

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

The seal of the University of San Carlos of Guatemala is a circular emblem. It features a central shield with various heraldic symbols, including a cross, a lion, and a crown. The shield is surrounded by a circular border containing the Latin text "S. CAROLUS CONSPICUA CAROLINA ACADEMIA GUATEMALENSIS INTER".

DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR, CASERÍO LOS HORCONES,
ALDEA SAN FRANCISCO Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE
AGUA DOMICILIAR, ALDEA LAS CRUCES, MUNICIPIO DE IPALA,
DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

WILLY DARWIN VILLAFUERTE SOSA

CHIQUIMULA, GUATEMALA, SEPTIEMBRE DE 2015

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

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR, CASERÍO LOS HORCONES,
ALDEA SAN FRANCISCO Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE
AGUA DOMICILIAR, ALDEA LAS CRUCES, MUNICIPIO DE
IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

Sometido a consideración del Honorable Consejo Directivo

Por

WILLY DARWIN VILLAFUERTE SOSA

Al conferírsele el título de

INGENIERO CIVIL

En el grado académico de

LICENCIADO

CHIQUIMULA, GUATEMALA, SEPTIEMBRE 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. Carla Marisol Peralta Lemus
Representante de Estudiantes:	PAE. Alberto José España Pinto
Secretaria:	Lcda. 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 González
Vocal:	Ing. Elder Avildo Rivera López

TERNA EVALUADORA

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

Chiquimula, 28 de septiembre de 2015

Señores:

Miembros del Consejo Directivo

Centro Universitario de Oriente

Universidad de San Carlos de Guatemala

Respetables Señores:

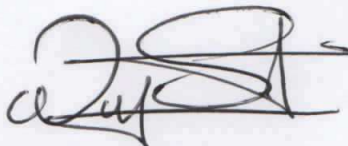
En cumplimiento con lo establecido por los estatutos de la Universidad de San Carlos de Guatemala y el Centro Universitario de Oriente, presento a su consideración, mi trabajo de graduación titulado:

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR, CASERÍO LOS HORCONES, ALDEA
SAN FRANCISCO Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA
DOMICILIAR, ALDEA LAS CRUCES, MUNICIPIO DE IPALA,
DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA**

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.

Atentamente

A handwritten signature in dark ink, appearing to be 'Willy Darwin Villafuerte Sosa', written in a cursive style.

Willy Darwin Villafuerte Sosa



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



MNMS.04.15

Chiquimula, 28 de mayo de 2015.

Ingeniero Civil

Elder Avildo Rivera López

Coordinador del Ejercicio Profesional Supervisado -EPS-

De la Carrera de Ingeniería Civil

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 DE PUENTE VEHICULAR, CASERÍO LOS HORCONES, ALDEA SAN FRANCISCO Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMICILIAR, ALDEA LAS CRUCES, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA"**, presentado por el estudiante **WILLY DARWIN VILLAFUERTE SOSA**.

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

"ID Y ENSEÑAD A TODOS"



Ing. Mario N. Morales Solís
Ingeniero Asesor - Revisor

C.c. archivo



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



EARL.02.15

Chiquimula, 24 de septiembre 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 DE PUENTE VEHICULAR, CASERÍO LOS HORCONES, ALDEA SAN FRANCISCO Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMICILIAR, ALDEA LAS CRUCES, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA"**, presentado por el estudiante **WILLY DARWIN VILLAFUERTE SOSA**.

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

"ID Y ENSEÑAD A TODOS"



Ing. Elder Avildo Rivera López
Ingeniero Asesor - Revisor

C.c. archivo



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



ALTG.04.15

Chiquimula, 22 de septiembre 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 DE PUENTE VEHICULAR, CASERÍO LOS HORCONES, ALDEA SAN FRANCISCO Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMICILIAR, ALDEA LAS CRUCES, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA”**; elaborado por el estudiante **WILLY DARWIN VILLAFUERTE SOSA**.

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.03.2015

Chiquimula, 24 de septiembre 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 DE PUENTE VEHICULAR, CASERÍO LOS HORCONES, ALDEA SAN FRANCISCO Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMICILIAR, ALDEA LAS CRUCES, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA"**, elaborado por el estudiante **WILLY DARWIN VILLAFUERTE SOSA**, quien contó con la asesoría de los Ingenieros Elder Avildo Rivera López y Mario N. Morales.

Considero que el trabajo desarrollado por el estudiante Willy Darwin Villafuerte Sosa, satisface los requisitos exigidos, por lo cual recomiendo su aprobación.

Agradezco a usted la atención a la presente, atentamente,

"ID Y ENSEÑAD 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.03-2015

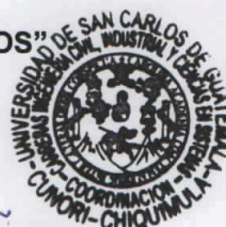
Chiquimula, 24 de septiembre de 2015.

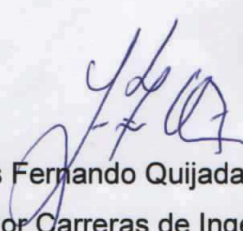
MSc. Nery Waldemar Galdámez Cabrera
Director
Centro Universitario de Oriente
CUNORI - USAC

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 **WILLY DARWIN VILLAFUERTE SOSA**, titulado: **"DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR, CASERÍO LOS HORCONES, ALDEA SAN FRANCISCO Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMICILIAR, ALDEA LAS CRUCES, MUNICIPIO DE IPALA, 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

D-TG-IC-072/2015

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 **WILLY DARWIN VILLAFUERTE SOSA** titulado “**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR, CASERÍO LOS HORCONES, ALDEA SAN FRANCISCO Y SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMICILIAR, ALDEA LAS CRUCES, MUNICIPIO DE IPALA, 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 veintiocho de septiembre del dos mil quince.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”



MSc. Nery Waldemar Galdamez Cabrera

**DIRECTOR
CUNORI – USAC**



AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Por darme las fuerzas y la sabiduría para cumplir todas mis metas.
Mis padres	Por todo su amor y apoyo a lo largo de mi vida.
Mis hermanos	Por su apoyo en todo momento.
A toda mi familia	Por sus consejos y buenos deseos.
Mis amigos	Por todos los buenos momentos y sufrimientos que compartimos.
Universidad de San Carlos de Guatemala	Especialmente al Centro Universitario de Oriente y a la carrera de Ingeniería Civil, por concederme el conocimiento para mi superación.
Municipalidad de Ipala	Por las muestras de cariño y amistad, especialmente con los amigos de la Dirección Municipal de Planificación.

ACTO QUE DEDICO A:

Dios

Su gran poder ha llenado mi vida, iluminando cada día mis pasos en la búsqueda de mi superación personal.

Mis padres

Wiliam Villafuerte Guerra y Nora Sosa Archila. Que la culminación de mi carrera sea un tributo a sus esfuerzos y abnegación.

Mis hermanos

Randy Francisco y Estuardo José. Que sea un estímulo para su dedicación en cada tarea que emprendan.

Mis Abuelos y a Tía Chata

Que en su descanso eterno sientan la paz de saber que su sueño en vida fue realizado hoy.

A mis primos

Con Cariño.

A mis Tíos

Con respeto y cariño.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	IX
LISTA DE SÍMBOLOS	XIII
GLOSARIO	XIX
RESUMEN	XXV
OBJETIVOS	XXVII
INTRODUCCIÓN	XXIX
1. MONOGRAFÍA DEL CASERÍO LOS HORCONES Y ALDEA LAS CRUCES, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA	1
1.1. Generalidades	1
1.1.1. Reseña histórica	1
1.1.2. Localización y ubicación	2
1.1.3. Extensión territorial	3
1.1.4. Vías de acceso a las comunidades	4
1.1.5. Topografía	6
1.1.6. Población	7
1.1.7. Servicios	7
1.1.8. Actividades económicas y productivas	8
1.1.9. Aspectos climáticos	9
1.1.10. Educación	10
1.1.11. Salud	11
1.2. Investigación diagnóstica de las necesidades de servicios básicos e infraestructura del caserío Los Horcones y la aldea Las Cruces, municipio de Ipala, departamento de Chiquimula.	12

1.2.1.	Descripción de las necesidades	12
1.2.2.	Evaluación y priorización de las necesidades	13
2.	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR CASERÍO LOS HORCONES, ALDEA SAN FRANCISCO, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.	15
2.1.	Información preliminar	15
2.2.	Descripción del proyecto	15
2.3.	Levantamiento topográfico	16
2.4.	Evaluación de la calidad del suelo por medio del ensayo a compresión triaxial	16
2.4.1.	Determinación del valor soporte del suelo	17
2.5.	Criterios y especificaciones para el diseño de puente de concreto de sección de viga y losa	20
2.6.	Calculo de caudales máximos para el diseño de puentes	21
2.6.1.	Método racional	22
2.6.1.1.	Intensidad de lluvia	22
2.6.1.2.	Área de la cuenca	24
2.6.1.3.	Coeficiente de escorrentía	25
2.6.1.4.	Caudal de diseño	27
2.6.1.5.	Tirante de agua	27
2.7.	Diseño de la superestructura	30
2.7.1.	Predeterminación de la sección de la viga	30
2.7.2.	Diseño de la losa	31
2.7.2.1.	Cálculo de peralte	32
2.7.2.2.	Integración de cargas	33
2.7.2.3.	Cálculo de momentos	34
2.7.2.3.1.	Momento debido a la carga muerta	34

	2.7.2.3.2.	Momento debido a la carga viva	35
	2.7.2.3.3.	Momento debido al impacto	36
	2.7.2.3.4.	Momento último	37
2.7.2.4.		Cálculo del peralte efectivo	37
2.7.2.5.		Cálculo del refuerzo en cama inferior y cama superior	38
	2.7.2.5.1.	Refuerzo transversal en cama inferior y superior	38
	2.7.2.5.2.	Refuerzo longitudinal en cama inferior y superior	41
2.7.2.6.		Refuerzo de acero	44
2.7.3.		Diseño de barandal	44
2.7.4.		Diseño de banqueta	45
2.7.5.		Bombeo y drenaje	46
2.7.6.		Predeterminación de la sección del diafragma	47
2.7.7.		Análisis y diseño de vigas	47
	2.7.7.1.	Dimensionamiento de la viga	49
	2.7.7.2.	Factor de distribución	49
	2.7.7.3.	Cálculo de momentos	51
	2.7.7.3.1.	Momento producido por sobrecarga	51
	2.7.7.3.2.	Momento debido al impacto	54
	2.7.7.3.3.	Momento último por carga viva	55

	2.7.7.3.4.	Momento por carga muerta	55
	2.7.7.3.5.	Momento último actuante en viga	57
	2.7.7.4.	Cálculo de refuerzo en la viga	57
	2.7.7.5.	Diseño a corte	63
2.7.8.		Diseño de diafragma	71
	2.7.8.1.	Diafragma exterior	72
	2.7.8.1.1.	Cálculo de sección de diafragma exterior	72
	2.7.8.1.2.	Cálculo de acero de refuerzo	73
	2.7.8.2.	Diafragma interior	76
	2.7.8.2.1.	Cálculo de sección de diafragma interior	76
	2.7.8.2.2.	Cálculo de acero de refuerzo	76
2.8.		Diseño de la subestructura	80
	2.8.1.	Diseño de la cortina	80
	2.8.2.	Diseño de viga de apoyo	89
	2.8.3.	Almohadilla de neopreno	91
	2.8.4.	Diseño de estribos	101
	2.8.5.	Obras de protección	114
2.9.		Elaboración de planos	114
2.10.		Elaboración de presupuesto	115
	2.10.1.	Integración de costos unitarios	115
	2.10.2.	Cuantificación de materiales	136
	2.10.3.	Cronograma de ejecución físico y financiero	138
2.11.		Evaluación de impacto ambiental	140

2.12.	Evaluación socio-económica	145
2.12.1.	Valor actual neto	146
2.12.2.	Tasa interna de retorno	149
2.13.	Operación y mantenimiento	150
2.14.	Especificaciones técnicas	151
3.	DISEÑO DE SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMICILIAR ALDEA LAS CRUCES, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.	161
3.1.	Descripción del proyecto	161
3.2.	Aforo, dotación y tipo de servicio	162
3.3.	Análisis de la calidad del agua	163
3.3.1.	Análisis bacteriológico	164
3.3.2.	Análisis físico-químico	164
3.4.	Periodo de diseño	165
3.5.	Población futura	165
3.6.	Factores de consumo y caudales	166
3.6.1.	Caudal medio	168
3.6.2.	Caudal de día máximo	169
3.6.3.	Caudal de bombeo	170
3.6.4.	Caudal de hora máxima	171
3.7.	Formulas, coeficientes y diámetros de tubería	171
3.8.	Presiones y velocidades	173
3.9.	Levantamiento topográfico	174
3.10.	Diseño hidráulico	176
3.10.1.	Captación	176
3.10.2.	Línea de impulsión	178
3.10.2.1.	Diámetro económico	179
3.10.2.2.	Pérdidas reales en la línea de impulsión	186

3.10.2.3.	Potencia del equipo de bombeo	195
3.10.2.4.	Verificación del golpe de ariete	196
3.10.2.5.	Determinación de la clase de tubería	198
3.10.2.6.	Especificaciones del equipo de bombeo	199
3.10.3.	Red de distribución	200
3.10.3.1.	Ramales abiertos	200
3.10.3.2.	Caudal de distribución	200
3.10.3.3.	Determinación del diámetro de la tubería	201
3.10.3.4.	Pérdidas reales en la red de distribución	203
3.10.3.5.	Velocidad y presiones finales	204
3.10.4.	Tanque de distribución	206
3.10.4.1.	Volumen del tanque	207
3.10.4.2.	Diseño de la losa del tanque	209
3.10.4.3.	Diseño del muro del tanque	221
3.10.5.	Caja rompe presión	228
3.10.6.	Caja de válvulas	228
3.10.6.1.	Válvula de limpieza	229
3.10.6.2.	Válvula de compuerta	229
3.11.	Sistema de desinfección	229
3.12.	Programa de operación y mantenimiento	231
3.13.	Propuesta de tarifa	234
3.14.	Descripción de planos	238
3.15.	Elaboración de presupuesto	239
3.15.1.	Integración de precios unitarios	239
3.15.2.	Cuantificación de materiales	261
3.15.3.	Cronograma de ejecución físico y financiero	265

3.16.	Evaluación de impacto ambiental	266
3.17.	Evaluación socio-económica	275
3.17.1.	Valor actual neto	275
3.17.2.	Tasa interna de retorno	279
3.18.	Especificaciones técnicas	279
CONCLUSIONES		287
RECOMENDACIONES		289
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		291
APÉNDICES		295
APÉNDICE A		297
APÉNDICE B		299
APÉNDICE C		301
APÉNDICE D		307
APÉNDICE E		309
APÉNDICE F		311
ANEXOS		313
ANEXO A		315
ANEXO B		317
ANEXO C		319
ANEXO D		321
ANEXO E		323

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Cuenca y cauce principal	25
2.	Perímetro mojado y área de sección transversal	28
3.	Sección transversal de losa	32
4.	Refuerzo longitudinal y transversal de losa	43
5.	Armado de poste de barandal	45
6.	Armado de banqueteta	46
7.	Sección transversal de la superestructura	48
8.	Diagrama de cuerpo libre viga exterior	50
9.	Diagrama del camión en el lugar crítico	52
10.	Diagrama de las reacciones producidas por el tándem de diseño	53
11.	Diagrama de momento producido por carga muerta	56
12.	Diagrama de carga muerta sobre viga principal	63
13.	Diagrama de posición de tándem para esfuerzos cortantes	64
14.	Diagrama de esfuerzos cortantes en la viga	67
15.	Armado longitudinal de viga	69
16.	Armado final de viga, sección C-C	70
17.	Armado final de viga, sección D-D	70
18.	Armado longitudinal de diafragma exterior	75
19.	Armado final de diafragma exterior	75
20.	Armado longitudinal de diafragma interior	79
21.	Armado final de diafragma interior	79
22.	Diagrama de presiones sobre cortina	81
23.	Armado de cortina y viga de apoyo	91

24.	Detalle apoyo de neopreno	100
25.	Diagrama de presiones y geometría de estribo	103
26.	Esquema de ingresos y egresos económicos para proyecto puente vehicular caserío Los Horcones.	147
27.	Sección transversal de tanque de captación	187
28.	Altura del nivel dinámico en tanque de captación	189
29.	Sumergencia mínima de tubo de succión	192
30.	Dimensiones del tanque a ejes de viga perimetral	211
31.	Diagrama de momentos en losa de tanque	214
32.	Armado de losa de tanque	220
33.	Diagrama de fuerzas actuantes en el muro del tanque	221
34.	Esquema de ingreso y egresos económicos para sistema de abastecimiento de agua domiciliar aldea Las Cruces	277

TABLAS

I.	Descripción de las necesidades del caserío Los Horcones según su prioridad	12
II.	Descripción de las necesidades de aldea Las Cruces según su prioridad	13
III.	Parámetros de ajuste e intensidad de lluvia para cada estación meteorológica	23
IV.	Coeficientes de escorrentía utilizados en Guatemala	26
V.	Refuerzos de acero en losa	44
VI.	Momentos de volteo	105
VII.	Momento estabilizante	106
VIII.	Descripción de planos, puente vehicular caserío Los Horcones	114

IX.	Resumen de costos directos e indirectos de diseño de puente vehicular caserío Los Horcones	116
X.	Resumen de dirección de campo y gastos administrativos de diseño de puente vehicular caserío Los Horcones	117
XI.	Resumen de impuestos de diseño de puente vehicular caserío Los Horcones	118
XII.	Integración de costos unitarios de diseño de puente vehicular caserío Los Horcones	119
XIII.	Lista de materiales de diseño de puente vehicular caserío Los Horcones.	136
XIV.	Cronograma de ejecución físico y financiero de diseño de puente vehicular caserío Los Horcones	138
XV.	Impactos ambientales negativos generados durante la construcción del puente vehicular	143
XVI.	Impactos ambientales negativos generados durante la operación del puente vehicular	144
XVII.	Datos obtenidos del aforo	162
XVIII.	Levantamientos topográficos según instrumentos de medición	175
XIX.	Costo mensual de amortización de tubería	182
XX.	Costo mensual de bombeo	185
XXI.	Costo total de tubería	186
XXII.	Especificaciones del equipo de bombeo	199
XXIII.	Momentos positivos y negativos en losa	213
XXIV.	Áreas de acero y espaciamientos en losa	218
XXV.	Peso del muro y momento total	223
XXVI.	Actividades de operación y mantenimiento	233
XXVII.	Planos del sistema de abastecimiento de agua domiciliar	238
XXVIII.	Resumen de costos directos e indirectos de sistema de abastecimiento de agua domiciliar aldea Las Cruces	240

XXIX.	Resumen de dirección de campo y gastos administrativos de sistema de abastecimiento de agua domiciliar aldea Las Cruces	241
XXX.	Resumen de impuestos de sistema de abastecimiento de agua domiciliar aldea Las Cruces	242
XXXI.	Integración de costos unitarios por renglón de sistema de abastecimiento de agua domiciliar aldea Las Cruces	243
XXXII.	Lista de materiales de sistema de abastecimiento de agua domiciliar aldea Las Cruces	261
XXXIII.	Cronograma de ejecución físico y financiero de sistema de abastecimiento de agua domiciliar aldea Las Cruces	265
XXXIV.	Impactos ambientales negativos generados durante la construcción	269
XXXV.	Impactos ambientales negativos generados durante la operación	270
XXXVI.	Medidas de mitigación de impactos ambientales para proyectos de agua potable	272
XXXVII.	Listado taxativo	274

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
A	Área
a	Celeridad
ADiafragma	Distancia del diafragma al apoyo
Ag	Área gruesa
Am	Amortización
As	Área de acero
Asl	Refuerzo longitudinal
AsMax	Acero máximo
AsTemp	Acero por temperatura
At	Área tributaria de sección transversal del río
b	Base
BDiafragma	Base del diafragma exterior
BDiafragma interior	Base del diafragma interior
Bestribo	Base del estribo
C	Coeficiente de fricción interno
C_E	Coeficiente de escorrentía
Ccloro	Concentración de cloro
CDT	Carga dinámica total
CM	Carga muerta
Cm	Centímetro
Cp	Momento por la carga puntual
Cpz final	Cota piezométrica final
Cpz inicial	Cota piezométrica inicial

CU	Carga última
Cu	Cohesión del suelo
CV	Carga viva
D	Dotación
d	Peralte efectivo
Dc	Dosis de cloro
Di	Diámetro interno de la tubería
E	Estación
E_{Total}	Empuje total
e	Excentricidad
Ea	Empuje activo
e_b	Eficiencia de la bomba
Ec	Módulo de elasticidad del concreto
Ep	Empuje pasivo
EQ	Sismo
Es	Empuje del suelo
E_s	Módulo de Young del acero
Esob	Empuje de sobrecarga
ET	Empuje total
ETierra	Empuje de tierra
f'c	Módulo de fluencia del concreto
f's	Esfuerzo admisible del acero
Fcloro	Flujo de cloro
FD	Factor de distribución
fdm	Factor de día máximo
fhm	Factor de hora máximo
FI	Factor longitudinal
FL	Fuerza longitudinal
FS	Factor de seguridad

Fsd	Factor de seguridad por deslizamiento
Fsv	Factor de seguridad por volteo
Fy	Módulo de fluencia del acero
g	Gravedad
G	Modulo cortante
H	Altura de bombeo
h	Hora
hab	Habitante
HCortina	Altura de la cortina
HDiafragma exterior	Altura del diafragma exterior
HDiafragma interior	Altura diafragma interior
he	Espesor de la capa de elastómero
hest	Diferencia de alturas entre estaciones
Hf	Pérdida de carga en metros
Hf real	Pérdida real en el tramo
HG	Hierro galvanizado
hgt	Espesor del elastómero del apoyo
HP	Caballo de fuerza
hrt	Espesor de la capa externa del elastómero
hviga	Altura de la viga principal
I	Fracción de impacto
I_{lluvia}	Intensidad de lluvia
k	Módulo de elasticidad volumétrico del agua
Ka	Coeficiente activo
Kg	Kilogramo
km	Kilometro
Kw	Kilovatio
l	Litro
L	Longitud

Lb	Libra
Lcamion	Longitud del camión
Lpuente	Longitud del puente
Lvoladizo	Longitud de voladizo
m	Metro
m.c.a.	Metros columna de agua
MCM	Momento debido a la carga muerta
MCV	Momento de la carga viva
ME	Momento estabilizante total
Mes	Momento estabilizante del suelo
MESob	Momento estabilizante de sobrecarga
Mt	Momento total generado por el muro
Mu	Momento ultimo
MUVVIGA	Momento último por carga viva en la viga
Mv	Momento por volteo
MVMAX	Momento máximo por carga viva
n	Periodo de diseño
Nc	Factor de capacidad de carga debido a la cohesión
Nq	Factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga
Nw	Factor de capacidad de carga debido al suelo
P max	Presión máxima
Pa	Población actual
PDiafragma	Carga que transmite el diafragma
Pf	Población futura (población de diseño)
plg	Pulgada
Pm	Perímetro mojado de la sección del río en metros
PSI	Libra sobre pulgada cuadrada
PSuelo	Presión del suelo
PViva	Peso del camión

Q	Caudal
q	Caudal unitario
Qb	Caudal de bombeo
qD	Capacidad de carga última
Qdm	Caudal de día máximo
Qhmax	Caudal de hora máxima
Qm	Caudal medio diario
r	Tasa de crecimiento poblacional
Rh	Radio hidráulico de la sección del río en metros
s	Segundo
S max	Espaciamiento máximo
S min	Espaciamiento mínimo
S	Espaciamiento entre vigas
SEstribo	Separación del estribo
Sp	Pendiente de la tubería
t	Peralte
tb	Tiempo de bombeo
TIR	Tasa interna de retorno
ton	Tonelada
v	Velocidad
Vacero	Corte resistente del acero
Vact	Corte actuante
VCM	Corte por carga muerta
Vcr	Corte resistente del concreto
VCV	Corte por carga viva
VI	Corte por impacto
Vol	Volumen
VAN	Valor actual neto
Vres	Corte resistente

V_{Ssuelo}	Valor soporte del suelo
V_{UVIGA}	Corte último en viga
W	Carga
W_a	Peso del agua
W_c	Peso del concreto
W_{cp}	Peso del concreto ciclópeo
W_M	Carga muerta total
W_M	Carga muerta última
W_t	Carga puntual
θ_{Fi}	Ángulo de fricción interna
$\emptyset$varilla	Diámetro de varilla
θ	Factor de reducción para flexión
β_1	Coeficiente de resistencia del concreto
ΔTemp	Deformación unitaria
Δs	Movimiento máximo horizontal en mm
σ	Esfuerzo a compresión
$\emptyset$	Diámetro
ΔP	Sobre presión
$\emptyset_i$	Diámetro interno de la tubería
°	Grado
ρ_{Max}	Cuantía de acero máxima
ρ_{bal}	Cuantía de acero balanceada
γ_s	Densidad seca del suelo

GLOSARIO

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials (Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes)
ACI	American Concrete Institute
ADISO	Asociación para el Desarrollo Sostenible de Oriente
Aforo	Es la operación que determina el caudal de la fuente en estudio.
Amortización	Es el proceso de distribución en el tiempo de un valor duradero, es sinónimo de depreciación.
Área	Extensión superficial, demarcada por diferentes límites y expresada en unidades de medida.
Captación	Es la estructura que está destinada a captar el agua proveniente de diversas fuentes para su posterior uso.
Cauce	Concavidad del terreno, natural o artificial, por donde corre un río, arroyo o canal.

Caudal	Cantidad de fluido medido en volumen, que se mueve en una unidad de tiempo.
Censo	Es el recuento de la población en determinado lugar.
COGUANOR	Comisión Guatemalteca de Normas
Cohesión del suelo	Es la fuerza que une y que mantiene juntas las partículas del suelo.
Conexión domiciliar	Tubería que conduce el agua de la red principal hacia cada vivienda.
Cuenca	Espacio territorial limitado por las partes más altas de las montañas, en el que se desarrolla un sistema de drenaje superficial que concentra sus aguas en un río principal.
Densidad	Es la distribución de la población en determinada región.
Desinfección	Es la extracción, desactivación o eliminación de los microorganismos patógenos que existen en el agua.
DMP	Dirección Municipal de Planificación
Dotación	Es la cantidad de agua que se le asigna a cada habitante, comprendiendo todos los consumos de los servicios que hacen en un día.

Drenaje	Sistema que permite el desalojo de los líquidos pluviales o de otro tipo.
Eficiencia de la bomba	Es el porcentaje de flujo que se tiene disponible para realizar un trabajo.
Escorrentía	Es el agua procedente de la lluvia que circula por la superficie y se concentra en los cauces.
Estiaje	Nivel o caudal mínimo de un río en cierta época del año, debido principalmente a sequias por escasez de lluvia.
Gavión	Cesta de alambre, rellena de piedra, empleadas como protección de obras.
Golpe de ariete	Es el incremento de presión en la tubería de conducción, debido al cambio brusco del movimiento del agua.
Losa	Estructura plana horizontal de hormigón reforzado que sirve como cubierta de los tanques y cajas.
Muro	Construcción que sirve para separar o delimitar un espacio.
Neopreno	Material elaborado con caucho altamente resistente.
Potencia de la bomba	Es la energía neta transmitida al fluido para desplazarlo.

Precipitación	Es todo tipo de caída del agua hacia la tierra.
Presión dinámica	Es la presión que existe cuando hay movimiento de agua.
Presión estática	Esta se produce cuando todo el líquido en la tubería está en reposo.
Subestructura	Está formada por elementos estructurales destinados a transmitir la carga que proviene de la superestructura hacia el terreno donde se edifica la obra.
Suelo	Parte superficial de la corteza terrestre que resiste toda carga transmitida por los elementos estructurales.
Superestructura	Está compuesta de elementos estructurales como los diafragmas exteriores e interiores, vigas, banquetas laterales, barandal y losa.
Tirante de agua	Es la altura máxima o mínima de agua en el cauce del río.
Topografía	Conjunto de técnicas y conocimientos que se utilizan para describir y delinear gráficamente la superficie de un terreno.

Tramo	Parte comprendida entre dos puntos para su estudio.
Triaxial	Método más versátil en el estudio de las propiedades esfuerzo-compresión del suelo.
UNEPAR	Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales.
Válvula	Mecanismo que sirve para iniciar, detener o regular el flujo de líquidos.
Viga	Elemento estructural generalmente horizontal que transmite las cargas hacia los elementos de apoyo.

RESUMEN

Guatemala carece de infraestructura que ayude al desarrollo social y económico, las comunidades rurales son las más afectadas en este tema, en las cuales, existen necesidades urgentes, que deben ser solucionadas con proyectos capaces de solventar estas urgencias.

En base a lo anterior, surge el interés de dar solución a la problemática existente en las áreas rurales del municipio de Ipala, departamento de Chiquimula, diseñando dos proyectos de infraestructura social, los cuales solucionen las necesidades más urgentes de igual cantidad de comunidades. Las actividades de planificación fueron realizadas durante el Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S) en la municipalidad de Ipala, departamento de Chiquimula, las cuales están comprendidas en este documento que se divide en tres capítulos.

El primer capítulo muestra el análisis monográfico del caserío Los Horcones y de la aldea Las Cruces, destacando los aspectos más relevantes de éstas. Además, se realiza la investigación diagnóstica de las necesidades de servicios básicos e infraestructura en ambas comunidades.

En el segundo capítulo se describe el diseño del puente vehicular ubicado en el ingreso al caserío Los Horcones, compuesto de una sola vía y de 25 metros de longitud. Además, se detalla el diseño estructural, costos del proyecto y planos constructivos.

El capítulo tres muestra el diseño del sistema de abastecimiento de agua domiciliar en aldea Las Cruces, utilizando la que proviene de un brote natural y cuya conducción será por bombeo. De igual manera, se detallan los costos del proyecto, cálculos y planos.

OBJETIVOS

General

Contribuir al desarrollo del caserío Los Horcones y aldea Las Cruces con el diseño de proyectos de infraestructura social y económica que sean alternativa de solución a las necesidades de estas comunidades rurales.

Específicos

1. Diseñar el puente vehicular en caserío Los Horcones, aldea San Francisco, Ipala, Chiquimula.
2. Diseñar el sistema de abastecimiento de agua domiciliar en aldea Las Cruces, Ipala, Chiquimula.
3. Aportar al desarrollo del caserío Los Horcones y aldea Las Cruces, como parte de la proyección del Centro Universitario de Oriente -CUNORI- hacia las comunidades.

INTRODUCCIÓN

La falta de comunicación, educación y salud en las áreas rurales de Guatemala se soluciona con proyectos, que contribuyan al desarrollo social y económico de estas comunidades, cumpliendo con los requerimientos básicos de cada habitante. Es por este motivo que, después del análisis diagnóstico de servicios básicos e infraestructura en cada área, se priorizan dos necesidades urgentes.

En el caserío Los Horcones, aldea San Francisco, los habitantes para trasladarse hacia la cabecera municipal deben de cruzar el río San Francisco, el cual en época lluviosa incrementa su caudal, sobrepasando así el nivel del badén existente y dejando sin ningún acceso al caserío.

En la aldea Las Cruces, el sistema de abastecimiento de agua actual no proporciona a los comunitarios agua en cantidad y calidad adecuadas. Esto se debe a que, con el pasar de los años, el sistema por medio de llenacántaros se ha venido deteriorando, el deterioro junto con la poca cantidad de agua que aporta el nacimiento han afectado considerablemente a la comunidad.

Con base en lo anterior, el presente trabajo se enfoca en la contribución para la solución de estas necesidades básicas que demandan las comunidades, planificando los proyectos: diseño de puente vehicular caserío Los Horcones, aldea San Francisco y sistema de abastecimiento de agua domiciliar aldea Las Cruces, municipio de Ipala, departamento de Chiquimula.

FASE DE INVESTIGACION

1. MONOGRAFÍA DEL CASERÍO LOS HORCONES Y ALDEA LAS CRUCES, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA

1.1. Generalidades

1.1.1. Reseña histórica

Caserío Los Horcones, aldea San Francisco, Ipala, Chiquimula

Cocode (2014) -Comité Comunitario de Desarrollo-; el caserío fue fundado en las planicies de las faldas del volcán de Ipala en el año 1890 por los guatemaltecos Celago Asencio, Isidro Morales, Antonio Elías, Merejilga Rodríguez e Isabel Torres, ellos llamaron al caserío Santo Domingo Horcones. En el caserío habitaron sacerdotes, estos necesitaban regar sus parcelas sembradas de jiquilite, planta usada para pintar y teñir ropa, con esta necesidad construyeron muros con los cuales almacenaron agua. Este lugar aún existe y es denominado “La Pileta”. Con el pasar de los años el nombre del caserío se redujo a Horcones, nombre que permanece a la fecha.

Aldea Las Cruces, Ipala, Chiquimula

Cocode (2014) -Comité Comunitario de Desarrollo-; Las Cruces fue fundada en montañas vírgenes en el año 1640 por los españoles Amante, Jorge y Manuel, todos de apellido Guerra, los cuales la

llamaron Cuajiniquilapa, nombre con el que se le conoció casi cien años. La comunidad veneraba a la virgen divina pastora, cada año para su fiesta invitaban a otras comunidades con sus imágenes veneradas para celebrar, estas eran recibidas con tambores y flautas, además de esto se colocaba una cruz en cada esquina de la aldea, es por este motivo que se le cambió el nombre, llamándola Las Cruces, nombre que permanece hasta la fecha.

1.1.2. Localización y ubicación

Caserío Los Horcones, aldea San Francisco, Ipala, Chiquimula

Dirección Municipal de Planificación (2014); el caserío Los Horcones está localizado a ciento sesenta y cuatro kilómetros de la ciudad de Guatemala en dirección sureste, a cincuenta y cinco kilómetros de la cabecera departamental en dirección suroeste y a catorce y medio kilómetros de la cabecera municipal en dirección suroeste. El cruce hacia el sitio denominado la ceiba que es el centro de caserío Los Horcones se encuentra a una altitud de 828 msnm, con latitud norte 14° 32' 48.65'' y longitud oeste 89° 41' 32.91''.

Colindancias de caserío Los Horcones

- Al norte con aldea California, San Luis Jilotepeque, Jalapa.
- Al sur con aldea Palmilla, San Manuel Chaparrón, Jalapa.
- Al este con aldea San Francisco, Ipala, Chiquimula.
- Al oeste con aldea El Trapiche, San Manuel Chaparrón, Jalapa.

Aldea Las Cruces, Ipala, Chiquimula

Dirección Municipal de Planificación (2014); La aldea Las Cruces está localizada a ciento ochenta y ocho kilómetros de la ciudad de Guatemala en dirección noreste, a cuarenta y dos kilómetros de la cabecera departamental en dirección sur y a nueve kilómetros de la cabecera municipal en dirección noreste. El cruce para la aldea El Ciracil, que es el centro de la aldea Las Cruces, se encuentra ubicado a una altitud de 1101 msnm, con latitud norte 14° 38' 16.02'' y longitud oeste 89° 34' 16.74''.

Colindancias de la aldea Las Cruces

- Al norte con caserío El Ciracil de la aldea El Jocote.
- Al sur con caserío Las Ceniceras y Napoleón de la aldea Las Cruces.
- Al este con caserío La Laguna de la aldea Las Cruces.
- Al oeste con caserío El Chagüite de la aldea El Jocote

Todas del municipio de Ipala, Chiquimula.

1.1.3. Extensión territorial

Caserío Los Horcones, aldea San Francisco, Ipala, Chiquimula

Dirección Municipal de Planificación (2014); Los Horcones es un caserío de la aldea San Francisco, su extensión territorial es de 0.90 kilómetros cuadrados, que representan el 0.4 por ciento del total de

extensión de Ipala como municipio y el 0.04 por ciento del total de extensión de Chiquimula como departamento.

Aldea Las Cruces, Ipala, Chiquimula

Dirección Municipal de Planificación (2014); la aldea Las Cruces se extiende territorialmente 5.7 kilómetros cuadrados, los cuales representan el 2.5 por ciento del total de extensión de Ipala como municipio y el 0.24 por ciento del total de extensión de Chiquimula como departamento.

