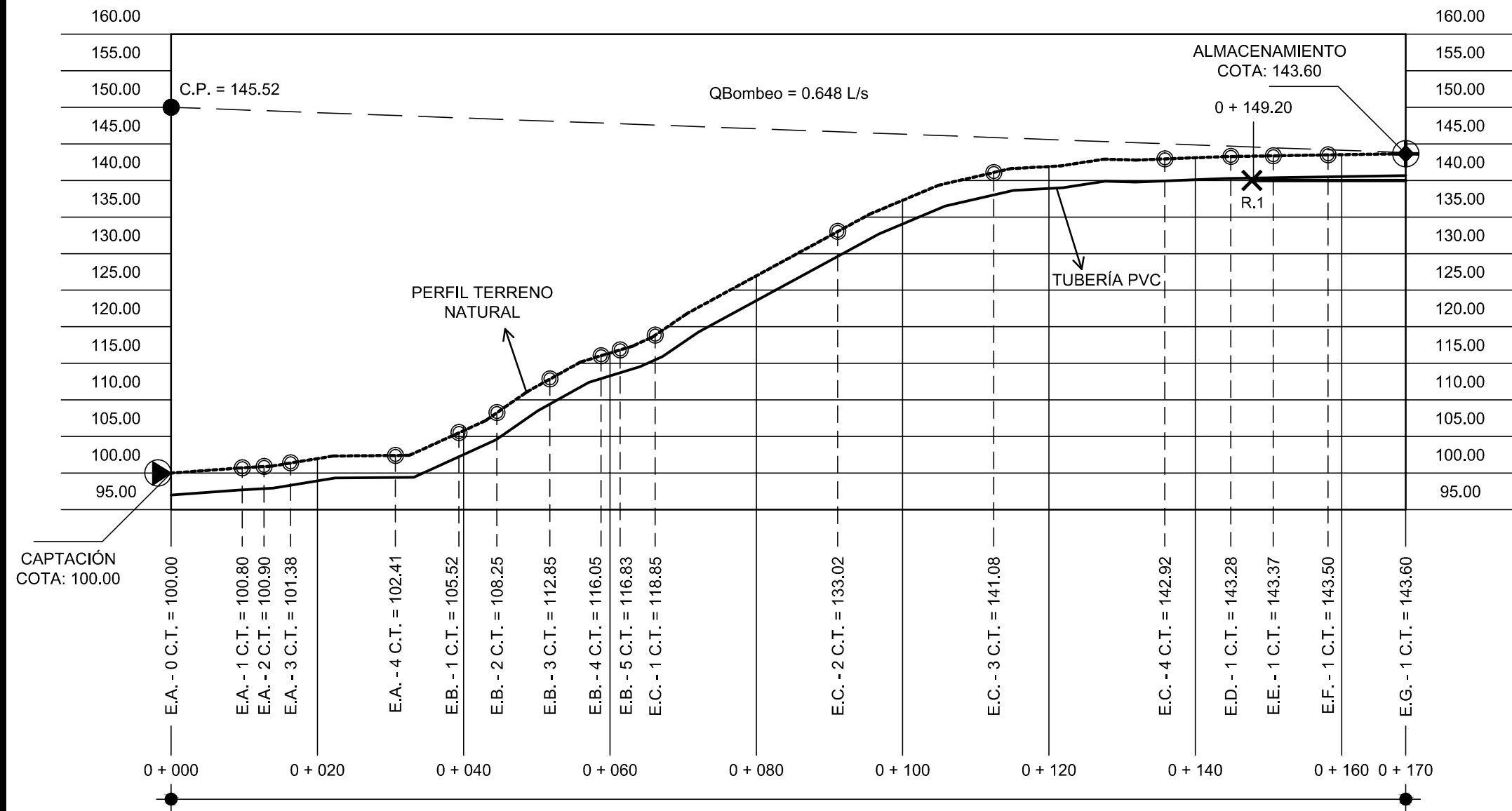
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



DISEÑO:		PROYECTO:	
MARIO ROSSALES GARCÍA		SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMICILIAR, ALDEA TIZUBIN, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.	
DIBUJÓ:			
MARIO ROSSALES GARCÍA			
REVISADO POR:		CONTENIDO:	No. PLANO 1 15
		LÍNEA DE CONDUCCIÓN	
		FECHA:	
Vo. Bo.:		FEBRERO, 2015.	
		ESCALA:	
		INDICADA	

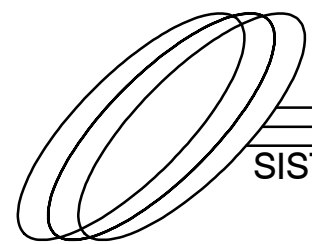
No. PLANO

1 / 15



X: INDICA DIRECCIÓN
HACIA RAMAL 1
LONGITUD: 20.80 m

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	EQUIPO DE BOMEQ
	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
	LÍNEA DE CONDUCCIÓN + ESTACIÓN
C.P.	COTA PIEZOMÉTRICA
C.T.	COTA DE TERRENO NATURAL
X R.1.	INDICA DIRECCIÓN DEL RAMAL 1
QBombeo	CAUDAL DE BOMBEO



DETALLE DE PERFIL, LÍNEA DE CONDUCCIÓN
SIST. DE ABAST. DE AGUA, ESCALA V: 1/725, H: 1/725

COLOCAR PVC DE 250 PSI
DIÁMETRO 1 1/4 " (LÍNEA DE CONDUCCIÓN)

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

DISEÑÓ:
MARIO ROSSALES GARCÍA

DIBUJÓ:
MARIO ROSSALES GARCÍA

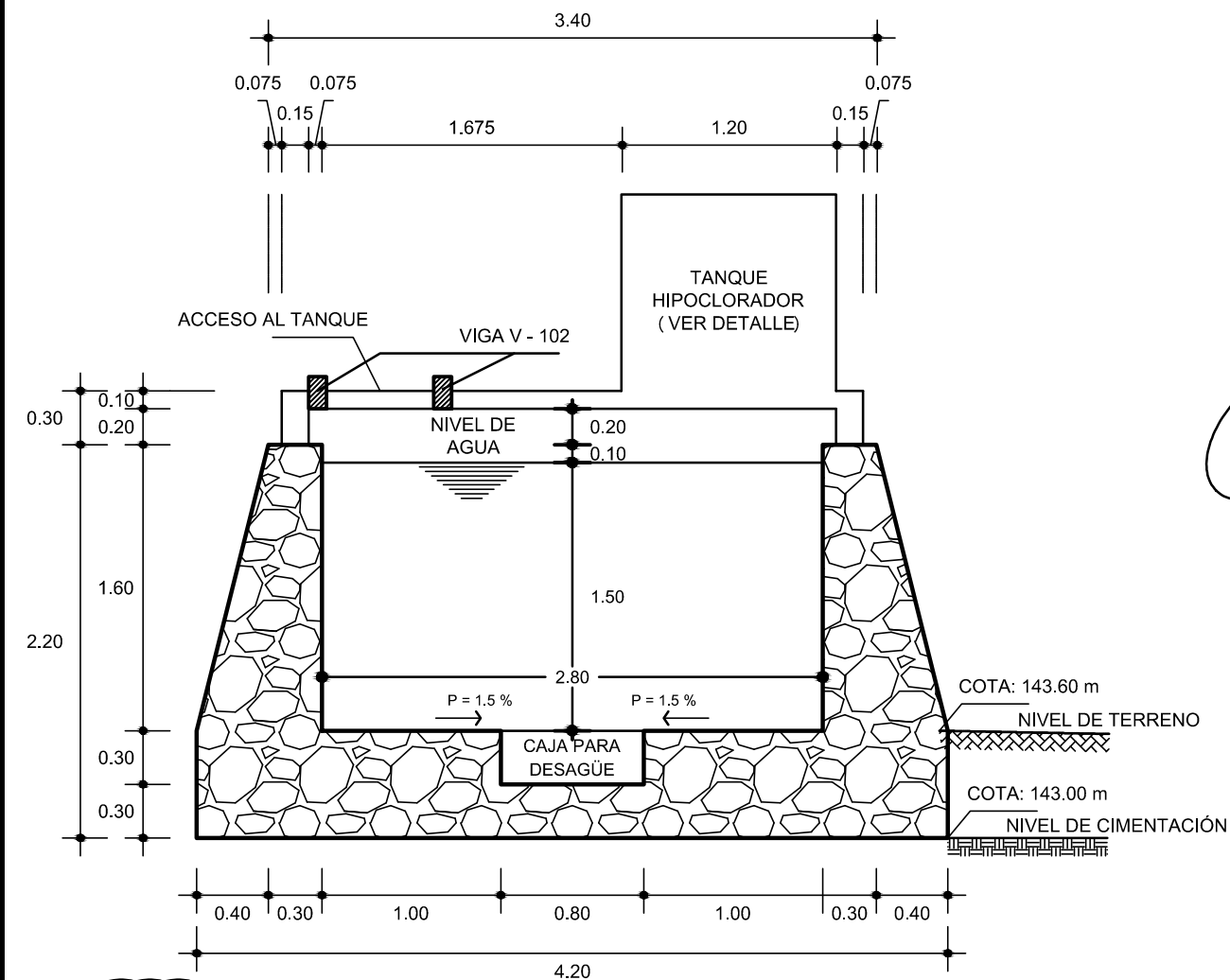
REVISADO POR:

Vo. Bo.:

PROYECTO:
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMICILIAR, ALDEA TIZUBIN, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.

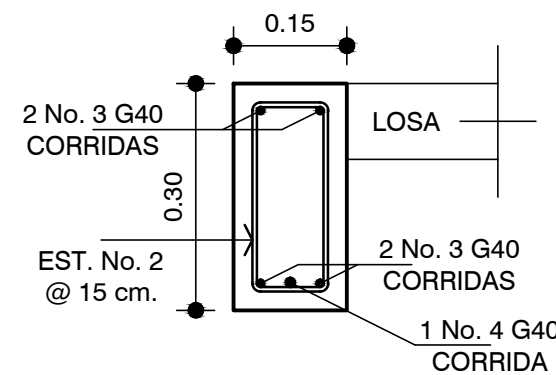
CONTENIDO:
LÍNEA DE CONDUCCIÓN
FECHA:
FEBRERO, 2015.
ESCALA:
INDICADA

No. PLANO
2 / 15



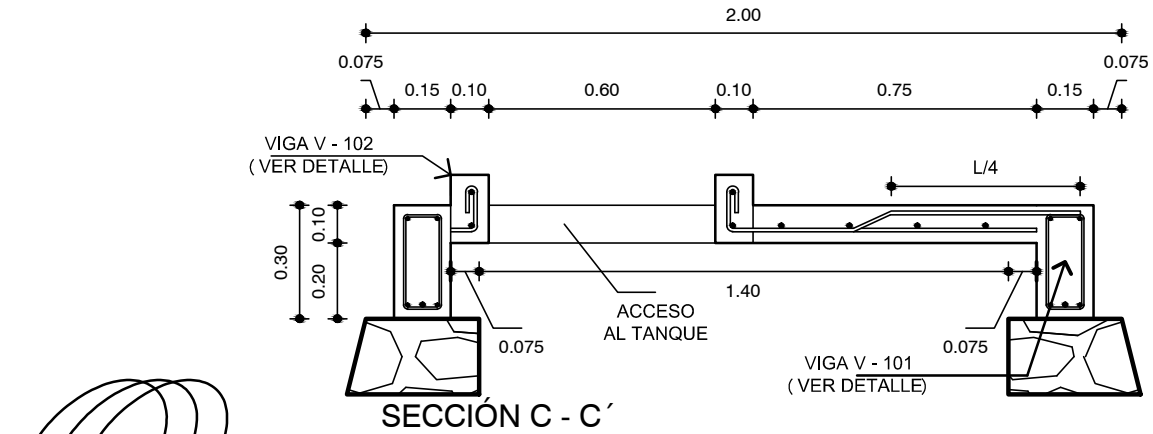
SECCIÓN B - B'

TANQUE DE DIST., ESCALA 1/40



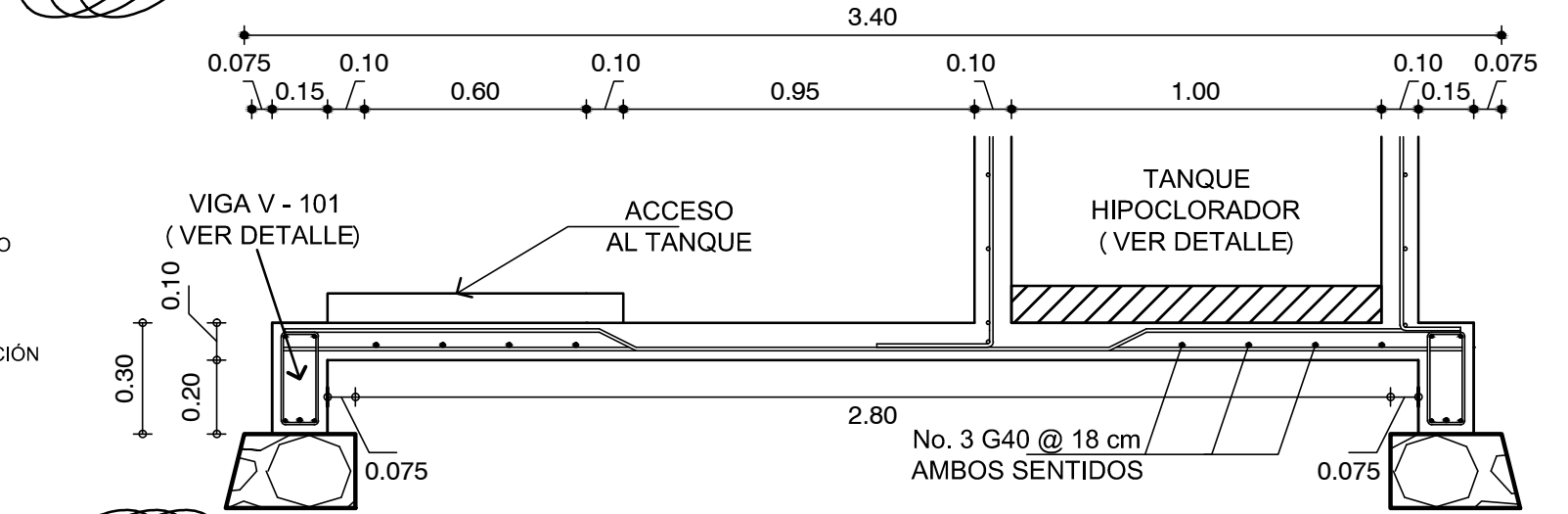
ARMADO DE VIGA V - 101

TANQUE DE DIST., ESCALA 1/10



SECCIÓN C - C'

TANQUE DE DIST., ESCALA 1/40



SECCIÓN D - D'

TANQUE DE DIST., ESCALA 1/40

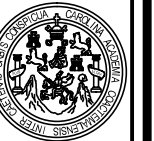
EN LOSA:

1. COLOCAR No. 3 G40 @ 18 cm EN AMBOS SENTIDOS.
2. TENSIÓN A L/2 EN AMBOS SENTIDOS.
3. BASTÓN A L/4 EN AMBOS SENTIDOS.
4. RECUBRIMIENTO = 2.50 cm.
5. TODAS LAS MEDIDAS ESTAN DADAS EN METROS.

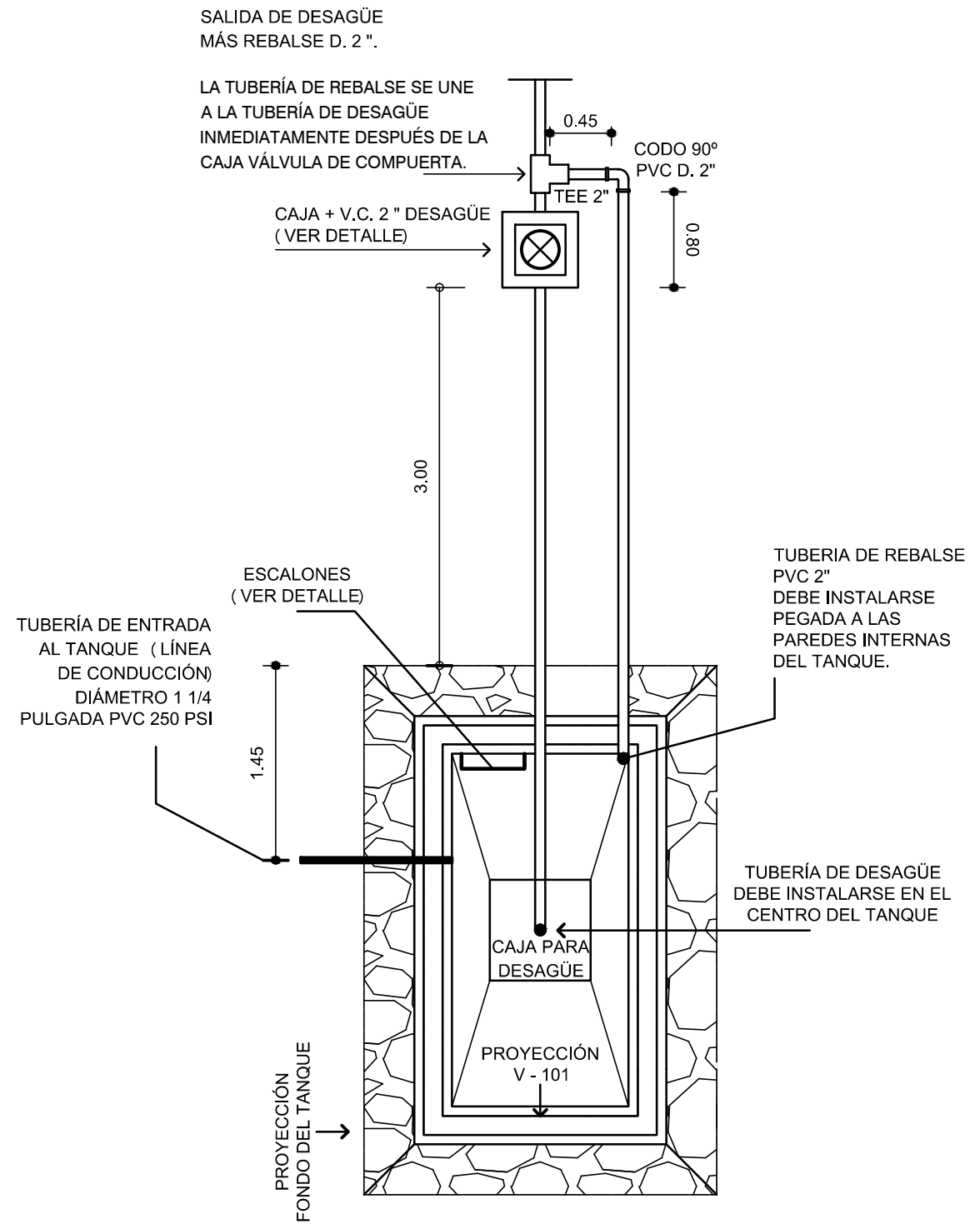
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

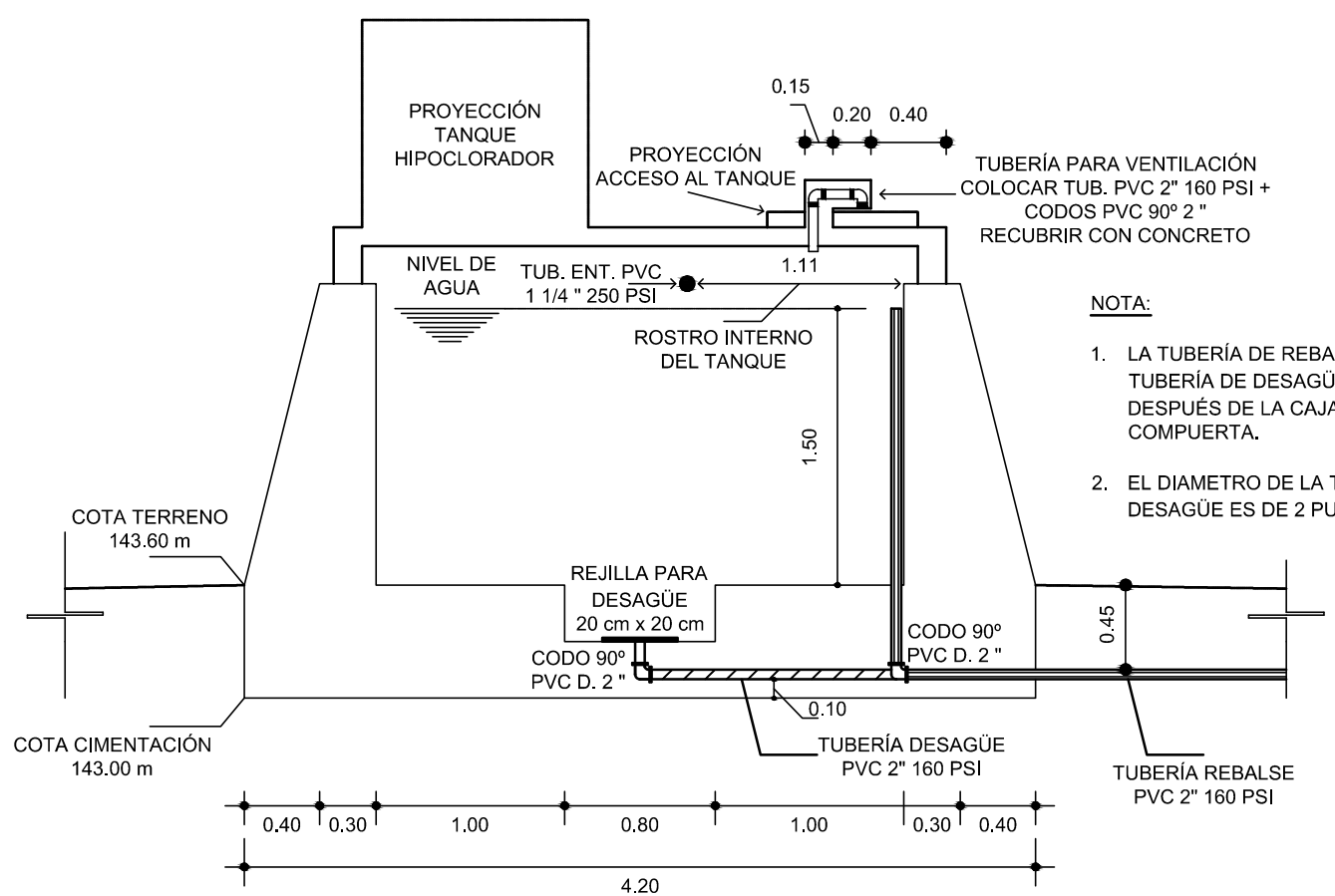


DISEÑO:	PROYECTO:	No. PLANO	4 15
MARIO ROSSALES GARCÍA	SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMICILIAR, ALDEA TIZUBIN, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.		
DIBUJÓ:			
MARIO ROSSALES GARCÍA			
REVISADO POR:	CONTENIDO:	No. PLANO	4 15
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN		
Vo. Bo.:	FECHA:		
	FEBRERO, 2015.		
	ESCALA:	No. PLANO	4 15
	INDICADA		