1.1.4. Vías de acceso a las comunidades

Caserío Los Horcones, aldea San Francisco, Ipala, Chiquimula

La comunidad cuenta con distintas vías de acceso, entre las cuales cabe mencionar la que dista ciento sesenta y cuatro kilómetros de la ciudad de Guatemala en dirección sureste, distribuidos así: ciento treinta y nueve kilómetros por carretera CA-01 Oriente en dirección sureste llegando al cruce denominado La Arenera, luego nueve kilómetros en dirección norte por carretera RD JUT-6 hasta llegar al cruce para Santa Catarina Mita, luego diez kilómetros en dirección noreste por carretera RD JUT-4 que lleva a Agua Blanca, después tres kilómetros en dirección norte por carretera RD CHI-1 hasta llegar a la aldea El Sauce, Ipala y luego cuatro kilómetros por carretera de terracería que atraviesa las aldeas El Sauce y San Francisco. Otra vía de acceso es la que dista cincuenta y cinco kilómetros de la cabecera departamental en dirección suroeste, desglosados así: seis kilómetros en dirección sur por carretera CA-10

llegando al cruce situado en aldea San Esteban, luego diez kilómetros en dirección oeste por carretera RD CHI-6 que conduce a San José La Arada, después treinta y cinco kilómetros en dirección suroeste por carretera RD CHI-1 hasta llegar a la aldea El Sauce, Ipala y luego cuatro kilómetros por carretera de terracería que atraviesa las aldeas El Sauce y San Francisco.

Por último, la vía de acceso que dista catorce y medio kilómetros de la cabecera municipal en dirección suroeste, diez y medio kilómetros por carretera RD CHI-1 que lleva a la aldea El Sauce y luego cuatro kilómetros por carretera de terracería que atraviesa las aldeas El Sauce y San Francisco.

Aldea Las Cruces, Ipala, Chiquimula

La aldea cuenta con distintas vías de acceso, entre las cuales cabe mencionar la que dista ciento ochenta y ocho kilómetros de la ciudad capital en dirección noreste, distribuidos así: ciento treinta y nueve kilómetros por carretera CA-1 en dirección sureste hasta llegar al cruce denominado La Arenera, luego nueve kilómetros en dirección norte por carretera RD JUT-6 llegando al cruce para Santa Catarina Mita, luego diez kilómetros en dirección noreste por carretera RD JUT-4 que lleva a Agua Blanca, después veintiún kilómetros en dirección noreste por carretera RD CHI-1 que conduce a Ipala y luego nueve kilómetros en dirección noreste por carretera RN-18 hasta llegar a la aldea Las Cruces, otra vía de acceso es la que dista cuarenta y dos kilómetros de la cabecera departamental en dirección sur, distribuidos así: seis kilómetros en dirección sur por carretera CA-10, luego diez kilómetros en dirección oeste por carretera RD CHI-6 llegando a San

José La Arada, después diecisiete kilómetros en dirección suroeste por carretera RD CHI-1 desde San José La Arada a Ipala. Y por último la vía de acceso que dista nueve kilómetros en dirección noreste por carretera RN-18, a nueve kilómetros de la cabecera municipal en dirección noreste por carretera RN-18.

1.1.5. Topografía

Caserío Los Horcones, aldea San Francisco, Ipala, Chiquimula

Dirección Municipal de Planificación (2014); la topografía del terreno es plana en la mayor parte de su extensión, pero también cuenta con áreas donde se producen cambios en la topografía, estos cambios son provocados por distintas causas como ríos o quebradas.

Sin embargo, estas áreas donde los cambios de pendiente son notables son usadas para el cultivo de frijol.

Aldea Las Cruces, Ipala, Chiquimula

Dirección Municipal de Planificación (2014); la topografía del terreno es quebrada y montañosa en la mayor parte de su extensión, también cuenta con áreas planas sin habitar, éstas áreas planas, al igual que las montañosas, son utilizadas por la comunidad para la crianza de ganado y el cultivo de frijol y maíz.

1.1.6. Población

Caserío Los Horcones, aldea San Francisco, Ipala, Chiquimula

ADISO (2013) -Asociación para el Desarrollo Integral Sostenible de Oriente-; en el caserío actualmente habitan 202 personas no indígenas. La población de acuerdo al género se divide en 49 por ciento hombres y 51 por ciento mujeres, existen 62 familias que habitan en 50 casas.

Aldea Las Cruces, Ipala, Chiquimula

ADISO (2013) -Asociación para el Desarrollo Integral Sostenible de Oriente-; en la aldea actualmente habitan 258 personas no indígenas. La población de acuerdo al género se divide en 42.25 por ciento hombres y 57.75 por ciento mujeres, existen 77 familias que habitan en 89 casas.

1.1.7. Servicios

Caserío Los Horcones, aldea San Francisco, Ipala, Chiquimula

El caserío cuenta con los servicios de energía eléctrica en todas las viviendas, alumbrado público, agua, que la proporciona el pozo de la comunidad, letrinas en las viviendas, centro educativo a nivel pre primario y primario, iglesia católica y templo evangélico, no cuenta con centro de salud ni cementerio, mucho menos con drenajes sanitario y pluvial.

Aldea Las Cruces, Ipala, Chiquimula

La aldea cuenta con energía eléctrica en todas las viviendas, alumbrado público, calles pavimentadas, agua proveniente de la aldea Las Cenicerías, que la suministran llenacántaros distribuidos en toda la aldea, centro educativo a nivel pre primario y primario, letrinas en las casas, iglesia católica y cementerio, no cuenta con centro de salud ni drenajes pluvial y sanitario.

1.1.8. Actividades económicas y productivas

Caserío Los Horcones, aldea San Francisco, Ipala, Chiquimula

ADISO (2013) -Asociación para el Desarrollo Integral Sostenible de Oriente-; las actividades agrícolas y pecuarias, son las principales fuentes de ingresos para la comunidad, la producción de maíz y frijol, para la venta y el consumo interno, genera los ingresos económicos para las familias que los producen. La crianza de animales, como aves de corral, caprinos y porcinos también genera ingresos económicos, ya que estos son destinados a la venta y al consumo propio. Se podría decir que otra fuente de ingresos, aunque no muy constante, es la obtención de dinero enviado por integrantes de las familias, desde distintas partes del mundo.

Aldea Las Cruces, Ipala, Chiquimula

ADISO (2013) -Asociación para el Desarrollo Integral Sostenible de Oriente-; la principal actividad económica es la producción agrícola de maíz y frijol para venta y consumo interno, ésta es la que más

ingresos económicos genera a las familias, ya que es de las aldeas que más produce en el municipio, la venta de estos granos básicos es importante para el sostenimiento de la comunidad, es por este motivo que han llegado a venderse directamente en la cabecera departamental. La crianza de animales como aves de corral, bovinos y porcinos son únicamente para consumo propio.

1.1.9. Aspectos climáticos

Caserío Los Horcones, aldea San Francisco, Ipala, Chiquimula

ADISO (2013) -Asociación para el Desarrollo Integral Sostenible de Oriente-; generalmente, a todo lo largo del año, el clima predominante es cálido. La temperatura en el caserío es similar a la de la cabecera municipal, esto se debe a que ambos sitios se encuentran a altitudes similares. La temperatura media anual es de 24.05 °C, esta oscila entre los 17.5 °C mínima promedio y 29.8 °C máxima promedio, mínima absoluta de 10.8 °C y máxima absoluta de 36.5 °C.

Aldea Las Cruces, Ipala, Chiquimula

ADISO (2013) -Asociación para el Desarrollo Integral Sostenible de Oriente-; generalmente el clima a todo lo largo del año es cálido y moderadamente templado en ciertas épocas del año. La aldea se encuentra ubicada en la parte alta del municipio, por lo que la temperatura en relación con la de la cabecera municipal tiende a variar. La temperatura media anual es de 22.4 °C, esta oscila entre los 14.3 °C mínima promedio y 27.6 °C máxima promedio, mínima absoluta de 10.2 °C y máxima absoluta de 35.7 °C.

1.1.10. Educación

Caserío Los Horcones, aldea San Francisco, Ipala, Chiquimula

Dirección Departamental de Educación (2014); actualmente, en el caserío existe un centro educativo estatal a nivel pre primario y primario, dicho centro carece de mobiliario y sus instalaciones no son adecuadas para albergar a considerable cantidad de estudiantes, esto se debe a que la escuela solo cuenta con tres aulas para impartir clases. En el caserío la mayor parte de la población sabe leer y escribir, esto es gracias a que el ministerio de educación y la comisión nacional de alfabetización han apoyado grandemente la enseñanza en la comunidad.

Aldea Las Cruces, Ipala, Chiquimula

Dirección Departamental de Educación (2014); la educación en la aldea es proporcionada por el estado, al igual que todas las aldeas del municipio, en la actualidad existe un centro educativo a nivel preprimario y primario, este centro educativo carece de equipo y mobiliario para realizar de buena manera las labores de enseñanza. En la aldea, 25 personas, que representan el 9.7 por ciento del total de la población, son analfabetas, esto se debe a que no existe ningún programa de alfabetización ni ninguna institución que lo apoye, el ministerio de educación solo proporciona apoyo con el programa de desayunos escolares.

1.1.11. Salud

Caserío Los Horcones, aldea San Francisco, Ipala, Chiquimula

Centro de Salud (2014); la mayoría de las comunidades del municipio no cuentan con asistencia médica local, los centros de salud están ubicados en pocas aldeas del municipio. El caserío Los Horcones no cuenta con este tipo de servicio y para recibir atención médica acuden al centro de salud de la aldea El Sauce, que es el más cercano. Las enfermedades más comunes en adultos y niños son: amigdalitis, diarrea, catarro, tos, anemia, pulmonía y fiebre, esto se debe a que en la comunidad no existe ninguna campaña de prevención de enfermedades y control de plagas. Los indicadores de salud son: tasa de natalidad de 28.8 por ciento y tasa de mortalidad de 14.4 por ciento para toda la población. Las principales causas de muerte son: infarto agudo al miocardio, cáncer hepático y herido por arma de fuego.

Aldea Las Cruces, Ipala, Chiquimula

Centro de Salud (2014); la aldea no cuenta con centro de salud, por lo tanto para recibir asistencia médica acuden al centro de salud de la cabecera municipal, que es el más cercano. Las enfermedades más comunes en adultos y niños son: diarrea, tos, fiebre, catarro, pulmonía y amigdalitis, esto se debe a que no existe ningún programa de prevención de enfermedades y control de plagas. Los indicadores de salud son: tasa de natalidad de 47.8 por ciento y tasa de mortalidad de 25.7 por ciento para toda la población. Las principales causas de

muerte son: infarto agudo al miocardio, neumonía y bronconeumonía, herido por arma de fuego, cirrosis hepática y cáncer hepático.

1.2. Investigación diagnóstica de las necesidades de servicios básicos e infraestructura del caserío Los Horcones y la aldea Las Cruces, municipio de Ipala, departamento de Chiquimula.

1.2.1. Descripción de las necesidades

Caserío Los Horcones, aldea San Francisco, Ipala, Chiquimula

El caserío, al igual que las demás comunidades del municipio, carece de servicios básicos e infraestructura socioeconómica, las necesidades más urgentes se tabulan a continuación.

Tabla I. **Descripción de las necesidades del caserío Los Horcones según su prioridad**

Necesidad	Tipo de proyecto
1	Puente vehicular
2	Construcción de escuela
3	Centro de salud
4	Alcantarillado sanitario
5	Mejoramiento de calles vehiculares y peatonales
6	Sistema de riego
7	Alcantarillado pluvial
8	Cementerio

Fuente: Elaboración propia

Aldea Las Cruces, Ipala, Chiquimula

Como en la mayoría de comunidades del municipio la aldea carece de servicios básicos e infraestructura socioeconómica, las necesidades más urgentes se tabulan a continuación.

Tabla II. **Descripción de las necesidades de aldea Las Cruces según su prioridad**

Necesidad	Tipo de proyecto
1	Agua domiciliar
2	Centro de salud
3	Alcantarillado sanitario
4	Mejoramiento de calles vehiculares y peatonales
5	Pilas comunales
6	Alcantarillado pluvial
7	Salón de usos múltiples

Fuente: Elaboración propia

1.2.2. Evaluación y priorización de las necesidades

Con la evaluación de las necesidades más urgentes que tiene cada comunidad, se observa que ambas poseen similares problemas en cuanto a infraestructura socioeconómica y servicios básicos se refiere. Con el diagnóstico de estas necesidades, las cuales fueron planteadas por los habitantes de dichas comunidades al COCODE y al concejo municipal, se prioriza el puente vehicular en caserío Los

Horcones y el sistema de abastecimiento de agua domiciliar en aldea Las Cruces.

FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2. DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR CASERÍO LOS HORCONES, ALDEA SAN FRANCISCO, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA.

2.1. Información preliminar

Se presenta el inconveniente con el acceso al caserío Los Horcones en época lluviosa. El diseño de este proyecto, tiene como objetivo, proporcionar una opción para solucionar esta problemática, asimismo mejorar la comunicación con comunidades aledañas.

2.2. Descripción del proyecto

El proyecto consiste en diseñar el puente vehicular de concreto armado de sección viga y losa, la longitud es de 25 metros y de una sola vía de 3.40 metros de ancho de rodadura, con banquetas laterales de 0.80 m cada una, barandal como protección para los peatones y dos vigas principales, las cuales estarán apoyadas sobre estribos de mampostería de piedra.

Los elementos estructurales estarán diseñados para soportar cargas críticas como la carga viva, muerta y de impacto. La apropiada integración de éstas, da como resultado el diseño óptimo de cada uno de los elementos estructurales que conforman el puente. La carga viva de diseño será AASHTO H15-44.

2.3. Levantamiento topográfico

Forma parte de los elementos básicos para el diseño de puentes, ya que proporciona el relieve del terreno donde se pretende ubicar los elementos estructurales del puente, así como información fundamental para otros estudios. Para realizar el levantamiento se utilizó el siguiente equipo.

- Estación total marca TOPCON GTS-105N
- Trípode
- 2 Prismas
- 2 Bastones para prismas de 4 metros
- Cinta métrica de 50 metros
- 2 Plomadas

El procedimiento fue el siguiente: se tomaron puntos a lo largo del eje central y a las orillas del badén existente y del camino que comunica a la aldea, a todo lo largo de la sección del río, 50 metros aguas arriba y aguas abajo del sitio donde se pretende construir el puente y puntos en donde la crecida es máxima. La libreta y la planta topográfica se encuentran en el apéndice A.

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

Es muy importante determinar las condiciones de calidad y tipo de suelo donde se ejecutará el proyecto, ya que es este el que soportará toda la carga transmitida por la estructura, esta evaluación proporcionará datos relevantes para el diseño de elementos estructurales los cuales estarán relacionados a las condiciones y a las cargas que el suelo puede soportar.

Al suelo del proyecto se le realizó el ensayo a compresión triaxial y tipo de ensayo no consolidado y no drenado, para obtener los parámetros de corte. Para esto, se necesitó la muestra inalterada de 1 pie cubico, se trabajó a 80 cm, ya que a más profundidad, el suelo estaba saturado debido a su cercanía al río y esto volvía dificultosa la extracción de la muestra, para lo cual se tenía que utilizar equipo de bombeo para retirar el agua. La estratigrafía no cambio en la perforación del agujero, por lo que se asume que el suelo será el mismo hasta la cota de cimentación. La muestra, después de las pruebas en el laboratorio, generó los siguientes resultados:

- Tipo de ensayo = no consolidado y no drenado
- Descripción del suelo = limo arenoso color café oscuro
- Dimensiones de la probeta = 2.5" x 5"
- Angulo de fricción interna = $\phi_{FI} = 30,48^\circ$
- Cohesión = $C_u = 0 \text{ ton/m}^2$
- Densidad seca = $\gamma_s = 1.22 \text{ ton/m}^3$

Se determina un factor de seguridad de 3, por deficiencias que pudieron haberse dado en la obtención de la muestra, mala calibración del equipo y en la realización del ensayo triaxial.

$$F_s = 3$$

2.4.1. Determinación del valor soporte del suelo

Para el cálculo de la capacidad portante última se utilizó la ecuación del Dr. Karl Terzaghi.

$$q_D = (\gamma_s * C_u * N_c) + (\gamma_s * Z_{\text{prof}} * N_q) + (0.5 * \gamma_s * B_{\text{estribo}} * N_w)$$

Donde:

q_D = capacidad de carga última

γ_s = densidad seca del suelo

C_u = cohesión del suelo

N_c = factor de capacidad de carga debido a la cohesión

Z_{prof} = profundidad a la que se obtuvo la muestra de suelo

N_q = factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga

$B_{estribo}$ = base del estribo

N_w = factor de capacidad de carga debido al peso del suelo

Calculando el factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga (N_q)

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 (45 + \phi/2)$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 (45 + 30.48/2)$$

$$N_q = 19.45$$

Calculando el factor de capacidad de carga debido a la cohesión (N_c)

$$N_c = \cot \phi \cdot (N_q - 1)$$

$$\cot \phi = \frac{1}{\tan \phi}$$

$$N_c = (1 / \tan 30.48) \cdot (19.45 - 1) \approx N_c = 31.35$$

Calculando el factor de capacidad de carga debido al peso del suelo (Nw)

$$N_w = 1.8 (N_q - 1) * \tan \phi$$

$$N_w = 1.8 (19.45 - 1) * \tan 30.48$$

$$N_w = 19.55$$

Calculando la capacidad portante última (qD)

Datos

$$\gamma_s = 1.22 \text{ Ton/m}^3$$

$$C_u = 0 \text{ Ton/m}^2$$

$$Z_{\text{prof}} = 0.80 \text{ m}$$

$$B_{\text{estribo}} = 4.8 \text{ m}$$

$$N_w = 19.55$$

$$N_c = 31.35$$

$$N_q = 19.45$$

Entonces

$$q_D = (\gamma_s * C_u * N_c) + (\gamma_s * Z_{\text{prof}} * N_q) + (0.5 * \gamma_s * B_{\text{estribo}} * N_w)$$

$$q_D = (1.22 * 0 * 31.35) + (1.22 * 0.80 * 19.45) + (0.5 * 1.22 * 4.8 * 19.55)$$

$$q_D = 0 + 18.98 + 57.24$$

$$q_D = 76.22 \text{ Ton/m}^2$$

Calculando el valor soporte del suelo (VS suelo)

$$VS_{\text{suelo}} = q_D / FS$$

Datos

$$q_D = 76.22 \text{ Ton/m}^2$$

$$FS = 3$$

$$VS_{\text{suelo}} = 76.22 \text{ Ton/m}^2 / 3$$

$$VS_{\text{suelo}} = 25.41 \text{ Ton/m}^2$$

2.5. Criterios y especificaciones para el diseño de puente de concreto de sección de viga y losa

Las recomendaciones para obtener un adecuado análisis y diseño están basadas en códigos de construcción. Los requisitos de AASHTO para puentes de concreto reforzados son los siguientes:

- Carga viva: se utilizó carga viva de diseño AASHTO H15-44, equivalente a 11,986 libras en el eje más pesado.
- Valor soporte del suelo a considerar para el diseño de los estribos del puente: $VS_{\text{suelo}} = 25.41 \text{ Ton/m}^2$
- Sección de vigas principales en base a la tabla AASHTO 2.5.26.3-1.
- Factor de distribución en vigas principales (AASHTO 3.23.1): proporción de carga viva que absorbe cada viga. Está dada en función a la separación entre vigas y número de carriles del puente o al peso del camión.

- Momento debido al impacto en vigas principales (AASHTO 1.2.12): este incremento no debe ser mayor al 30%.
- Refuerzo en vigas principales en lo establecido por el código ACI 318-08.
- Diseño de losa de puente (AASHTO 2.5.26): para refuerzo principal perpendicular al tráfico.
- Momento debido a la carga viva en losa AASHTO 3.24.3.1.
- Momento debido al impacto (AASHTO 3.8.2.1): este incremento no debe ser mayor al 30%.
- Diafragmas exteriores e interiores: capítulo 8 de AASHTO.
- Cortina: AASHTO 1.2.22 y AASHTO 3.20.
- Almohadilla de neopreno en base al método “A” del capítulo 14 de las normas AASHTO.

2.6. Cálculo de caudales máximos para el diseño de puentes

Es de gran importancia establecer el caudal de diseño, el tirante normal del río y el tirante de crecida máxima, estos permiten la mejor determinación de la geometría de los elementos de la superestructura y subestructura del puente, también permiten establecer el largo y altura del mismo.

El tirante normal de un río es la altura que el agua lleva en época de estiaje, o bien cuando aún no se han presentado crecidas debido a las lluvias, y la crecida máxima de un río es aquella que se presenta en época de lluviosa.

En el diseño del puente se considera la crecida máxima, determinada por el método racional, que se presenta a continuación.

2.6.1. Método racional

Mediante este método se determina la crecida máxima que se puede llegar a presentar en cierto río, teniendo como base, datos de las estaciones meteorológicas más cercanas al lugar donde se ubicará el puente. Se calcula mediante la fórmula siguiente:

$$Q = C I A / 3.6$$

Donde “Q” es el caudal máximo de la esorrentía, que se genera a la salida de la cuenca de área “A” debido a un aguacero de intensidad constante “I”, que tiene una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca. “C” es el coeficiente de esorrentía, su valor está comprendido entre cero y uno.

La fórmula es dimensional, de manera que las unidades deben utilizarse correctamente. Cuando el caudal se da en m³/s, la intensidad en mm/h y el área en km².

2.6.1.1. Intensidad de lluvia

Para la deducción de la intensidad de lluvia en el sitio que se requiere se utilizó la fórmula recomendada por el Instituto de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH).

$$i_{Tr} = A / (B + t)^n$$

Donde:

i_{Tr} es la intensidad de lluvia (mm/h), asociada la frecuencia de ocurrencia, representada por el periodo de retorno (T_r), t es la duración (min), A , B y n son parámetros de ajuste determinados por una estación meteorológica.

Para determinar la intensidad de lluvia en el lugar de estudio, se utilizaron los parámetros de ajuste proporcionados por el INSIVUMEH, en base a las dos estaciones meteorológicas más cercanas, utilizando periodo de retorno de 30 años y tiempo de concentración de 15 minutos referente a cuencas medianas. Las estaciones utilizadas para el análisis de estos parámetros fueron: Estación Esquipulas y Estación La Ceibita, esto se debe a que en el municipio no existe ninguna estación meteorológica que brinde estos datos.

A continuación se tabulan los siguientes parámetros.

Tabla III. **Parámetros de ajuste e intensidad de lluvia para cada estación meteorológica**

T_r (años)	Estación	Elevación msnm	A	B	n	t (min)	i_{Tr} (mm/h)
30	Esquipulas	1000	1222	6	0.694	15	147.72
30	La Ceibita	961	1815	11	0.83	15	121.46

Fuente: Elaboración propia con datos del Instituto de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH, 2002)

Con las intensidades de lluvia para ambas estaciones se hace la relación entre la elevación del sitio en estudio (823 msnm) con las elevaciones de cada una de las estaciones y sus respectivas intensidades de lluvia.

Relación 1: Esquipulas – Ipala

$$i_{Tr} = (147.72 \text{ mm/h} * 823 \text{ msnm}) / 1000 \text{ msnm} \\ = 121.57 \text{ mm/h}$$

Relación 2: La Ceibita – Ipala

$$i_{Tr} = (121.46 \text{ mm/h} * 823 \text{ msnm}) / 961 \text{ msnm} = 104.018 \text{ mm/h}$$

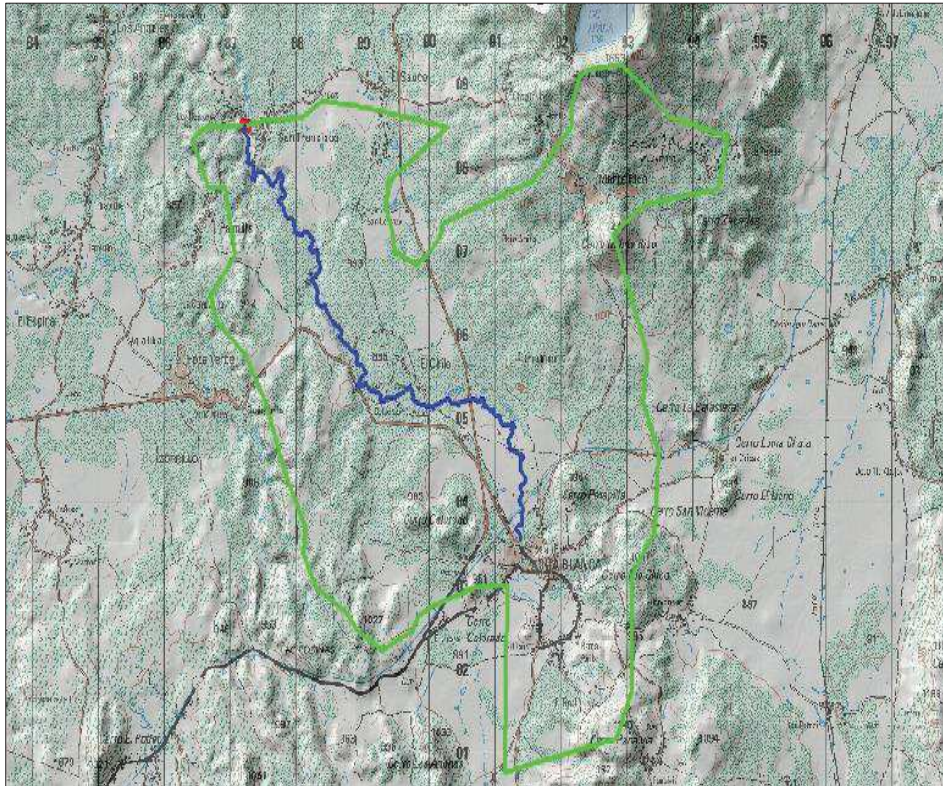
Se utilizará el promedio de ambas relaciones

$$i_{Tr (823 \text{ msnm})} = (121.57 \text{ mm/h} + 104.018 \text{ mm/h}) / 2 \\ = 112.8 \text{ mm/h}$$

2.6.1.2. Área de la cuenca

El área de la cuenca al igual que el largo del cauce principal se determinó con ayuda del software y herramienta de dibujo AutoCAD, basándose en mapas digitales de curvas de nivel de la región, proporcionados por la Dirección Municipal de Planificación (DMP), de la municipalidad de Ipala. El área de la cuenca que drena al

Figura 1. Cuenca y cauce principal



2.6.1.3. Coeficiente de escorrentía

25

Tabla IV. **Coeficientes de escorrentía utilizados en Guatemala**

Tipo de superficie	C
Centro de la ciudad	0.70 - 0.95
Fuera del centro de la ciudad	0.50 - 0.70
Parques, cementerios	0.10 - 0.25
Áreas no urbanizadas	0.10 - 0.30
Asfalto	0.70 - 0.95
Concreto	0.80 - 0.95
Adoquín	0.70 - 0.85
Suelo arenoso	0.15 - 0.20
Suelo duro	0.25 - 0.30
Bosques	0.20 - 0.25

Fuente: Ing. Joram Matias Gil Laroj. Evaluación de Tragantes Pluviales para la Ciudad de Guatemala 1984

El área en estudio es boscosa y en partes el suelo es arenoso y duro, por lo que se utilizará para el cálculo del caudal de diseño el siguiente coeficiente de escorrentía.

$$C_E = 0.20$$

2.6.1.4. Caudal de diseño

Con el caudal de diseño se podrá determinar de buena manera la geometría de los elementos estructurales del puente y la altura, a la que debe de estar en relación, con el tirante máximo de agua. Para este cálculo se utilizaran los siguientes datos.

Intensidad de lluvia: 112.8 mm/h

Área tributaria de la cuenca= 37.095 km²

Coefficiente de escorrentía = $C_E = 0.20$

Entonces el caudal de diseño con el método racional es:

$$Q = (0.20) * (112.8 \text{ mm/h}) * (37.095 \text{ km}^2) / 3.6$$

$$Q = 232.46 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.6.1.5. Tirante de agua

Para calcular el tirante de agua máxima se procede con lo siguiente.

$$R_h = A_t / P_m$$

Donde:

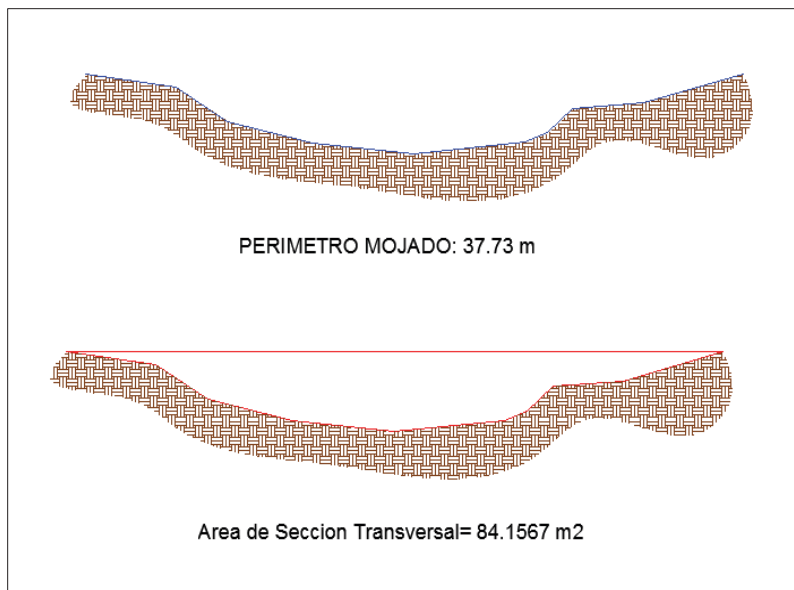
R_h = radio hidráulico de la sección del río en metros

P_m = perímetro mojado de la sección del río en metros

A_t = área tributaria de sección transversal del río

Con ayuda del software de diseño AutoCAD se determinó el área transversal y el perímetro mojado de la sección del río.

Figura 2. **Perímetro mojado y área de sección transversal**



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD

El radio hidráulico es

$$Rh = At / Pm = 84.1567 \text{ m}^2 / 37.73 \text{ m} = 2.23 \text{ m}$$

Por continuidad

$$Q = V * A$$

Donde:

Q = caudal máximo en m³/s

V = velocidad en m/s

A = área de sección transversal en m²

Por fórmula de Manning

$$Q = (1/n) * R_h^{2/3} * S_p^{1/2} * A$$

Donde:

Q = caudal máximo en m³/s

n = coeficiente de rugosidad, para áreas de vegetación se utiliza n=0.042

R_h = radio hidráulico de la sección del río en m

S_p = pendiente para el caudal de diseño

A = área de sección transversal en m² = Longitud del puente * tirante máximo = 25 Y_{max}

El cálculo de la pendiente para el caudal de diseño es el siguiente.

$S_p = (Cota \text{ inicio de cauce} - cota \text{ punto en estudio}) / \text{Longitud del cauce}$

$$S_p = (888 - 816) / 10,044.6 = 0.00717 = 0.72 \%$$

Para el cálculo se igualan las ecuaciones de continuidad y de Manning en función al tirante máximo Y_{max} y se despeja de la siguiente manera:

$$Q = (1/n) * R_h^{2/3} * S^{1/2} * 25 Y_{max}$$

$$Y_{max} = (n * Q) / 25 * R_h^{2/3} * S^{1/2}$$

$$Y_{max} = (0.042 * 232.46 \text{ m}^3/\text{s}) / 25 * (2.23\text{m})^{2/3} * (0.00717)^{1/2} \\ = 9.76 / 3.613 = 2.70 \text{ m}$$

El tirante mínimo permisible a partir del espejo de agua es de 2 metros, por lo tanto la altura desde el fondo del río al rostro de la viga principal será de 4.7 metros.

2.7. Diseño de la superestructura

La superestructura está compuesta de elementos estructurales como los diafragmas exteriores e interiores, vigas, banquetas laterales, barandal y losa. Usualmente a esta última también se le llama tablero del puente.

2.7.1. Predeterminación de la sección de la viga

La sección de las vigas principales se determinó en base a la tabla AASHTO 2.5.26.3-1, para el peralte se recomienda utilizar el 6% de la longitud total del puente y para la base no deberá ser menor que el peralte sobre 3.5.

$$\text{Altura} = 6\% L = 0.06 * 25 = 1.5 \text{ m}$$

$$\text{Base} = \text{Altura} / 3.5 = 1.5 \text{ m} / 3.5 = 0.5 \text{ m}$$

Esta altura ya incluye el espesor de losa, pero se utilizará 1.5 m, solo de peralte de viga y 0.65 m, para la base y no 0.5 m. Esto se debe a que, si se realiza el diseño con las dimensiones calculadas, estas no cumplen con los chequeos de acero del código ACI, requiriendo así, agrandar la sección para estas verificaciones.

El número de vigas que debe llevar el puente se determina de la siguiente manera.

$$\text{Número de vigas} = \text{número de carriles} + 1$$

Datos

$$\text{Número de carriles} = 1$$

Entonces

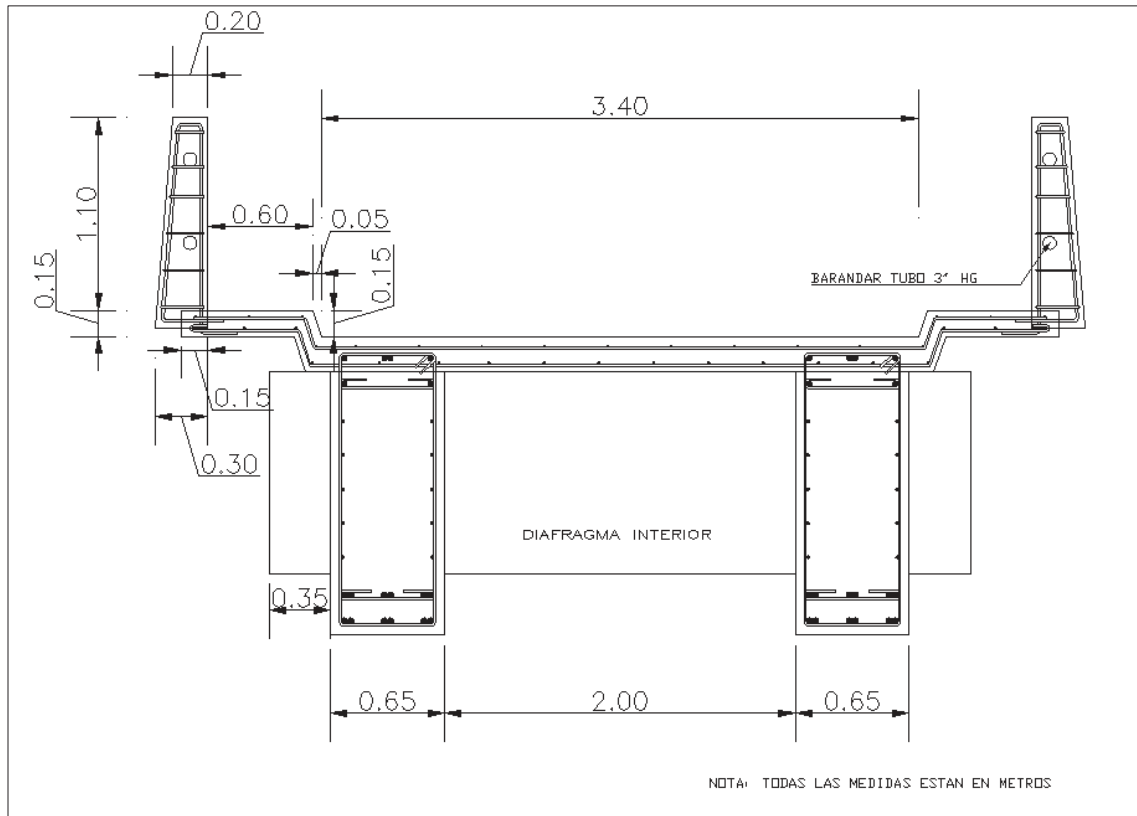
$$\text{Número de vigas} = 1 + 1 = 2$$

El puente estará compuesto por dos vigas principales.

2.7.2. Diseño de la losa

Es necesario determinar cómo trabaja la losa, en este caso es en un solo sentido, que es el corto, por lo que el refuerzo principal de la losa es perpendicular al tráfico.

Figura 3. Sección transversal de losa



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD

2.7.2.1. Cálculo de peralte

Según especificaciones AASHTO 2.5.26 para losas con refuerzo principal perpendicular al tráfico se recomienda utilizar peralte como se muestra.

$$t = \frac{1.2(s + 3000)}{30} \geq 17 \text{ cm}$$

Donde:

t = espesor de la losa (mm)

s = distancia libre entre vigas (mm)

Datos

S = distancia libre entre vigas (mm) = 2 m = 2000 mm

$$t = 1.2 (S + 3000) / 30 = 1.2 (2000 + 3000) / 30 = 200 \text{ mm} \\ = 20 \text{ cm}$$

Se utilizará espesor de 20 cm para losa y voladizo.