PLANTA, DESAGÜE Y REBALSE

TANQUE DE DIST., ESCALA 1/50

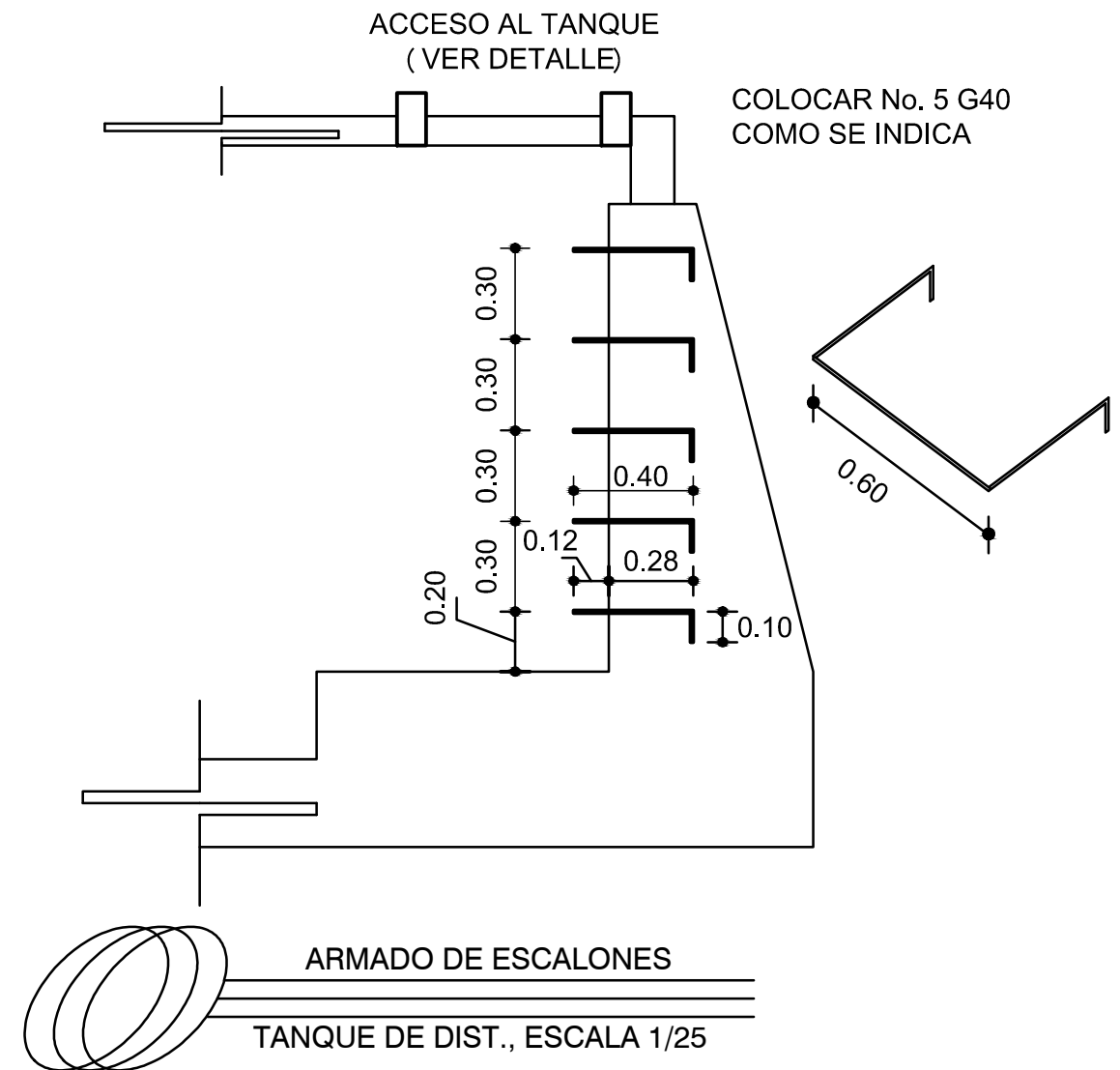
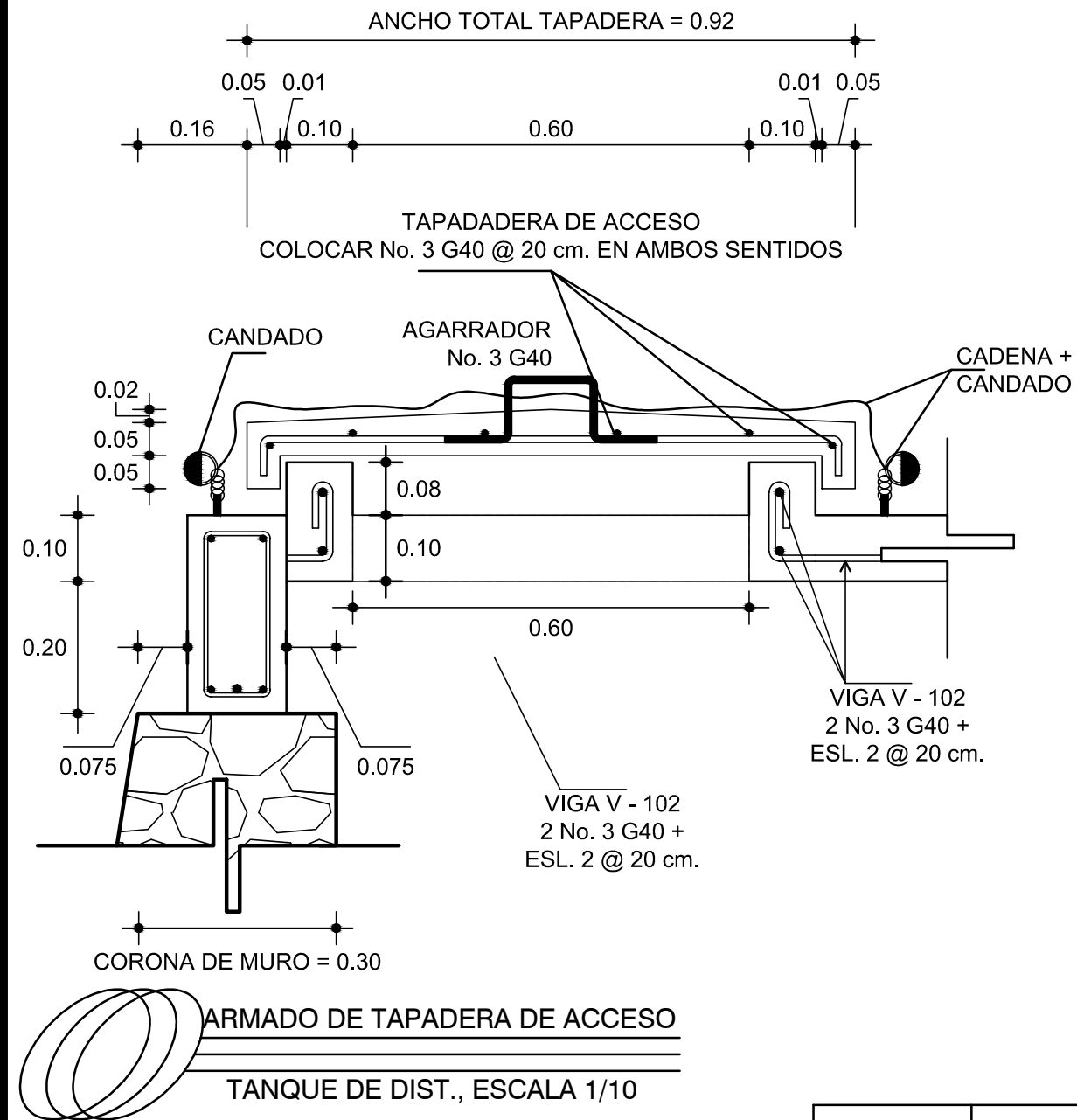


PERFIL, DESAGÜE Y REBALSE

TANQUE DE DIST., ESCALA 1/40

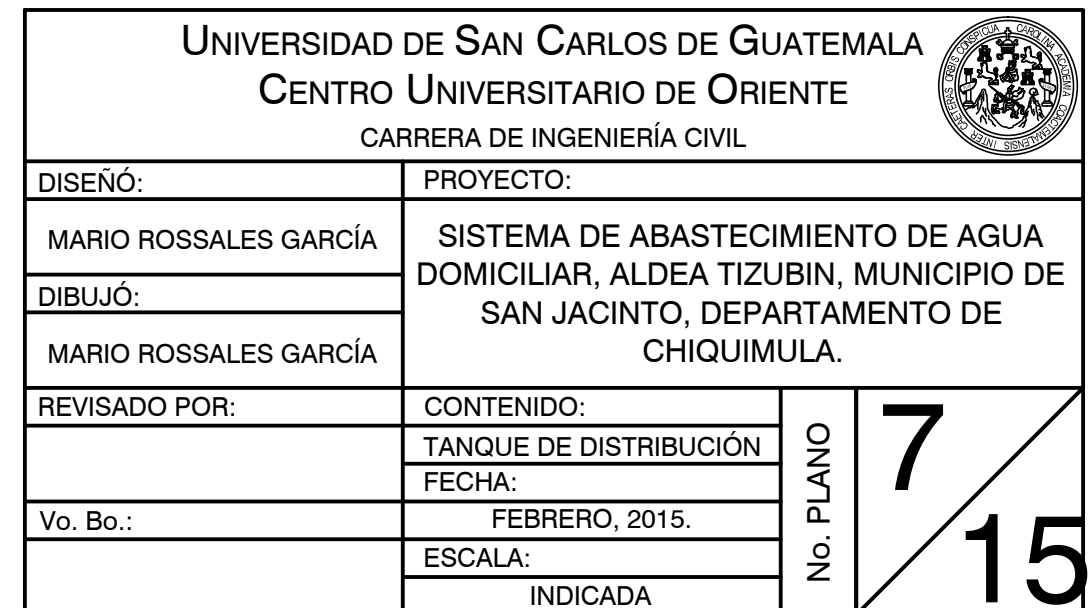
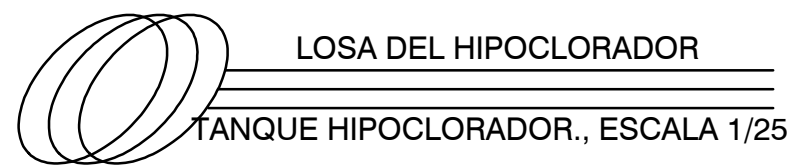
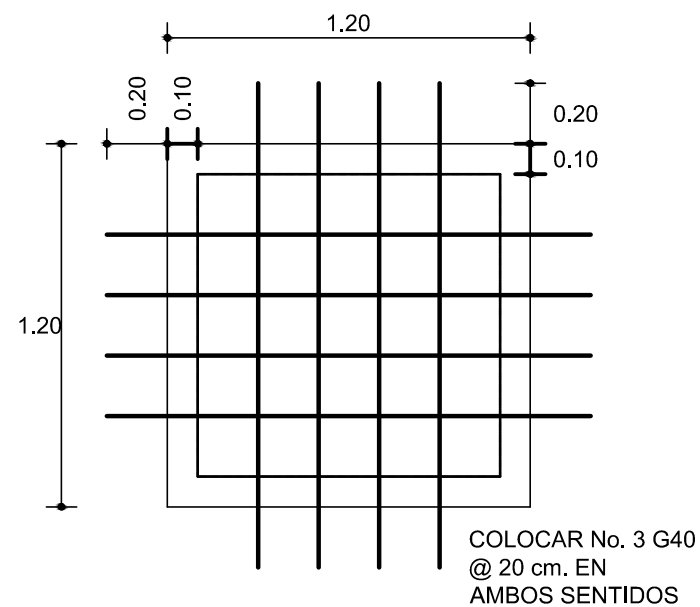
- NOTA:
1. LA TUBERÍA DE REBALSE SE UNE A LA TUBERÍA DE DESAGÜE INMEDIATAMENTE DESPUÉS DE LA CAJA VÁLVULA DE COMPUERTA.
 2. EL DIÁMETRO DE LA TUBERÍA DE REBALSE Y DESAGÜE ES DE 2 PULGADAS.

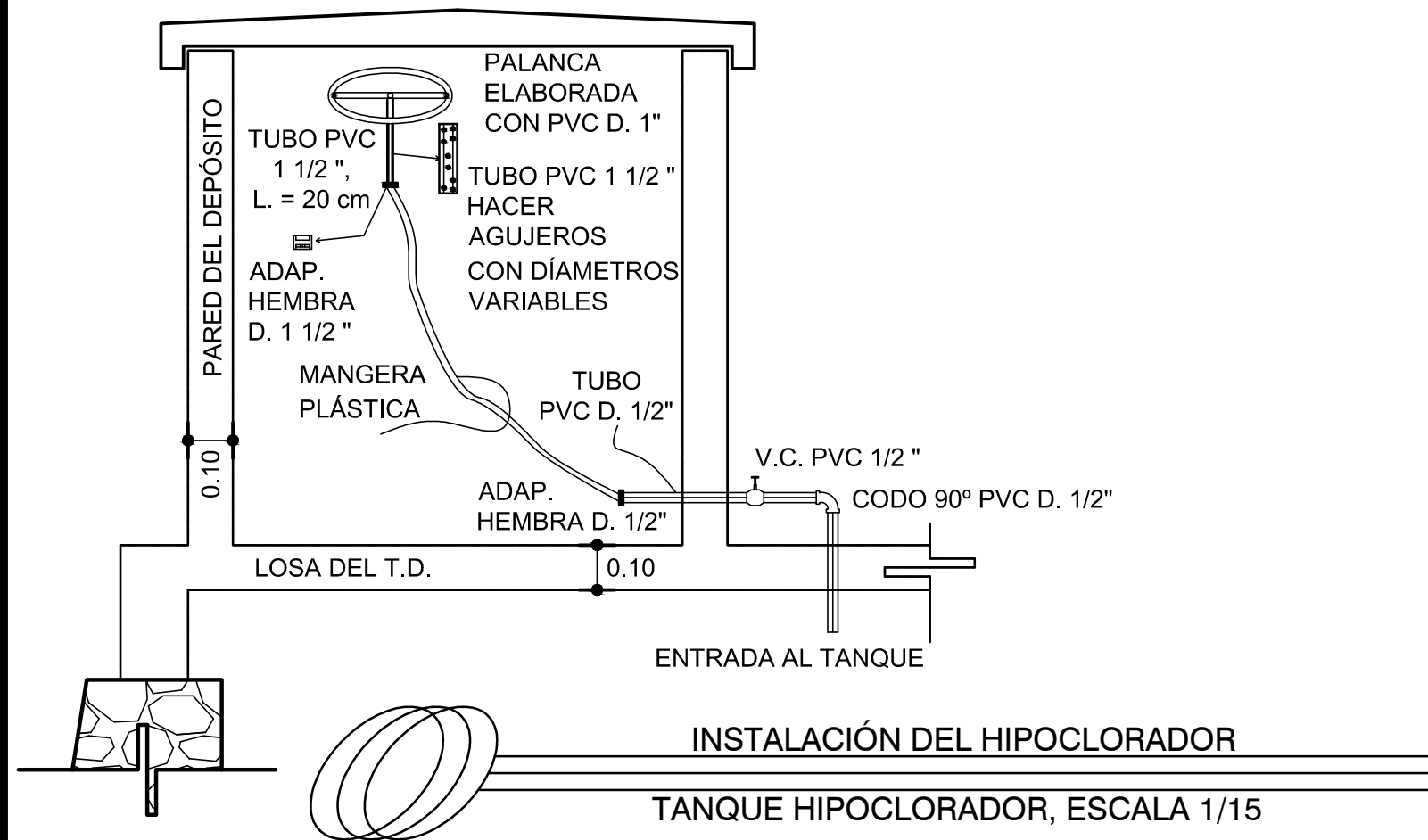
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			
DISEÑO:	PROYECTO:		
MARIO ROSSALES GARCÍA	SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMICILIAR, ALDEA TIZUBIN, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.		
DIBUJÓ:			
MARIO ROSSALES GARCÍA	CONTENIDO:		
REVISADO POR:			
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN	No. PLANO	5 / 15
Vo. Bo.:	FECHA:		
	FEBRERO, 2015.		
	ESCALA:	INDICADA	