2.7.2.2. Integración de cargas

Carga muerta

$$W_{\text{losa}} = t * W_{\text{concreto}} * 1 \text{ m} = 0.20 * 2400 * 1 = 480 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{baranda}} = \text{Sección} * W_{\text{concreto}} = 0.30 * 2400 = 720 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{banqueta}} = t * \text{base} * W_{\text{concreto}} = 0.15 * 0.75 * 2400 = 270 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{M Total}} = 1.4 (W_{\text{losa}} + W_{\text{baranda}} + W_{\text{banqueta}})$$

$$W_{\text{M Total}} = 1.4 (480 + 720 + 270) = 2058 \text{ kg/m}$$

Nota: Se calcula el peso de la losa para un valor unitario donde la base se toma $b=1$ metro.

Carga viva

$$W_V = 5448 \text{ kg}$$

2.7.2.3. Cálculo de momentos

Los momentos utilizados en el análisis son: el que produce la carga muerta, el de la carga viva y el producido por el impacto, obteniendo con ellos la integración del momento total con el que se calcula el acero de refuerzo.

2.7.2.3.1. Momento debido a la carga muerta

Para la carga muerta AASHTO no define momento por lo que se utilizará las siguientes fórmulas para determinarlo.

$$M_{CM} = W_{M \text{ Total}} * L^2 / 10$$

$$M_{CM} = W_{M \text{ Total}} * L_{voladizo}^2 / 2$$

Donde:

M_{CM} = momento debido a la carga muerta = 2058 kg/m

$W_{M \text{ Total}}$ = carga muerta ultima

L = luz libre entre vigas = 2 m

$L_{\text{voladizo}} = \text{longitud de voladizo} = 0.75 \text{ m}$

Entonces, los momentos por carga muerta son

$$M_{CM} = 2058 * 2^2 / 10 = 823.2 \text{ kg-m}$$

$$M_{CM} = 2058 * 0.75^2 / 2 = 578.81 \text{ kg-m}$$

Según las normas hay que hacer uso de la mayor carga que ejerza mayor momento, por lo cual se hará uso de

$$M_{CM} = 823.2 \text{ kg-m}$$

2.7.2.3.2. Momento debido a la carga viva

Según especificación AASHTO 3.24.3.1 para refuerzo principal perpendicular a la dirección del tráfico, el momento por carga viva está dado por.

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

Donde:

$S = \text{distancia libre entre vigas (pies)} = 2 \text{ m} = 6.56 \text{ pies}$

$P = \text{peso del eje más pesado (lb)} = 5448 \text{ kg} = 11,985.6 \text{ lb}$

Entonces, el momento por carga viva es

$$M_{cv} = \left[\frac{0.8(6.56 + 2)}{32} \right] * 11,985.6$$

$$M_{cv} = 2564.92 \text{ lb-pie} = 355.45 \text{ kg-m}$$

2.7.2.3.3. Momento debido al impacto

La carga de impacto es un incremento en el momento producido por la carga viva. Tiene que ser menor o igual al 30%, (AASHTO 3.8.2.1).

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

Donde:

S = longitud del tramo donde la carga produce el máximo esfuerzo, en este caso la distancia libre entre vigas = 2 m

I = fracción de impacto, siendo $I_{\max} = 30 \%$

Se obtiene la fracción de impacto de la siguiente manera.

$$I = 15 / (2 + 38) = 0.38 = 38\%$$

Como $I_{\max} = 38 \% > I_{\max} = 30 \%$, se utilizará $I_{\max} = 30 \%$

2.7.2.3.4. Momento último

Es el resultado de la integración de los momentos producidos por las distintas fuerzas que actuando en la estructura, la norma AASHTO los simplifica de la siguiente manera.

$$Mu = 1.3 (M_{CM} + \frac{5}{3} (M_{CV} * l)) \quad \text{AASHTO 8.21.1 GRUPO I}$$

$$Mu = 1.3 (823.2 + \frac{5}{3} (355.45 * 1.30))$$

$$Mu = 2071.34 \text{ kg-m}$$

2.7.2.4. Cálculo del peralte efectivo

El peralte efectivo se determina de la siguiente manera.

$$d = t_{\text{losa}} - \text{recubrimiento} - (\phi_{\text{varilla}} / 2)$$

Datos

$$\phi_{\text{varilla}} = \frac{1}{2} \text{ " } = 1.27 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento} = 3 \text{ cm}$$

El peralte efectivo es

$$d = 20 - 3 - (1.27 / 2) = 16.365 \text{ cm}$$

2.7.2.5. Cálculo del refuerzo en cama inferior y cama superior

2.7.2.5.1. Refuerzo transversal en cama inferior y superior

Cálculo del refuerzo transversal cama inferior

Estas losas se toman como viga rectangular para simplificar el análisis, calculando para una tira de 1 metro de ancho, el refuerzo transversal se obtiene con la siguiente formula.

$$A_s = \frac{0.85[f'c * b * d]}{F_y} - \sqrt{\frac{(0.85 * f'c * b * d)^2 - \frac{1.7}{0.9} (f'c * b * Mu)}{F_y^2}}$$

Donde:

A_s = área de acero en cm^2

$f'c$ = módulo de fluencia del concreto = 280 kg/cm^2

F_y = módulo de fluencia del acero = 4200 kg/cm^2

b = base = 100 cm

d = peralte efectivo = 16.365 cm

M_u = momento último = $207,134 \text{ kg-cm}$

$$A_s = \frac{0.85[280 * 100 * 16.365]}{4200} - \sqrt{\frac{(0.85 * 280 * 100 * 16.365)^2 - \frac{1.7}{0.9} (280 * 100 * 207134)}{4200^2}}$$

$$A_s = 92.735 - 89.32 = 3.415 \text{ cm}^2$$

Cálculo del acero mínimo

$$A_{smin} = (14.1 / F_y) * b * d$$

$$A_{smin} = (14.1 / 4200) * 100 * 16.365 = 5.49 \text{ cm}^2$$

Cálculo del acero máximo

$$\rho_{bal} = \theta * \beta_1 * E_s (0.003 * f'_c / F_y * (0.003 E_s + F_y))$$

Donde:

θ = factor de reducción para flexión = 0.90

$\beta_1 = 0.85$ ($f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$)

$E_s = 2.06 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Cálculo

$$\rho_{bal} = 0.90 * 0.85 * 2.06 \times 10^6 (0.003 * 280 / 4200 * 6 (0.003 * 2.06 \times 10^6 + 4200))$$

$$\rho_{bal} = 0.03036$$

$$\rho_{Max} = 0.5 * \rho_{bal} \quad \text{Zona sísmica}$$

$$\rho_{Max} = 0.5 * 0.03036 = 0.01518$$

$$A_{sMax} = \rho_{Max} * b * d$$

$$A_{S_{Max}} = 0.01518 * 100 * 16.365 = 24.85 \text{ cm}^2$$

Las normas ACI 318-05 indican que

$$A_{S_{Min}} \leq A_s \leq A_{S_{Max}}$$

$$5.49 \text{ cm}^2 \not\leq 3.415 \text{ cm}^2 \leq 24.85 \text{ cm}^2$$

El área calculada de acero requerida tiene que ser mayor a la cuantía mínima y menor que la máxima. Como esta condición no se cumple, se utilizará $A_{S_{Min}}=5.49 \text{ cm}^2$.

Distribución de varillas

Utilizando varilla No. 4 ($A=1.27 \text{ cm}^2$) se distribuye de la siguiente manera

$$5.49 \text{ cm}^2 \text{ --- } 1 \text{ m}$$

$$1.27 \text{ cm}^2 \text{ --- } x = 0.23 \text{ m} \approx 20 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 4 G60 @ 20 cm (cama inferior) perpendicular al tráfico.

Cálculo del refuerzo transversal cama superior

Según AASHTO 8.20.1 será suministrado refuerzo de temperatura y retracción al fraguado cerca de las superficies expuestas de paredes sin otro refuerzo. El área total de refuerzo suministrado será al menos de $4 \text{ cm}^2/\text{m}$. Se calcula acuerdo a la siguiente expresión.

$$A_{S_{Temp}} = 0.002 * b * t$$

Datos

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

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

Calculando el acero por temperatura.

$$A_{S_{Temp}} = 0.002 * 100 * 20$$

$$A_{S_{Temp}} = 4 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 4 ($A=1.27 \text{ cm}^2$) se distribuye de la siguiente manera

$$4 \text{ cm}^2 \text{ — — — — — } 1 \text{ mt}$$

$$1.27 \text{ cm}^2 \text{ — — — — — } x = 0.3175 \approx 30 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 4 G60 @ 30 cm (cama superior) perpendicular al tráfico.

2.7.2.5.2. Refuerzo longitudinal en cama inferior y superior

Cálculo del refuerzo longitudinal cama inferior

De acuerdo a la AASHTO 3.24.10.2 se recomienda la siguiente ecuación, teniendo como máximo 67%.

$$A_{SI} = A_S * F_I$$

$$FI = 2.20 / (S)^{1/2}$$

Donde:

S = espaciamiento entre vigas en pies = 2 m = 6.56 pie

FI = factor longitudinal ($FI \leq 0.67$)

Entonces

$$FI = 2.20 / (6.56)^{1/2} = 0.86 > 0.67 \text{ entonces utilizar } 0.67$$

$$Asl = 5.49 * 0.67 = 3.68 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 4 ($A=1.27 \text{ cm}^2$) se distribuye de la siguiente manera.

$$3.68 \text{ cm}^2 \text{ --- 1 mt}$$

$$1.27 \text{ cm}^2 \text{ --- } x = 0.34 \text{ mt} \approx 30 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 4 G60 @ 30 cm (cama inferior) paralelo al tráfico.

Cálculo del refuerzo longitudinal cama superior

El refuerzo longitudinal en cama superior, será igual a un tercio del refuerzo transversal para la cama inferior.

$$Asl = 1/3 * As = 1/3 * 5.49 = 1.83 \text{ cm}^2$$

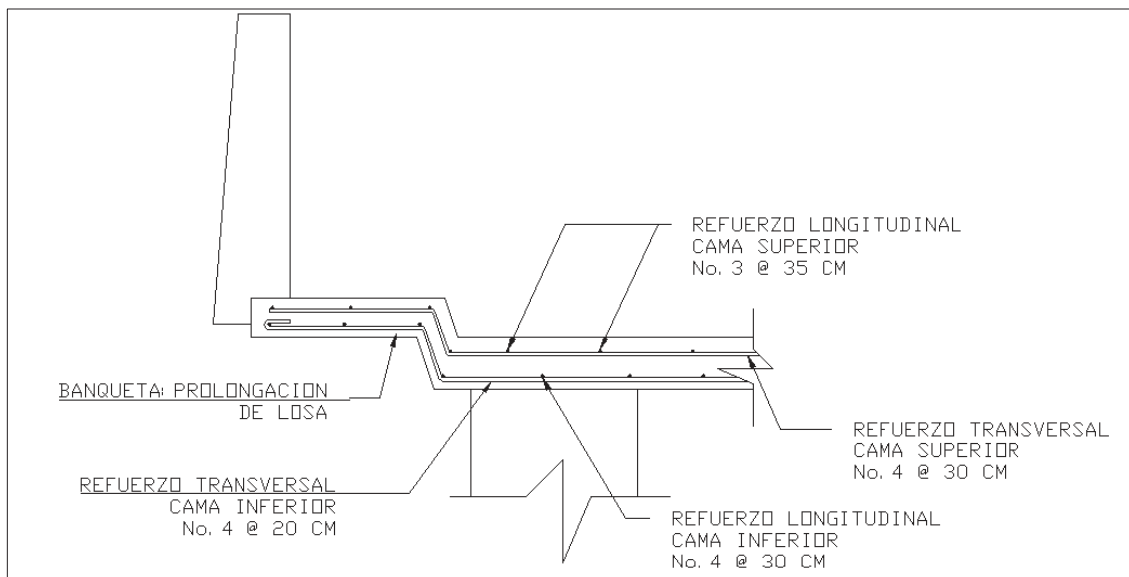
Utilizando varilla No. 3 ($A=0.71 \text{ cm}^2$) se distribuye de la siguiente manera.

1.83 cm^2 — — — — — 1 mt

0.71 cm^2 — — — — — $x = 0.39 \text{ mt} \approx 35 \text{ cm}$

Utilizar varillas No.3 G60 @ 35 cm (cama superior) paralelo al tráfico.

Figura 4. **Refuerzo longitudinal y transversal de losa**



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD

2.7.2.6. Refuerzo de acero

En el refuerzo de acero se tomara el mismo que el de la losa, tanto transversal como longitudinal.

Tabla V. Refuerzos de acero en losa

	Cama inferior	Cama superior
Acero perpendicular al tráfico	No.4 G60 @ 20 cm	No. 4 G60 @ 30 cm
Acero paralelo al tráfico	No. 4 G60 @ 35 cm	No. 3 G60 @ 35 cm

Fuente: Elaboración propia

2.7.3. Diseño de barandal

Todo el poste será de concreto reforzado, con tubo circular de hierro galvanizado de 3 pulgadas de diámetro como baranda. Inicialmente se puede determinar el acero longitudinal mínimo por el porcentaje de la sección bruta que esta entre 0.01-0.08 (ACI 318-05 10.9.1).

Área de la sección del poste del barandal

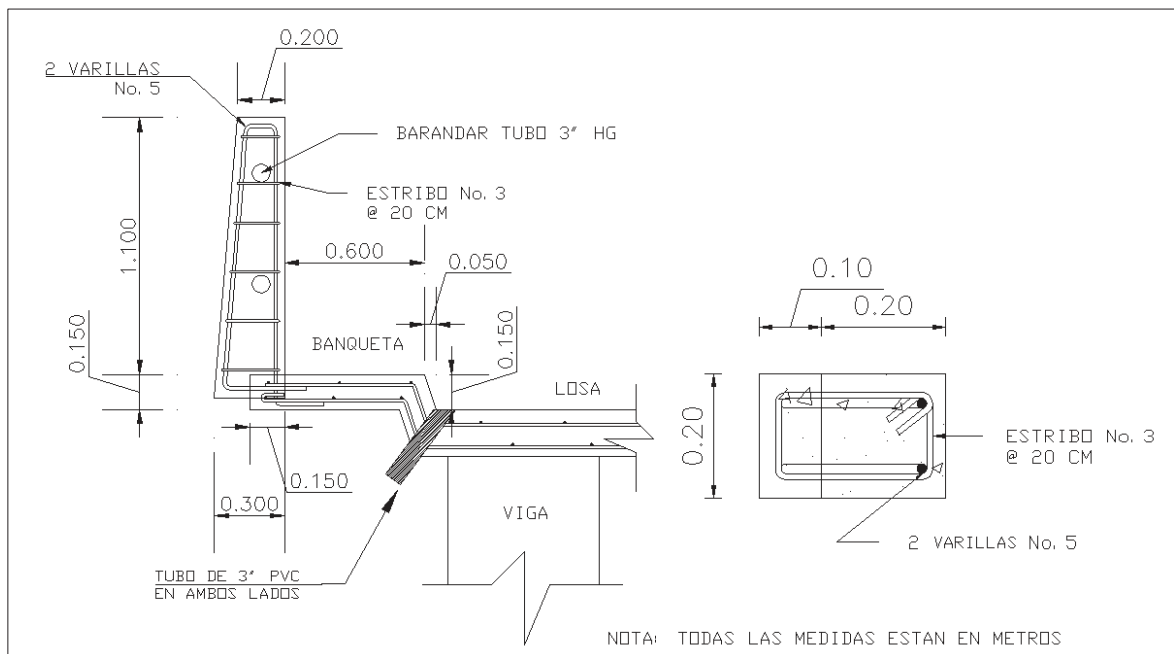
$$A_g = 20 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 400 \text{ cm}^2$$

Área de acero preliminar utilizando un 1.5%

$$A_s = \text{acero } \% * A_g = 0.015 * 400 = 6 \text{ cm}^2$$

Se propone 4 varillas No. 5 G60 + estribo No. 3 G40 @ 20 cm

Figura 5. **Armado de poste de barandal**

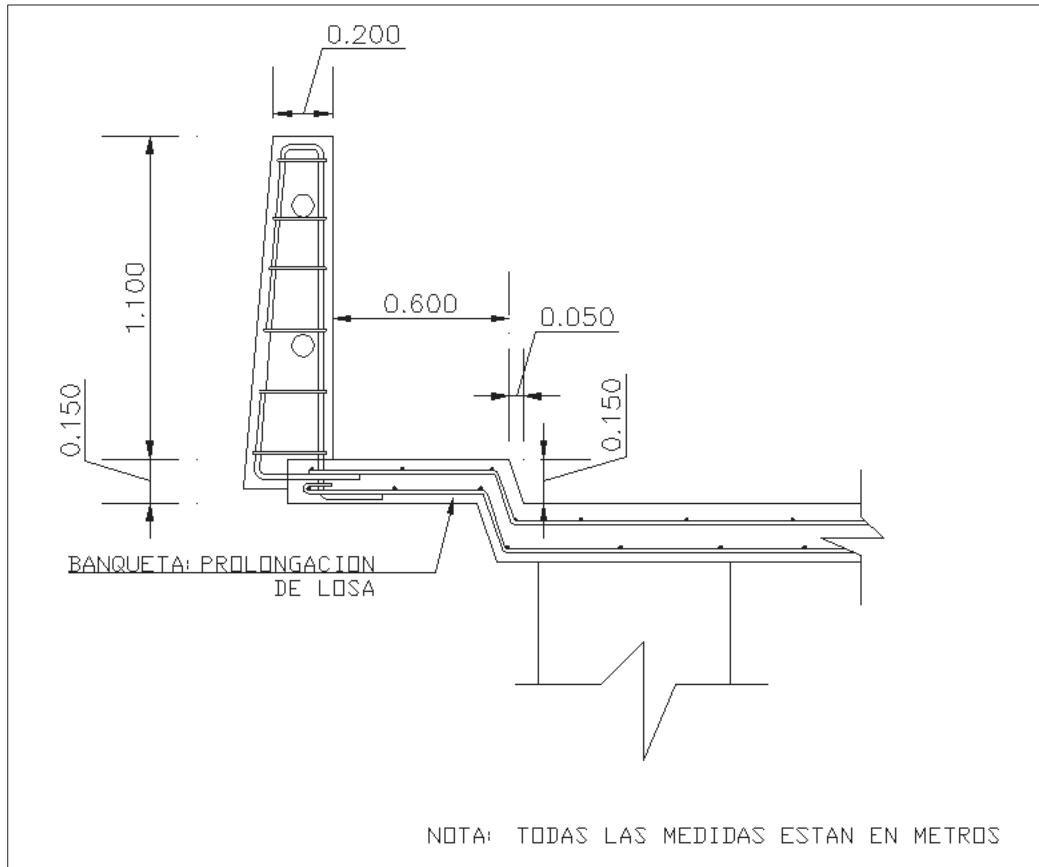


Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD

2.7.4. **Diseño de banqueta**

La banqueta será de concreto reforzado. Para el refuerzo se utilizará la prolongación del acero de la losa.

Figura 6. **Armado de banqueta**



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD

2.7.5. **Bombeo y drenaje**

Para los drenajes de la capa de rodadura del puente, primero es necesario proporcionarle a la losa, 2% de bombeo transversal, y por último colocar la tubería PVC $\varnothing=3''$ a cada 2.7 metros, a todo lo largo en ambos lados. Los tubos serán colocados 1 cm dentro del bordillo de la banquetta.

2.7.6. Predeterminación de la sección del diafragma

El peralte de los diafragmas se determina en base a la altura de la viga. Para los exteriores es de $\frac{1}{2} h_{\text{viga}}$ y para los interiores de $\frac{3}{4} h_{\text{viga}}$, no menores a 50 cm. Se utilizará la sección del diafragma más grande, en este caso el interior.

$$\text{Diafragma Interior} = \frac{3}{4} * h_{\text{viga}}$$

Datos

$$h_{\text{viga}} = 1.5 \text{ m}$$

Entonces, la altura del diafragma interior es

$$\text{Diafragma Interior} = \frac{3}{4} * 1.5 = 1.125 \text{ m} \approx 1.15 \text{ m}$$

El peralte del diafragma incluye el espesor de losa y la base del diafragma es el peralte sobre 3.5.

$$\text{Base del diafragma} = 1.15 / 3.5 = 0.33 \text{ m} \approx 0.40 \text{ m}$$

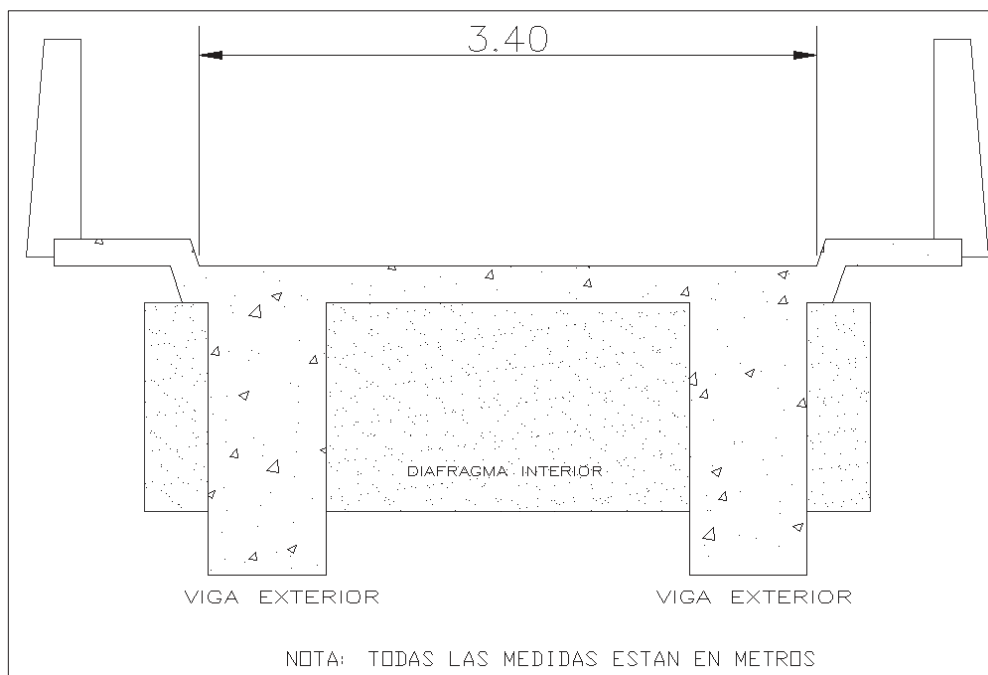
2.7.7. Análisis y diseño de vigas

Las vigas son consideradas los elementos estructurales con mayor importancia en un puente, están diseñadas para soportar la carga viva y la carga muerta de los otros elementos de la superestructura. Otra función primordial de estas, es transmitir la carga hacia los apoyos, los cuales la transmiten hacia el suelo por medio de los estribos. Pueden ser reforzadas si se trata de salvar

distancias cortas, sin embargo, al tratarse de luces grandes se pudieran diseñar de igual manera, pero el elemento quedaría muy esbelto y sería antieconómico, para este caso se tendría que utilizar vigas preesforzadas.

La cantidad de vigas que debe llevar la superestructura se realizó en la sección 2.7.1.

Figura 7. **Sección transversal de la superestructura**



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD

2.7.7.1. Dimensionamiento de la viga

La sección de las vigas principales se determinó anteriormente (sección 2.7.1.), en base a la tabla AASHTO 2.5.26.3-1, para el peralte se recomienda utilizar el 6% de la longitud total del puente y la base no deberá ser menor que el peralte sobre 3.5.

$$\text{Altura} = 6\% L = 0.06 * 25 = 1.5 \text{ m}$$

$$\text{Base} = \text{Altura} / 3.5 = 1.5 \text{ m} / 3.5 = 0.5 \text{ m} \approx 0.65 \text{ m (por chequeo de acero de ACl)}.$$

El número de vigas que debe llevar el puente son 2 y esto se determinó en la sección 2.7.1.

2.7.7.2. Factor de distribución

El factor de distribución (AASHTO 3.23.1), se interpreta de la siguiente manera: es la proporción de la carga viva que absorbe cada viga.

Puente de 1 vía

$$\frac{S}{6.5} \quad Si \quad S < 6'$$

Puente de 2 vías

$$\frac{S}{6} \quad Si \quad S < 10'$$

Donde:

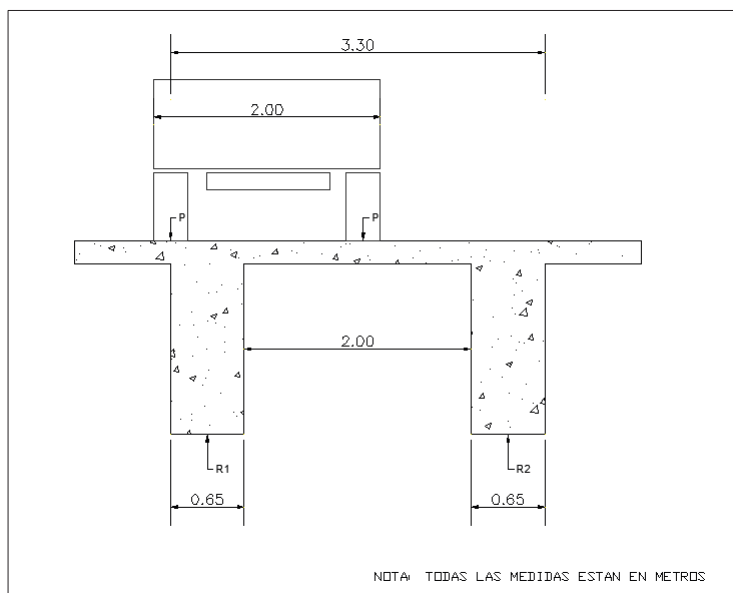
S = distancia libre entre vigas

Si es mayor que estos límites la reacción debe calcularse en función de P (carga de camión) en las siguientes condiciones.

Como $S > 6'$, luego se calcula

1. Viga exterior

Figura 8. **Diagrama de cuerpo libre viga exterior**



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD

Haciendo sumatoria de momentos respecto a R_2

$$\sum M_{R_2} = 0 \rightarrow +$$

$$R_1 (2+0.65) - P (0.65/2 + 2 + 0.65) - P (0.65/2 + (2.65-2)) = 0$$

$$2.65 R_1 = 2.975 P + 0.975 P$$

$$R_1 = 3.95 P / 2.65 = 1.49 P$$

$$FD_{\text{Viga Exterior}} = 1.49$$

2.7.7.3. Cálculo de momentos

2.7.7.3.1. Momento producido por sobrecarga

Según especificaciones AASHTO, el análisis de la carga viva comprende estos diferentes tipos.

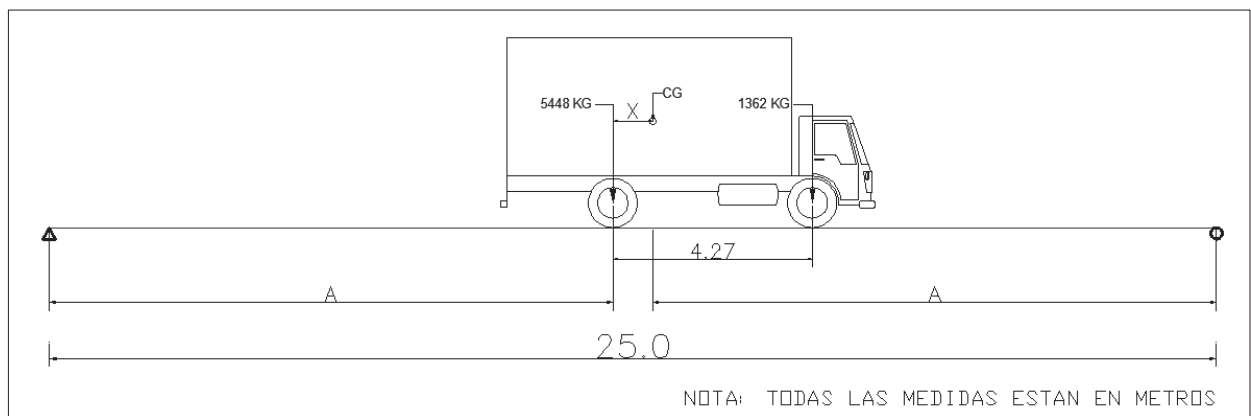
- Carga de camión
- Carga de pista

Para las superestructuras simplemente apoyadas de luces iguales o menores a 25 m, la carga que produce mayores efectos es la del camión y no la de pista, por lo que para este análisis no fue tomada en cuenta.

Como el camión puede ocupar cualquier posición dentro de la superestructura, se recomienda que se analice el caso para cualquier efecto que las ruedas producen en las vigas, para determinar la distribución de carga en cada una. Para esto, debe primero utilizarse las tablas AASHTO 3.23.1.

Para propósitos de este proyecto se utilizó carga viva AASHTO H15-44 y el análisis se realizó cuando el camión se encuentra en el lugar crítico que provoca el máximo momento en las vigas. Según Guzmán (1997), este lugar crítico ocurre cuando la mayor carga se encuentra a la misma distancia de un apoyo, como el centro de gravedad del otro apoyo.

Figura 9. **Diagrama del camión en el lugar crítico**



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD

$$\text{Eje 1} = 10.896 \text{ Ton} / 2 = 5.448 \text{ Ton} * 1000 = 5448 \text{ kg}$$

$$\text{Eje 2} = 2.724 \text{ Ton} / 2 = 1.362 \text{ Ton} * 1000 = 1362 \text{ kg}$$

Para poder encontrar los valores de "x" y "A" se hace sumatoria de momentos en el centro de gravedad:

$$\sum M_{CG} = 0 \cup +$$

$$-(5448 \text{ kg} * x) + (1362 \text{ kg} (4.27-x)) = 0$$

$$-5558 x + 5815.74 - 1362 x = 0$$

$$5448 x + 1362 x = 5815.74$$

$$6810 x = 5815.74$$

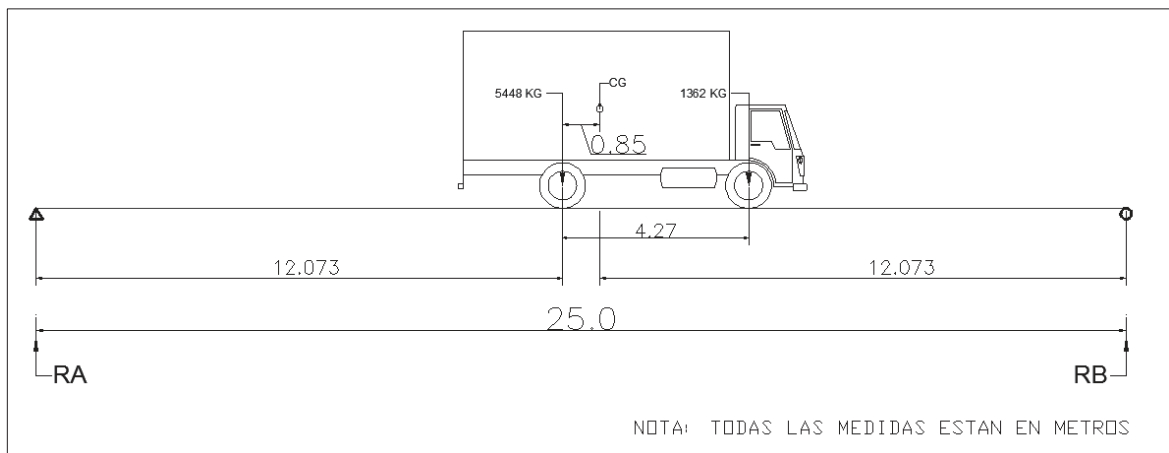
$$x = 5815.74 / 6810 = 0.854 \text{ m}$$

Encontrando "A"

$$2A + x = 25$$

$$A = (25 - x) / 2 = (25 - 0.854) / 2 = 12.073 \text{ m}$$

Figura 10. **Diagrama de la reacciones producidas por el tándem de diseño**



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD

Se analiza el diagrama por estática y se determina el valor de las reacciones R_A y R_B , para calcular el momento máximo.

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

$$-(R_B * 25) + (5448 * 12.073) + (1362 * 16.343) = 0$$

$$R_B = 3521.31 \text{ kg}$$

$$\sum F_Y = 0 \uparrow +$$

$$R_A - 5448 - 1362 + R_B$$

$$R_A = 3288.7 \text{ kg}$$

Cálculo del momento máximo producido por la carga viva:

$$M_{MAX} = (R_B * (x+A)) - P_2 (L_{camion})$$

$$M_{MAX} = (3521.31 * (0.854+12.073)) - 1362 (4.27)$$

$$M_{MAX} = 39,704.23 \text{ kg-m}$$

2.7.7.3.2. Momento debido al impacto

Carga de impacto (AASHTO 1.2.12)

$$I = 15.24 / (L_{viga} + 38)$$

Donde:

I= carga de impacto

Lviga = luz de viga en metros = 25 m

Entonces, se determina la carga de impacto

$$I = 15.24 / (25 + 38)$$

$$I = 0.242 < 0.30$$

Se utilizará, $I=0.24$

2.7.7.3.3. Momento último por carga viva

El momento último por carga viva se determina de la siguiente manera:

$$MUV_{VIGA} = MV_{MAX} * I * FD$$

Donde:

MUV_{VIGA} = momento último por carga viva en la viga

MV_{MAX} = momento máximo por carga viva = 39,704.23 kg-m

I = fracción de impacto = 0.24

FD = factor de distribución = 1.49

Se determina el momento último por carga viva

$$MUV_{VIGA} = 39,704.23 \text{ kg-m} * 0.24 * 1.49$$

$$MUV_{VIGA} = 73,357.54 \text{ kg-m}$$

2.7.7.3.4. Momento por carga muerta

Es el momento que ejerce el peso propio de la viga como simplemente apoyada, tomando en cuenta la carga puntual que ejercen los diafragmas y la losa sobre la viga. AASHTO no define momento para la carga muerta por lo que se utiliza la siguiente fórmula.

$$MUM_{VIGA} = (Wm * L^2)/8 + (P_{Diafragma} * A_{Diafragma})$$

Donde:

MUM_{VIGA} = momento máximo por carga muerta

Wm = carga muerta

L = longitud del puente

$P_{Diafragma}$ = carga que transmite el diafragma

$A_{Diafragma}$ = distancia del diafragma al apoyo

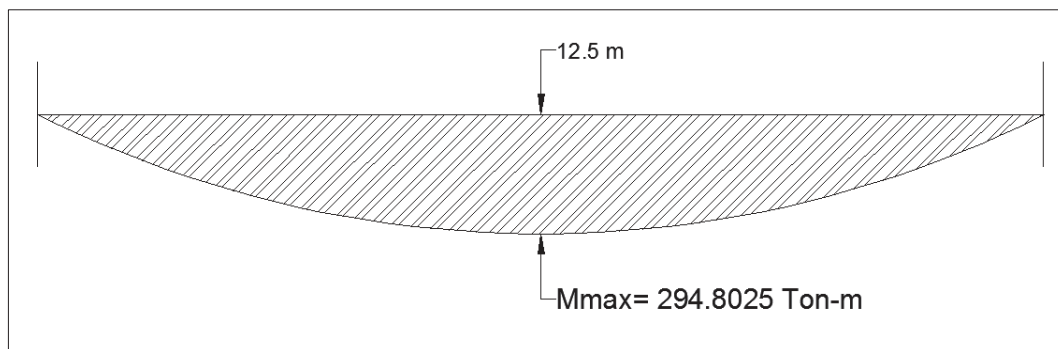
Calculo de la carga muerta, del diafragma y el momento ultimo producido por estas.

$$Wm = ((0.65 * 1.5) + (0.2 * 2.5)) * 2400 = 3540 \text{ kg/m}$$

$$P_{Diafragma} = (base * alto * largo) * 2400 = (0.4 * (1.15 - 0.2) * 2) * 2400 = 1824 \text{ kg}$$

$$MUM_{VIGA} = (3540 * 25^2)/8 + (1824 * 10) = 294,802.5 \text{ kg-m}$$

Figura 11. **Diagrama de momento producido por carga muerta**



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD

2.7.7.3.5. Momento último actuante en viga

El momento último que actúa en la viga se determina de la siguiente manera.

$$MU_{\text{viga}} = 1.3 \left[MUM_{\text{max}} + \frac{5}{3} [MUV_{\text{Max}} * I * FD] \right]$$

Datos

$$MUV_{\text{VIGA}} = 73,357.54 \text{ kg-m}$$

$$MUM_{\text{VIGA}} = 294,802.5 \text{ kg-m}$$

$$MU_{\text{viga}} = 1.3 \left[294,802.5 \text{ kg-m} + \frac{5}{3} [73,357.54 \text{ kg-m}] \right]$$

$$MU_{\text{VIGA}} = 542,184.6 \text{ kg-m}$$

2.7.7.4. Cálculo de refuerzo en la viga

Para el diseño final del refuerzo longitudinal se tomara en cuenta lo indicado en el código ACI 318-05.

- En la sección 21.3.2.1 se indica que cualquier sección de un elemento a flexión, tanto para el refuerzo superior como inferior debe colocarse área de acero mínima y la cuantía de refuerzo, ρ , no debe exceder a 0.025.

- En la sección 21.3.2.1 se indica que deben colocarse al menos dos barras en forma continua, tanto en la parte superior como inferior.

Se tiene una viga rectangular de 0.65 m. de base y peralte de 1.5 m. se utilizara recubrimiento de 0.05 m.

Se determina el área de acero requerida de la siguiente manera

$$A_s = \frac{0.85[f'c * b * d]}{F_y} - \sqrt{\frac{(0.85 * f'c * b * d)^2 - \frac{1.7}{0.9}(f'c * b * Mu)}{F_y^2}}$$

Donde:

b = base de la viga = 0.65 m

d = peralte efectivo = altura de viga – recubrimiento - ($\emptyset_{\text{varilla}}$ / 2)

$\emptyset_{\text{varilla}}$ = No. 11 = 3.4925 cm

Recubrimiento = 5 cm

Entonces

d = 150 – 5 - (3.4925/ 2) = 143.25 cm

f'c = módulo de fluencia del concreto = 280 kg/cm²

Fy = módulo de fluencia del acero = 4200 kg/cm²

b= base = 100 cm

d = peralte efectivo = 16.865 cm

Mu = momento último = 54,218,460 kg-cm

El área de acero requerida es

$$A_s = \frac{0.85[280 * 65 * 143.25]}{4200} - \sqrt{\frac{(0.85 * 280 * 65 * 143.25)^2 - \frac{1,7}{0.9}(280 * 65 * 54,218,460)}{4200^2}}$$

$$A_s = 527.64 - 415.617 = 112.02 \text{ cm}^2$$

Cálculo del acero mínimo

$$A_{smin} = (14.1 / F_y) * b * d$$

$$A_{smin} = (14.1 / 4200) * 65 * 143.25 = 31.26 \text{ cm}^2$$

Cálculo del acero máximo

$$\rho_{bal} = \theta * \beta_1 * E_s (0.003 * f'_c / F_y * (0.003 E_s + F_y))$$

Donde:

θ = factor de reducción para flexión = 0.90

$\beta_1 = 0.85$ ($f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$)

$E_s = 2.06 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Cálculo

$$\rho_{bal} = 0.90 * 0.85 * 2.06 \times 10^6 (0.003 * 280 / 4200 * (0.003 * 2.06 \times 10^6 + 4200))$$

$$\rho_{bal} = 0.03036$$

$$\rho_{Max} = 0.5 * \rho_{bal} \quad \text{Zona sísmica}$$

$$\rho_{Max} = 0.5 * 0.03036 = 0.01518$$

$$A_{S_{Max}} = \rho_{Max} * b * d$$

$$A_{S_{Max}} = 0.0152 * 65 * 143.25 = 141.34 \text{ cm}^2$$

Las normas ACI 318-08 indican que

$$A_{S_{Min}} \leq A_s \leq A_{S_{Max}}$$

$$31.26 \text{ cm}^2 \leq 112.02 \text{ cm}^2 \leq 141.34 \text{ cm}^2$$

El área de acero calculada tiene que estar entre la mínima y la máxima, como en este caso se encuentra entre estos parámetros propuestos por el ACI se utilizará el área de acero calculada $A_s = 112.02 \text{ cm}^2$.

Distribución de varillas

- Cama inferior (Total de varillas)

Utilizando varilla No. 11 ($A=9.58 \text{ cm}^2$) se distribuye de la siguiente manera.

$$\begin{aligned} 9.58 \text{ cm}^2 & \text{ --- } 1 \text{ Varilla} \\ 112.02 \text{ cm}^2 & \text{ --- } x = 11.69 \\ & \approx 12 \text{ varillas para armado simétrico} \end{aligned}$$

Utilizar 12 varillas No. 11 G60

Nota: del total de varillas solo se colocara la mitad (6 varillas) como bastones en el centro de la viga y la otra mitad (6 varillas) corridas. (Ver apéndice “B”)

- Cama inferior en apoyos

Se utilizara el 50% del acero requerido.

$$0.5 * 112.02 = 56.01 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 11 ($A=9.58 \text{ cm}^2$) se distribuye de la siguiente manera

$$\begin{aligned} 9.58 \text{ cm}^2 & \text{ --- } 1 \text{ Varilla} \\ 56.01 \text{ cm}^2 & \text{ --- } x = 5.85 \\ & \approx 6 \text{ varillas para armado simétrico} \end{aligned}$$

Utilizar 6 varillas No. 11 G60 corridas

- Cama superior

Se utilizara el 33% del acero requerido.

$$0.33 * 112.02 = 36.7\text{m}^2$$

Utilizando varilla No. 10 ($A=7.91 \text{ cm}^2$) se distribuye de la siguiente manera:

$$7.91 \text{ cm}^2 - - - - - 1 \text{ Varilla}$$

$$36.7 \text{ cm}^2 - - - - - x = 4.64$$

≈ 6 varillas para armado simétrico

Utilizar 6 varillas No. 10 G60 corridas

Refuerzo adicional

Según la AASHTO es necesario reforzar la viga con acero adicional por ser muy peraltada, reforzando el área intermedia de la viga, para no dejar un área tan grande de concreto sin acero, se colocara un refuerzo adicional de 0.25 pulg^2 por cada pie de alto 5.37 cm^2 .

$$\text{Refuerzo adicional} = 1.5 \text{ m} * 5.37 \text{ cm}^2 = 8.055 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 5 ($A=1.98 \text{ cm}^2$) se distribuye de la siguiente manera:

1.98 cm^2 — — — — — 1 Varilla

8.055 cm^2 — — — — — $x = 4.06 \approx 5$ varillas por lado

Utilizar 5 varillas No. 5 G60 por lado

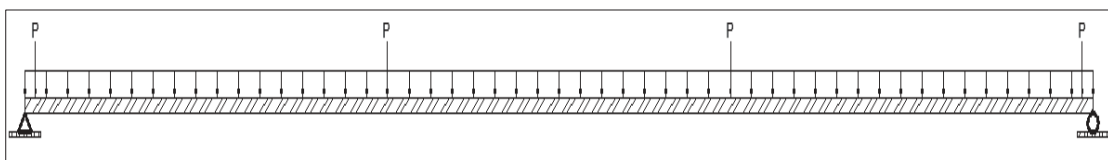
2.7.7.5. Diseño a corte

El corte total está compuesto por el que produce la carga muerta, la viva y el que produce el impacto.

Corte por carga muerta

Se utilizará el valor de carga distribuida producida por el peso muerto considerando primero que el corte máximo ocurre en $L/2$.

Figura 12. Diagrama de carga muerta sobre viga principal



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD

$$V_{CM} = \frac{W_m * L}{2} + \frac{\sum P}{2}$$

Donde:

W_m = carga distribuida respecto a la carga muerta de viga y losa = 3540 kg/m

L = longitud del puente= 25 m

P = peso del diafragma = 1824 kg

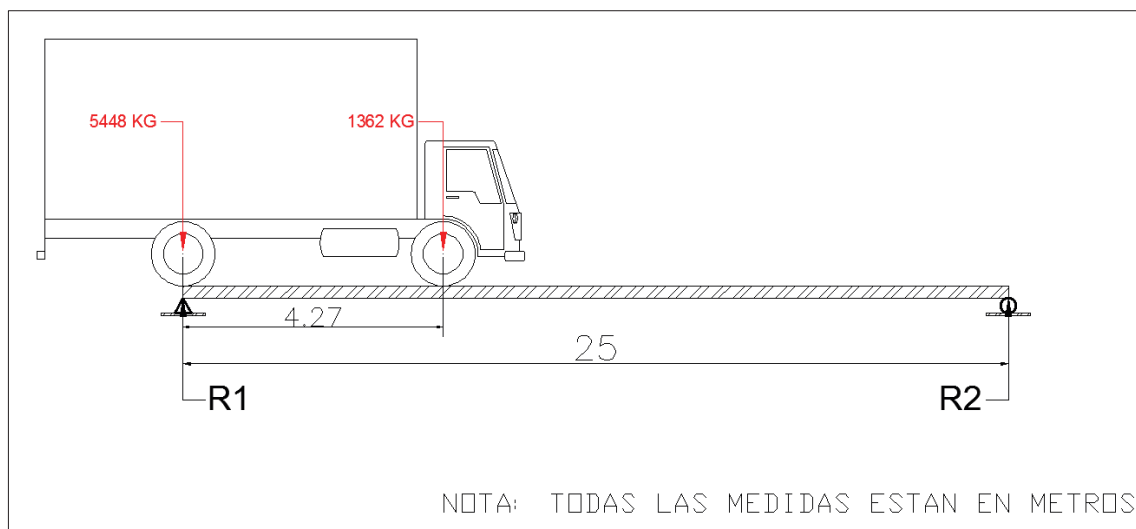
Entonces, el corte por carga muerta es.

$$V_{CM} = (3540 \cdot 25/2) + (2 \cdot 1824/2) = 46,074 \text{ kg}$$

Corte por carga viva

Guzmán (1997) indica que el corte máximo por sobrecarga ocurre cuando la carga máxima del camión se encuentra sobre el apoyo. Para este caso, será el valor de R_1 .

Figura 13. **Diagrama de posición de tándem para esfuerzos cortantes**



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD

Determinación de los valores de las reacciones R_1 y R_2

$$\sum M R_2 = 0 \curvearrowright +$$

$$R_1(25) - (5448 * 25) - (1362 * (25-4,27)) = 0$$

$$R_1 = 6577.37 \text{ kg} \approx V_{CV}$$

A los ejes se les aplica el factor de distribución (FD=1.49)

$$\begin{aligned} \text{Eje 1(trasero)} &= 10.896 \text{ Ton} / 2 = 5448 \text{ Ton} * 1000 = 5448 \text{ kg} * \\ &1.49 = 8117.52 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Eje 2(delantero)} &= 2.724 \text{ Ton} / 2 = 1.326 \text{ Ton} * 1000 = 1362 \text{ kg} * \\ &1.49 = 2029.38 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\sum F_Y = 0 \uparrow +$$

$$R_1 - 8117.52 - 2029.38 + R_2$$

$$R_2 = 3569.53 \text{ kg}$$

Corte por Impacto

Se utilizará el mismo porcentaje de impacto, 24%.

$$VI = V_{CV} * I$$

$$VI = 6577.37 * 1.24 = 8155.94 \text{ kg}$$

Corte último

El corte último en la viga se calcula aplicando la siguiente formula.

$$VU_{VIGA} = 1.3 (V_{CM} + 5/3 (V_{CV} * I * FD))$$

Cálculo

$$\begin{aligned} VU_{VIGA} &= 1.3 (46,074 + 5/3 (8155.94 * 1.49)) \approx VU_{VIGA} \\ &= 86,226.30 \text{ kg} \end{aligned}$$

Cortante que resiste el concreto

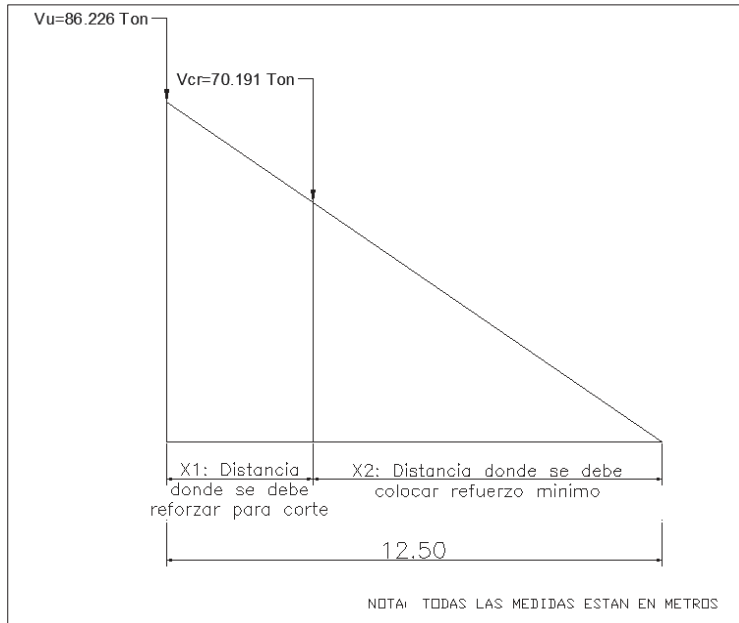
$$V_{cr} = \theta * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$\phi=0.85$ según AASHTO 8.16.1.2

$$\begin{aligned} V_{cr} &= 0.85 * 0.53 * (280)^{1/2} * 65 * 143.25 \\ V_{cr} &= 70,191.06 \text{ kg} \end{aligned}$$

Para determinar las distancias por donde pasan las cargas de corte a lo largo de la viga del puente, se realizará el análisis por medio de relación de triángulos.

Figura 14. **Diagrama de esfuerzos cortantes en la viga**



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD

Encontrando los valores de X1 y X2 por relación de triángulos.

$$\frac{VU}{L/2} = \frac{Vcr}{X_2}$$

$$X_2 = (12.5 * 70,191.06) / 86,226.30 = 10.15 \text{ m}$$

$$X_1 = 12.5 - 10.15 = 2.35 \text{ m} \approx 2.50 \text{ m} \quad \text{zona de confinamiento}$$

Cálculo del refuerzo a corte.

El espaciamiento de refuerzo en apoyos se determina con la siguiente ecuación.

$$S_{\text{Estribo}} = (2 * A_v * F_y * d) / VU_{\text{VIGA}}$$

Donde:

S_{Estribo} = Espaciamiento de refuerzo

A_v = área de la varilla a utilizar = No. 4 = 1.27 cm²

F_y = 2810 kg/cm²

d = 143.25 cm

VU_{VIGA} = 86,226.3 kg

Entonces

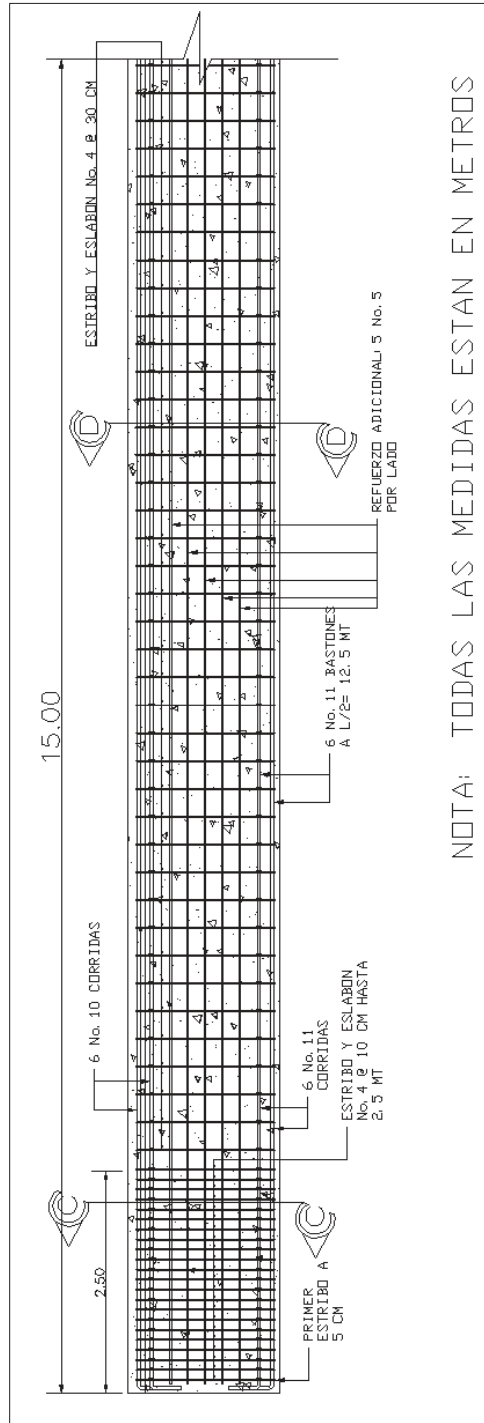
$S_{\text{Estribo}} = (2 * 1.27 * 2810 * 143.25) / 86,226.30 = 11.85 \text{ cm} \approx$
utilizar @ 10 cm

$S_{\text{resto}} = d/2 \leq 30 \text{ cm}$ máximo en zona no confinada

$S_{\text{resto}} = 143.25 \text{ cm} / 2 = 71.625 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, entonces utilizar
30 cm

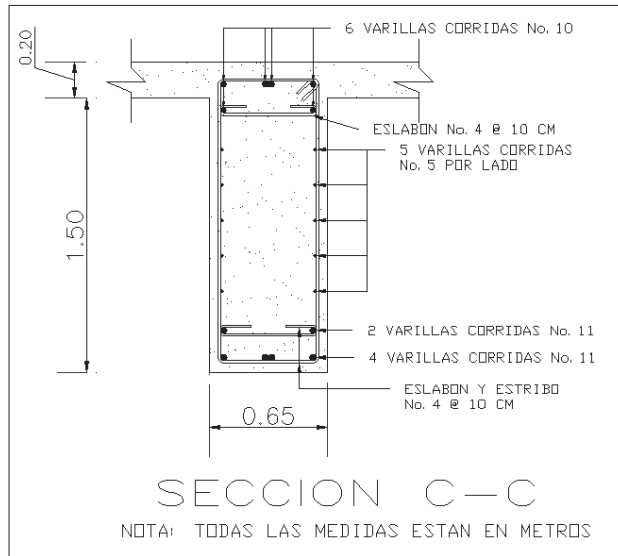
Se propone utilizar estribos y eslabones No. 4 G40 @ 10 cm de los apoyos hacia el centro, hasta cubrir una distancia de 2,50 m en cada uno de los lados, luego utilizar No. 4 G40 @ 30 cm del centro de la viga hacia los extremos, una distancia de 20 metros.

Figura 15. Armado longitudinal de viga



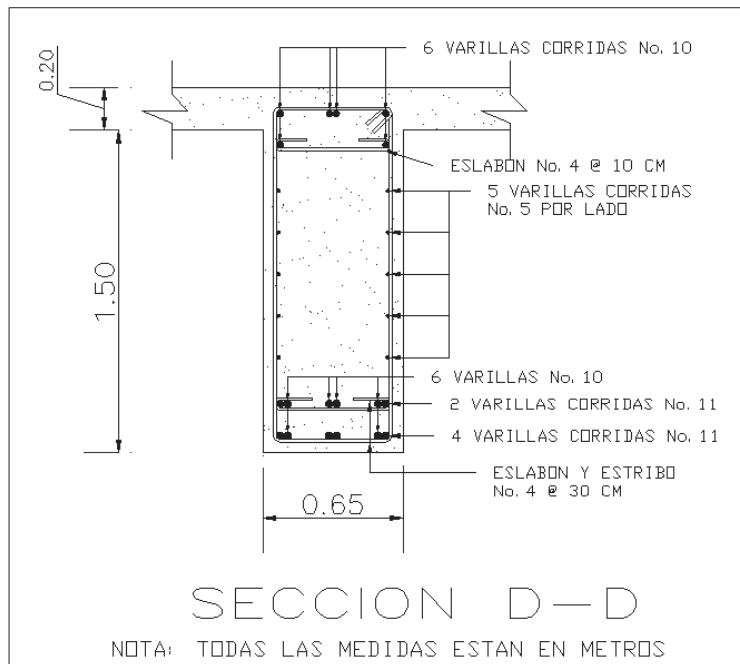
Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD

Figura 16. Armado final de viga, sección C-C



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD

Figura 17. Armado final de viga, sección D-D



Fuente: Elaboración propia

2.7.8. Diseño de diafragma

Ortega (2010), los diafragmas son elementos estructurales diseñados para soportar las deformaciones laterales y transversales de las vigas de la superestructura de un puente. Se deben utilizar en los extremos, y para luces mayores de 12 m, se recomienda colocar intermedios en el punto de máximo momento positivo, según AASHTO 8.1.2.

Ortega (2010) también dice que los diafragmas externos transmiten su propio peso directamente a los apoyos y los interiores transmiten su carga proporcionalmente a las vigas como puntuales, debido a que no están diseñados para soportar las que provienen de la losa, se refuerzan con el área de acero mínimo.

Para el diseño de los diafragmas se tomará en cuenta la sección 8 de las normas AASHTO.

- Se colocaran en el centro y en los tercios de la luz cuando se tenga una superestructura mayor de 40 metros.
- Serán colocados diafragmas en los extremos de las vigas “T” y de las vigas rectangulares, a menos que otros medios sean suministrados, para resistir cargas laterales y mantener la geometría de la sección.
- El ancho normal para diafragmas interiores y exteriores será de 30 cm con un recubrimiento mínimo de 5 cm (AASHTO 8.19.3).

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

2.7.8.1. Diafragma exterior

2.7.8.1.1. Cálculo de sección de diafragma exterior

El peralte del diafragma exterior se determina de la siguiente manera.

$$H_{\text{Diafragma exterior}} = 1/2 * H_{\text{Viga}}$$

Donde:

$$H_{\text{Viga}} = 1.5 \text{ m}$$

Entonces, se determina el peralte del diafragma

$$H_{\text{Diafragma exterior}} = 1/2 * 1.5 \text{ m}$$

$$H_{\text{Diafragma exterior}} = 0.75 \text{ m} \approx 0.80 \text{ m}$$

La base se determina como el peralte sobre 2

$$B_{\text{Diafragma exterior}} = 0.80 / 2 = 0.40 \text{ m}$$

2.7.8.1.2. Cálculo de acero de refuerzo

Se utilizará A_s mínimo para el refuerzo.

$$A_{smin} = (14.1 / F_y) * b * d$$

Donde:

b = base del diafragma = 0.40 m

d = peralte efectivo = altura de diafragma – recubrimiento - ($\emptyset_{\text{varilla}} / 2$)

$\emptyset_{\text{varilla}}$ = No. 6 = 1.905 cm

Recubrimiento = 5 cm

F_y = módulo de fluencia del acero = 2810 kg/cm²

Entonces

$$d = 80 - 5 - (1.905 / 2) = 74.05 \text{ cm}$$

Cálculo del acero mínimo

$$A_{smin} = (14.1 / 2810) * 40 * 74.05 = 14.86 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 6 ($A = 1.905 \text{ cm}^2$) se distribuye de la siguiente manera:

2.85 cm^2 — — — — — 1 varilla

14.86 cm^2 — — — — — $x = 5.21$ varillas ≈ 6 varillas

Utilizar 6 varillas corridas en cama inferior y 6 varillas corridas en cama superior No. 6 G40

Refuerzo adicional

Como se indicó anteriormente, se colocará un refuerzo adicional de 0.25 pulg² por cada pie de alto (5.37 cm² por metro de alto).

$$\text{Refuerzo adicional} = 0.80 * 5.37 \text{ cm}^2 = 4.296 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 5 (A=1.98 cm²) se distribuye de la siguiente manera:

$$1.98 \text{ cm}^2 - - - - - 1 \text{ Varilla}$$

$$4.296 \text{ cm}^2 - - - - - x = 2.17 \approx 3 \text{ varillas por lado}$$

Utilizar 3 varillas No. 5 G40 por lado

Refuerzo a corte

Para el diseño final del refuerzo transversal se tomará lo indicado en el ACI 318-05: la sección 21.3.3.4, indica que cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, estos deben ser colocados con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de d/2 en toda la longitud del elemento.

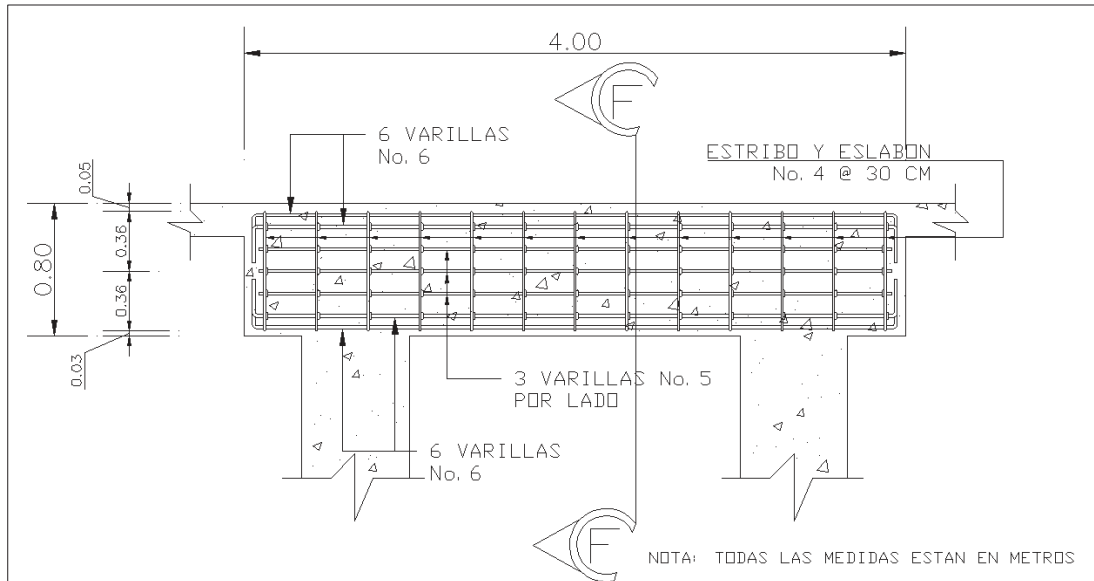
$$S_{\text{Diaf}} = d / 2$$

$$S_{\text{Diaf}} = 74.05 / 2 = 37.025 \text{ cm}$$

El espaciamiento excede de 30 cm, entonces se utilizará 30 cm.

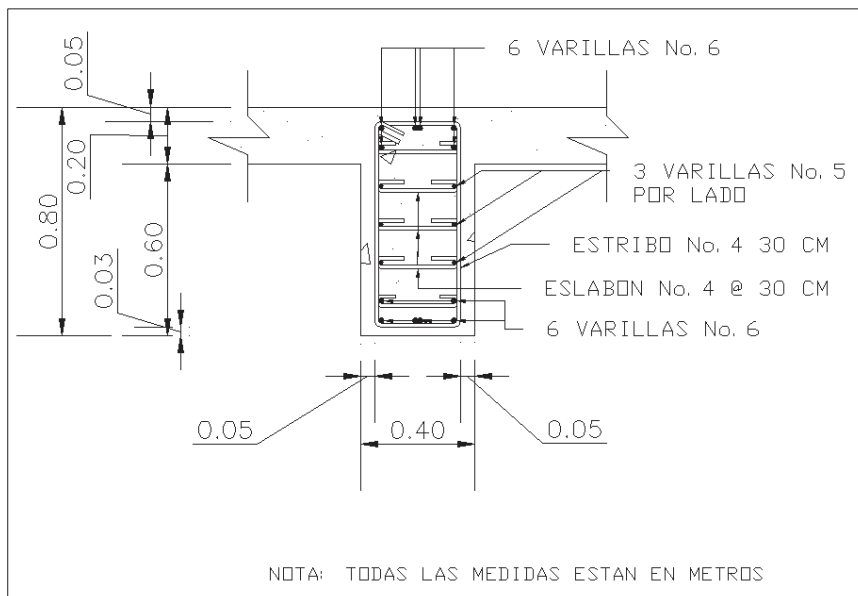
Utilizar varillas No. 4 G40 @ 30 cm como estribo y eslabón

Figura 18. Armado longitudinal de diafragma exterior



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD

Figura 19. Armado final de diafragma exterior



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD

2.7.8.2. Diafragma interior

2.7.8.2.1. Cálculo de sección de diafragma interior

El peralte del diafragma interior se determina de la siguiente manera.

$$H_{\text{Diafragma interior}} = 3/4 * H_{\text{Viga}}$$

Donde:

$$H_{\text{Viga}} = 1.5 \text{ m}$$

Entonces, se determina el peralte del diafragma:

$$H_{\text{Diafragma interior}} = 3/4 * 1.5$$

$$H_{\text{Diafragma interior}} = 1.125 \text{ m} \approx 1.15 \text{ m}$$

La base se determina como el peralte sobre 3.5 como se realizó para la viga principal.

$$B_{\text{Diafragma interior}} = 1.15 / 3.5 = 0.33 \text{ m} \approx 0.40 \text{ m}$$

2.7.8.2.2. Cálculo de acero de refuerzo

Se utilizará A_s mínimo para el refuerzo.

$$A_{s\text{min}} = (14.1 / F_y) * b * d$$

Donde:

b = base del diafragma = 0.40 m

d = peralte efectivo = altura de diafragma – recubrimiento - ($\phi_{\text{varilla}} / 2$)

ϕ_{varilla} = No. 6 = 1.905 cm

Recubrimiento = 5 cm

Fy = módulo de fluencia del acero = 2810 kg/cm²

Entonces

$$d = 1.15 - 5 - (1.905 / 2) = 109.05 \text{ cm}$$

Cálculo del acero mínimo

$$A_{s\text{min}} = (14.1 / 2810) * 40 * 109.05 = 21.89 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 6 ($A=2.85 \text{ cm}^2$) se distribuye de la siguiente manera:

2.85 cm^2 — — — — — 1 varilla

21.89 cm^2 — — — — — x = 7.68 varillas $\approx$ 8 varillas

Utilizar 8 varillas corridas en cama inferior y 8 varillas corridas en cama superior

No.6 G40

Refuerzo adicional

Al igual que para el diafragma exterior se colocará acero adicional de 0,25 pulg² por cada pie de alto (5.37 cm^2 por metro de alto).

$$\text{Refuerzo adicional} = 1.15 * 5.37 \text{ cm}^2 = 6.17 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla No. 5 ($A=1.98 \text{ cm}^2$) se distribuye de la siguiente manera:

1.98 cm^2 — — — — — — — — — 1 Varilla

6.17 cm^2 — — — — — — — — — $x = 3.11 \approx 3$ varillas por lado

Utilizar 3 varillas No.5 G40 por lado

Refuerzo a corte

El diseño final del refuerzo transversal se determinó de la misma manera que se realizó para el diafragma exterior.

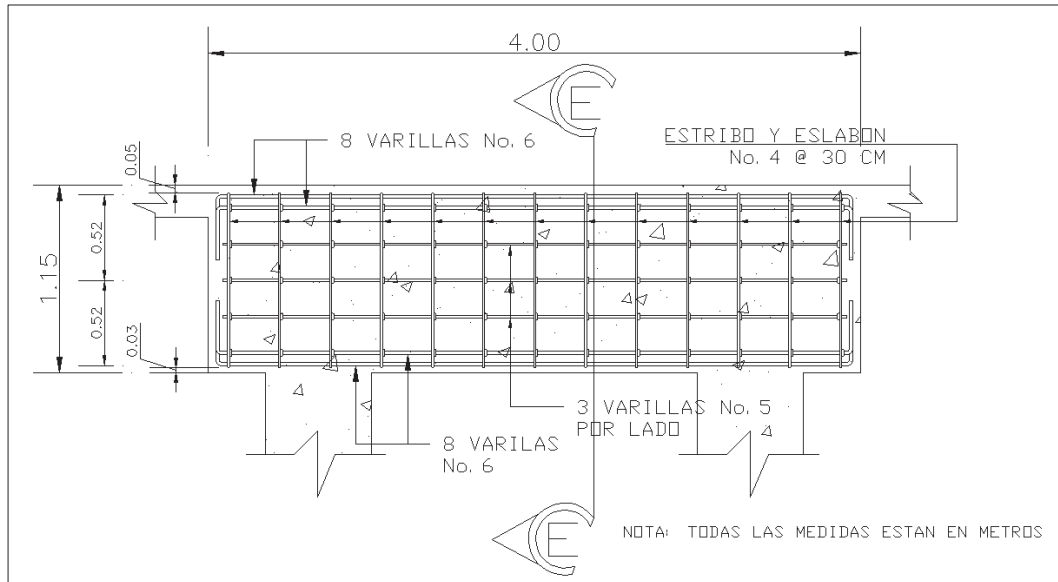
$$S_{\text{Diaf}} = d / 2$$

$$S_{\text{Diaf}} = 109.05 / 2 = 54.525 \text{ cm}$$

El espaciamiento excede de 30 cm, entonces se utilizará 30 cm.

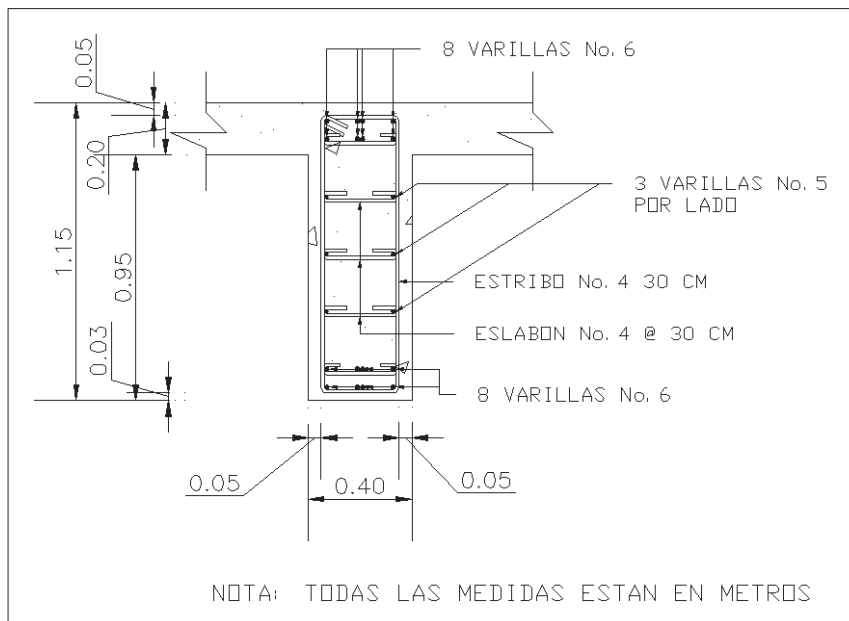
Utilizar varillas No. 4 G40 @ 30 cm como estribo y eslabón

Figura 20. Armado longitudinal de diafragma interior



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD

Figura 21. Armado final de diafragma interior



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD

2.8. Diseño de la subestructura

La subestructura está compuesta por los elementos estructurales que soportan toda la carga que proviene de la superestructura, la cual es transmitida hacia el suelo donde se construirá el puente. Según AASHTO 3.2, la superestructura son componentes estructurales del puente que constituyen el tramo horizontal, por lo que, estas cargas pasan a ser transmitidas a la subestructura.

La subestructura del puente está compuesta principalmente de: cortina, viga de apoyo y estribos.

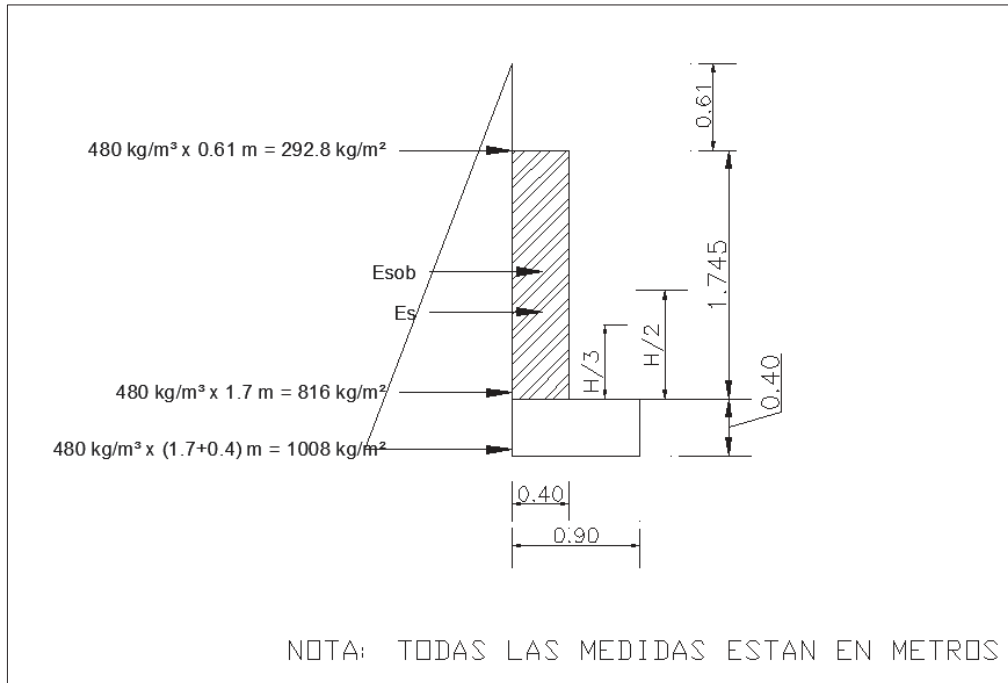
2.8.1. Diseño de la cortina

Recinos (2011), la cortina sirve para detener el relleno en sentido longitudinal y el alto depende de la altura de la viga principal del puente. La cortina esta empotrada sobre la viga de apoyo y según AASHTO 3.11, sobre ella están actuando las fuerzas de: empuje de la tierra (E_{Tierra}), fuerza longitudinal (FL), y fuerza de sismo (EQ).