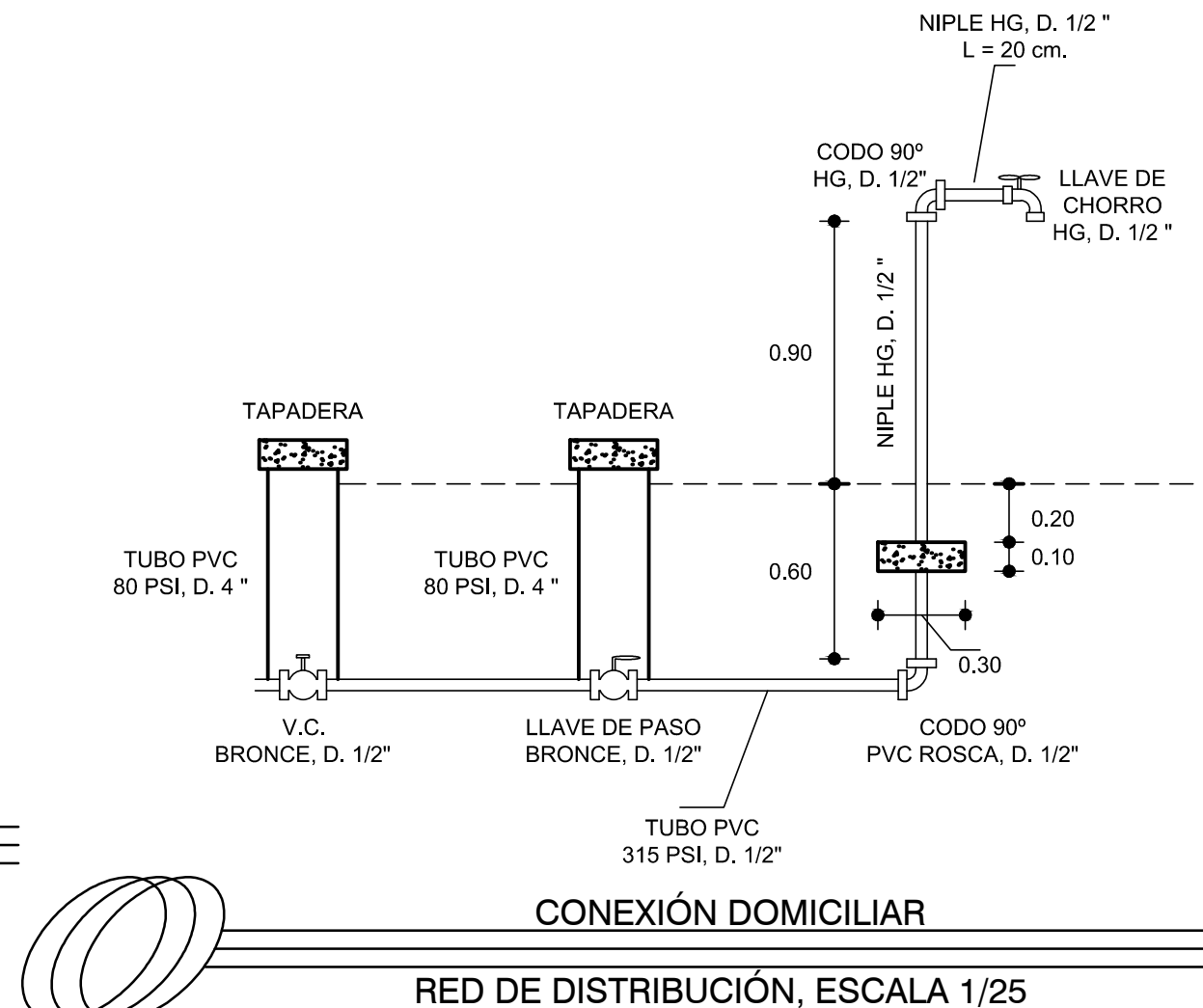
SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	VALVULA DE COMPUERTA + CAJA
D.	DIÁMETRO NOMINAL DE TUBERIA
	CODO 90°
	CODO 45°
	LLAVE DE COMPUERTA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA			
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE			
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			
DISEÑO:	PROYECTO:		
MARIO ROSSALES GARCÍA	SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMICILIAR, ALDEA TIZUBIN, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.		
DIBUJÓ:			
MARIO ROSSALES GARCÍA			
REVISADO POR:	CONTENIDO:	No. PLANO	6 15
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN		
	FECHA:		
Vo. Bo.:	FEBRERO, 2015.		
	ESCALA:		
	INDICADA		

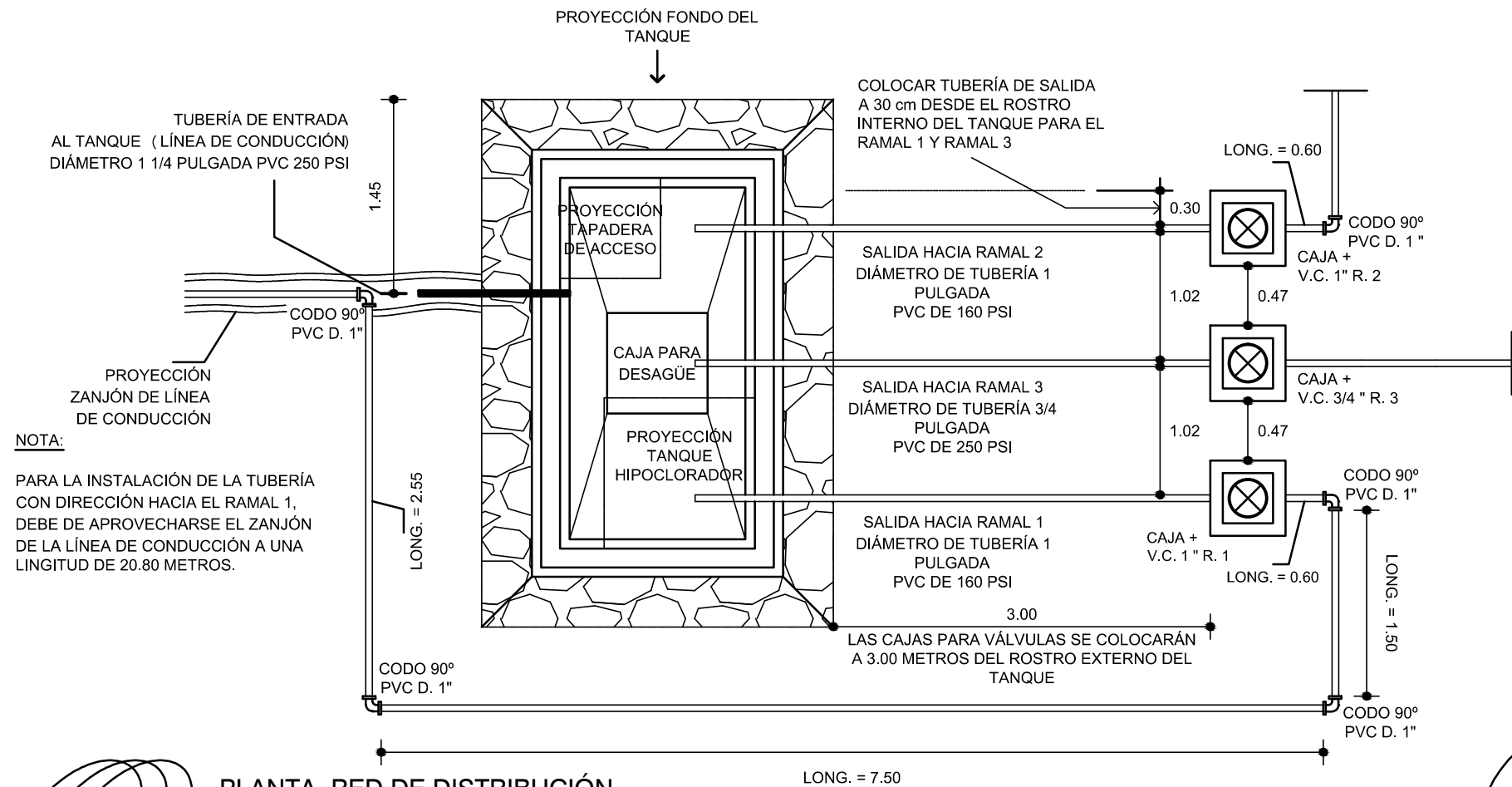




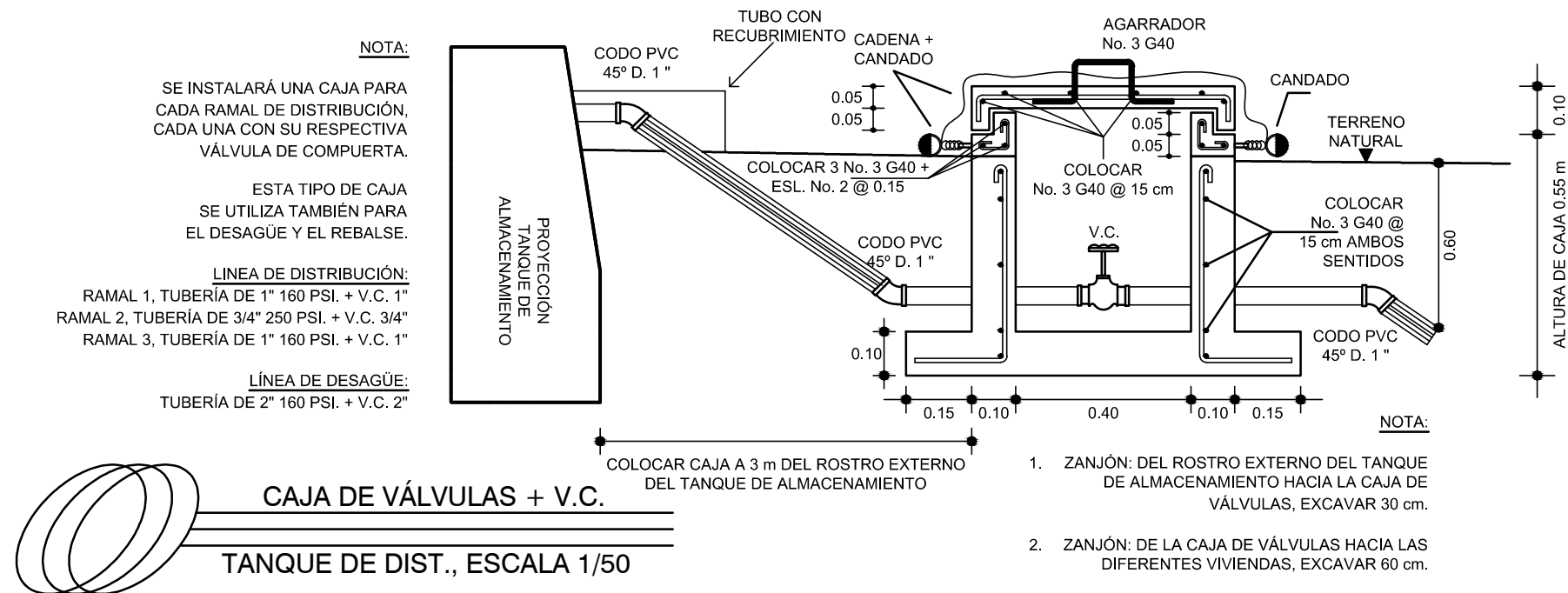
SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	ADAPTADOR HEMBRA
D.	DIÁMETRO NOMINAL DE TUBERÍA
	CODO 90°
	VÁLVULA DE COMPUERTA PVC
	VÁLVULA DE FLOTE PVC
	LLAVE DE PASO
	LLAVE DE CHORRO