Empuje de tierra (E_{Tierra})

De acuerdo con AASHTO 3.11.5.5, la estructura debe diseñarse considerando el método del fluido equivalente de Rankine, para determinar el empuje horizontal, donde se utilizará una densidad equivalente del suelo no menor a 480 kg/m^3 a una altura de 2 pies (0.61 m).

Figura 22. Diagrama de presiones sobre cortina



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD

Calculo de E_{Tierra}

$$E_{Tierra} = E_s + E_{sob}$$

Donde:

E_s = carga del suelo aplicada a la cortina

E_{sob} = sobrecarga del suelo aplicada al centro de la cortina

$$E_{Tierra} = (292.8 * 1.745) + 1/2 (837.6 * 1.745)$$

$$E_{Tierra} = 510.94 + 730.81 = 1\,241.75 \text{ kg/m}$$

Fuerza longitudinal (FL)

Según AASHTO 3.9.1, la fuerza longitudinal debe ser el 5% de la carga viva y su centro de gravedad se aplica a 1,83 m (6 pies) sobre la rodadura.

$$FL = 5\% P_{Viva} / 2 H_{Cortina}$$

Donde:

FL = fuerza longitudinal en kg/m

P_{Viva} = peso del camión = 5448 kg

$H_{Cortina}$ = altura de la cortina = 1.745 m

Entonces

$$FL = 0.05 * 5448 / 2 * 1.745 = 78.05 \text{ kg/m}$$

Esta carga actúa a 6 pies (1.83 m) sobre el piso de la losa (AASHTO 3.9.1).

$$\text{Brazo} = 1.83 + 1.745 = 3.575 \text{ m}$$

Cálculo de sismo (EQ)

Se utilizó un coeficiente sísmico del 12% siguiendo las especificaciones de AASHTO 3.10, se multiplicará el peso de la cortina para determinar la fuerza por sismo (EQ), el punto de

aplicación de la fuerza se localizará en el centro de la cortina, actuando de forma horizontal.

Peso propio de la cortina para 1 metro de ancho

$$W_{\text{cortina}} = 0.4 * 1.745 * 1 * 2400 = 1675.2 \text{ kg}$$

$$EQ = 12\% W_{\text{cortina}}$$

$$EQ = 0.12 * 1675.2$$

$$EQ = 201.024 \text{ kg}$$

$$\text{Brazo al centro de gravedad} = H_{\text{Cortina}} / 2 = 1.745 / 2 = 0.873 \text{ m}$$

Combinación de cargas para momentos

Se sigue lo especificado en AASHTO 3.22.1A.

Para momentos

$$\text{GRUPO III} = 1.3 ((E_{\text{sob1}} * H_{\text{Cortina}}/2) + (E_s * H_{\text{Cortina}}/3) + (FL * \text{brazo}))$$

Donde:

$$\begin{aligned} E_{\text{sob1}} &= \text{carga equivalente rectángulo} = 292.8 \text{ kg/m}^2 * 1.745 \text{ m} \\ &= 510.94 \text{ kg} \end{aligned}$$

E_s = sobrecarga del suelo aplicada al centro de la cortina

$$E_s = 837.6 \text{ kg/m}^2 * 1.745 / 2 = 730.81 \text{ kg}$$

Entonces

$$\text{GRUPO III} = 1.3 ((510.94 * 1.745/2) + (730.81 * 1.745/3) + (78.05 * 3.575))$$

$$\text{GRUPO III} = 1.3 (445.8 + 425.08 + 279.03) = 1494.88 \text{ kg-m}$$

$$\text{GRUPO IV} = 1.3 ((E_{sob1} * H_{Cortina}/2) + (E_s * H_{Cortina}/3) + (E_Q * \text{brazo}))$$

$$\text{GRUPO IV} = 1.3 ((510.94 * 1.745/2) + (730.81 * 1.745/3) + (201.024 * 0.873))$$

$$\text{GRUPO IV} = 1.3 (445.8 + 425.08 + 175.5) = 1360.29 \text{ kg-m}$$

Para corte

Según AASHTO 3.22.1b

$$\text{GRUPO III} = 1.3 (E_{\text{Tierra}} + FL)$$

Donde:

$$E_{\text{Tierra}} = \text{empuje de tierra} = 1241.75 \text{ kg/m}$$

$$FL = \text{fuerza longitudinal} = 78.05 \text{ kg/m}$$

Entonces

$$\text{GRUPO III} = 1.3 (1241.75 + 78.05)$$

$$\begin{aligned}\text{GRUPO III} &= 1715.74 \text{ kg-m} \\ \text{GRUPO IV} &= 1.3 (E_{\text{Tierra}} + EQ)\end{aligned}$$

Donde:

$$EQ = \text{sismo} = 201.024 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}\text{GRUPO IV} &= 1.3 (1241.75 + 201.024) \\ \text{GRUPO IV} &= 1875.60 \text{ kg}\end{aligned}$$

El momento y corte máximo se determinan al comparar los valores producidos por los dos grupos de cargas. El momento corresponde al grupo III y el corte mayor al grupo IV.

$$M_{\text{max}} = \text{GRUPO III} = 1715.74 \text{ kg-m}$$

$$V_{\text{max}} = \text{GRUPO IV} = 1875.6 \text{ kg}$$

Cálculo de refuerzo

El refuerzo se determina de la siguiente manera.

$$A_s = \frac{0.85[f'c * b * d]}{F_y} - \sqrt{\frac{(0.85 * f'c * b * d)^2 - \frac{1.7}{0.9} (f'c * b * Mu)}{F_y^2}}$$

Donde:

A_s = área de acero en cm^2

$f'c$ = módulo de fluencia del concreto = 280 kg/cm^2

F_y = módulo de fluencia del acero = 2810 kg/cm^2

b= base = 40 cm

Mu = momento ultimo = 171,574 kg-cm

d = peralte efectivo = H_{Cortina} – rec – $\phi/2$

Utilizando varilla No. 6 se tiene

$$d = 174.5 - 5 - 1.905/2 = 168.55 \text{ cm}$$

Entonces

$$A_s = \frac{0.85[280 * 40 * 168.55]}{2810} - \sqrt{\frac{(0.85 * 280 * 40 * 168.55)^2 - \frac{1,7}{0,9}(280 * 40 * 171,574)}{2810^2}}$$

$$A_s = 571.03 - 570.63 = 0.4 \text{ cm}^2$$

Cálculo del acero mínimo

$$A_{s\min} = (14.1 / F_y) * b * d$$

$$A_{s\min} = (14.1 / 2810) * 40 * 168.55 = 33.83 \text{ cm}^2$$

Cálculo del acero máximo

$$\rho_{bal} = \theta * \beta_1 * E_s (0.003 * f'_c / F_y * (0.003 E_s + F_y))$$

Donde:

θ = factor de reducción para flexión = 0.90

$\beta_1 = 0.85$ ($f'_c \leq \text{kg/cm}^2$)

$E_s = 2.06 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Cálculo

$$\rho_{\text{bal}} = 0.90 * 0.85 * 2.06 \times 10^6 \left(0.003 * 280 / 2810 * (0.003 * 2.06 \times 10^6 + 2810) \right)$$

$$\rho_{\text{bal}} = 0.05240$$

$$\rho_{\text{Max}} = 0.5 * \rho_{\text{bal}} \quad \text{Zona sísmica}$$

$$\rho_{\text{Max}} = 0.5 * 0.05240 = 0.0262$$

$$A_{\text{SMax}} = \rho_{\text{Max}} * b * d$$

$$A_{\text{SMax}} = 0.0262 * 40 * 168.55 = 176.64 \text{ cm}^2$$

Las normas ACI 318-05 indican que

$$A_{\text{s min}} \leq A_{\text{s}} \leq A_{\text{s max}}$$

$$33.83 \text{ cm}^2 \nlessgtr 0.4 \text{ cm}^2 \leq 176.64 \text{ cm}^2$$

El área calculada de acero requerida tiene que ser mayor que la mínima y menor que la máxima. Como esta condición no cumple, ya que $A_{\text{s min}}$ es mayor que A_{s} , se utilizará $A_{\text{s min}} = 33.83 \text{ cm}^2$.

Distribución de varillas

Utilizando varilla No. 6 ($A=2.85 \text{ cm}^2$) se distribuye de la siguiente manera.

$$2.85 \text{ cm}^2 - - - - - 1 \text{ varilla}$$

$$33.83 \text{ cm}^2 - - - - - x = 11.87 \text{ varillas} \approx 12 \text{ varillas}$$

Utilizar 12 varillas corridas No. 6 G40

Diseño a corte

$$V_{\max} = 1875.6 \text{ kg}$$

Corte que resiste el concreto

$$V_{cr} = \theta * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$\phi = 0.85 \text{ según AASHTO 8.16.1.2}$$

$$V_{cr} = 0.85 * 0.53 * (280)^{1/2} * 40 * 168.55$$

$$V_{cr} = 50,823.26 \text{ kg}$$

Como $V_{\max} < V_{cr}$ por lo tanto el concreto resiste a corte y se utilizó el refuerzo mínimo.

$$S_{\text{Estrbo de cortina}} = d / 2$$

$$S_{\text{Estrbo de cortina}} = 168.55 / 2 = 84.275 \text{ cm}$$

Para evitar corte el espaciamiento se dejara de 30 cm.

Utilizar varillas No. 4 G40 @ 30 cm como estribo y eslabón

2.8.2. Diseño de viga de apoyo

Es la viga transversal, sobre la cual se apoyarán las longitudinales principales del puente.

Palacios (2007), la viga de apoyo se chequea por aplastamiento, debido a que está apoyada en toda su longitud y se refuerza con acero por temperatura o mínimo por no soportar flexión. El refuerzo transversal lo constituyen los estribos.

Oliva (2011), la geometría de la viga será rectangular. La base no debe ser menor de 40 cm, debido a que estructura solo resistirá aplastamiento.

Cálculo del acero mínimo

$$A_{smin} = (14.1 / F_y) * b * d$$

Donde:

b = 100 cm

d = 40 cm

Entonces, el acero mínimo es

$$A_{smin} = (14.1 / 2810) * 100 * 40 = 20.07 \text{ cm}^2$$

Distribución de varillas

Utilizando varilla No. 6 ($A=2.85 \text{ cm}^2$) se distribuye de la siguiente manera

$$2.85 \text{ cm}^2 - - - - - 1 \text{ varilla}$$

$$20.07 \text{ cm}^2 - - - - - x = 7.042 \text{ varillas} \approx 8 \text{ varillas}$$

Utilizar 4 varillas corridas No. 6 G40 en cada cama.

Diseño a corte

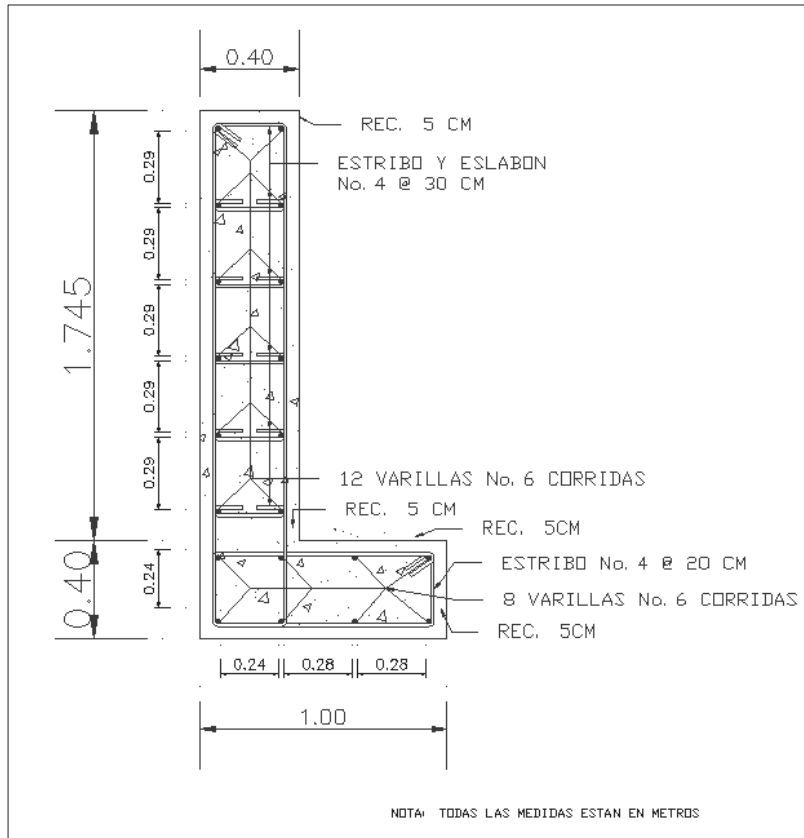
Para el diseño del refuerzo transversal se tomó en cuenta lo indicado en el código ACI 318-05: la sección 21.3.3.4 indica que cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, estos deben colocarse con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento.

$$S_{\text{Estrbo de viga de apoyo}} = d / 2$$

$$S_{\text{Estrbo de viga de apoyo}} = 40 / 2 = 20 \text{ cm}$$

Utilizar varillas No. 4 G40 @ 20 cm como estribo y eslabón

Figura 23. **Armado de cortina y viga de apoyo**



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD

2.8.3. Almohadilla de neopreno

Tzicap (2010), dice que el neopreno es un elemento que está elaborado con caucho altamente resistente y que en combinación con el acero, forman un elemento de apoyo simple y resistente entre la viga principal y la de apoyo, para que estas no se dañen debido a las fuerzas a las que están sometidas. Este apoyo disipa las cargas causadas en la superestructura por vibraciones o impactos, que se producen por los movimientos de las cargas móviles.

Oliva (2011), de acuerdo con el tipo de material del que están hechos, los apoyos pueden clasificarse en metálicos y elastómeros. El uso de apoyos metálicos generalmente se limita a puentes con superestructura de base metálica, mientras que los apoyos elastoméricos se usan independientemente en puentes con superestructura de concreto o metálica.

El capítulo 14 de las normas AASHTO establece las condiciones de apoyo para un puente en función de la longitud de su claro. Para apoyos fijos de longitudes de 50 pies (15.24 m), no es necesario hacer consideraciones por deflexión, mientras que para distancias mayores o iguales a 50 pies, deberán proveerse tipo de apoyos especiales que toleren mayores niveles de rotación.

Para los apoyos del puente se utilizarán apoyos elastoméricos laminados, los cuales son una combinación de elastómero y placas de acero, ambos del mismo tamaño.

Diseño de neopreno basado en el método “A” del capítulo 14 de las normas AASHTO

Datos de diseño

Luz del puente = 25 m

Ancho de viga = 0.65 m

Módulo de elasticidad del concreto (E_c) = 2×10^6 ton / m²

Coefficiente de dilatación térmica del concreto = 11×10^{-6} °C⁻¹

Temperatura máxima = 73 °F $\approx$ 22 °C

$WV_{Total} = 13,620 \text{ kg} / 2 = 6810 \text{ kg}$

$$W_{\text{Total Superestructura}} = 152,904 \text{ kg}$$

Cálculo del máximo movimiento horizontal del apoyo

$$\Delta_s = L_{\text{puente}}(\epsilon_{\text{Temp}} + \epsilon_{\text{Frag}})$$

Donde:

Δ_s = movimiento máximo horizontal en mm

L_{puente} = longitud del puente

ϵ_{Temp} = deformación unitaria del concreto debido a la diferencia de temperatura

$\epsilon_{\text{Temp}} = (\text{Temp}_{\text{Máxima}})$ (coeficiente de dilatación térmica del concreto)

$$\epsilon_{\text{Temp}} = 22 \text{ }^{\circ}\text{C} * 11 * 10^{-6} = 0.000242$$

ϵ_{Frag} = deformación debido a la retracción del fraguado

$\epsilon_{\text{Frag}} = (10\%)$ (Deformación máxima del concreto)

$$\epsilon_{\text{Frag}} = (0.1)(0.003) = 0.0003$$

$$\Delta_s = L_{\text{puente}}(\epsilon_{\text{Temp}} + \epsilon_{\text{Frag}})$$

$$\Delta_s = 25 * (0.000242 + 0.0003)$$

$$\Delta_s = 25 * (0.000242 + 0.0003)$$

$$\Delta_s = 0.01355 \text{ m}$$

Se recomienda aumentar un 20% por factor de seguridad (AASHTO)

$$\Delta_{sTotal} = 1.20 * 0.01355 \text{ m} = 0.01626 \text{ m} \approx 16.26 \text{ mm}$$

Cálculo de altura de apoyo elastomérico

$$h_{gt} = 2 \Delta_{sTotal}$$

Donde:

h_{gt} = Espesor del elastómero del apoyo

Δ_{sTotal} = Movimiento horizontal máximo total en mm = 16,26 mm

Entonces

$$h_{gt} = 2 * 16.26 \text{ mm}$$

$$h_{gt} = 32.52 \text{ mm}$$

Se propone para el apoyo elastomérico de 4 cm de espesor, con 4 capas de refuerzo de acero de 1 mm cada una.

Para la evaluación del esfuerzo a compresión se utilizará la siguiente fórmula.

$$\sigma = \frac{GS}{B}$$

Donde:

σ = Esfuerzo a compresión $\leq 70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$, para apoyos reforzados con acero

G = modulo cortante (dureza 60, varía entre 9.10 kg/cm² y 14 kg/cm²)

Se utilizará modulo cortante de 10 kg/cm²

B = factor de modificación, 1,4 para capas de cubierta, medias y 1.8 para apoyos simples

Se utilizará factor de modificación de 1.8 ya que se trata de un apoyo simple.

S = modulo cortante (dureza 60, varía entre 9.10 kg/cm² y 14 kg/cm²)

$$\sigma = \frac{GS}{B} \rightarrow S = \frac{\sigma B}{G}$$

$$S = \frac{\sigma B}{G} = \frac{70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1.8}{10 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 12.6$$

Cálculo de longitud

AASHTO 14.7.5 indica que para apoyos rectangulares sin orificios se utiliza la siguiente ecuación:

$$S = \frac{Lw}{2h_e(L + w)}$$

Donde:

W = dimensión total del apoyo rectangular paralelo al eje transversal

L = dimensión total del apoyo rectangular paralelo al eje longitudinal

h_e = espesor de la capa de elastómero

Diseño propuesto del apoyo elastomérico

- 2 capas exteriores de 5 mm cada una. Las capas exteriores deben ser menores al 70% de las capas interiores.
- 3 capas interiores de 10 mm cada una.
- 4 láminas de refuerzo de acero, 1 mm de espesor cada una.
- $W = 650$ mm (base de la viga).

Esfuerzo efectivo a compresión sobre el apoyo elastomérico:

$$S = \frac{L * 650}{2 * 10 * (L + 650)}$$

$$12.6 = \frac{L * 650}{2 * 10 * (L + 650)}$$

$$12.6[2 * 10 * (L + 650)] = L * 650$$

$$12.6[20L + 13000] = L * 650$$

$$252 L + 163800 = 650 L$$

$$L = \frac{163800}{398} = 411.56 \text{ mm} \approx 42 \text{ cm}$$

Para el largo del apoyo se tomarán 60 cm y no 42 cm, para que las vigas principales estén apoyadas sobre todo el largo disponible de la viga de apoyo.

$$\sigma = \frac{W_{\text{Diseño}}}{A_{\text{elastómero}}}$$

Datos

$$WV_T = 13,620 \text{ kg} / 2 = 6810 \text{ kg}$$

$$W_{\text{Total de superestructura}} = 152,904 \text{ kg}$$

$$W_{\text{Diseño}} = WV_T + W_{\text{Total de superestructura}} = 6810 \text{ kg} + 152,904 \text{ kg} = 159,714 \text{ kg}$$

$$A_{\text{elastómero}} = L * W = 60 * 65 = 3900 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{159.714 \text{ kg}}{3900 \text{ cm}^2} = 40.95 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Evaluación de la rotación del apoyo elastomérico (AASHTO 14.6.7)

$$\theta_x = \frac{2\Delta_c}{L}$$

$$\theta_y = \frac{2\Delta_c}{w}$$

Donde:

Δ_c = Deformación instantánea por compresión del apoyo

$$\Delta_c = \sum S_c h \quad S_c \text{ grado } 60 = 0.0038$$

$$\Delta_c = (3 * 10\text{mm} * 0.0038) + (2 * 5\text{mm} * 0.0038) = 1.52 \text{ mm}$$

Entonces

$$\theta_x = \frac{2\Delta_c}{L} = \frac{2(1.52)}{600} = 0.005067$$

$$\theta_y = \frac{2\Delta_c}{w} = \frac{2(1.52)}{650} = 0.00468$$

Rotación del apoyo debida a la carga de diseño

$$\theta_{\text{Apoyo}} = \frac{q * L_{\text{Puente}}^3}{24 * E * I}$$

Donde:

I= momento centroidal de inercia de la sección de la viga

E= módulo de elasticidad del concreto

q = Carga de diseño repartida $(W_{\text{Total Superestructura}} + WV_T) / (\frac{L_{\text{Puente}}}{2})$

Datos

$$WV_T = \frac{6810 \text{ kg}}{12.5} = 544.8 \text{ kg}$$

$$W_{\text{Total Superestructura}} = \frac{152.904 \text{ kg}}{12.5} = 12,232.32 \text{ kg}$$

$$q = 544.8 \text{ kg} + 12,232.32 \text{ kg} = 12,780 \text{ kg} \approx 12.78 \text{ Ton}$$

$$E = 2 * 10^6 \text{ Ton/m}^2$$

Momento de inercia de la viga

$$I_{\text{viga}} = \frac{b_{\text{viga}} * h_{\text{viga}}^3}{12} = \frac{0.65 * 1.5^3}{12} = 0.183 \text{ m}^4$$

$$\theta_{\text{Apoyo}} = \frac{12.78 \text{ Ton} * 25^3}{24 * (2 * 10^6 \frac{\text{Ton}^2}{\text{m}}) * (0.183 \text{ m}^4)}$$

$$\theta_{\text{Apoyo}} = 0.023 \text{ rad}$$

Chequeo de estabilidad y refuerzo

Para la estabilidad, el espesor total del apoyo no debe exceder el menor de

$$\frac{L_{\text{elastómero}}}{3} > 4 \text{ cm}$$

$$\frac{60 \text{ cm}}{3} = 20 \text{ cm} > 4 \text{ cm} \rightarrow \text{ok}$$

$$\frac{W_{\text{elastómero}}}{3} > 4 \text{ cm}$$

$$\frac{65 \text{ cm}}{3} = 21.67 \text{ cm} > 4 \text{ cm} \rightarrow \text{ok}$$

Para el refuerzo debe cumplir con la siguiente ecuación

$$300 * h_{\text{rt}} < f'_s * h_{\text{rt}}$$

Donde:

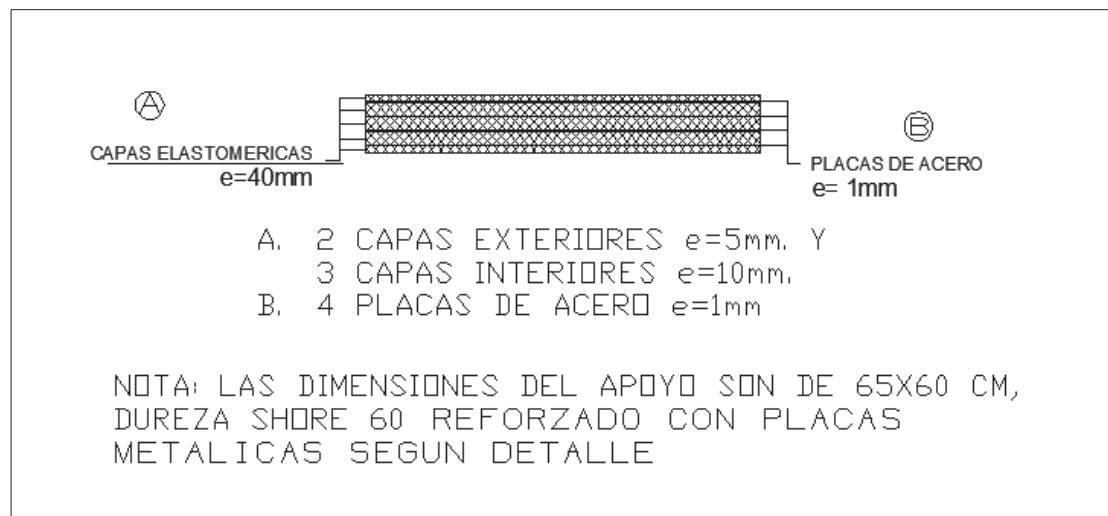
h_{rt} = Espesor de la capa externa del elastómero

f_s = Esfuerzo admisible del acero 1 700 kg/cm²

$$300 * 0.5 \text{ cm} < 1700 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 0.5 \text{ cm}$$

$$150 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} < 850 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \rightarrow \text{ok}$$

Figura 24. **Detalle apoyo de neopreno**



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD

2.8.4. Diseño de estribos

Oliva (2011), los estribos son los apoyos extremos del puente, que además de soportar las cargas de la superestructura, sirven para la contención del material de los terraplenes de acceso y por consiguiente estarán sometidos al empuje del suelo.

Para analizar el estribo se calculará el momento de volteo que produce el empuje de la tierra sobre este y el momento estabilizante que produce el peso de la estructura sobre el suelo, con estos momentos se realizará los chequeos para determinar si las dimensiones del muro son las correctas.

Los análisis se realizaran con las siguientes formulas

$$\text{Volteo} \quad \frac{M_E}{M_V} > 1.5$$

$$\text{Deslizamiento} \quad 0.5 * \frac{[W_{\text{subestructura}} + W_{\text{superestructura}}]}{E} > 1.5$$

$$\text{Presiones} \quad \frac{W_{\text{TOTAL}}}{A} \left[1 \pm \left[6 * \frac{e}{b_{\text{estribo}}} \right] \right] < VS_{\text{suelo}}$$

Donde:

M_E = momento estabilizante

M_V = momento de volteo

E_{Total} = empuje total

$$W_{\text{Total}} = W_{\text{subestructura}} + W_{\text{superestructura}} + W_{\text{estribo}}$$

A = área de la base del estribo

e = excentricidad

b_{estribo} = base del estribo

VS_{Suelo} = valor soporte del suelo

Datos

$$W_{\text{concreto ciclópeo}} = W_{\text{CC}} = 2200 \text{ kg/m}^3$$

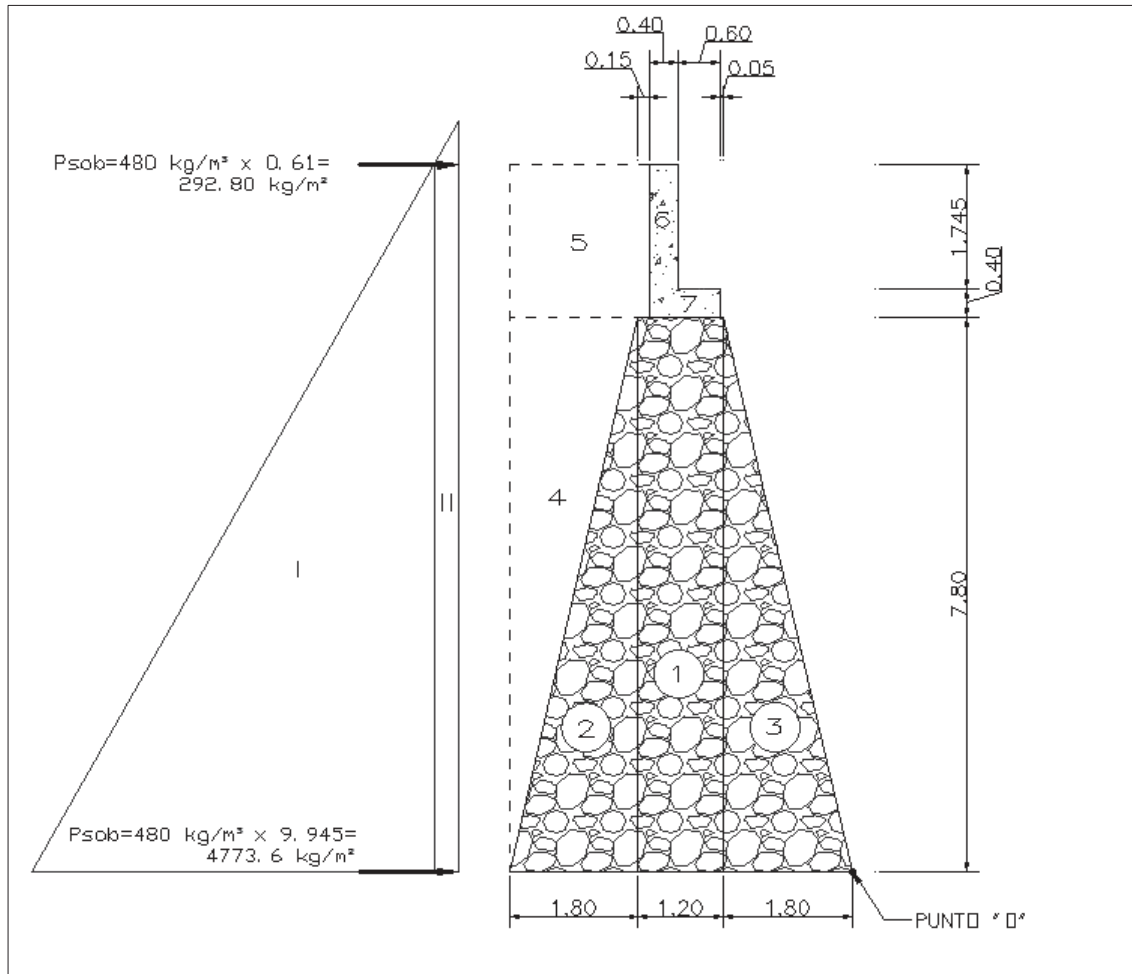
$$W_{\text{concreto armado}} = W_{\text{C}} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$W_{\text{suelo}} = W_{\text{S}} = 1220 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Densidad equivalente del suelo} = \text{EL} = 480 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{VS}_{\text{Suelo}} = \text{valor soporte del suelo} = 25.41 \text{ Ton/m}^2$$

Figura 25. Diagrama de presiones y geometría de estribo



Fuente: Elaboración propia con programa AutoCAD

Momento de volteo (M_v)

Primero se calculan las presiones, después la fuerza de empuje y posteriormente los momentos.

Presión de sobrecarga

$$P_{sob} = 480 \times 0.61 = 292.8 \text{ kg/m}^2$$

Presión del suelo

$$P_{\text{Suelo}} = \gamma \cdot H_{\text{total}}$$

$$P_{\text{Suelo}} = 480 \cdot 9.945 \text{ m}$$

$$P_{\text{Suelo}} = 4773.6 \text{ kg/m}^2$$

Empuje de sobrecarga

$$E_{\text{sob}} = P_{\text{sob}} \cdot H_{\text{total}}$$

$$P_{\text{sob}} = 292.8 \text{ kg/m}^2$$

$$H_{\text{total}} = 9.945 \text{ m}$$

$$E_{\text{sob}} = 292.8 \cdot 9.945 \text{ m}$$

$$E_{\text{sob}} = 2911.90 \text{ kg}$$

Empuje del suelo

$$E_s = P_{\text{Suelo}} \cdot H_{\text{total}} / 2$$

$$P_{\text{Suelo}} = 4773.6 \text{ kg/m}^2$$

$$H_{\text{total}} = 9.945 \text{ m}$$

$$E_s = 4773.6 \cdot 9.945 / 2$$

$$E_s = 23,736.73 \text{ kg}$$

Momento estabilizante de sobrecarga

$$M_{E_{\text{Sob}}} = E_{\text{sob}} \cdot \text{centroide de la figura}$$

$$E_{\text{sob}} = 2911.90 \text{ kg}$$

$$\text{Centroide de la figura} = 9.945 / 2 = 4.9725 \text{ m}$$

$$M_{E_{\text{Sob}}} = 2911.90 \cdot 4.9725$$

$$M_{E_{\text{Sob}}} = 14,479.42 \text{ kg-m}$$

Momento estabilizante del suelo

$M_{es} = E_s \cdot \text{centroide de la figura}$

$E_s = 23,736.73 \text{ kg}$

$M_{Es} = 23,736.73 \cdot 9.945 / 3$

$M_{Es} = 78,687.26 \text{ kg-m}$

Tabla VI. **Momentos de volteo**

Sección	Empuje (Kg)	Momento (kg-m)
I	23,736.73	78,687.26
II	2911.90	14,479.42
	$E_T = 26,648.63$	$M_V = 93,166.68$

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del momento estabilizante

Es producido por el peso de la estructura y el relleno.