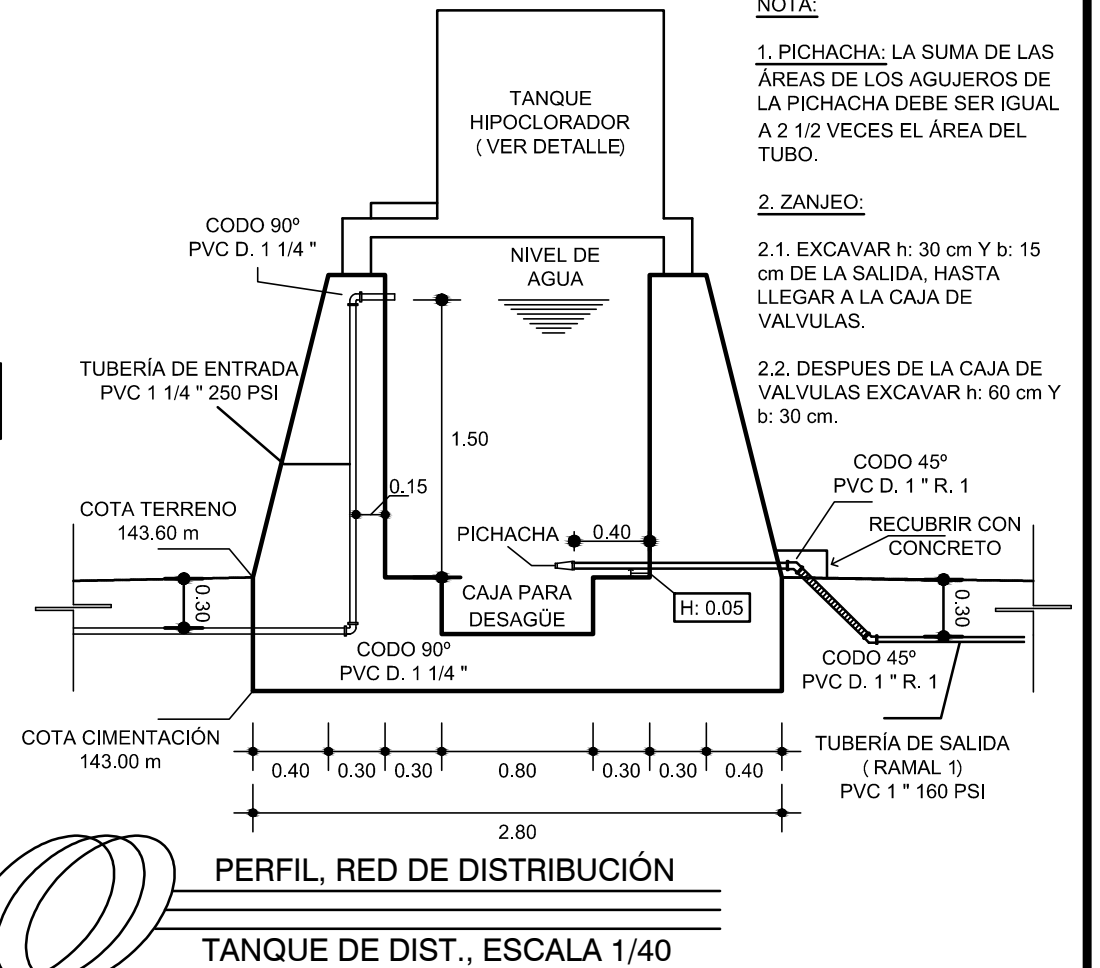
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			
DISEÑO:	PROYECTO:		
MARIO ROSSALES GARCÍA	SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMICILIAR, ALDEA TIZUBIN, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.		
DIBUJÓ:			
MARIO ROSSALES GARCÍA			
REVISADO POR:	CONTENIDO:	No. PLANO	8 15
	TANQUE DE DISTRIBUCIÓN		
	FECHA:		
Vo. Bo.:	FEBRERO, 2015.		
	ESCALA:		
	INDICADA		



PLANTA, RED DE DISTRIBUCIÓN
TANQUE DE DIST., ESCALA 1/50

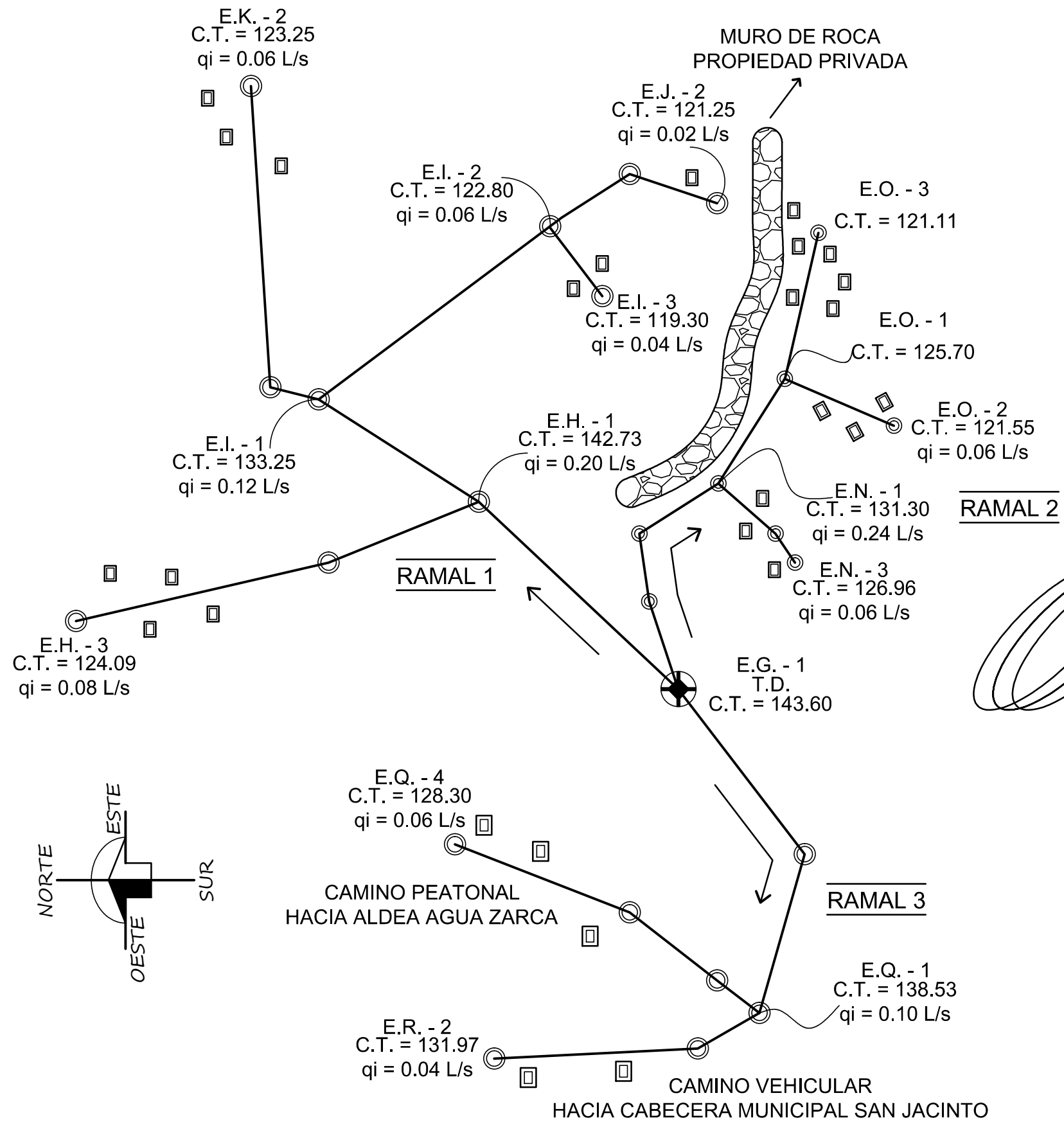


CAJA DE VÁLVULAS + V.C.
TANQUE DE DIST., ESCALA 1/50

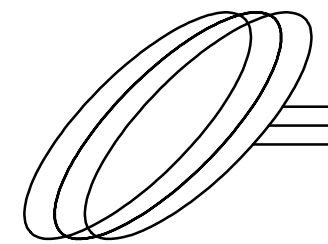


PERFIL, RED DE DISTRIBUCIÓN
TANQUE DE DIST., ESCALA 1/40

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA				
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE				
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL				
DISEÑO:		PROYECTO:		
MARIO ROSSALES GARCÍA		SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMICILIAR, ALDEA TIZUBIN, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.		
DIBUJÓ:				
MARIO ROSSALES GARCÍA				
REVISADO POR:		CONTENIDO:		No. PLANO 9 15
		TANQUE DE DISTRIBUCIÓN		
		FECHA:		
Vo. Bo.:		FEBRERO, 2015.		
		ESCALA:		
		INDICADA		



RAMAL 2



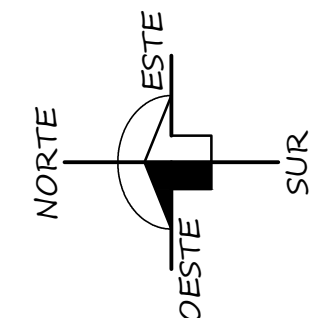
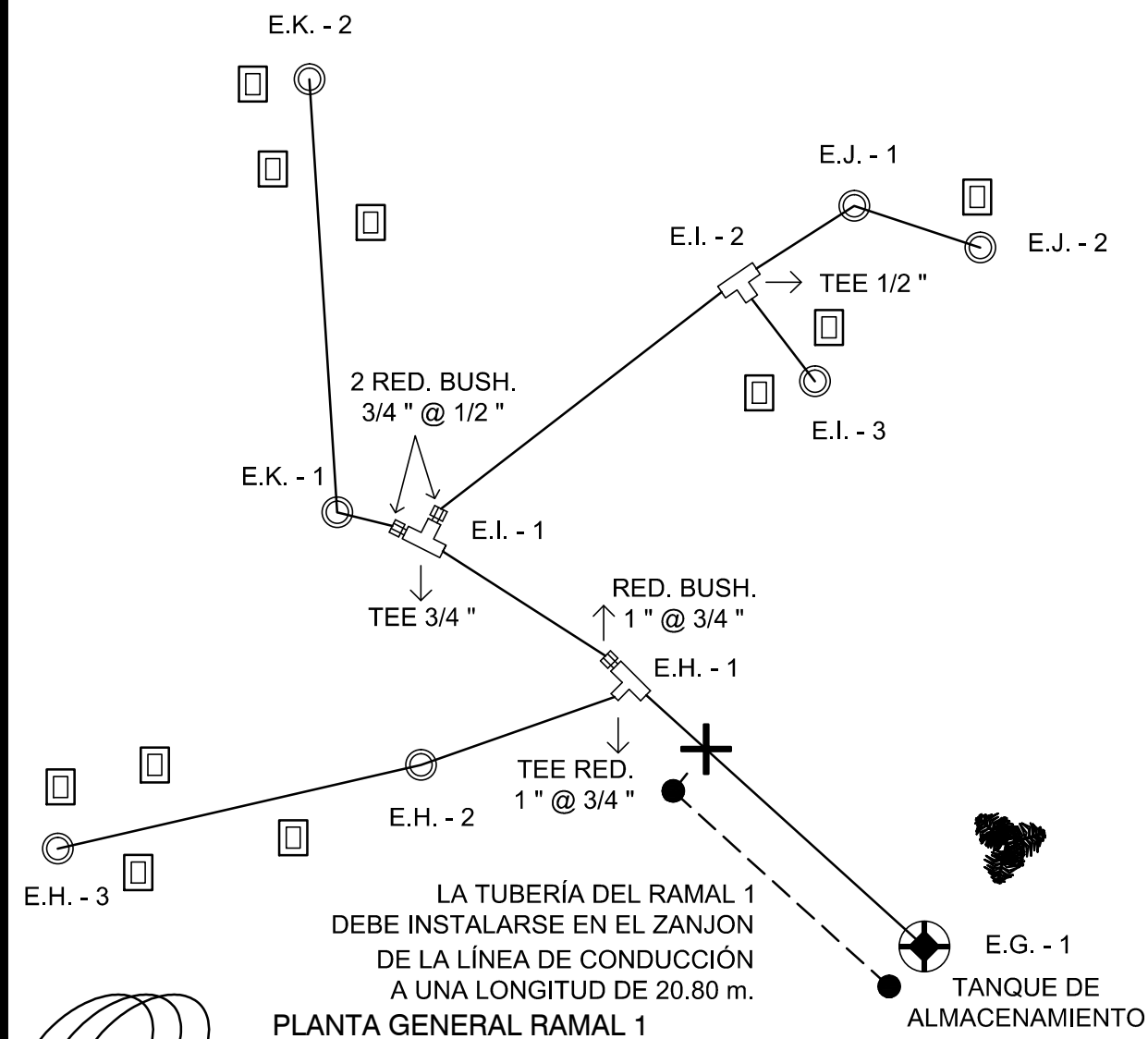
PLANTA GENERAL (VIVIENDAS)

RED DE DISTRIBUCIÓN, ESCALA 1/500

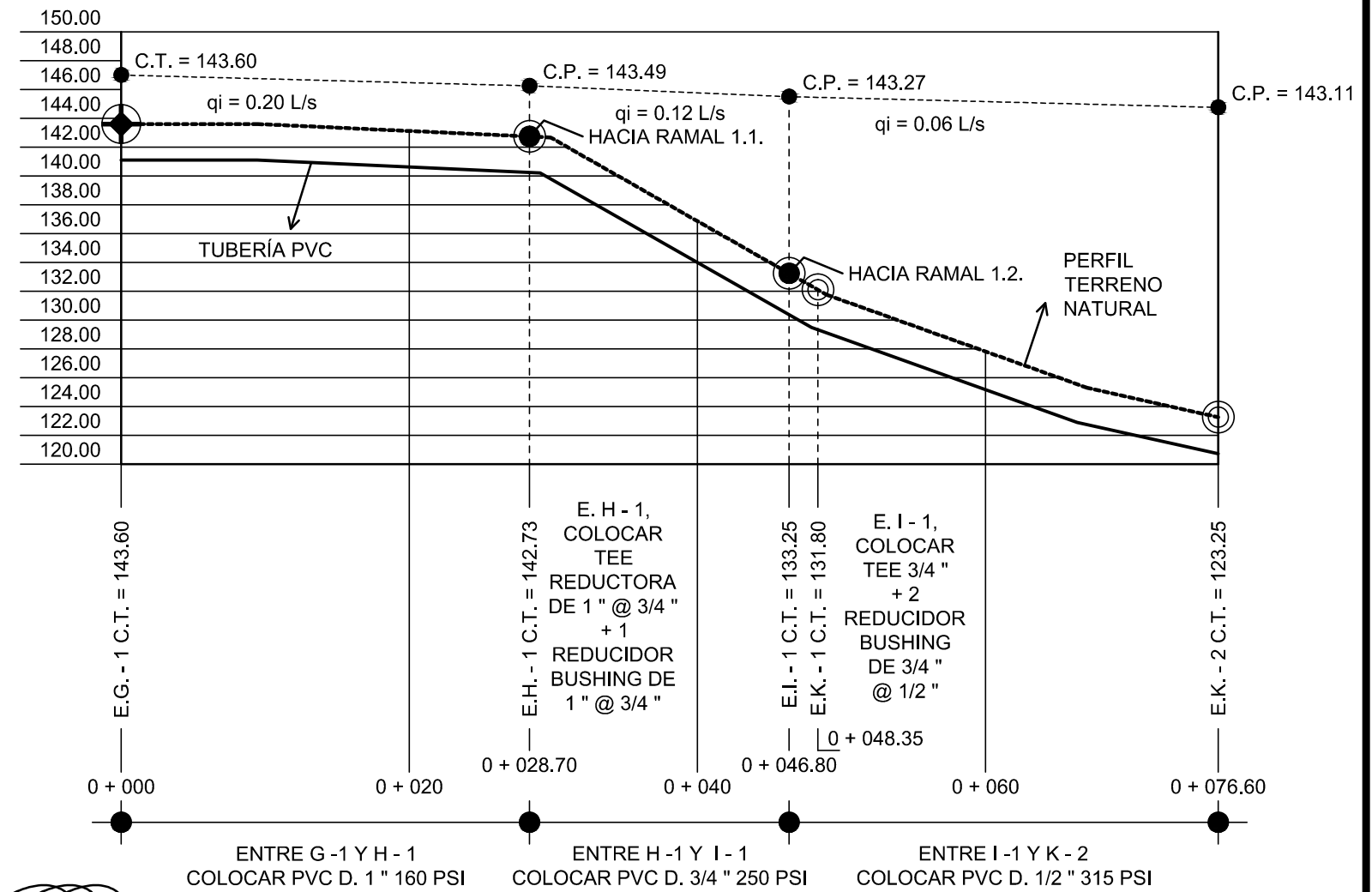
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



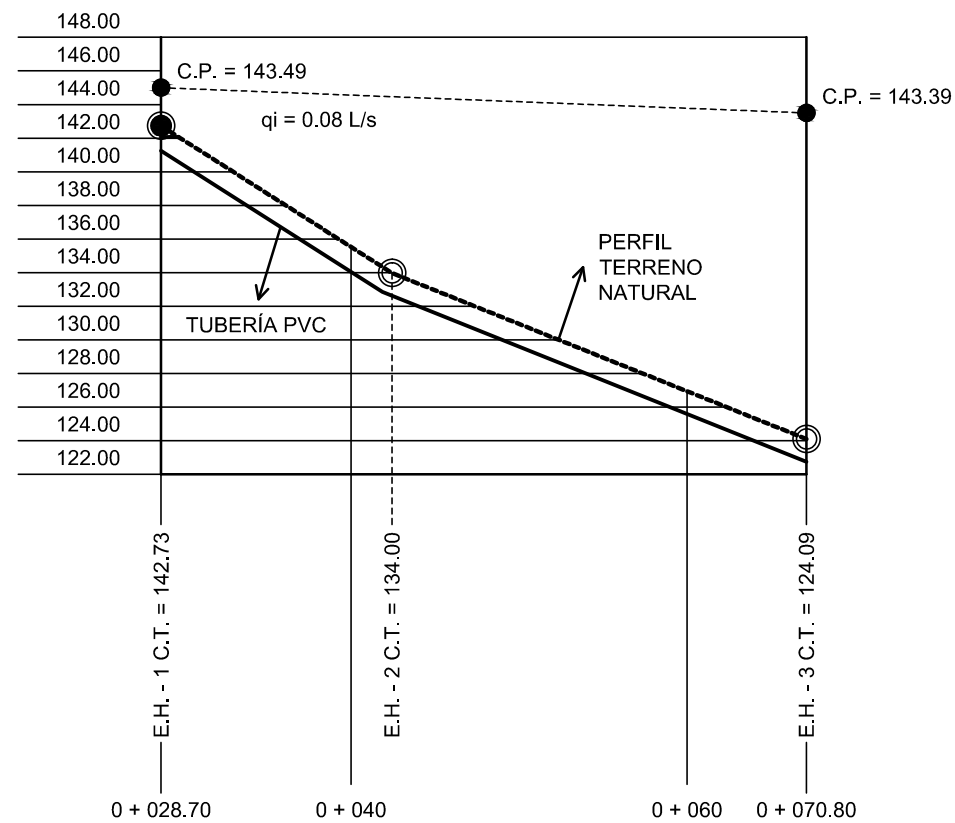
DISEÑO:	PROYECTO:		
MARIO ROSSALES GARCÍA	SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMICILIAR, ALDEA TIZUBIN, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.		
DIBUJÓ:			
MARIO ROSSALES GARCÍA			
REVISADO POR:	CONTENIDO:	No. PLANO	10 15
	RED DE DISTRIBUCIÓN		
	FECHA:		
Vo. Bo.:	FEBRERO, 2015.		
	ESCALA:		
	INDICADA		



SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
	RED DE DISTRIBUCIÓN + ESTACIÓN
C.P.	COTA PIEZOMÉTRICA
C.T.	COTA DE TERRENO NATURAL
X R.1.	INDICA DIRECCIÓN DE RAMAL 1
	TEE REDUCTORA + REDUCIDOR BUSHING (DIÁMETRO VARIABLE)
	TEE CON LADOS IGUALES (DIÁMETRO VARIABLE)
	INDICA VIVIENDAS ACTUALES
	INDICA DERIVACIÓN DE RAMAL
qi	INDICA CAUDAL UNITARIO



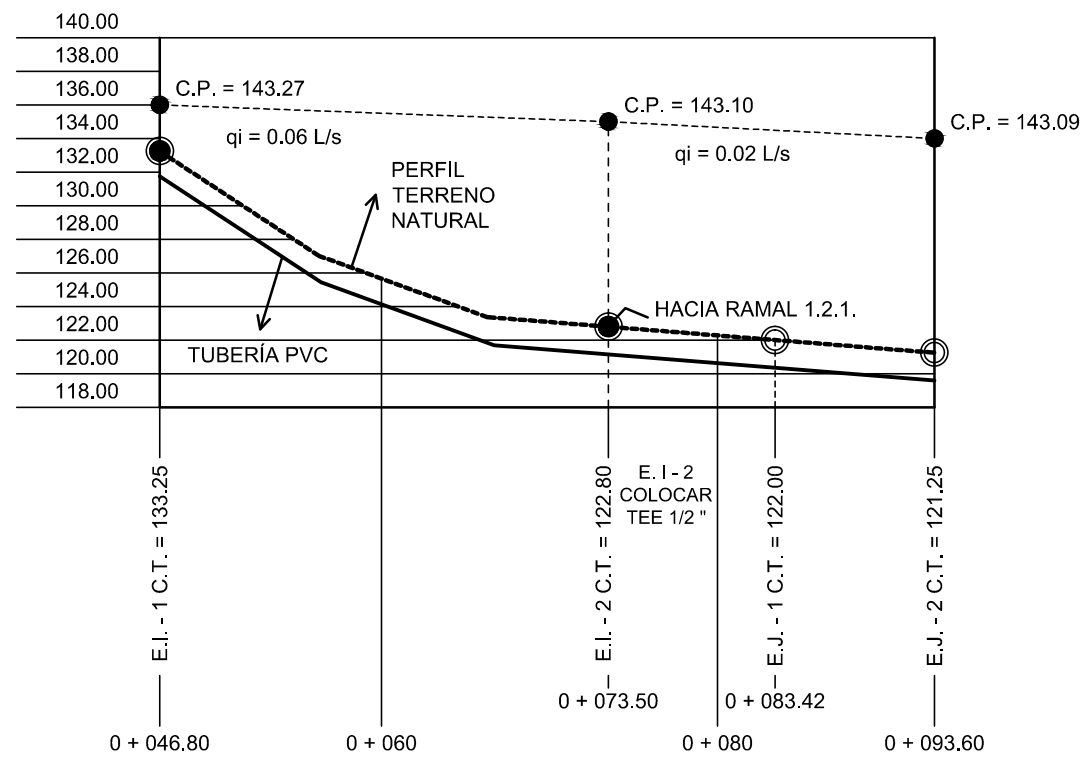
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			
DISEÑO:		PROYECTO:	
MARIO ROSSALES GARCÍA		SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMICILIAR, ALDEA TIZUBIN, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.	
DIBUJÓ:			
MARIO ROSSALES GARCÍA		CONTENIDO:	
REVISADO POR:		RED DE DISTRIBUCIÓN	
Vo. Bo.:		FECHA:	
		FEBRERO, 2015.	
		ESCALA:	
		INDICADA	
No. PLANO		11 / 15	



ENTRE H - 1 Y H - 3
COLOCAR PVC D. 3/4 " 315 PSI

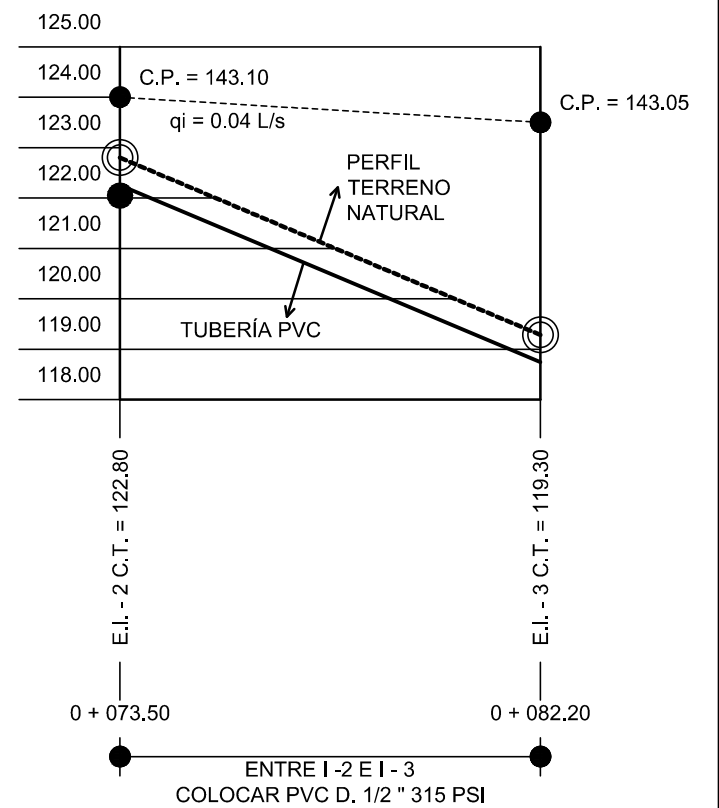
PERFIL DERIVACIÓN RAMAL 1.1.

RED DE DIST., ESCALA V: 1/450, H: 1/450



PERFIL DERIVACIÓN RAMAL 1.2.