Tabla VII. **Momento estabilizante**

Sección	Área (m ²)	Peso específico (kg/m ³)	Peso Kg	Brazo (m)	Momento (kg-m)
1	9.36	2200	20,592	2.4	49,420.8
2	7.02	2200	15,444	$(\frac{1}{3} * 1.8)$ + 1.2 + 1.8 = 3,6	55,598.4
3	7.02	2200	15,444	$(\frac{2}{3} * 1.8)$ = 1.2	18,532.8
4	7.02	1220	8564.4	$(\frac{2}{3} * 1.8)$ + 1.2 + 1.8 = 4.2	35,970.48
5	4.183	1220	5102.95	$(\frac{1.95}{2})$ + 1.05 + 1.8) = 3.825	19,518.78
6	0.858	2400	2059.2	2.65	5,456.88
7	0.24	2400	576	2.15	1238.4
		$W = 67,782.55 \text{ kg}$			$ME_1 = 185,736.54$

Fuente: Elaboración propia

Verificación de estribo con superestructura

Carga muerta de superestructura

$$W_{\text{losa}} = 0.2 \text{ m} * 2 \text{ m} * 25 \text{ m} * 2400 \text{ kg/m}^3 = 24,000 \text{ kg}$$

$$W_{\text{viga}} = (0.65 \text{ m} * 1.5 \text{ m}) * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 2 \text{ vigas} * 25 \text{ m} = 117,000 \text{ kg}$$

$$W_{\text{DiafInt}} = (0.95 \text{ m} * 0.4 \text{ m}) * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 2 \text{ diafragmas} * 4 \text{ m} = 7296 \text{ kg}$$

$$W_{\text{DiafExt}} = (0.60 \text{ m} * 0.4 \text{ m}) * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 2 \text{ diafragmas} * 4 \text{ m} = 4608 \text{ kg}$$

$$W_{\text{Total Superestructura}} = 152,904 \text{ kg}$$

Carga muerta de subestructura

$$W_{\text{cortina}} = 0.4 \text{ m} * 1.745 \text{ m} * 5 \text{ m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 8376 \text{ kg}$$

$$W_{\text{viga apoyo}} = 0.4 \text{ m} * 1 \text{ m} * 5 \text{ m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 4800 \text{ kg}$$

$$W_{\text{Total Subestructura}} = 13,176 \text{ kg}$$

Carga viva total

$$WV_T = 13,620 \text{ kg}$$

Carga total

$$W_T = W_{V_T} + W_{\text{Total Subestructura}} + W_{\text{Total Superestructura}}$$

$$W_T = 13,620 + 13,176 + 152,904$$

$$W_T = 179,700 \text{ kg}$$

Momento estabilizante

$$ME = ME_1 + ME_2$$

Donde:

ME= momento estabilizante total

$$ME_2 = W_T * \frac{b_{\text{estribo}}}{2}$$

$$ME_1 = 185,736.54 \text{ kg-m}$$

Datos

$$W_T = 179,700 \text{ kg}$$

$$B_{\text{Estribo}} = 4.8 \text{ m}$$

$$ME_2 = 179,700 \text{ kg} * \frac{4.8}{2} = 431,280 \text{ kg} - \text{m}$$

$$ME = 185,736.54 + 431,280$$

$$ME = 617,016.54 \text{ kg} - \text{m}$$

Chequeo por volteo

El volteo tiene que ser mayor que 1.5 según lo indicado anteriormente.

$$\text{Volteo} \quad \frac{M_E}{M_V} > 1,5$$

Donde:

ME = momento estabilizante = 617,016.54 kg-m

MV = momento de volteo = 93,166.68 kg-m

Datos

$$\text{Volteo} \quad \frac{617,016.54 \text{ kg} - \text{m}}{93,166.68 \text{ kg} - \text{m}} > 1.5$$

$$\text{Volteo} \quad 6.62 > 1.5 \quad \text{ok}$$

Si cumple por volteo

Chequeo por deslizamiento

$$\text{Deslizamiento} \quad 0.5 * \frac{[W_{\text{subestructura}} + W_{\text{superestructura+viva}}]}{E_T} > 1.5$$

Donde:

$W_{\text{Subestructura + viva}}$ = peso de la subestructura + carga viva

$W_{\text{Superestructura}}$ = peso de la superestructura

E_{Total} = empuje total

Datos

$W_{\text{subestructura}} = W_{\text{estribo}} + W_{\text{cortina}} + W_{\text{viga apoyo}}$

$W_{\text{subestructura}} = 51,480 \text{ kg} + 8376 \text{ kg} + 4800 \text{ kg} = 64,656 \text{ kg}$

$W_{\text{Superestructura}} = 152,904 \text{ kg}$

$WV_T = 13,620 \text{ kg}$

$E_T = 26,648.63 \text{ kg}$

$$\text{Deslizamiento } 0.5 * \frac{[64,656 \text{ kg} + [152,904 \text{ kg} + 13,620 \text{ kg}]]}{26,648.63 \text{ kg}} > 1.5$$

Deslizamiento $4.34 > 1.5$ ok

Si cumple por deslizamiento

Chequeo de presiones

$$\text{Presiones } \frac{W_{\text{TOTAL}}}{A} \left[1 \pm \left[6 * \frac{e}{b_{\text{estribo}}} \right] \right] < VS_{\text{suelo}}$$

Donde:

$$W_{\text{Total}} = W_{\text{Subestructura}} + W_{\text{Superestructura}} + W_{\text{Vt}}$$

A = área de la base del estribo

$$b_{\text{Estribo}} = 4.8 \text{ m}$$

VS_{Suelo} = valor soporte del suelo

e = excentricidad

$$e = (b_{\text{Estribo}} / 2) - a$$

Esfuerzos en el terreno menores o iguales que los admisibles del terreno.

$$a = \frac{M_E - M_V}{W_{\text{TOTAL}}}$$

Datos

$$W_{\text{Subestructura}} = 64,656 \text{ kg}$$

$$W_{\text{Superestructura}} = 152,904 \text{ kg}$$

$$W_{\text{Vt}} = 13,620 \text{ kg}$$

$$W_T = 64,656 \text{ kg} + 152,904 \text{ kg} + 13,620 \text{ kg} = 231,180 \text{ kg}$$

$$M_E = \text{momento estabilizante} = 617,016.54 \text{ kg-m}$$

$$M_V = \text{momento de volteo} = 93,166.68 \text{ kg-m}$$

$$a = \frac{617,016.54 - 93,166.68}{231,180}$$

$$a = 2.26 \text{ m}$$

$$3a > b_{\text{Estribo}}$$

$$3 (2.26) > 4.8 \text{ m}$$

$$6.78 \text{ m} > 4.8 \text{ m} \quad \text{ok}$$

Se determina la excentricidad, que es la distancia del centro del estribo al punto en que la resultante de las fuerzas que actúan se intersectan.

$$e = \frac{b_{\text{estribo}}}{2} - a$$

Datos

$$b_{\text{Estribo}} = 4.8 \text{ m}$$

$$a = 2.26 \text{ m}$$

$$e = \frac{4.8}{2} - 2.26$$

$$e = 0.14 \text{ m}$$

Chequeo

$$\text{Presiones} \quad \frac{W_{\text{TOTAL}}}{A} \left[1 \pm \left[6 * \frac{e}{b_{\text{estribo}}} \right] \right] < VS_{\text{suelo}}$$

Datos

$$W_T = 231,180 \text{ kg}$$

$$A = (4.8 * 5) = 24 \text{ m}^2$$

$$b_{\text{Estribo}} = 4.8 \text{ m}$$

$$VS_{\text{Suelo}} = 25.41 \text{ Ton/m}^2$$

$$e = 0.14 \text{ m}$$

$$\text{Presiones} \quad \frac{231,180 \text{ kg}}{24 \text{ m}^2} \left[1 \pm \left[6 * \frac{0.14 \text{ m}}{4.8 \text{ m}} \right] \right] < 25.41 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Presion máxima} \quad \frac{231,180 \text{ kg}}{24 \text{ m}^2} \left[1 + \left[6 * \frac{0.14 \text{ m}}{4.8 \text{ m}} \right] \right] < 25.41 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Presion máxima} \quad 9632.5[1 + 0.175] < 25.41 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Presion máxima} \quad 9632.5 * 1.175 = 11,318.19 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} < 25.41 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Presion máxima} \quad 11.32 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} < 25.41 \text{ Ton/m}^2 \rightarrow \text{ok}$$

$$\text{Presion mínima} \quad \frac{231,180 \text{ kg}}{24 \text{ m}^2} \left[1 - \left[6 * \frac{0.14 \text{ m}}{4.8 \text{ m}} \right] \right] > 0$$

$$\text{Presion mínima} \quad 9632.5[1 - 0.175] > 0$$

$$\text{Presion mínima} \quad 7.95 \frac{\text{T}}{\text{m}^2} > 0 \rightarrow \text{ok}$$

El valor obtenido de la presión máxima no sobrepasa el valor soporte dado por el estudio del ensayo triaxial del suelo, por lo tanto el chequeo es correcto y las dimensiones del estribo cumplen.

2.8.5. Obras de protección

Para la protección del puente vehicular se utilizarán gaviones, los cuales son cajones de malla de alambre galvanizado que se rellenan con roca de tamaño regular de 6", estos proporcionan un fácil alivio de presiones de agua, soportan movimientos sin pérdida de eficiencia, evitan la erosión y la socavación del suelo y son de construcción sencilla y relativamente económica.

Las dimensiones serán de 1.5 m de base, 1 m de alto y 1 m de largo hasta alcanzar la altura donde se encuentra ubicada la viga de apoyo, se proponen estas dimensiones para evitar volcamiento y deslizamiento. Los gaviones se colocarán 10 m desde el eje del puente hacia ambos lados en ambos extremos.

2.9. Elaboración de planos

Los planos fueron elaborados en base al diseño del puente y a todos los componentes que lo conforman.

Tabla VIII. **Descripción de planos, puente vehicular caserío Los Horcones**

No.	Descripción de plano
1	Curvas de nivel y perfil de terreno
2	Elevación de puente y estribo
3	Planta acotada, planta conjunto de puente y armado de losa
4	Detalles generales
5	Detalles generales

Fuente: Elaboración propia

2.10. Elaboración de presupuesto

En base a los planos elaborados del proyecto, se procedió a cuantificar las cantidades de trabajo necesarias y los materiales a utilizar en la obra.

2.10.1. Integración de costos unitarios

En la integración del presupuesto se tomaron en cuenta los siguientes aspectos.

- Los precios de los materiales están basados en cotizaciones realizadas en el departamento de Chiquimula.
- Los precios de la mano de obra se basan en los asignados por la Municipalidad de Ipala para casos similares.

Para los costos indirectos, se suman todos los gastos técnico-administrativos necesarios, para la correcta ejecución de cualquier proceso constructivo.

Tabla IX. **Resumen de costos directos e indirectos de diseño de puente vehicular caserío Los Horcones**

Costos directos (materiales, mano de obra, maquinaria y equipo)						
No.	Renglón	Unidad	Cantidad	Precio unitario		Total
1	Trabajos preliminares	m ²	270	Q	185.82	Q 34,600.05
2	Estribos y aletones	m ³	714	Q	1,394.46	Q 686,650.75
3	Cortina y viga de apoyo	m	10	Q	4,814.60	Q 33,204.15
4	Apoyo de neopreno	unidad	4	Q	4,684.41	Q 12,922.50
5	Vigas principales	m	50	Q	6,961.04	Q 240,036.00
6	Diafragma exterior	m	8	Q	3,494.50	Q 19,280.00
7	Diafragma interior	m	8	Q	4,065.47	Q 22,430.20
8	Losa e=20 cm	m ²	90	Q	2,262.99	Q 140,461.40
9	Banqueta	m	50	Q	918.32	Q 25,509.00
10	Barandal	m	30	Q	1,074.06	Q 22,221.85
11	Gaviones	unidad	120	Q	933.71	Q 77,272.50
Total costos directos						Q 1,314,588.40
Costos indirectos						
Dirección de campo 6% (de costos directos)				6%	Q	78,875.30
Gastos administrativos 7% (de costos directos)				7%	Q	92,021.19
Impuestos 12% (IVA, ISR e ISO, de costos directos)				12%	Q	157,750.61
Utilidad 15% (de costos directos)				15%	Q	206,116.41
Imprevistos 5% (de costos directos)				5%	Q	65,729.42
Total costos indirectos						Q 600,492.93
Resumen de costos						
Total costos directos				Q	1,314,588.40	
Total costos indirectos				Q	600,492.93	
Total del proyecto						Q 1,915,081.33

Fuente: Elaboración propia

Tabla X. **Resumen de dirección de campo y gastos administrativos de diseño de puente vehicular caserío Los Horcones**

Dirección de campo					
Plaza	Hora/día	Costo/Hora	Costo/Mes	Total	
Ingeniero	4	Q 85.00	Q 6,800.00	Q	27,200.00
Auxiliar de Ingeniero	6	Q 60.00	Q 7,200.00	Q	28,800.00
Dibujante	6	Q 40.00	Q 4,800.00	Q	19,200.00
				Total	Q 75,200.00
				Total gastos dirección de campo	Q 75,200.00
				% de costos directos	6%

Gastos técnicos administrativos (tiempo de ejecución de la obra 4 meses)					
Plaza	Hora/día	Costo/Hora	Costo/Mes	Total	
Secretaria	4	Q 45.00	Q 3,600.00	Q	14,400.00
Contador	4	Q 45.00	Q 3,600.00	Q	14,400.00
				Total	Q 28,800.00

Alquileres y depreciaciones					
Renglón	Costo/Mes	Total			
Local de oficina	Q 800.00	Q	3,200.00		
Luz, teléfono e internet	Q 500.00	Q	2,000.00		
Mantenimiento general	Q 500.00	Q	2,000.00		
				Total	Q 7,200.00

Otros gastos administrativos					
IGGS (10.67% de gastos técnicos administrativos y dirección de campo)		Q	11,096.80		
Guardián	Q 2,200.00	Q	8,800.00		
Seguros varios	Q 9,000.00	Q	36,000.00		
Insumos de oficina	Q 500.00	Q	2,000.00		
				Total	Q 57,896.80
				Total gastos administrativos	Q 93,896.80
				% de costos directos	7%

Fuente: Elaboración propia

Tabla XI. **Resumen de impuestos de diseño de puente vehicular caserío
Los Horcones**

Desglose de impuestos	
Descripción	Total
Total materiales	Q 764,608.00
Total mano de obra, maquinaria y equipo	Q 549,980.40
Total costos directos	Q 1,314,588.40

Utilidad (15% de los costos directos)	Q 197,188.26
ISR (28% de utilidad)	Q 55,212.71
IVA (12% de materiales)	Q 91,752.96
ISO (1% de costos directos)	Q 13,145.88
Total impuesto	Q 160,111.56
% de costos directos	12%

Fuente: Elaboración propia

Tabla XII. Integración de costos unitarios de diseño de puente vehicular
caserío Los Horcones

1	Trabajos preliminares	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Total
		m²	270	Q 185.82	Q 50,170.07
Materiales					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
Cal hidratada		saco	5	Q 30.00	Q 150.00
Estacas de madera		unidad	100	Q 0.50	Q 50.00
Clavos 5"		libra	3	Q 7.00	Q 21.00
Pintura		galón	1	Q 100.00	Q 100.00
Hilo		rollo	4	Q 15.00	Q 60.00
				Subtotal	Q 381.00
Mano de obra, maquinaria y equipo					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
Limpieza del terreno		m	200	Q 20.00	Q 4,000.00
Replanteo topográfico		m	125	Q 4.00	Q 500.00
Trazo y nivelación		m	30	Q 15.00	Q 450.00
Excavación		m	20	Q 25.00	Q 500.00
Martillo hidráulico		hora	16	Q 600.00	Q 9,600.00
Excavadora		hora	24	Q 600.00	Q 14,400.00
Camión de volteo 12 m³		viaje	19	Q 250.00	Q 4,750.00
Herramienta		global	1		Q 19.05
				Subtotal	Q 34,219.05
				Total	Q 34,600.05

Continúa renglón de trabajo No. 1

Integración de costos			
Directos		Subtotal	
Materiales de construcción		Q 381.00	
Mano de obra, maquinaria y equipo		Q 34,219.05	
		Total	Q 34,600.05
Indirectos			
Dirección de campo 6% (de costos directos)	6%	Q 2,076.00	
Gastos administrativos 7% (de costos directos)	7%	Q 2,422.00	
Impuestos 12% (IVA, ISR e ISO, de costos directos)	12%	Q 4,152.01	
Utilidad 15% (de costos directos)	15%	Q 5,190.01	
Imprevistos 5% (de costos directos)	5%	Q 1,730.00	
		Total	Q 15,570.02
Costo total del renglón			Q 50,170.07

2	Estribos y aletones	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
		m³	714	Q 1,394.46	Q 995,643.59
	Materiales				
	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
	Piedra	m³	480	Q 75.00	Q 36,000.00
	Cemento portland 4000 psi	saco	2752	Q 75.00	Q 206,400.00
	Arena	m³	158	Q 175.00	Q 27,650.00
	Madera rustica 1" x 12" x 12´	pie tabla	7680	Q 6.00	Q 46,080.00
	Madera rustica 3" x 4" x 12´	pie tabla	1700	Q 6.00	Q 10,200.00
	Clavos de 5"	libra	75	Q 7.00	Q 525.00
	Clavos de 3"	libra	95	Q 7.00	Q 665.00
	Alambre de amarre	libra	85	Q 7.00	Q 595.00
				Subtotal	Q 328,115.00
	Mano de obra, maquinaria y equipo				
	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
	Zanjeo para cimentación	m³	566	Q 30.00	Q 16,980.00
	Colocación de piedra, formaleta y fundición	m³	714	Q 375.00	Q 267,750.00
	Concretera	día	30	Q 300.00	Q 9,000.00
	Martillo hidráulico	hora	40	Q 600.00	Q 24,000.00
	Excavadora	hora	24	Q 600.00	Q 14,400.00
	Camión de volteo 12 m³	viaje	40	Q 250.00	Q 10,000.00
Herramienta	global	1		Q 16,405.75	
			Subtotal	Q 358,535.75	
			Total	Q 686,650.75	

Continúa renglón de trabajo No. 2

Integración de costos			
Directos		Subtotal	
Materiales de construcción		Q 328,115.00	
Mano de obra, maquinaria y equipo		Q 358,535.75	
		Total	Q 686,650.75
Indirectos			
Dirección de campo 6% (de costos directos)	6%	Q 41,199.05	
Gastos administrativos 7% (de costos directos)	7%	Q 48,065.55	
Impuestos 12% (IVA, ISR e ISO, de costos directos)	12%	Q 82,398.09	
Utilidad 15% (de costos directos)	15%	Q 102,997.61	
Imprevistos 5% (de costos directos)	5%	Q 34,332.54	
		Total	Q 308,992.84
Costo total del renglón			Q 995,643.59

3	Cortina y viga de apoyo	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
		m	10	Q 4,814.60	Q 48,146.02
Materiales					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
Acero corrugado No. 6 grado 40 (varillas 6 metros)		qq	12	Q 436.00	Q 5,232.00
Acero corrugado No. 4 grado 40 (varillas 6 metros)		qq	7	Q 338.00	Q 2,366.00
Cemento Portland 4000 psi		saco	140	Q 75.00	Q 10,500.00
Arena		m³	6	Q 175.00	Q 1,050.00
Piedrín de 3/4"		m³	7	Q 225.00	Q 1,575.00
Madera rustica 1" x 12" x 12´		pie tabla	720	Q 6.00	Q 4,320.00
Clavos de 3"		libra	45	Q 7.00	Q 315.00
Alambre de amarre		libra	95	Q 7.00	Q 665.00
Subtotal				Q 26,023.00	
Mano de obra, maquinaria y equipo					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
Armado		m	10	Q 150.00	Q 1,500.00
Formaleta y desencofrado		m	10	Q 170.00	Q 1,700.00
Fundición de concreto		m³	11	Q 80.00	Q 880.00
Concretera		día	6	Q 300.00	Q 1,800.00
Herramienta		global	1		Q 1,301.15
Subtotal				Q 7,181.15	
Total				Q 33,204.15	
Integración de costos					
Directos				Subtotal	
Materiales de construcción				Q 26,023.00	
Mano de obra, maquinaria y equipo				Q 7,181.15	
				Total	Q 33,204.15
Indirectos					
Dirección de campo 6% (de costos directos)			6%	Q 1,992.25	
Gastos administrativos 7% (de costos directos)			7%	Q 2,324.29	
Impuestos 12% (IVA, ISR e ISO, de costos directos)			12%	Q 3,984.50	
Utilidad 15% (de costos directos)			15%	Q 4,980.62	
Imprevistos 5% (de costos directos)			5%	Q 1,660.21	
			Total		Q 14,941.87
Costo total del renglón			Q 48,146.02		

4	Apoyo de neopreno	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
		Unidad	4	Q 4,684.41	Q 18,737.63
Materiales					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
Neopreno 3/16" 1.20 m X 1 m		plancha	4	Q 475.00	Q 1,900.00
Neopreno 3/8" 1.20 m X 1 m		plancha	4	Q 890.00	Q 3,560.00
Acero 1/16" ASTM 304, 4 pies X 8 pies		plancha	3	Q 1,330.00	Q 3,990.00
				Subtotal	Q 9,450.00
Mano de obra, maquinaria y equipo					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
Corte de planchas de neopreno y plancha metálica		m	90	Q 10.00	Q 900.00
Colocación de apoyo de neopreno		m²	14	Q 150.00	Q 2,100.00
Herramienta		global	1		Q 472.50
				Subtotal	Q 3,472.50
				Total	Q 12,922.50
Integración de costos					
Directos				Subtotal	
Materiales de construcción				Q 9,450.00	
Mano de obra, maquinaria y equipo				Q 3,472.50	
				Total	Q 12,922.50
Indirectos					
Dirección de campo 6% (de costos directos)			6%	Q 775.35	
Gastos administrativos 7% (de costos directos)			7%	Q 904.58	
Impuestos 12% (IVA, ISR e ISO, de costos directos)			12%	Q 1,550.70	
Utilidad 15% (de costos directos)			15%	Q 1,938.38	
Imprevistos 5% (de costos directos)			5%	Q 646.13	
				Total	Q 5,815.13
Costo total del renglón					Q 18,737.63

5	Vigas principales	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
		m	50	Q 6,961.04	Q 348,052.20
Materiales					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
Acero corrugado No. 11 grado 60 (varillas 12 m)		qq	26	Q 397.00	Q 10,322.00
Acero corrugado No. 11 grado 60 (varillas 9 m)		qq	64	Q 397.00	Q 25,408.00
Acero corrugado No. 11 grado 60 (varillas 6 m)		qq	10	Q 397.00	Q 3,970.00
Acero corrugado No. 10 grado 60 (varillas 12 m)		qq	22	Q 385.00	Q 8,470.00
Acero corrugado No. 10 grado 60 (varillas 9 m)		qq	32	Q 385.00	Q 12,320.00
Acero corrugado No. 5 grado 60 (varillas 12 m)		qq	10	Q 380.00	Q 3,800.00
Acero corrugado No. 5 grado 60 (varillas 9 m)		qq	8	Q 380.00	Q 3,040.00
Acero corrugado No. 5 grado 60 (varillas 6 m)		qq	4	Q 380.00	Q 1,520.00
Acero corrugado No. 4 grado 40 (varillas 6 m)		qq	35	Q 338.00	Q 11,830.00
Cemento Portland 4000 psi		saco	618	Q 75.00	Q 46,350.00
Arena		m³	26	Q 175.00	Q 4,550.00
Piedrín de 3/4"		m³	27	Q 225.00	Q 6,075.00
Madera rustica 1" x 12" x 12´		pie tabla	3740	Q 6.00	Q 22,440.00
Madera rustica 3" x 4" x 12´		pie tabla	5000	Q 6.00	Q 30,000.00
Clavos de 5"		libra	300	Q 7.00	Q 2,100.00
Clavos de 3"		libra	700	Q 7.00	Q 4,900.00
Alambre de amarre		libra	975	Q 7.00	Q 6,825.00
				Subtotal	Q 203,920.00
Mano de obra, maquinaria y equipo					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
Armado		m	50	Q 150.00	Q 7,500.00
Formaleta, andamio y desencofrado		m	50	Q 170.00	Q 8,500.00
Fundición de concreto		m³	49	Q 80.00	Q 3,920.00
Concretera		día	20	Q 300.00	Q 6,000.00
Herramienta		global	1		Q 10,196.00
				Subtotal	Q 36,116.00
				Total	Q 240,036.00

Continúa renglón de trabajo No. 5

Integración de costos			
Directos		Subtotal	
Materiales de construcción		Q 203,920.00	
Mano de obra, maquinaria y equipo		Q 36,116.00	
		Total	Q 240,036.00
Indirectos			
Dirección de campo 6% (de costos directos)	6%	Q 14,402.16	
Gastos administrativos 7% (de costos directos)	7%	Q 16,802.52	
Impuestos 12% (IVA, ISR e ISO, de costos directos)	12%	Q 28,804.32	
Utilidad 15% (de costos directos)	15%	Q 36,005.40	
Imprevistos 5% (de costos directos)	5%	Q 12,001.80	
		Total	Q 108,016.20
Costo total del renglón			Q 348,052.20

6	Diafragma exterior	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
		m	8	Q 3,494.50	Q 27,956.00
Materiales					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
Acero corrugado No. 6 grado 40 (varillas 9 m)		qq	5	Q 436.00	Q 2,180.00
Acero corrugado No. 5 grado 40 (varillas 9 m)		qq	2	Q 380.00	Q 760.00
Acero corrugado No. 4 grado 40 (varillas 6 m)		qq	4	Q 338.00	Q 1,352.00
Cemento Portland 4000 psi		saco	26	Q 75.00	Q 1,950.00
Arena		m³	2	Q 175.00	Q 350.00
Piedrín de 3/4"		m³	3	Q 225.00	Q 675.00
Madera rustica 1" x 12" x 12´		pie tabla	420	Q 6.00	Q 2,520.00
Madera rustica 3" x 4" x 12´		pie tabla	768	Q 6.00	Q 4,608.00
Clavos de 5"		libra	20	Q 7.00	Q 140.00
Clavos de 3"		libra	35	Q 7.00	Q 245.00
Alambre de amarre		libra	60	Q 7.00	Q 420.00
				Subtotal	Q 15,200.00
Mano de obra, maquinaria y equipo					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
Armado		m	8	Q 150.00	Q 1,200.00
Formaleta , andamio y desencofrado		m	8	Q 170.00	Q 1,360.00
Fundición de concreto		m³	2	Q 80.00	Q 160.00
Concretera		día	2	Q 300.00	Q 600.00
Herramienta		global	1		Q 760.00
				Subtotal	Q 4,080.00
				Total	Q 19,280.00

Continúa renglón de trabajo No. 6

Integración de costos			
Directos		Subtotal	
Materiales de construcción		Q 15,200.00	
Mano de obra, maquinaria y equipo		Q 4,080.00	
		Total	Q 19,280.00
Indirectos			
Dirección de campo 6% (de costos directos)	6%	Q 1,156.80	
Gastos administrativos 7% (de costos directos)	7%	Q 1,349.60	
Impuestos 12% (IVA, ISR e ISO, de costos directos)	12%	Q 2,313.60	
Utilidad 15% (de costos directos)	15%	Q 2,892.00	
Imprevistos 5% (de costos directos)	5%	Q 964.00	
		Total	Q 8,676.00
Costo total del renglón			Q 27,956.00

7	Diafragma interior	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
		m	8	Q 4,065.47	Q 32,523.79
Materiales					
	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
	Acero corrugado No. 6 grado 40 (varillas 9 m)	qq	7	Q 436.00	Q 3,052.00
	Acero corrugado No. 5 grado 40 (varillas 9 m)	qq	3	Q 380.00	Q 1,140.00
	Acero corrugado No. 4 grado 40 (varillas 6 m)	qq	4	Q 338.00	Q 1,352.00
	Cemento Portland 4000 psi	saco	38	Q 75.00	Q 2,850.00
	Arena	m³	3	Q 175.00	Q 525.00
	Piedrín de 3/4"	m³	3	Q 225.00	Q 675.00
	Madera rustica 1" x 12" x 12´	pie tabla	500	Q 6.00	Q 3,000.00
	Madera rustica 3" x 4" x 12´	pie tabla	770	Q 6.00	Q 4,620.00
	Clavos de 5"	libra	25	Q 7.00	Q 175.00
	Clavos de 3"	libra	35	Q 7.00	Q 245.00
	Alambre de amarre	libra	70	Q 7.00	Q 490.00
				Subtotal	Q 18,124.00
Mano de obra, maquinaria y equipo					
	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
	Armado	m	8	Q 150.00	Q 1,200.00
	Formaleta , andamio y desencofrado	m	8	Q 170.00	Q 1,360.00
	Fundición de concreto	m³	3	Q 80.00	Q 240.00
	Concretera	día	2	Q 300.00	Q 600.00
	Herramienta	global	1		Q 906.20
				Subtotal	Q 4,306.20
				Total	Q 22,430.20

Continúa renglón de trabajo No. 7

Integración de costos			
Directos		Subtotal	
Materiales de construcción		Q 18,124.00	
Mano de obra, maquinaria y equipo		Q 4,306.20	
		Total	Q 22,430.20
Indirectos			
Dirección de campo 6% (de costos directos)	6%	Q 1,345.81	
Gastos administrativos 7% (de costos directos)	7%	Q 1,570.11	
Impuestos 12% (IVA, ISR e ISO, de costos directos)	12%	Q 2,691.62	
Utilidad 15% (de costos directos)	15%	Q 3,364.53	
Imprevistos 5% (de costos directos)	5%	Q 1,121.51	
		Total	Q 10,093.59
Costo total del renglón			Q 32,523.79

8	Losa e=20 cm	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
		m²	90	Q 2,262.99	Q 203,669.03
Materiales					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
Acero corrugado No. 4 grado 60 (varillas 12 m)		qq	5	Q 338.00	Q 1,690.00
Acero corrugado No. 4 grado 60 (varillas 9 m)		qq	4	Q 338.00	Q 1,352.00
Acero corrugado No. 4 grado 60 (varillas 6 m)		qq	28	Q 338.00	Q 9,464.00
Acero corrugado No. 3 grado 60 (varillas 12 m)		qq	3	Q 336.00	Q 1,008.00
Acero corrugado No. 3 grado 60 (varillas 9 m)		qq	3	Q 336.00	Q 1,008.00
Acero corrugado No. 3 grado 60 (varillas 6 m)		qq	1	Q 336.00	Q 336.00
Cemento Portland 4000 psi		saco	227	Q 75.00	Q 17,025.00
Arena		m³	10	Q 175.00	Q 1,750.00
Piedrín de 3/4"		m³	10	Q 225.00	Q 2,250.00
Madera rustica 1" x 12" x 12´		pie tabla	2500	Q 6.00	Q 15,000.00
Madera rustica 3" x 4" x 12´		pie tabla	6120	Q 6.00	Q 36,720.00
Clavos de 5"		libra	110	Q 7.00	Q 770.00
Clavos de 3"		libra	165	Q 7.00	Q 1,155.00
Alambre de amarre		libra	220	Q 7.00	Q 1,540.00
				Subtotal	Q 91,068.00
Mano de obra, maquinaria y equipo					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
Armado		m²	130	Q 150.00	Q 19,500.00
Formaleta, andamio y desencofrado		m²	130	Q 170.00	Q 22,100.00
Fundición de concreto		m³	18	Q 80.00	Q 1,440.00
Concretera		día	6	Q 300.00	Q 1,800.00
Herramienta		global	1		Q 4,553.40
				Subtotal	Q 49,393.40
				Total	Q 140,461.40

Continúa renglón de trabajo No. 8

Integración de costos			
Directos		Subtotal	
Materiales de construcción		Q 91,068.00	
Mano de obra, maquinaria y equipo		Q 49,393.40	
		Total	Q 140,461.40
Indirectos			
Dirección de campo 6% (de costos directos)	6%	Q 8,427.68	
Gastos administrativos 7% (de costos directos)	7%	Q 9,832.30	
Impuestos 12% (IVA, ISR e ISO, de costos directos)	12%	Q 16,855.37	
Utilidad 15% (de costos directos)	15%	Q 21,069.21	
Imprevistos 5% (de costos directos)	5%	Q 7,023.07	
		Total	Q 63,207.63
Costo total del renglón			Q 203,669.03

9	Banqueta	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
		m	50	Q 918.32	Q 45,916.20
Materiales					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
Cemento Portland 4000 psi		saco	126	Q 75.00	Q 9,450.00
Arena		m³	6	Q 175.00	Q 1,050.00
Piedrín de 3/4"		m³	6	Q 225.00	Q 1,350.00
Madera rustica 1" x 12" x 12´		pie tabla	420	Q 6.00	Q 2,520.00
Clavos de 3"		libra	30	Q 7.00	Q 210.00
				Subtotal	Q 14,580.00
Mano de obra, maquinaria y equipo					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
Formaleta, andamio y desencofrado		m	50	Q 170.00	Q 8,500.00
Fundición de concreto		m³	10	Q 80.00	Q 800.00
Concretera		día	3	Q 300.00	Q 900.00
Herramienta		global	1		Q 729.00
				Subtotal	Q 10,929.00
				Total	Q 25,509.00
Integración de costos					
Directos				Subtotal	
Materiales de construcción				Q 14,580.00	
Mano de obra, maquinaria y equipo				Q 10,929.00	
				Total	Q 25,509.00
Indirectos					
Dirección de campo 6% (de costos directos)			6%	Q 1,530.54	
Gastos administrativos 7% (de costos directos)			7%	Q 1,785.63	
Impuestos 12% (IVA, ISR e ISO, de costos directos)			12%	Q 3,061.08	
Utilidad 15% (de costos directos)			15%	Q 12,754.50	
Imprevistos 5% (de costos directos)			5%	Q 1,275.45	
				Total	Q 20,407.20
Costo total del renglón					Q 45,916.20

10	Barandal	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
		m	30	Q 1,074.06	Q 32,221.68
Materiales					
	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
	Acero corrugado No. 5 grado 60 (varillas 6 m)	qq	7	Q 380.00	Q 2,660.00
	Acero corrugado No. 3 grado 40 (varillas 6 m)	qq	2	Q 336.00	Q 672.00
	Tubo de metal de 3"	unidad	10	Q 375.00	Q 3,750.00
	Cemento Portland 4000 psi	saco	20	Q 75.00	Q 1,500.00
	Arena	m³	2	Q 175.00	Q 350.00
	Piedrín de 3/4"	m³	2	Q 225.00	Q 450.00
	Madera rustica 1" x 12" x 12´	unidad	600	Q 6.00	Q 3,600.00
	Clavos de 3"	libra	20	Q 7.00	Q 140.00
	Alambre de amarre	libra	25	Q 7.00	Q 175.00
				Subtotal	Q 13,297.00
Mano de obra, maquinaria y equipo					
	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
	Armado	m	30	Q 150.00	Q 4,500.00
	Formaleta y desencofrado	m	30	Q 100.00	Q 3,000.00
	Fundición de concreto	m³	2	Q 80.00	Q 160.00
	Concretera	día	2	Q 300.00	Q 600.00
	Herramienta	global	1		Q 664.85
				Subtotal	Q 8,924.85
				Total	Q 22,221.85
Integración de costos					
Directos				Subtotal	
Materiales de construcción				Q 13,297.00	
Mano de obra, maquinaria y equipo				Q 8,924.85	
				Total	Q 22,221.85
Indirectos					
Dirección de campo 6% (de costos directos)		6%	Q 1,333.31		
Gastos administrativos 7% (de costos directos)		7%	Q 1,555.53		
Impuestos 12% (IVA, ISR e ISO, de costos directos)		12%	Q 2,666.62		
Utilidad 15% (de costos directos)		15%	Q 3,333.28		
Imprevistos 5% (de costos directos)		5%	Q 1,111.09		
			Total	Q 9,999.83	
Costo total del renglón					Q 32,221.68

11	Gaviones	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
		Unidad	120	Q 933.71	Q 112,045.13
Materiales					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
Piedra		m³	180	Q 75.00	Q 13,500.00
Cajón de malla metálica para gavión 1 x 1.5 x 1 m		unidad	120	Q 250.00	Q 30,000.00
Alambre de amarre galvanizado		libra	100	Q 9.50	Q 950.00
				Subtotal	Q 44,450.00
Mano de obra, maquinaria y equipo					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
Excavación		m³	30	Q 20.00	Q 600.00
Colocación de malla y piedra		unidad	120	Q 250.00	Q 30,000.00
Herramienta		global	1		Q 2,222.50
				Subtotal	Q 32,822.50
				Total	Q 77,272.50
Integración de costos					
Directos				Subtotal	
Materiales de construcción				Q 44,450.00	
Mano de obra, maquinaria y equipo				Q 32,822.50	
				Total	Q 77,272.50
Indirectos					
Dirección de campo 6% (de costos directos)			6%	Q 4,636.35	
Gastos administrativos 13% (de costos directos)			7%	Q 5,409.08	
Impuestos 12% (IVA, ISR e ISO, de costos directos)			12%	Q 9,272.70	
Utilidad 15% (de costos directos)			15%	Q 11,590.88	
Imprevistos 5% (de costos directos)			5%	Q 3,863.63	
				Total	Q 34,772.63
Costo total del renglón					Q 112,045.13

Fuente: Elaboración propia

2.10.2. Cuantificación de materiales

Tabla XIII. Lista de materiales de diseño de puente vehicular caserío Los Horcones.

No.	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Total
1	Piedra	m ³	660	Q 75.00	Q 49,500.00
2	Cemento Portland 4000 psi	saco	3947	Q 75.00	Q 296,025.00
3	Arena	m ³	213	Q 175.00	Q 37,275.00
4	Piedrín de 3/4"	m ³	58	Q 225.00	Q 13,050.00
5	Madera 1" x 12" x 12'	pie tabla	16580	Q 6.00	Q 99,480.00
6	Madera 3" x 4" x 12'	pie tabla	14358	Q 6.00	Q 86,148.00
7	Clavos de 5"	libra	533	Q 7.00	Q 3,731.00
8	Clavos de 3"	libra	1125	Q 7.00	Q 7,875.00
9	Alambre de amarre	libra	1530	Q 7.00	Q 10,710.00
10	Alambre de amarre galvanizado	libra	100	Q 9.50	Q 950.00
11	Cal hidratada	saco	5	Q 30.00	Q 150.00
12	Estacas de madera	unidad	100	Q 0.50	Q 50.00
13	Pintura	galón	1	Q 100.00	Q 100.00
14	Hilo	rollo	4	Q 15.00	Q 60.00
15	Neopreno 3/16" 1.20 m X 1 m	plancha	4	Q 475.00	Q 1,900.00
16	Neopreno 3/8" 1.20 m X 1 m	plancha	4	Q 890.00	Q 3,560.00
17	Acero 1/16" ASTM 304, 4 pies X 8 pies	plancha	3	Q 1,330.00	Q 3,990.00
18	Acero corrugado No. 11 grado 60 (varillas 12 m)	qq	26	Q 397.00	Q 10,322.00
19	Acero corrugado No. 11 grado 60 (varillas 9 m)	qq	64	Q 397.00	Q 25,408.00
20	Acero corrugado No. 11 grado 60 (varillas 6 m)	qq	10	Q 397.00	Q 3,970.00
21	Acero corrugado No. 10 grado 60 (varillas 12 m)	qq	22	Q 385.00	Q 8,470.00
22	Acero corrugado No. 10 grado 60 (varillas 9 m)	qq	32	Q 385.00	Q 12,320.00
23	Acero corrugado No. 6 grado 40 (varillas 9 m)	qq	12	Q 436.00	Q 5,232.00

Continúa lista de materiales.