RED DE DIST., ESCALA V: 1/450, H: 1/450



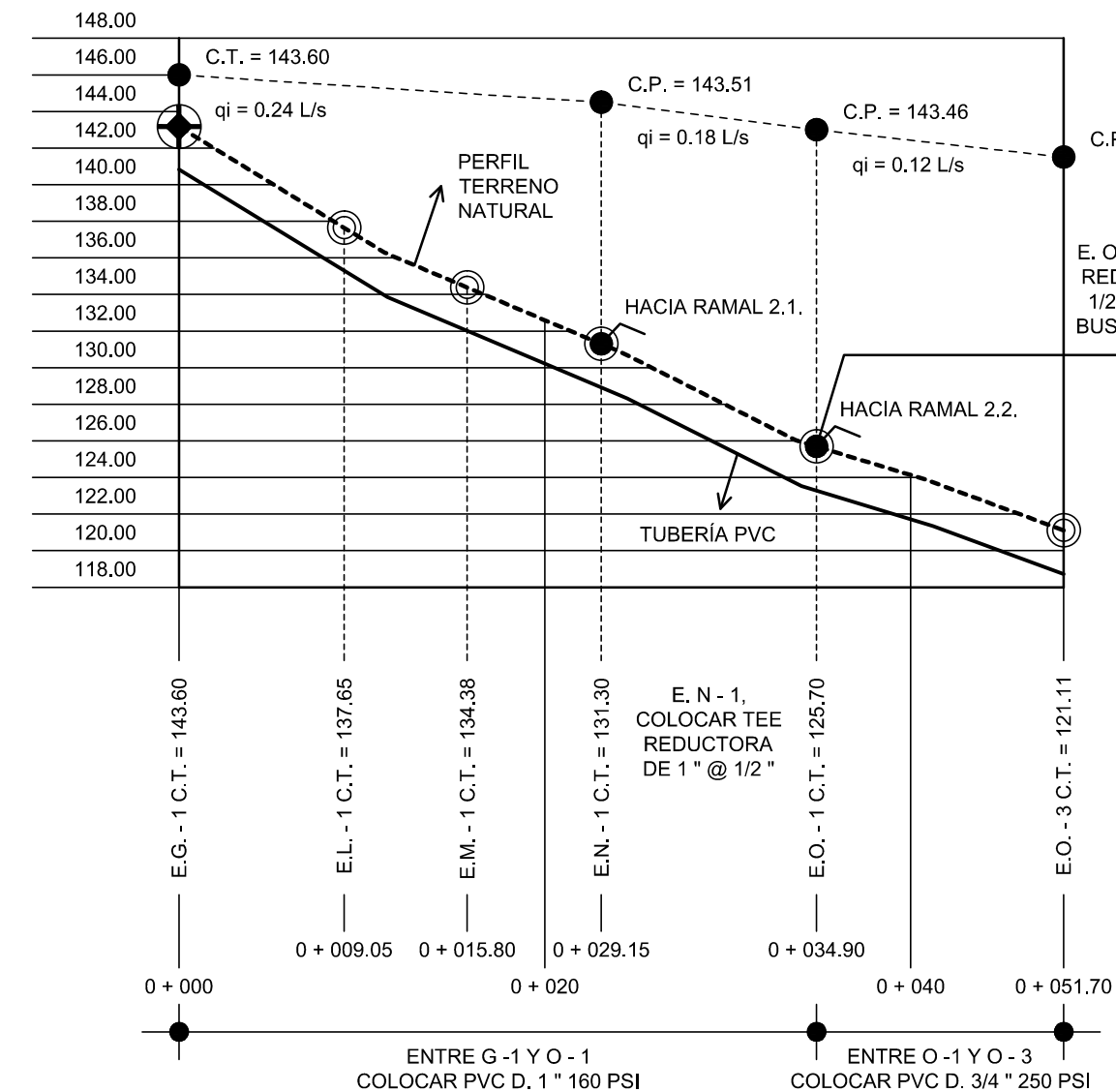
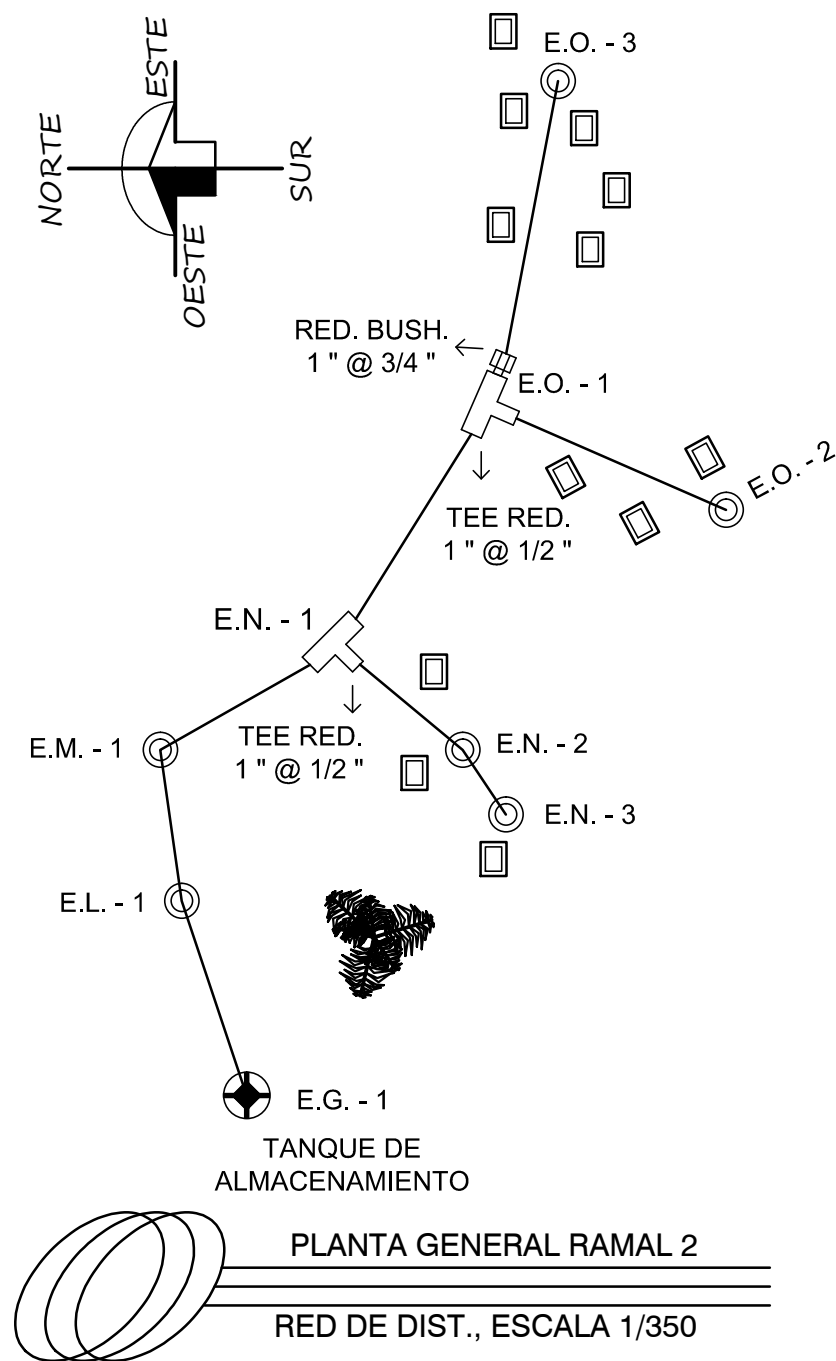
PERFIL DERIVACIÓN RAMAL 1.2.1.

RED DE DIST., ESCALA V: 1/150, H: 1/150

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

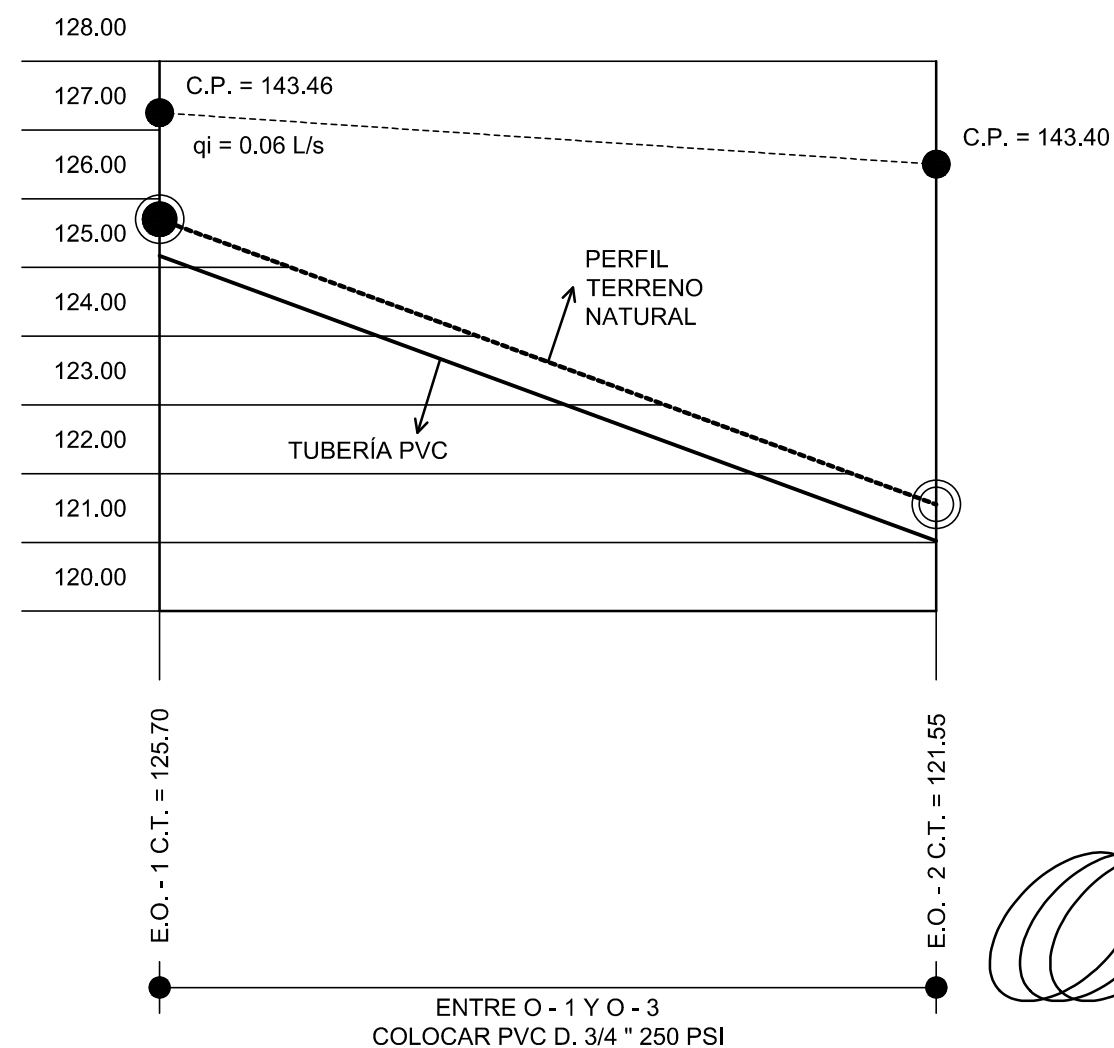
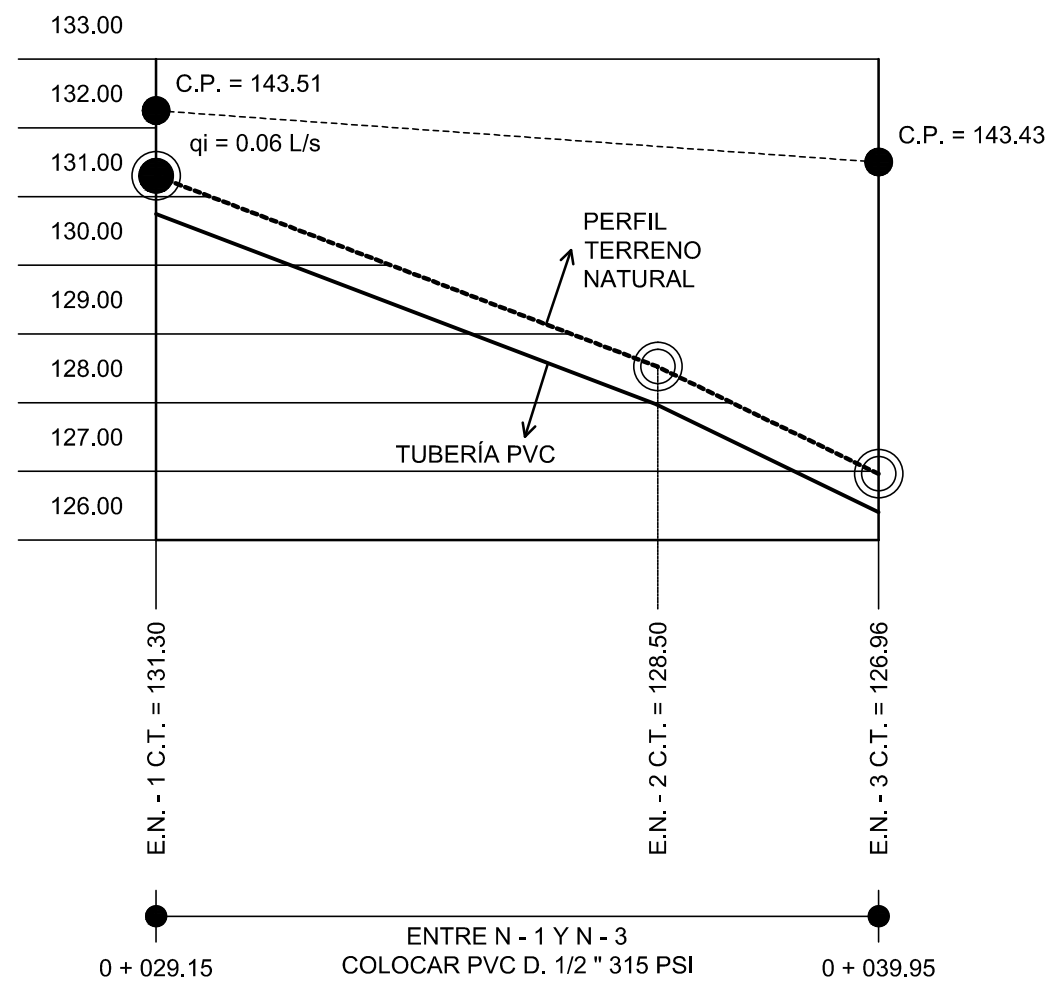