No.	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario		Total	
24	Acero corrugado No. 6 grado 40 (varillas 6 m)	qq	12	Q	436.00	Q	5,232.00
25	Acero corrugado No. 5 grado 60 (varillas 12 m)	qq	10	Q	380.00	Q	3,800.00
26	Acero corrugado No. 5 grado 60 (varillas 9 m)	qq	8	Q	380.00	Q	3,040.00
27	Acero corrugado No. 5 grado 60 (varillas 6 m)	qq	11	Q	380.00	Q	4,180.00
28	Acero corrugado No. 5 grado 40 (varillas 9 m)	qq	5	Q	380.00	Q	1,900.00
29	Acero corrugado No. 4 grado 40 (varillas 6 m)	qq	50	Q	338.00	Q	16,900.00
30	Acero corrugado No. 4 grado 60 (varillas 12 m)	qq	5	Q	338.00	Q	1,690.00
31	Acero corrugado No. 4 grado 60 (varillas 9 m)	qq	4	Q	338.00	Q	1,352.00
32	Acero corrugado No. 4 grado 60 (varillas 6 m)	qq	28	Q	338.00	Q	9,464.00
33	Acero corrugado No. 3 grado 60 (varillas 12 m)	qq	3	Q	336.00	Q	1,008.00
34	Acero corrugado No. 3 grado 60 (varillas 9 m)	qq	3	Q	336.00	Q	1,008.00
35	Acero corrugado No. 3 grado 60 (varillas 6 m)	qq	1	Q	336.00	Q	336.00
36	Acero corrugado No. 3 grado 40 (varillas 6 m)	qq	2	Q	336.00	Q	672.00
37	Tubo de metal de 3"	unidad	10	Q	375.00	Q	3,750.00
38	Cajón de malla metálica para gavión 1 x 1.5 x 1 m	unidad	120	Q	250.00	Q	30,000.00
Total materiales						Q	764,608.00
Total mano de obra, maquinaria y equipo						Q	549,980.40
Costos indirectos						Q	600,492.93
Total del proyecto						Q	1,915,081.33

Fuente: Elaboración propia

2.10.3. Cronograma de ejecución físico y financiero

Tabla XIV. Cronograma de ejecución físico y financiero de diseño de puente vehicular caserío Los Horcones

No	Renglón	Unidad	Cantidad	Subtotal	Mes 1								Mes 2							
					S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8
1	Trabajos preliminares	m²	270	Q 50,170.07																
2	Estribos y aletones	m³	714	Q 995,643.59																
3	Cortina y viga de apoyo	m	10	Q 48,146.02																
4	Apoyo de neopreno	unidad	4	Q 18,737.63																
5	Vigas principales	m	50	Q 348,052.20																
6	Diafragma exterior	m	8	Q 27,956.00																
7	Diafragma interior	m	8	Q 32,523.79																
8	Losa e=20 cm	m²	90	Q 203,669.03																
9	Banqueta	m	50	Q 45,916.20																
10	Barandal	m	30	Q 32,221.68																
11	Gaviones	unidad	120	Q 112,045.13																

Continúa cronograma de ejecución físico financiero

No	Renglón	Unidad	Cantidad	Subtotal	Mes 3					Mes 4					
					S9	S10	S11	S12	S13	S14	S15	S16			
1	Trabajos preliminares	m²	270	Q 50,170.07											
2	Estribos y aletones	m³	714	Q 995,643.59											
3	Cortina y viga de apoyo	m	10	Q 48,146.02											
4	Apoyo de neopreno	unidad	4	Q 18,737.63											
5	Vigas principales	m	50	Q 348,052.20											
6	Diafragma exterior	m	8	Q 27,956.00											
7	Diafragma interior	m	8	Q 32,523.79											
8	Losa e=20 cm	m²	90	Q 203,669.03											
9	Banqueta	m	50	Q 45,916.20											
10	Barandal	m	30	Q 32,221.68											
11	Gaviones	unidad	120	Q 112,045.13											

Fuente: Elaboración propia

2.11. Evaluación de impacto ambiental

Cualquier tipo de construcción genera algún tipo de impacto ambiental, este puede ser positivo, negativo irreversible, negativo con posibles mitigaciones o neutro. Desde el año 2000, con la creación del Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales (MARN) se ha puesto en marcha la “Ley de Protección y Mejoramiento del Medio Ambiente”.

El objetivo principal es tener en cuenta las normativas que existen en la actualidad respecto de la ley ambiental y así, lograr que cada proyecto que se ejecute, cause el menor daño posible a la comunidad.

Oliva (2011), dice que de acuerdo con las normativas ambientales de la actualidad, pueden realizarse dos tipos de estudios de impacto ambiental, el primero es el impacto no significativo o evaluación rápida y el segundo es el impacto significativo o evaluación general.

- Estudios de impacto ambiental no significativo (evaluación rápida): se realiza por medio de visita al sitio del proyecto por parte de técnicos en la materia calificados por el MARN y bajo la responsabilidad de un coordinador del equipo y por cuenta del interesado, para determinar el tipo de impactos que se pueden generar con las actividades del proyecto, para lo cual se debe de contar con algunos indicadores y criterios (línea base) que permitan definir esta situación.
- Estudios de impacto ambiental significativo (evaluación general): se realizan en dos fases que son complementarias entre sí, estas son

- Fase preliminar o de factibilidad, incluye datos de la persona interesada, descripción del proyecto y escenario ambiental, principales impactos y medidas de mitigación, planes de contingencia, plan de seguridad humana y otros.
- Fase completa que generalmente se aplica a proyectos con ciertas características de tamaño y complejidad de operaciones, además de lo establecido en la fase preliminar debe incluir las repuestas a las siguientes preguntas:
 - Que sucederá al medio ambiente como resultado de la ejecución del proyecto.
 - Cuál es el alcance de los cambios que se sucedan.
 - Qué importancia tiene los cambios.
 - Qué puede hacerse para prevenirlos o mitigarlos.
 - Qué opciones o posibilidades son factibles.
 - Que piensa la comunidad del proyecto.

Toda autorización derivada de un estudio de evaluación de impacto ambiental significativo, deberá garantizar su cumplimiento por parte de la persona interesada, individual o jurídica, por medio de una fianza que será determinada por el Ministerio de Ambiente.

Estudio de impacto ambiental

Por las características y ubicación del proyecto, se puede realizar una evaluación rápida, que permita conocer los impactos positivos, negativos o pocos significativos así como las medidas de mitigación necesarias para el mismo, incluye las fases de construcción, operación y mantenimiento del proyecto.

Información sobre el proyecto

Ubicación

- Nombre de la comunidad: Caserío Los Horcones
- Municipio: Ipala
- Departamento: Chiquimula

Tipo de proyecto

- Puente vehicular de una vía, de concreto armado en camino rural

Consideraciones especiales, se deben tomar durante la visita al sitio del proyecto.

- Consideraciones sobre áreas protegidas: no se ubica dentro de ninguna área protegida legalmente establecida.
- Consideraciones sobre ecosistemas naturales: el proyecto no afecta ecosistemas naturales.
- Otras consideraciones no aplican.

Impactos ambientales determinados durante la construcción y operación

Se evalúan por medio de una matriz que incluye el sistema ambiental afectado y el tipo de proceso u operación responsable, se presenta el impacto identificado, las actividades de mitigación previstas y los responsables de las mismas.

Tabla XV. **Impactos ambientales negativos generados durante la construcción del puente vehicular**

Impacto ambiental		Responsable		
		Ejecutor	Comunidad	Municipalidad
i.	Deslaves de material	x		
ii.	Erosión de cortes	x		
iii.	Disposición inadecuada de materiales de desperdicio	x		
iv.	Alteración de drenaje superficial	x		
v.	Contaminación de cuerpos de agua por causa de los insumos utilizados durante la construcción	x		
vi.	Contaminación del aire por polvo generado durante la construcción	x		
vii.	Alteración del paisaje como consecuencia de los cortes		x	
viii.	Riesgos para los trabajadores	x		
ix.	Generación de desechos sólidos derivados de las actividades de los trabajadores en la obra	x		

Fuente: Elaboración propia. Con información del Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales

Tabla XVI. **Impactos ambientales negativos generados durante la operación del puente vehicular**

Impacto ambiental	Responsable		
	Comité de mantenimiento	Comunidad	Municipalidad
i. Erosión de cortes	x	x	
ii. Accidentes de trafico	x		
iii. Accidentes de peatones	x		
iv. Reasentamiento involuntario			x

Fuente: Elaboración propia. Con apoyo de la municipalidad de Ipala, Chiquimula

Consideraciones a tomar para no causar daño

Entre estas consideraciones se tienen las siguientes

- Previo a dar inicio a los trabajos de construcción se debe informar al personal sobre las normas que tienen que respetar respecto al medio ambiente y de esta manera evitar daños al mismo.
- Tomar las medidas de precaución necesarias en el transporte del material a utilizar hasta la zona de trabajo para no causar daños a la vegetación, suelo o cauce del río, de igual manera evitar derramamiento de concreto en estas zonas.

- Remover lo menos posible vegetación para la construcción de los estribos del puente y las obras de protección, en este caso gaviones.
- Si se altera la vegetación del área, restaurarla plantando especies establecidas de rápido crecimiento en el lugar afectado al concluir la obra.
- Finalizada la obra, retirar todo material sobrante y residuos de las actividades constructivas.
- Evitar alteraciones significativas a la calidad del agua del río, independientemente del método constructivo del puente, evitando modificar la dirección normal del flujo de agua.

2.12. Evaluación socio-económica

La evaluación del proyecto tiene como finalidad la identificación de los beneficios que este provee y luego valorarlos adecuadamente, luego analizar si es rentable mediante el análisis beneficio-costos. Los beneficios del proyecto se verifican dependiendo de los aspectos físicos de este, ya que están en función de la capacidad instalada del proyecto durante su uso en su vida útil.

Mejía (2013), el análisis financiero es diferente al análisis económico, aunque ambos conceptos están íntimamente relacionados. El primero determina la utilidad o beneficio monetario que percibe la institución que opera el proyecto, en cambio el análisis económico mide el efecto que ejerce este en la sociedad y sirve para determinar si es rentable a largo plazo y para predecir la tasa de rentabilidad o rechazo del mismo a una inversión. En otras palabras es identificar el impacto de un proyecto sobre el bienestar socioeconómico de un país o comunidad.

2.12.1. Valor actual neto

Este es una alternativa para toma de decisiones de inversión, lo cual permite determinar de antemano si vale la pena o no poder realizarla y no hacer así gastos que provoquen en un futuro pérdidas, es muy utilizado por ser de muy fácil aplicación y porque todos los ingresos y egresos futuros se transforman al presente y así puede verse fácilmente, si los ingresos son mayores que los egresos.

Este método es utilizado para evaluar los proyectos de inversión a largo plazo. El VAN permite determinar si una inversión cumple con el objetivo básico financiero, que consiste en maximizar la inversión.

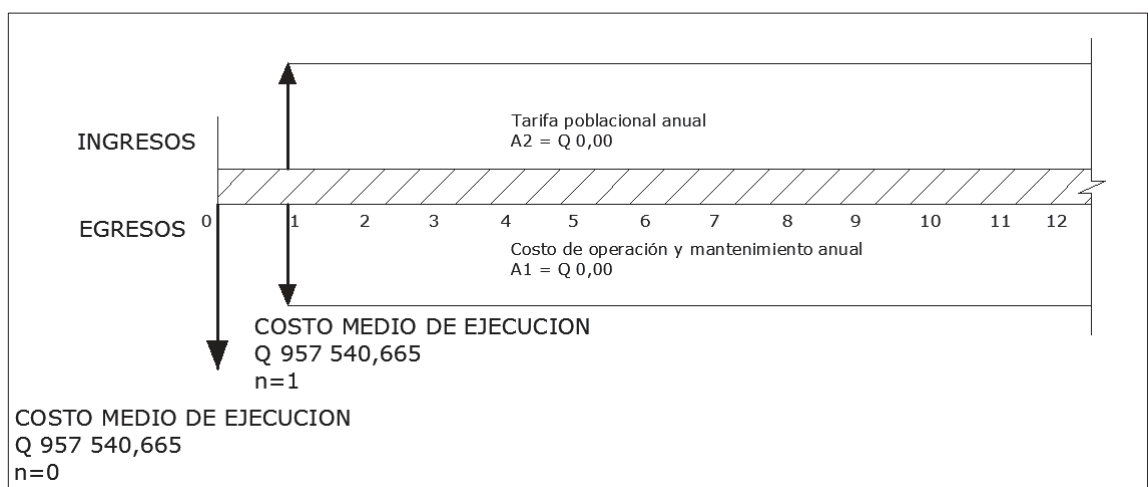
Además determina si dicha inversión puede incrementar o reducir su inversión, analizando el resultado, puede obtenerse:

- $VAN < 0$ Indicará que el proyecto no es rentable, habrá pérdida de la inversión.
- $VAN = 0$ Indicará que el proyecto no genera utilidades, pero tampoco pérdidas.
- $VAN > 0$ Indicará que el proyecto es rentable y genera utilidades.

Para este proyecto se determinó el valor actual neto utilizando tasa de interés líder actual que proporciona el Banco de Guatemala, la cual es de 4% anual. Los ingresos y egresos que son generados por el puente vehicular en el caserío Los Horcones se describen a continuación.

- El costo de ejecución del proyecto es de Q 1, 915,081.33. Esta inversión no es recuperable y deberá ser proporcionada por alguna institución, sea o no gubernamental.
- Se invertirá inicialmente, el costo medio del total del proyecto, el cual es de Q 957,540.665. Luego se invertirá la otra mitad en el transcurso de la ejecución del puente vehicular, en este caso será 1 año después de haber realizado la inversión inicial.
- El costo de operación y mantenimiento mensual, al igual que la tarifa poblacional, las cuales se convierten en una anualidad, son iguales a cero.

Figura 26. **Esquema de ingresos y egresos económicos para proyecto puente vehicular caserío Los Horcones.**



Fuente: Elaboración propia

El valor actual neto se determina de la siguiente manera:

$$VAN = - P_i - P_o * (P/F, i, t) - A_1(P/A, i, t) + A_2(P/A, i, t)$$

Donde:

P_i = costo de ejecución inicial en $n=0$ = Q 957,540.665

P_o = costo en $n=1$, al final de la ejecución del proyecto
= Q 957,540.665

i = tasa de interés = 4%

$(P/F, i) = 0.45639$

$(P/A, i) = 13.59033$

A_1 = Q 0.00

A_2 = Q 0.00

t = periodo de vida útil del proyecto = 20 años

Entonces se tiene

$$VAN = - P_i - P_o * (P/F, i, t) - A_1(P/A, i, t) + A_2(P/A, i, t)$$

$$VAN = - Q 957,540.665 - Q 957,540.665 * 0.45639 - Q 0 * 13.59033 + Q 0 * 13.59033$$

$$VPN = - Q 1,394,552.65$$

Al ser negativo el VAN, indica que el proyecto no es rentable económicamente. Debido a que es una inversión social, su finalidad no es obtener una rentabilidad, esto se debe a que la municipalidad de Ipala no efectuará ningún cobro a los beneficiarios por mantenimiento y operación, es por esto que no se estiman ingresos económicos, pero por brindar tantos beneficios a la comunidad y aldeas aledañas, la inversión del proyecto en base al periodo de vida útil es justificada.

2.12.2. Tasa interna de retorno

Se le conoce también como tasa interna de rentabilidad de una inversión, es la tasa de interés con la cual, el valor actual neto (VAN) es igual a cero. Es aplicable para determinar si un proyecto de inversión es aceptable o se debe rechazar, realizando la comparación de la tasa interna de retorno con una tasa mínima. Si la tasa de rendimiento del proyecto supera a la mínima, el proyecto es aceptable, de lo contrario este no es aceptable.

De acuerdo a lo anterior, no se realizará el análisis de la tasa interna de retorno, ya que el valor presente neto es menor y no igual a cero.

2.13. Operación y mantenimiento

Las actividades de mantenimiento del puente son las más importantes a realizar, ya que de estas depende el incremento de la funcionabilidad y vida útil del mismo, es por esto que se debe realizar un programa de operación y mantenimiento. Dicho programa debe ser realizado por un operador calificado, el cual sea responsable del buen funcionamiento y servicio vial del puente.

Oliva (2011), dice que la falta de mantenimiento adecuado en los puentes da lugar a problemas de funcionabilidad y seguridad que pueden ser graves: limitación de cargas, restricciones de paso, riesgo de accidentes, riesgo de interrupciones de la red y aún más importante, problema económico por el acortamiento de la vida útil de las obras.

A continuación se describe el mantenimiento mínimo a realizarse en el puente

- Señalización y pintura
- Limpieza de aceras, tubos de drenaje pluvial, estribos, cortina, viga y elementos de apoyo.
- Protección contra la socavación.
- Limpieza y rehabilitación del cauce.
- Recarpeteo de los accesos del puente.

Las causas y razones más comunes por las que es necesario el mantenimiento de un puente son

- Acciones naturales de tipo físico, mecánico o químico.
- Variaciones con el tiempo de las condiciones de tráfico (cargas).

- Uso de materiales inapropiados.
- Acciones accidentales, terremotos, inundaciones, impacto de vehículos con elementos estructurales del puente.

Oliva (2011), según la importancia del deterioro observado, las acciones para el mantenimiento de un puente se clasifican en tres grupos.

- Mantenimiento rutinario.
- Reparaciones.
- Reforzamientos.

El mantenimiento rutinario es una actividad substantiva que debe ampliarse para evitar que crezca el número de puentes dañados.

Con los trabajos de reparación y reforzamiento, se pretende que los puentes recuperen un nivel de servicio similar al de su condición original. Sin embargo, por la evolución del tránsito, a veces no es posible obtener este resultado y se requieren trabajos de refuerzos y ampliaciones.

2.14. Especificaciones técnicas

Son especificaciones generales y técnicas para la construcción de obras, con el propósito de establecer lineamientos a los cuales se deberá sujetar la ejecución de cada obra incluida en el proyecto.

Demolición de concreto

Este trabajo consiste, en la demolición total o parcial de estructuras existentes en el área donde se construirá el proyecto. Aquí, entran todas las actividades de remoción de concreto armado o solamente fundido, mampostería entre otros y el transporte, descargue y disposición final de los materiales provenientes de la demolición en las áreas aprobadas por el supervisor. El volumen a demoler es de 180 m³ de mampostería de piedra, esto representa el volumen total del badén existente.

Retiro de sobrantes y limpieza

Todo material sobrante o inadecuado para su nuevo uso deberá ser removido del área de trabajos del proyecto. Los materiales provenientes de las demoliciones y/o desmontes, se retirarán a los lugares indicados por el supervisor dentro de la obra para luego ser cargados y destinados a otros sitios. La disposición final de los sobrantes se hará en alguna de las escombreras autorizadas por la Municipalidad de Ipala.

Replanteo topográfico

El objetivo de esta actividad es establecer con precisión la ubicación de todos los elementos estructurales del puente, así como indicar con exactitud la altura a la que estos deberán ir, en base al análisis hidrológico sobre crecidas máximas.

Trazo y nivelación

Se deberá realizar el replanteo y la nivelación del área de construcción, de igual manera los alineamientos y niveles, se deberá verificar las cotas iniciales respecto al banco de nivelación que el supervisor proporcionará, a fin de asegurarse que se cumpla con las cotas dadas, todas estas actividades deben ser realizadas por el contratista. Para las referencias de los trazos y niveles necesarios, deberá construir los bancos de nivel y los mojones que se requieran, procurando que su localización sea adecuada para evitar cualquier tipo de desplazamiento.

Excavación para cimentaciones

Son las actividades de excavación, para la construcción de las obras de cimentación o para los estribos del puente. No se debe exceder las cotas que se establezcan por el supervisor. Las paredes de una excavación nunca podrán ser usadas como formaletas de fundición, en todo caso, aquella excavación que se realice en roca y debidamente aprobado por el supervisor. Las grietas que pudieran presentar, se llenarán con concreto, mortero o lechada de cemento, para excavaciones en presencia de agua, la evacuación de esta deberá ser realizada por el contratista a manera de tener el área de trabajo seca.

Estribos y aletones de concreto ciclópeo

Estos elementos serán fundidos de mampostería de piedra (66 % piedra bola de río no mayor a 30 cm y sabieta proporción 1:2 en un 33 %). La formaleta utilizada para la fundición deberá ser madera de pino con espesor mínimo de 1", preferiblemente con una cara cepillada, para lograr un acabado poco áspero en el concreto. El vertido de la sabieta no hacerlo a alturas

mayores a un metro y medio. Las piedras deberán lavarse para eliminar la tierra, arcilla o cualquier otro material extraño, humedeciéndolas de tal forma que garantice el proceso de fraguado normal, para evitar pérdida de agua en la sabieta por absorción del material pétreo.

La distribución de la piedra deberá quedar en contacto una con otra, debiendo mantener un espesor mínimo de 0,05 metros de sabieta entre una y otra.

Formaleta

Las formaletas deberán ceñirse en todo a la forma, fines y dimensiones de los miembros que se moldearán de acuerdo a los planos. Serán lo suficientemente rígidas para evitar deformaciones al ser sometidas al peso del concreto y cargas de trabajo durante la fundición. Deberá estar adecuadamente sujeta para garantizar que mantenga su forma y posición durante el uso.

La calidad de la formaleta estará sujeta a la aprobación del supervisor y su rechazo dependerá de su estado, por el número de usos, su baja calidad por el maltrato de la misma. Deberá estar limpia de impurezas, clavos y sobrantes de concreto, en el caso de madera, las piezas sobre las que se colocará directamente el concreto deberán ser cepilladas y luego de armarla se mojará cuando menos una hora antes de la fundición o colado, con respecto a las uniones y/o juntas deberán apretarse al máximo; si quedan espacios o huecos se taparan con papel, tiras de madera o papel húmedo (sobrantes de bolsas de cemento o cal, o papel periódico).

Remoción de formaleta

No podrá removerse ninguna formaleta sin la autorización previa del supervisor. Al retirarla, se tendrá cuidado de no causar grietas o desconchar la superficie del concreto. Esta podrá ser tratada con desencofrante que autorice el supervisor, a fin de no dañar el elemento estructural y mantener la forma a la hora de retirarla. No se removerá antes que los tiempos indicados, no obstante, si a juicio del supervisor así es necesario, se mantendrán en su lugar por un tiempo mayor que el que se especifique. Ningún miembro estructural ya fundido soportará directamente sin la formaleta colocada en su lugar cargas de construcción que excedan las cargas de diseño.

Acero de refuerzo

El acero de refuerzo empleado en la construcción será corrugado de grado 40 y grado 60, con módulo de fluencia $F_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$ y $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ respectivamente. Todas las varillas, al ser colocadas dentro del concreto estarán completamente libres de óxido, moho, costras, grasa o de cualquier otra capa o cubierta que pueda reducir su adherencia al concreto.

Recubrimientos de concreto (AASHTO 8.22)

Según el elemento que se trate, el refuerzo tendrá el recubrimiento que indiquen los planos.

Colocación de refuerzo

Para armar, colocar, separar y mantener el refuerzo en su sitio se emplearán accesorios de concreto aprobados por el supervisor.

La separación mínima entre barras en base al capítulo 7 del ACI 318-05, será igual a las siguientes dimensiones.

- Distancia libre entre mínima entre barras paralelas no debe ser menor a 25 mm.
- Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 mm.
- Los grupos de barras paralelas dispuestas en un paquete para trabajar como una unidad, deben limitarse a 4 barras para cada paquete.
- 2.5 cm en las barras verticales de las columnas, la separación libre será no menor que la mayor de las siguientes dimensiones.

1.5 veces el diámetro nominal de la barra.

1.5 veces el tamaño máximo del agregado grueso.

Traslapes (AASHTO 8.25)

Se evitarán empalmes en los puntos donde el esfuerzo sea máximo. En empalmes traslapados, la longitud del traslape será como mínimo 30 veces el diámetro de la barra principal, pero en ningún caso será menor de 30 cm.

El empalme se incrementará en un 20% cuando se traslape en un mismo punto barras separadas transversalmente 12 diámetros de la varilla o menos; cuando se traslape encontrándose localizados a menos de 15 cm o 6 diámetros de la varilla de un borde del mismo donde se encuentre. No más de la mitad de las barras de un miembro estructural se traslaparán en un espacio longitudinal de 40 diámetros de la barra.

Se calcularán sobre la base de la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No 11 de tal modo que desarrollen un 125% del módulo de fluencia nominal de la barra, siguiendo la especificación AASHTO 8.33.2, evitando localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea, deberán de colocarse alternos a cada 60 centímetros.

Longitud de desarrollo (AASHTO 8.24.1.12)

Se proporcionará a las barras la longitud necesaria a partir del punto donde se requieren por diseño, siendo esta la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra o $L/20$.

Dobleces (AASHTO 8.23.2.2)

Los dobleces deberán ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre cuando se trata de 180 grados o 12 diámetros cuando se trata de 90 grados.

Los dobleces para estribos se harán alrededor de un perno cuyo diámetro no será menor de dos veces el diámetro de la barra y para el resto de las barras, se harán siempre y cuando no sea menor que el que a continuación se detalla:

Barras No. 3 a No. 5: 5 diámetros de la varilla

Barras No. 5 a No. 25: 6 diámetros de la varilla

Se deberá de seguir las normas establecidas para manojos de barras respecto a su cantidad, longitud de desarrollo y recubrimiento, siendo los lineamientos del artículo 8.21.5 de AASHTO.

Concreto

Se utilizará para las estructuras concreto con resistencia a la ruptura mínima $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ a los 28 días, con proporción 1:1,5:1,5 respectivamente.

Cemento

Será de la mejor calidad y marca reconocida. Deberá cumplir con las especificaciones para cemento Portland tipo I (PM) de Norma COGUANOR NGO 41 001. Es importante revisar la fecha de fabricación del cemento, de tal manera que el cemento a utilizar no exceda más de los 30 días de su fabricación, de lo contrario deberá someterse a nuevas pruebas antes de su uso.

Agregado fino

Se utilizará arena de río, libre de arcilla, desechos orgánicos y sales minerales, los cuales afecten las propiedades y calidad del concreto. Debe cumplir con las especificaciones de los agregados para concreto COGUANOR NGO 41 007 ó ASTM C 33.

Agregado grueso

Se utilizará pedrín triturado libre de arcilla, materia vegetal y materiales blandos o desmenuzables que afecten la calidad del concreto. Deberá cumplir con las especificaciones de agregados para concreto COGUANOR NGO 41 007 ó ASTM C 33. Para el caso de piedra triturada a máquina, ésta se cernirá para separar completamente el polvo de la piedra antes de almacenarla, a menos que la piedra triturada sea lavada.

El tamaño del agregado grueso, no será mayor de la quinta parte, de la dimensión menor, entre los lados de la formaleta del miembro en que se empleará el concreto, ni mayor de las tres cuartas partes, de la mínima separación libre entre barras o manojos de barras de refuerzo.

Agua

El agua a utilizar deberá estar limpia y libre de ácidos, aceites o de cualquier otra impureza orgánica que puedan manchar o decolorar el concreto. Los aditivos deberán emplearse en las proporciones indicadas por el fabricante.

Control de calidad del concreto

El control de calidad del concreto, se mantendrá en todo el proceso de construcción, con el objeto de garantizar la trabajabilidad apropiada para las condiciones de colocación y resistencia especificada. El curado del concreto recién colocado deberá protegerse de los rayos solares, de la lluvia y cualquier otro agente exterior que pudiera dañarlo. Deberá mantenerse húmedo por lo menos durante los primeros siete días después de su colocación. Para eso se cubrirá con una capa de agua, o con una cubierta saturada de agua que haya

sido aceptada por el supervisor, o por cualquier otro método que mantenga constantemente húmeda la superficie del concreto.

Neopreno dureza 60

Es un mecanismo deslizante, construido y colocado entre los extremos de las vigas principales y la viga de apoyo con el propósito de transmitir cargas y acomodar los movimientos horizontales del puente, entre la estructura y la rasante del camino. Este trabajo consiste en la instalación del mecanismo deslizante de soporte, para la superestructura del puente en base a lo especificado en los planos. Las dimensiones del apoyo son de 65 cm por 60 cm, con dos placas externas de 5 mm y tres placas internas de 10 mm, entre el material elastomérico se colocarán 4 capas de metal de 1 mm de espesor.

Gaviones

Son estructuras para la defensa y conservación de márgenes contra la acción erosiva de las aguas. Son elementos de aplicación simple, no requieren de mano de obra especializada ya que solo se trata de malla y piedra. Se utilizarán como obra de protección longitudinal, 10 metros arriba y abajo en ambos extremos del puente.

3. DISEÑO DE SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA DOMICILIAR ALDEA LAS CRUCES, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIKIMULA.

3.1. Descripción del proyecto

El sistema de abastecimiento de agua domiciliar es de suma importancia para la salud y la higiene de los habitantes de la aldea Las Cruces. El proyecto consistió en diseñar la línea de bombeo, desde la fuente hasta el tanque que distribuirá el agua, el cálculo del volumen de almacenamiento y la red de distribución con las válvulas y las conexiones domiciliarias que la integran. Además se incluyó el sistema de cloración debido a la calidad del agua.

El agua se impulsará por tubería de cloruro de polivinilo (PVC), dicha línea de impulsión tiene 738.34 metros de longitud. El tanque de captación y la caseta de bombeo no se contemplan ya que ambas obras están construidas. La red de distribución será por circuitos abiertos debido a la topografía del lugar, dicha red estará compuesta por una serie de tuberías PVC de diferentes diámetros, la longitud de esta es de 2165.96 metros. Además se colocaran diferentes tipos de accesorios y válvulas según se requieran y el tipo de servicio será por medio de 89 conexiones domiciliarias.

3.2. Aforo, dotación y tipo de servicio

Aforo es la operación que determina el caudal de la fuente en estudio. En este caso para determinar el caudal del nacimiento se utilizó el método volumétrico, por ser el más económico y el de mayor facilidad para realizarlo.

Se determina de la siguiente manera

$$Q = \frac{V}{t}$$

Dónde

Q = Caudal

V = Volumen del recipiente

t = Tiempo promedio en el que se llena el recipiente

Tabla XVII. Datos obtenidos del aforo

Numero	Tiempo (segundos)	Volumen (L)
1	25.6	21
2	25.6	21
3	23.7	21
4	25.57	21
5	25.34	21

Fuente: Elaboración propia

Con los datos anteriores se determinó que el tiempo promedio en el que se llena el recipiente es de 25.162 segundos. Entonces el caudal de la fuente es

$$Q = 21 \text{ L} / 25.162 \text{ s} = 0.84 \text{ L} / \text{s}$$

Dotación, es la cantidad de agua que se le asigna a cada habitante de la comunidad, comprendiendo todos los consumos de los servicios que estos hacen en un día, está en función de distintos factores como el clima, del uso doméstico, de las actividades diarias y del nivel económico. Además sirve para calcular los caudales de diseño y está dada en litros por habitante por día (L/hab/día). Tomando en cuenta lo anterior, que el caudal de la fuente es bajo y que el proyecto está ubicado en el área rural se adopta una dotación de 90 L/hab/día.

En base a la economía familiar de la comunidad y a las características rurales de la aldea, se utilizará el tipo de servicio domiciliar.

3.3. Análisis de la calidad del agua

La calidad del agua está relacionada con las características químicas, físicas y bacteriológicas, por medio de las cuales se puede determinar si es sanitariamente segura, para el consumo humano. En todas las áreas rurales y urbanas, se deben respetar los límites mínimos, especialmente sobre los elementos dañinos y que garantice la calidad del agua de las fuentes, proporcionando líquido vital apto para el consumo.

La calidad del agua se rige por la Norma COGUANOR NGO 29 001.

3.3.1. Análisis bacteriológico

Con este análisis se determinan todos los microorganismos que son perjudiciales para la salud humana. Para el control sanitario del agua se determina el contenido de indicadores generales de contaminación microbiológica, específicamente organismos coliformes totales y fecales.

Los resultados obtenidos, con el análisis bacteriológico indican que se debe emplear desinfección, para que el agua sea apta para el consumo humano.

3.3.2. Análisis físico-químico

Aguilar (2007), el análisis físico es el que determina todas aquellas características que pueden ser percibidas por medio de los sentidos como el olor, color, sabor, el potencial de hidrógeno que determina la acidez o alcalinidad del agua y la turbidez, que se aplica cuando esta tiene materia en suspensión.

El análisis químico permite determinar las cantidades de materia mineral y orgánica, que se encuentra en el agua, las cuales pueden afectar su calidad. Todas las sustancias minerales y químicas contenidas en el agua, deben estar comprendidas entre ciertos límites permisibles y aceptables, de forma contraria le dan mal olor y sabor, también pueden afectar la salud y pueden dañar la tubería y equipo.

Tomando en cuenta los resultados obtenidos con el análisis físico-químico y bacteriológico, y basándose en la Norma

COGUANOR NGO 29 001, la dureza está en el límite máximo permisible, y las demás características físicas y químicas del agua se encuentran en el límite máximo aceptable.

3.4. Período de diseño

El período de diseño, es el tiempo en el que el sistema será eficiente en su totalidad, comprende desde el momento de la construcción y del inicio del funcionamiento del sistema, hasta el momento que sobrepasa las condiciones de diseño o ya no presenta servicio satisfactorio. Según Normas de la Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales (UNEPAR), se recomienda 20 años como periodo de diseño para obras civiles, y de 5 a 10 años para equipos mecánicos. Para este sistema de abastecimiento se adoptó 11 años como periodo de diseño, 10 años de funcionamiento del sistema, más 1 año de gestión.

3.5. Población futura

Es la población a servir en determinado tiempo. Para estimar la población futura en área rural, se debe utilizar el método de proyección geométrica, el cual se emplea para áreas que se encuentran en desarrollo. Este método consiste en el cálculo de la población con base a la tasa de crecimiento poblacional que se tiene registrada de los censos de la población, debe ser proyectada en el tiempo según el período de diseño que se estime.

Según el Instituto Nacional de Estadística (INE), la tasa de crecimiento poblacional en aldea Las Cruces es de 2.6 % y la población actual en base al último censo realizado en el año 2013 es de 258 habitantes, distribuidos en 89 casas.

La fórmula para determinar la población futura por medio del método geométrico es

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

Donde:

Pf = población futura (población de diseño)

Pa = población actual según censo realizado = 258 habitantes

r = tasa de crecimiento poblacional = 2.6 %

n = periodo de diseño = 11 años

Aplicando fórmula

$$Pf = 258 (0.026 + 1)^{11}$$

$$Pf = 342.17 = 343 \text{ habitantes}$$

3.6. Factores de consumo y caudales

Mejía (2013), en todo tipo de sistema de abastecimiento de agua, el consumo es afectado por distintos factores que varían con el tiempo, los hábitos de la comunidad, factores climáticos y las condiciones económicas. Estos factores de seguridad se utilizan para garantizar el buen funcionamiento del sistema de abastecimiento de agua en cualquier época del año y bajo condiciones no previstas.

- Factor de día máximo (FDM)

Hernández (2009), compensa la variación en el consumo de agua por parte de la comunidad en un período de tiempo determinado y se utiliza para determinar el consumo máximo diario cuando no se cuenta con registros de este. Según INFOM este factor está comprendido entre 1.2 y 1.8 para el área rural. Este dependerá del tamaño de la población a servir.

- Para poblaciones menores a 1000 habitantes, se utiliza FDM comprendido entre 1.2 – 1.8
- Para poblaciones mayores a 1000 habitantes, se utiliza FDM de 1.2

Se utilizará 1.3 como factor de día máximo, ya que la población futura no sobrepasa los 1000 habitantes.

- Factor de hora máxima (FHM)

Oliva (2011), este es un factor de seguridad, tomando en cuenta el tamaño de la población y de la capacidad de la fuente.

Aguilar (2007), el valor de este factor será pequeño cuando la población sea muy grande, y grande cuando la población sea pequeña, este factor se utiliza para obtener el caudal que se tiene en una hora máxima de consumo y para determinar el caudal de distribución.