DISEÑO:	PROYECTO:		
MARIO ROSSALES GARCÍA	SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMICILIAR, ALDEA TIZUBIN, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.		
DIBUJÓ:			
MARIO ROSSALES GARCÍA			
REVISADO POR:	CONTENIDO:	No. PLANO	12/15
	RED DE DISTRIBUCIÓN		
	FECHA:		
Vo. Bo.:	FEBRERO, 2015.		
	ESCALA:		
	INDICADA		

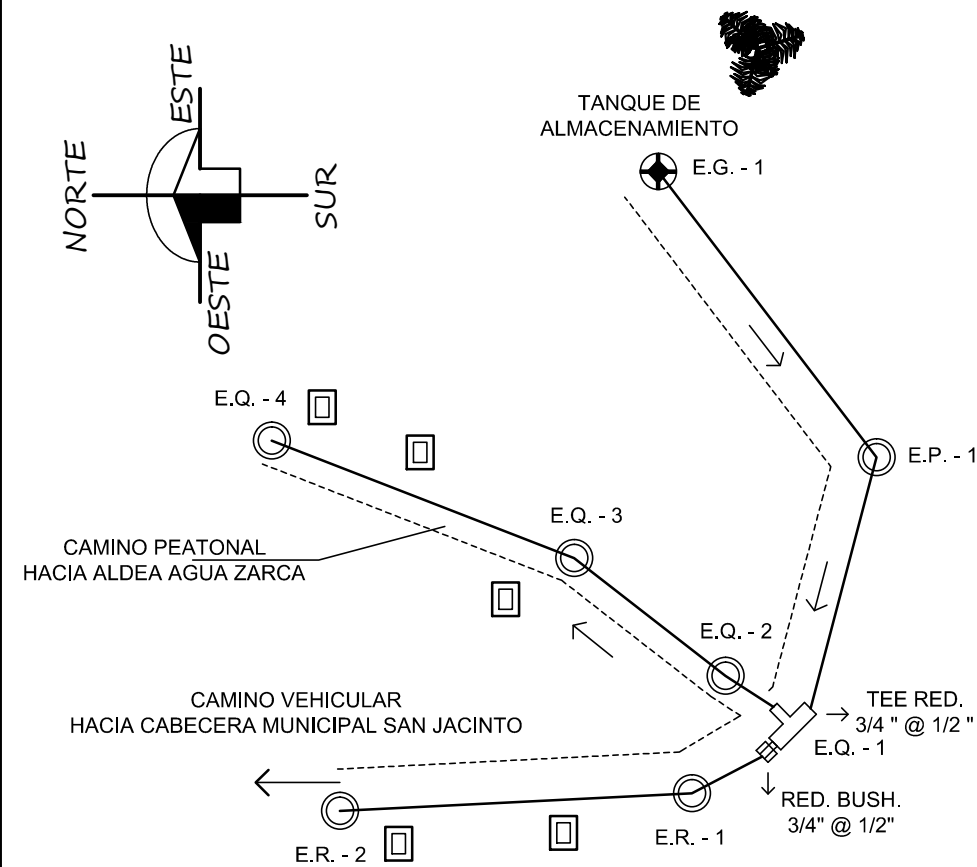


SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
	RED DE DISTRIBUCIÓN + ESTACIÓN
C.P.	COTA PIEZOMÉTRICA
C.T.	COTA DE TERRENO NATURAL
	TEE REDUCTORA + REDUCIDOR BUSHING (DIÁMETRO VARIABLE)
	TEE CON LADOS IGUALES (DIÁMETRO VARIABLE)
	INDICA VIVIENDAS ACTUALES
	INDICA DERIVACIÓN DE RAMAL
qi	INDICA CAUDAL UNITARIO

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			
DISEÑO:		PROYECTO:	
MARIO ROSSALES GARCÍA		SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMICILIAR, ALDEA TIZUBIN, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.	
DIBUJÓ:			
MARIO ROSSALES GARCÍA			
REVISADO POR:		CONTENIDO:	
		RED DE DISTRIBUCIÓN	
Vo. Bo.:		FECHA:	
		FEBRERO, 2015.	
		ESCALA:	
		INDICADA	
		No. PLANO	13 / 15

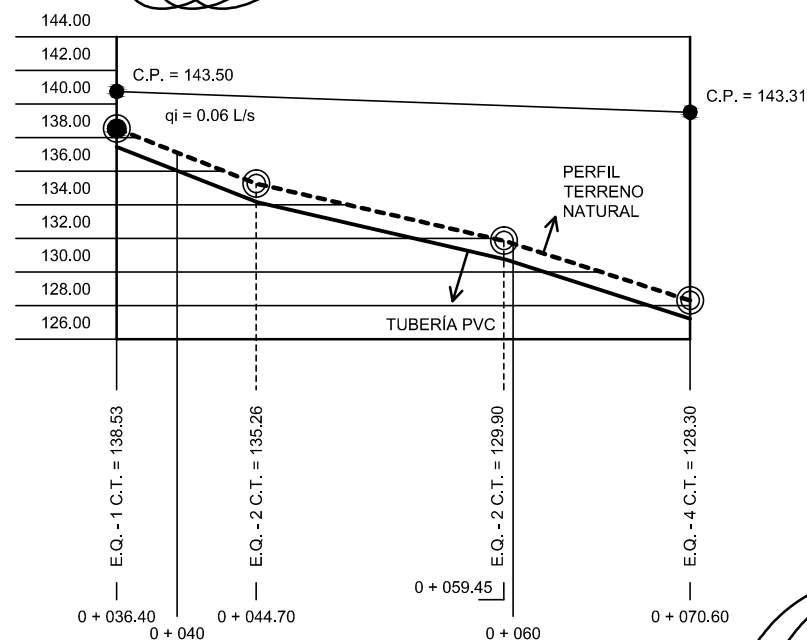


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL			
DISEÑO:	PROYECTO:		
MARIO ROSSALES GARCÍA	SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMICILIAR, ALDEA TIZUBIN, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUMULA.		
DIBUJÓ:			
MARIO ROSSALES GARCÍA			
REVISADO POR:	CONTENIDO:	No. PLANO 14 15	
	RED DE DISTRIBUCIÓN		
	FECHA:		
Vo. Bo.:	FEBRERO, 2015.		
	ESCALA:		
	INDICADA		



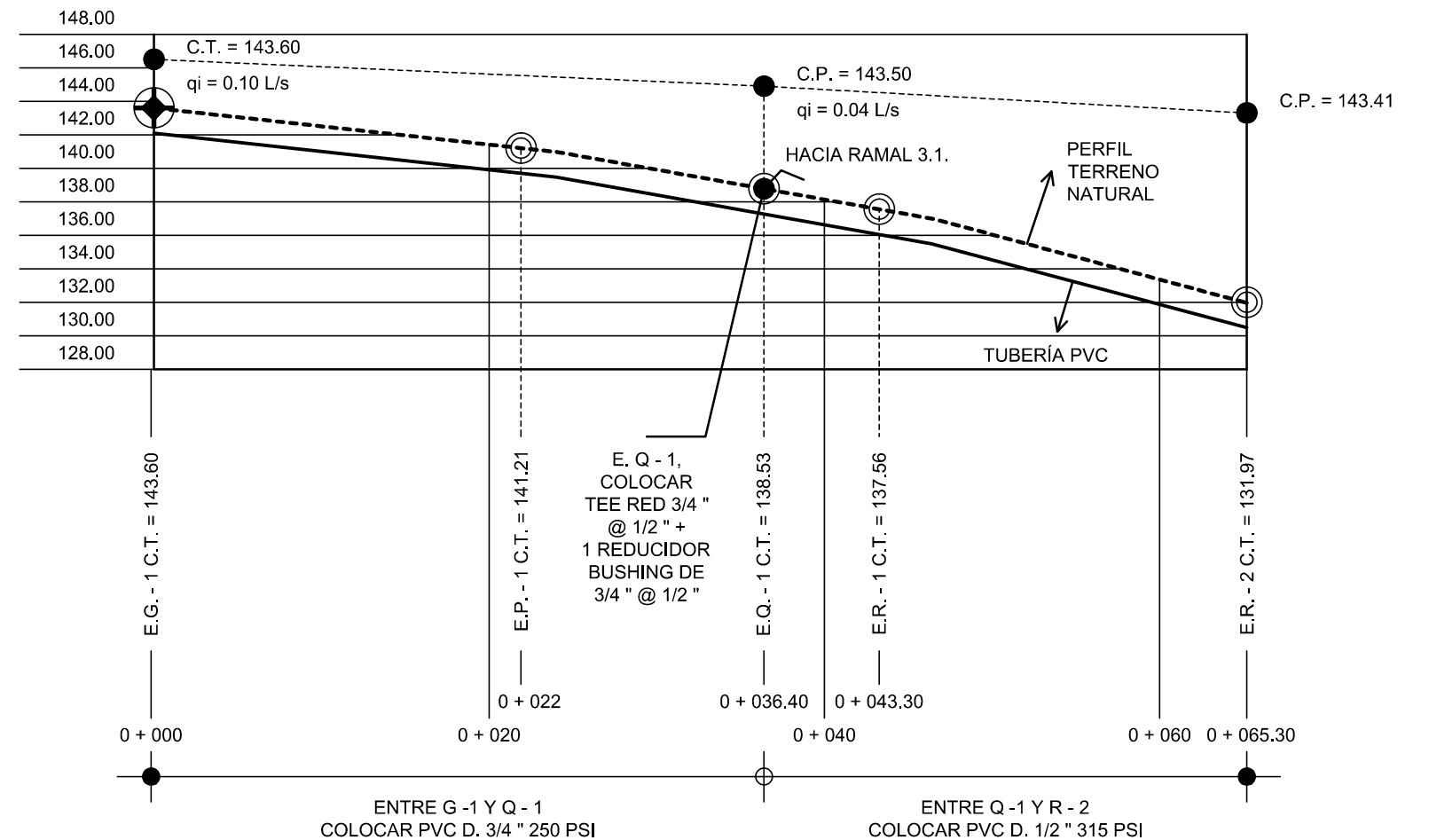
PLANTA GENERAL RAMAL 3

RED DE DIST., ESCALA 1/450



PERFIL DERIVACIÓN RAMAL 3.1.

RED DE DIST., ESCALA V: 1/450, H: 1/450



PERFIL GENERAL RAMAL 3

RED DE DIST., ESCALA V: 1/400, H: 1/400

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
	TANQUE DE ALMACENAMIENTO
	RED DE DISTRIBUCIÓN + ESTACIÓN
C.P.	COTA PIEZOMÉTRICA
C.T.	COTA DE TERRENO NATURAL
	TEE CON LADOS IGUALES (DIÁMETRO VARIABLE)
	INDICA VIVIENDAS ACTUALES
	INDICA DERIVACIÓN DE RAMAL
qi	INDICA CAUDAL UNITARIO

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA CENTRO UNIVERSITARIO DE ORIENTE CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL		
DISEÑO: MARIO ROSSALES GARCÍA DIBUJÓ: MARIO ROSSALES GARCÍA		
PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMICILIAR, ALDEA TIZUBIN, MUNICIPIO DE SAN JACINTO, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.		No. PLANO 15 / 15
REVISADO POR:		
CONTENIDO: RED DE DISTRIBUCIÓN FECHA: FEBRERO, 2015.		
ESCALA: INDICADA		