Según INFOM para áreas rurales se pueden tomar los siguientes datos.

- Para poblaciones menores a 1000 habitantes, FDM de 2 a 3
- Para poblaciones mayores a 1000 habitantes, FDM de 2

Se utilizará 2.8 como factor de hora máximo, ya que la población futura es pequeña y no sobrepasa los 1000 habitantes.

3.6.1. Caudal medio

Es el consumo durante 24 horas, que se obtiene del promedio de los consumos diarios en el período de un año. Cuando no se cuenta con registros de consumo diario se puede calcular en función de la población futura y de la dotación asignada.

El caudal medio se determina de la siguiente manera

$$Q_m = D * P_f / 86,400$$

Donde:

D = dotación = 90 L/hab/día

P_f = población futura = 343 habitantes

86,400 = segundos que tiene el día

Q_m = caudal medio diario (L/s)

Aplicando la ecuación anterior se obtiene.

$$Q_m = 90 \text{ L/hab/día} * (343 \text{ habitantes}) / 86,400 \text{ s} = 0.36 \text{ L/s}$$

El caudal medio es menor que el caudal de aforo, por lo tanto se cumple esta condición.

$$Q_m = 0.36 \text{ L/s} < Q_{\text{aforo}} = 0.84 \text{ L/s}$$

3.6.2. Caudal de día máximo

Recinos (2011), es conocido como caudal de conducción, es el consumo máximo de agua que puede haber en 24 horas, observado durante un año y regularmente sucede cuando hay actividades en las cuales participa la mayor parte de la población, el cual no incluye gastos causados por incendios.

A falta de registro, el consumo diaria máximo (Q_{dm}), será el producto de multiplicar el consumo medio diario por el factor de día máximo (fdm).

Se determina de la siguiente manera.

$$Q_{dm} = Q_m * fdm$$

Donde:

Q_{dm} = caudal de día máximo (L/s)

Q_m = caudal medio diario = 0.36 L/s

fdm = factor de día máximo = 1.3

Aplicando la ecuación se obtiene el siguiente resultado.

$$Q_{dm} = 0.36 \text{ L/s} * 1.3 = 0.47 \text{ L/s}$$

3.6.3. Caudal de bombeo

Todos los sistemas de abastecimiento de agua que incluyan bombeo en su diseño, deben considerar la cantidad de agua que sea suficiente para poder abastecer el consumo máximo diario en un determinado período de bombeo. Este caudal se determina definiendo las horas que se bombearan al día, en función del que proporciona la fuente; en este caso se determina por medio del que se necesita para abastecer a todas las viviendas contempladas en el proyecto. El Instituto de Fomento Municipal (INFOM) recomienda el uso máximo, para motores eléctricos, de 18 horas al día. Para este caso se trabajará con período de bombeo de 12 horas.

El caudal de bombeo se determina de la siguiente manera:

$$Q_b = Q_{dm} * 24 / t_b$$

Donde:

Q_b = caudal de bombeo (L/s)

Q_{dm} = caudal de día máximo = 0.47 L/s

t_b = período de bombeo = 12 horas

Con la fórmula anterior se obtiene:

$$Q_b = 0.47 \text{ l/s} * 24 \text{ horas} / 12 \text{ horas} = 0.94 \text{ L/s}$$

3.6.4. Caudal de hora máxima

Es el caudal que corresponde a la hora de máximo consumo en el día y se utiliza para el diseño de líneas y redes de distribución. Se determina multiplicando el caudal medio diario por el factor de hora máxima.

$$Q_{h.max} = Q_m * fhm$$

Donde:

$Q_{h.max}$ = caudal de hora máxima (L/s)

Q_m = caudal medio diario = 0.36 L/s

fhm = factor de hora máximo = 2.8

Aplicando la fórmula anterior

$$Q_{h.max} = 0.36 \text{ L/s} * 2.8 = 1 \text{ L/s}$$

3.7. Formulas, coeficientes y diámetros de tubería

La pérdida de carga en la tubería se determina utilizando la fórmula de Hazen – Williams, la cual se define como

$$h_f = \frac{1\,743.811 * L * Q^{1.85}}{C^{1.85} * \phi^{4.87}}$$

Donde:

hf = pérdida de carga en metros

L = longitud en metros

Q = caudal en litros por segundo

C = coeficiente de fricción interno (para HG (C=100) y para PVC (C=150))

Ø = diámetro en pulgadas

Con el valor de la máxima altura disponible por perder (hf), se determina el diámetro teórico de la tubería necesario para la conducción del agua. De la fórmula anterior se despeja el diámetro quedando de la siguiente manera:

$$\varnothing = \left(\frac{1\,743.811 * L * Q^{1.85}}{C^{1.85} * hf} \right)^{\frac{1}{4.87}}$$

Obteniendo el diámetro teórico se procede a utilizar el interno comercial superior y se determina la pérdida real, utilizando nuevamente la fórmula de Hazen – Williams.

Los diámetros se calculan en el diseño hidráulico; tendrá que ser necesario el uso de tubería comercial para evitar demoras y costos elevados.

Cuando se utilice la fórmula de Hazen – Williams para el diseño hidráulico, se podrá utilizar un coeficiente de rugosidad (C). Es recomendable utilizar C=140; cuando no se cuenta con topografía y cuando el levantamiento topográfico es de primer o segundo orden se utilizará C=150.

Generalmente la tubería que se utiliza en sistemas de abastecimiento de agua, es de cloruro de polivinilo (PVC), esto se debe a que es liviana,

económica, fácil de transportar y de instalar. Para el diseño e instalación de la línea de conducción, se debe tomar en cuenta el diámetro mínimo que recomienda INFOM-UNEPAR, el cual es de 1 pulgada.

3.8. Presiones y velocidades

El diseño hidráulico se realizará teniendo en cuenta la pérdida de presión del agua que fluye en la tubería. Se debe tomar en cuenta que la presión para las redes de distribución, debe estar entre el rango de 10 y 60 metros columna de agua, ya que arriba de este límite, los accesorios y la tubería ya no trabajan adecuadamente. Para comprender mejor se incluyen los principales conceptos utilizados.

- Presión estática en tuberías

Recinos (2011), esta se produce cuando todo el líquido en la tubería está en reposo. Es igual al producto de multiplicar la altura a la que se encuentre la superficie libre por el peso específico del agua.

La menor presión dinámica que puede haber en la red de distribución es de 10 mca, esta es la necesaria para que el agua pueda subir y dar un buen servicio a las llaves de chorro. En casos especiales no se puede mantener este valor, por lo que se podría considerar alguna disminución en este, partiendo del criterio que en áreas rurales no suelen construir edificios de altura considerable.

- Presión dinámica en tuberías

Recinos (2011), es la que existe cuando hay movimiento de agua, la presión estática modifica su valor, disminuyéndose por la resistencia o fricción

de la paredes de la tubería, lo que era altura de carga estática ahora se convierte en altura de presión más pequeña, debido al consumo de ésta, que se le llama pérdida de carga. La energía consumida o pérdida de carga varía con respecto a la velocidad del agua y en proporción inversa al diámetro de la tubería.

La presión en un punto A es la diferencia entre la cota piezométrica del punto A y la cota del terreno en ese punto.

- Velocidades

Según las Normas de UNEPAR, para diseño de sistemas de abastecimiento de agua, se consideran los siguientes límites para las velocidades:

- Para bombeo: mínima = 0.6 m/s y máxima = 2 m/s
- Para distribución: mínima = 0.4 m/s y máxima = 3 m/s

3.9. Levantamiento topográfico

Forma parte de los requisitos fundamentales para el diseño de sistemas de abastecimiento de agua. Con este se determinan las principales características físicas del terreno, las cuales servirán para el diseño y la ubicación de los componentes del sistema. Dependiendo de los instrumentos utilizados y su precisión existen estos tipos de levantamientos.

Tabla XVIII. Levantamientos topográficos según instrumentos de medición

1er Orden	Estación total	Nivel de precisión
2do Orden	Teodolito	Nivel de precisión
3er Orden	Teodolito	Taquimetría
4to Orden	Cinta y brújula	Nivel de mano

Fuente: Elaboración propia

Basado en lo anterior se utilizó topografía de primer orden para la línea de bombeo y la red de distribución, el equipo utilizado fue el siguiente.

- Estación total marca TOPCON GTS-105N
- Trípode
- 2 Prismas
- 2 Bastones para prismas de 4 metros
- Cinta métrica de 50 metros
- 2 Plomadas

3.10. Diseño hidráulico

A continuación se muestran los parámetros utilizados para el diseño:

- Línea de conducción = 703.21 m
- Cota del tanque de captación = 498.12 m
- Cota del tanque de distribución = 584.461 m
- Diferencia entre cotas = 86.34 m
- Caudal de bombeo = 0.94 L/s
- Coeficiente C para PVC = 150
- Caudal de aforo = 0.84 L/s
- Dotación = 90 L/hab/día
- Población futura = 343 habitantes

3.10.1. Captación

Es la estructura que está destinada a captar el agua proveniente de diversas fuentes para su posterior uso. El tipo de captación va a depender de la fuente existente, en este caso, es de la forma típica, por tratarse de un brote natural definido, dicha obra y la caseta de bombeo ya están construidas.

Aguilar (2007), En estos casos, el agua captada se debe llevar hacia el tanque que la almacenará, previa a ser conducida hacia el de distribución. Este depósito de succión compensa el ingreso y la salida de un caudal constante, ambos en el periodo de bombeo (tb).

El volumen del tanque de succión se determina de la siguiente manera

$$V_{\text{succión}} = V_d (1 - (t_b/24))$$

Donde:

$V_{\text{succión}}$ = volumen del depósito de succión (m^3)

V_d = volumen de bombeo diario ($\text{m}^3/\text{día}$)

t_b = período de bombeo = 12 horas

Se determina el volumen de bombeo diario.

$$V_d = Q_b * t_b$$

Donde:

t_b = período de bombeo en s/día = $(12 \text{ hr/día}) * (3600 \text{ s/1 hr}) = 43,200$

s/día

Q_b = caudal de bombeo en L/s = 0.94 L/s

Entonces

$$V_d = 0.94 \text{ L/s} * 43,200 \text{ s/día}$$

$$V_d = 40,608 \text{ L/día} = 40.61 \text{ m}^3/\text{día}$$

Se procede a calcular el volumen de succión

$$V_{\text{succión}} = V_d (1 - (t_b/24))$$

$$V_{\text{succión}} = 40.61 \text{ m}^3/\text{día} (1 - (12/24)) = 20.30 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{succión}} = 20.30 \text{ m}^3 < V_{\text{captación existente}} = 32.09 \text{ m}^3$$

El volumen del tanque de succión existente, es mayor al que se requiere de succión, por lo que es apto para almacenar el volumen de bombeo diario, por este motivo y por economía, ya no se construirá otro depósito. Sin embargo, la obra de captación actual se construyó de mala manera, esta se encuentra directamente encima del brote de agua, lo cual no es recomendable.

3.10.2. Línea de impulsión

Es el conjunto de tubos, en este caso PVC, que inicia desde la captación y termina en el tanque de distribución, esta línea, está diseñada para trabajar a presión. Se debe diseñar con el diámetro y la clase de tubería que se ajuste a la máxima economía, tomando en cuenta que la capacidad de esta sea suficiente como para transportar de buena manera el caudal deseado.

Mejía (2013), recomienda incrementar la longitud horizontal de acuerdo a la pendiente del terreno, cuanto más quebrado sea, mayor será el porcentaje, para este proyecto se incrementó 5% la longitud, ya que la topografía del terreno es montañosa.

Entonces, $703.21 \text{ m} * 1.05 = 738.37 \text{ metros}$.

Para hacer que la línea de impulsión sea más eficiente, se deben colocar anclajes, válvulas de alivio o de aire ubicadas adecuadamente según las características de la tubería y del terreno.

3.10.2.1. Diámetro económico

Aguilar (2007), es necesario que la línea de impulsión resulte lo más económicamente posible. Al utilizar diámetro pequeño, el costo sería menor, pero las pérdidas serían mayores y por lo tanto el costo de la energía sería alto, si se utiliza diámetro grande, la pérdida será pequeña y el costo de la energía bajaría, pero el costo de la tubería se elevaría.

En base a lo anterior, se procede a calcular el diámetro que presente el menor costo de tubería y energía a utilizar para la línea de impulsión, para esto se debe seguir el siguiente procedimiento.

$$\phi = \sqrt{\frac{1.974 * Q_b}{v}}$$

Donde:

ϕ = diámetro de tubería en pulgadas

Q_b = caudal de bombeo en litros por segundo

V = velocidad (0.6 m/s y 2 m/s)

Utilizando la fórmula anterior

$$\phi_1 = \sqrt{\frac{1.974 * 0.94 \text{ l/s}}{0.6 \text{ m/s}}} = 1.75 \text{ plg}$$

$$\phi_2 = \sqrt{\frac{1.974 * 0.94 \text{ l/s}}{2 \text{ m/s}}} = 0.96 \text{ plg}$$

Se analizarán diámetros reales que estén entre 0.96 y 1.75 plg, para determinar el que resulta más económico utilizar. Los diámetros que se consideraron son de 1, 1 ¼ y 1 ½ pulgadas.

Utilizando los diámetros internos reales que se escogieron para el análisis, se determina si estos cumplen con la velocidad establecida para líneas de impulsión. La velocidad se calcula de la siguiente manera.

$$\phi = \sqrt{\frac{1.974 * Q_b}{v}}$$

Despejando la velocidad se tiene

$$v = \frac{1.974 * Q_b}{\phi^2}$$

Donde:

$\emptyset$ = diámetro comercial real, clase 250 psi ($\emptyset=1"$ ($\emptyset_{Int}=1.161$ plg), $\emptyset=1 \frac{1}{4}"$ ($\emptyset_{Int}=1.464$ plg)) y ($\emptyset=1 \frac{1}{2}"$ ($\emptyset_{Int}=1.676$ plg))

Calculando para $\emptyset=1$ plg, $\emptyset=1 \frac{1}{4}$ plg y $\emptyset=1 \frac{1}{2}$ plg

$$V_{\emptyset=1 \text{ plg}} = \frac{1.974 * 0.94}{1.161^2} = 1.37 \text{ m/s}$$

$$V_{\emptyset=1 \frac{1}{4} \text{ plg}} = \frac{1.974 * 0.94}{1.464^2} = 0.86 \text{ m/s}$$

$$V_{\emptyset=1 \frac{1}{2} \text{ plg}} = \frac{1.974 * 0.94}{1.676^2} = 0.66 \text{ m/s}$$

Los valores para las velocidades de los diámetros utilizados están entre los rangos establecidos (0.6 – 2 m/s).

Se determina el costo mensual de amortización, se asume 12% de tasa de interés anual y 10 años de período de amortización para la tubería, se calcula de la siguiente manera.

$$Am = \frac{i * (i + 1)^n}{(i + 1)^n - 1}$$

Donde:

A_m = amortización

i = tasa de interés = 12% / 12 meses = 0.12/12 = 0.01

n = número de meses = 10 años * 12 meses = 120 meses

Entonces, aplicando la fórmula anterior se tiene

$$A_m = \frac{0.01 * (0.01 + 1)^{120}}{(0.01 + 1)^{120} - 1} = 0.0143$$

La cantidad de tubos a utilizar es

Longitud de conducción * 1.05 / 6 = 703.21 * 1.05 = 738.37 /
6 = 123.06 = 124 tubos

El costo mensual de amortización es

Tabla XIX. **Costo mensual de amortización de tubería**

$\emptyset$ (250 psi)	P.U.	A	No. De tubos	C _{Tubería}
1 plg	Q. 80.00	0.0143	124	Q. 141.86
1 ¼ plg	Q. 121.00	0.0143	124	Q. 214.56
1 ½ plg	Q. 158.00	0.0143	124	Q. 280.16

Fuente: Elaboración propia

El costo mensual de bombeo se determina así

Utilizando la fórmula de Hazen - Williams para determinar las pérdidas de carga, utilizando los diámetros en estudio se tiene.

$$h_f = \frac{1\,743.811 * L * Q_b^{1.85}}{C^{1.85} * \varnothing^{4.87}}$$

Donde:

h_f = pérdida de carga en metros

L = longitud de bombeo en metros

Q_b = caudal de bombeo en litros por segundo

C = coeficiente de fricción interno (para PVC ($C=150$))

$\varnothing$ = diámetro interno en pulgadas

Aplicando la fórmula de Hazen – Williams se tiene

$$h_{f \varnothing=1 \text{ plg}} = \frac{1\,743.811 * 738.34 * 0.94^{1.85}}{150^{1.85} * 1.161^{4.87}} = 52.30 \text{ m}$$

$$h_{f \varnothing=1 \frac{1}{4} \text{ plg}} = \frac{1\,743.811 * 738.34 * 0.94^{1.85}}{150^{1.85} * 1.464^{4.87}} = 16.9 \text{ m}$$

$$h_{f \varnothing=1 \frac{1}{2} \text{ plg}} = \frac{1\,743.811 * 738.34 * 0.94^{1.85}}{150^{1.85} * 1.676^{4.87}} = 8.75 \text{ m}$$

Con las pérdidas de carga de cada diámetro se procede a determinar la potencia, esta se determina con la siguiente fórmula

$$\text{Potencia} = Q_b * h_{ft} / 76 * e_b$$

Donde:

H_{ft} = pérdida de carga total en metros

Q_b = caudal de bombeo = 0.94 L/s

e_b = eficiencia de la bomba = se utilizará 60%

Calculando la potencia para $\varnothing=1$ pulgada, $\varnothing=1 \frac{1}{4}$ pulgadas y $\varnothing=1 \frac{1}{2}$ plg

$$\text{Potencia } \varnothing = 1 \text{ plg} = 0.94 * 52.30 / 76 * 0.60 = 1.08 \text{ hp}$$

$$\text{Potencia } \varnothing = 1 \frac{1}{4} \text{ plg} = 0.94 * 16.90 / 76 * 0.60 = 0.35 \text{ hp}$$

$$\text{Potencia } \varnothing = 1 \frac{1}{2} \text{ plg} = 0.94 * 8.75 / 76 * 0.60 = 0.18 \text{ hp}$$

Se determina la potencia en kilovatios

$$\text{Potencia } \varnothing = 1 \text{ plg} = 1.08 \text{ hp} * 0.746 = 0.80 \text{ kw}$$

$$\text{Potencia } \varnothing = 1 \frac{1}{4} \text{ plg} = 0.35 \text{ hp} * 0.746 = 0.26 \text{ kw}$$

$$\text{Potencia } \varnothing = 1 \frac{1}{2} \text{ plg} = 0.18 \text{ hp} * 0.746 = 0.13 \text{ kw}$$

Con el período de bombeo de 12 horas diarias, se determina que son 360 horas al mes, por lo que la energía mensual requerida es.

Energía requerida = potencia (kw) * tiempo de bombeo al mes (horas)

Entonces

Energía requerida $\phi = 1$ plg = $0.80 \times 360 = 288$ kw hora / mes

Energía requerida $\phi = 1 \frac{1}{4}$ plg = $0.26 \times 360 = 93.6$ kw hora / mes

Energía requerida $\phi = 1 \frac{1}{2}$ plg = $0.13 \times 360 = 46.8$ kw hora / mes

Según la Distribuidora de Electricidad de Oriente, S.A (DEORSA), el precio del kw/hora en el lugar es de Q. 2.00. Se procede a determinar el costo mensual de bombeo.

Tabla XX. **Costo mensual de bombeo**

ϕ	Energía	P.U kw	C _{Bombeo}
1 plg	288	Q. 2.00	Q. 576
1 $\frac{1}{4}$ plg	93,6	Q. 2.00	Q. 187.2
1 $\frac{1}{2}$ plg	46,8	Q. 2.00	Q. 93.6

Fuente: Elaboración propia

Con el costo total de tubería y con el de bombeo se procede a determinar el total por cada diámetro, este se determina de la siguiente manera.

Costo total = costo de tubería + costo mensual de bombeo

Tabla XXI. **Costo total de tubería**

$\emptyset$	Costo de tubería	Costo de bombeo	Costo total
1 plg	Q. 141.86	Q. 576	Q. 717.86
1 ¼ plg	Q. 214.56	Q. 187.2	Q. 401.76
1 ½ plg	Q. 280.16	Q. 93.6	Q. 373.76

Fuente: Elaboración propia

Comparando el costo total de cada tubería, se concluye que, el que resulta más económico utilizar para la línea de impulsión es el de 1 ½ pulgadas y cuya velocidad está comprendida entre los parámetros.

$$V_{\emptyset=1\ 1/2\ \text{plg}} = 0.66\ \text{m/s}$$

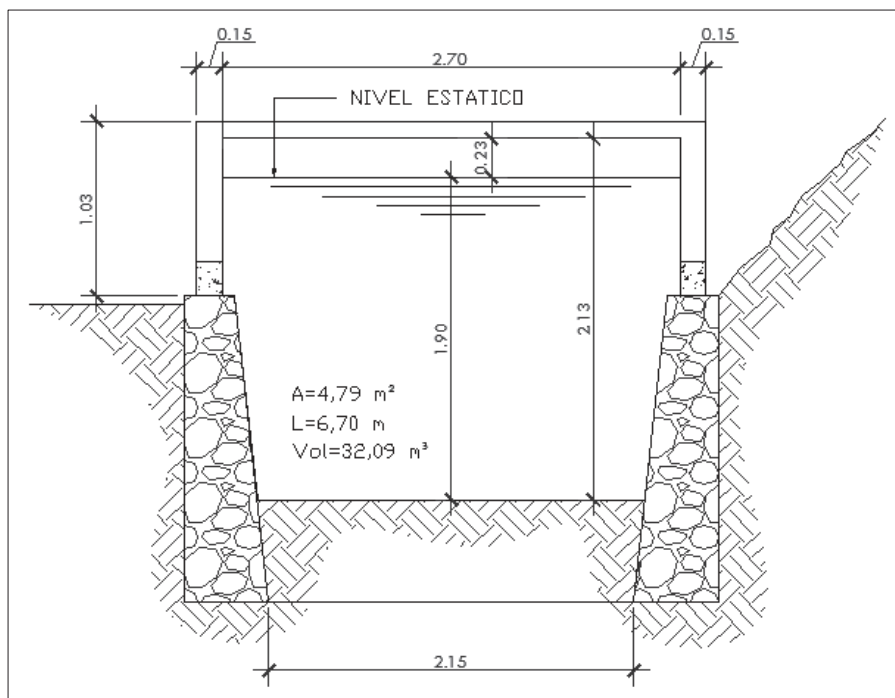
3.10.2.2. Pérdidas reales en la línea de impulsión

Son todas las pérdidas de carga que se generan en la línea de impulsión, las cuales la bomba debe vencer para conducir adecuadamente el caudal requerido, a la suma de estas pérdidas se le llama carga dinámica total (CDT), expresada en metros columna de agua. Por tratarse de un brote natural y por el tipo de captación, se utilizará bomba de eje horizontal, las pérdidas que ésta debe vencer son las siguientes

- Altura del nivel mínimo o de la succión hasta el eje de la bomba (H_s)

Para determinar esta altura, se debe conocer el nivel dinámico del tanque de captación, con el cual se podrá calcular la distancia mínima, a la que la boca de la tubería de succión, deberá estar sumergida, para que no ingresen burbujas de aire, las cuales produzcan daños, al equipo de bombeo.

Figura 27. **Sección transversal de tanque de captación**



Fuente: Elaboración propia, con programa AutoCAD

Por falta de la bomba para determinar el nivel dinámico en base a las horas de bombeo, se procederá a calcularlo con la siguiente fórmula.

$$V_f = V_i - (Q_s * t_b) + (Q_e * t_b)$$

Donde:

V_f = volumen final

V_i = volumen inicial del tanque de captación existente
= 32.09 m³

Q_s = caudal salida = caudal bombeo = 0.94 L/s
= 0.00094 m³/s

Q_e = caudal entrada = caudal de aforo = 0.84 L/s
= 0.00084 m³/s

t_b = periodo de bombeo = 12 horas = 43,200 segundos

Entonces

$$V_f = 32.09 \text{ m}^3 - (0.00094 \text{ m}^3/\text{s} * 43,200) + (0.00084 \text{ m}^3/\text{s} * 43,200)$$

$$V_f = 32.09 \text{ m}^3 - 40.61 \text{ m}^3 + 36.29 \text{ m}^3$$

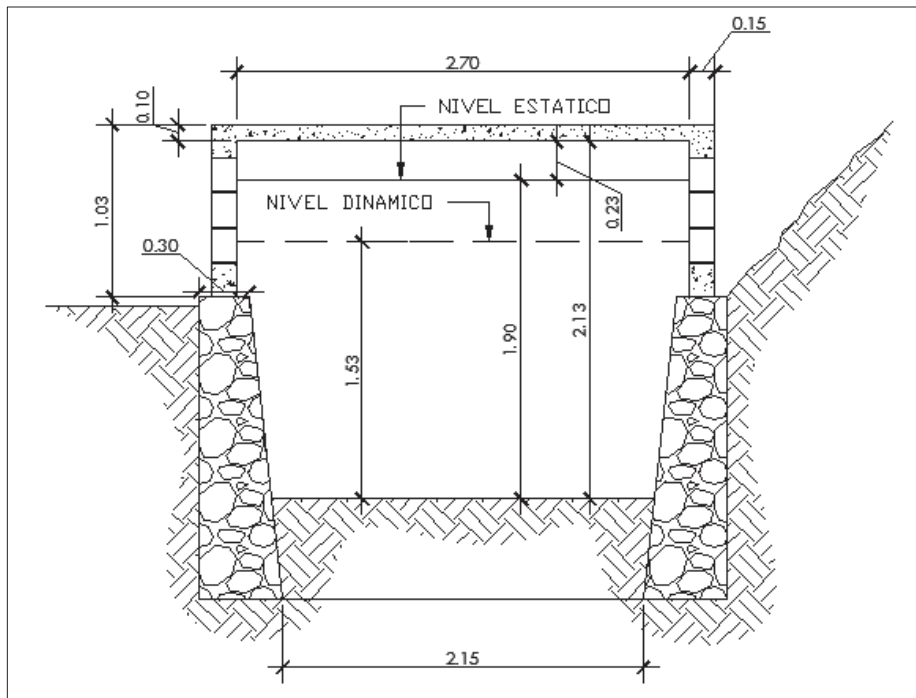
$$V_f = 27.77 \text{ m}^3$$

Luego

$$V_f = \text{Largo} * \text{ancho} * \text{alto}$$

$$\begin{aligned} \text{Alto} &= V_f / (\text{Largo} * \text{ancho}) = 27.77 \text{ m}^3 / (6.70 \text{ m} * 2.70 \text{ m}) \\ &= 1.53 \text{ m} \end{aligned}$$

Figura 28. **Altura del nivel dinámico en tanque de captación**



Fuente: Elaboración propia, con programa AutoCAD

Según la Organización Panamericana de la Salud (OPS) y la guía para el diseño de estaciones de bombeo de agua potable (2005), la distancia mínima a la que debe ir sumergida la boca de la tubería de succión, se determina con las siguientes formulas.

Se elige el dato mayor de

- $\Delta H = (V^2 / 2g) + 0.50$

Donde:

V = velocidad en la tubería de succión de $\phi = 1 \frac{1}{2}$ "
= 0.66 m/s

g = gravedad = 9.81 m/s²

Entonces

$$\Delta H = (V^2 / 2g) + 0.50$$

$$\Delta H = (0.66^2 / 2 \cdot 9.81) + 0.50 = 0.52 \text{ m}$$

- $\Delta H = 2.5\phi + 0.10$

Donde:

ϕ = diámetro de la tubería de succión = 1.676 plg
= 0.04257 m

Entonces

$$\Delta H = 2.5 (0.04257 \text{ m}) + 0.10 = 0.21 \text{ m}$$

La distancia mínima, desde el nivel dinámico a la boca del tubo de succión es de 0.52 m.

La guía de selección de equipos de bombeo para sistemas de agua en el área rural de la Organización Panamericana de la Salud (2007), determina el espacio libre entre el fondo del tanque y la boca del tubo de succión de la siguiente manera.

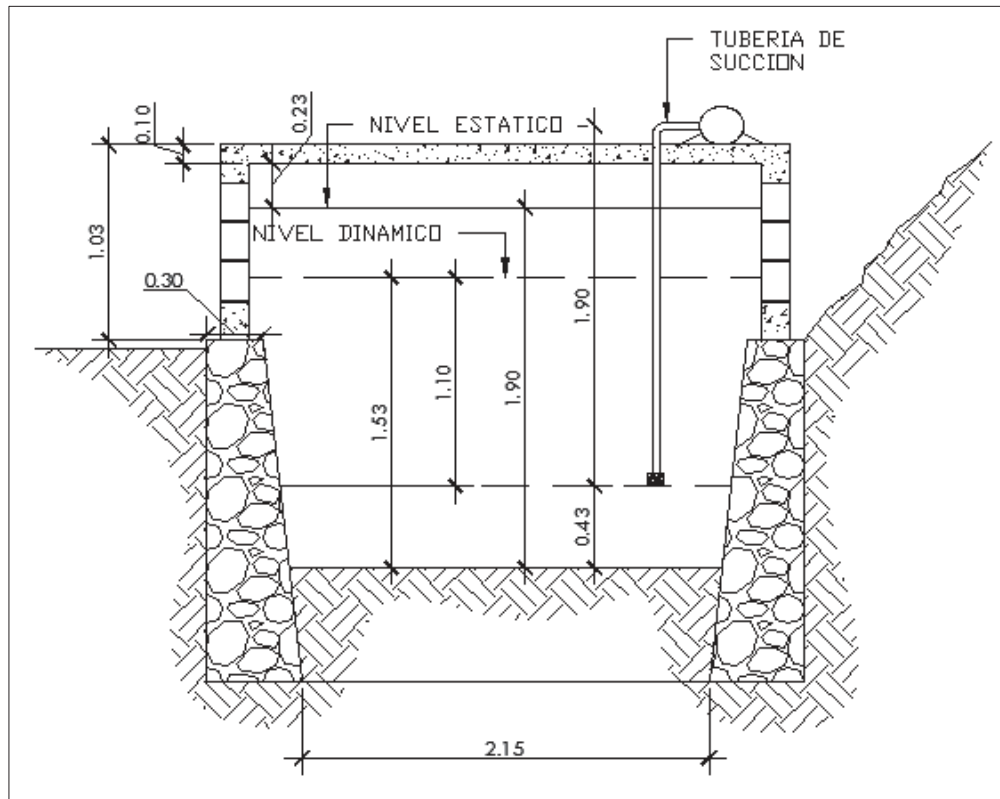
$$Df = 0.5 - 0.75\phi$$

Entonces

$$Df = 0.5 - 0.75\phi = 0.5 - 0.75 (0.04257 \text{ m}) = 0.47 \text{ m}$$

Se tomará $Df = 0.43$ para poder aumentar la distancia mínima, desde el nivel dinámico a la boca del tubo de succión, para evitar de cualquier modo la entrada de aire que perjudique a la bomba. Se incrementará a 1.10 m por debajo del nivel mínimo de agua.

Figura 29. **Sumergencia mínima de tubo de succión**



Fuente: Elaboración propia, con programa AutoCAD

Entonces, basándose en lo anterior, se determina que

$$H_s = 1.90 \text{ m}$$

- La pérdida de carga en la línea de succión, se determina utilizando la fórmula de Hazen – Williams.

$$h_f = \frac{1\,743.811 * L * Q_b^{1.85}}{C^{1.85} * \phi^{4.87}}$$

Donde:

h_f = pérdida de carga en metros

L = longitud de la succión al eje de la bomba = 1.90 m

Q_b = caudal de bombeo en litros por segundo

C = coeficiente de fricción interno (para PVC ($C=150$))

$\varnothing$ = diámetro interno en pulgadas

Aplicando fórmula

$$h_f = \frac{1\,743.811 * 1.90 * 0.94^{1.85}}{150^{1.85} * 1.676^{4.87}} = 0.022 \text{ m}$$

- Altura del eje de la bomba a la descarga (H_d)

H_d = Cota de la descarga – cota del eje de la bomba

$$H_d = 498.123 - 584.461 = 86.34 \text{ m}$$

- La pérdida de carga en la línea de impulsión, se determina utilizando la fórmula de Hazen – Williams

$$h_f = \frac{1\,743.811 * L * Q_b^{1.85}}{C^{1.85} * \varnothing^{4.87}}$$

Donde:

h_f = pérdida de carga en metros

L = longitud de bombeo = 703.18 m * 1.05 = 738.34 m

Q_b = caudal de bombeo en litros por segundo = 0.94 L/s

C = coeficiente de fricción interno (para PVC (C=150))

Ø = diámetro interno en pulgadas = Ø 1 ½ " = 1.676 plg

Aplicando fórmula

$$h_f = \frac{1\,743.811 * 738.34 * 0.94^{1.85}}{150^{1.85} * 1.676^{4.87}} = 8.75 \text{ m}$$

- Pérdida de carga de la velocidad, se determina de la siguiente manera

$$H_v = v^2 / 2 g$$

Donde:

H_v = pérdida de carga de la velocidad en metros

v = velocidad del diámetro de 1 ½ pulgadas = 0.66 m / s

g = gravedad = 9.81 m / s²

Aplicando la fórmula

$$H_v = (0.66 \text{ m/s})^2 / 2 * 9.81 \text{ m/s}^2 = 0.022 \text{ m}$$

- Perdidas menores, las cuales se deben a las válvulas y accesorios que la línea tenga y generalmente se consideran como el diez por ciento de las pérdidas por fricción en la línea de impulsión.

$$10 \% \text{ de } h_f = 0.10 * 8.75 \text{ m} = 0.875 \text{ m}$$

Entonces, la carga dinámica total es

$$CDT = 1.90 \text{ m} + 0.022 \text{ m} + 86.34 \text{ m} + 8.75 \text{ m} + 0.022 \text{ m} + 0.875 \text{ m}$$

$$CDT = 97.1215 \text{ m}$$

3.10.2.3. Potencia del equipo de bombeo

Es la potencia necesaria para que el equipo de bombeo trabaje efectivamente y esta depende del caudal de bombeo, la carga dinámica total y la eficiencia de la bomba que se utilizará. El valor de la potencia se determina de la siguiente manera

$$\text{Potencia} = Q_b * CDT / 76 * e_b$$

Donde:

CDT= carga dinámica total = 97.1215m

Q_b = caudal de bombeo = 0.94 L/s

e_b = eficiencia de la bomba = se utilizará 60%

Aplicando formula se obtiene el valor de la potencia requerida de la bomba.

$$\text{Potencia} = 0.94 * 97.1215 / 76 * 0.6 = 2 \text{ hp}$$

Se utilizará bomba de 2 hp de potencia, para impulsar el agua hacia el tanque de distribución.

3.10.2.4. Verificación del golpe de ariete

El golpe de ariete, es el incremento de presión en la tubería, debido al cambio brusco del movimiento del agua. Se produce al cerrar las válvulas bruscamente o cuando la energía con la que la bomba trabaja es irregular, esto produce que el flujo disminuya súbitamente la velocidad provocando sobrepresión en la tubería. En algunos casos se coloca válvula de alivio para reducir este efecto.

Para determinar el golpe de ariete se debe seguir el siguiente procedimiento.

$$a = \frac{1420}{\left(1 + \frac{K}{E} * \frac{D_i}{e}\right)^{1/2}}$$

Donde:

a = celeridad en metros por segundo

k = módulo de elasticidad volumétrico del agua $2.07 \cdot 10^4$ kg/cm²

E = módulo de elasticidad del material (para PVC $3 \cdot 10^4$ kg/cm²)

D_i = diámetro interno de la tubería = Ø 1 ½ " = 1.676 plg

e = espesor de la pared de la tubería = Ø 1 ½ " = 0.112 plg

Aplicando la fórmula anterior se obtiene

$$a = \frac{1\,420}{\left(1 + \frac{2.07 * 10^4 \text{ kg/cm}^2}{3 * 10^4 \text{ kg/cm}^2} * \frac{1.676 \text{ plg}}{0.112 \text{ plg}}\right)^{1/2}} = 421.95 \text{ m/s}$$

Se determina la sobre presión de la siguiente manera:

$$\Delta P = a * v / g$$

Donde:

ΔP = sobre presión en metros columna de agua

a = celeridad = 421.95 m / s

v = velocidad de la tubería de 1 ½ plg = 0.66 m / s

g = gravedad = 9.81 m / s²

Aplicando la fórmula anterior se obtiene

$$\Delta P = (421.95 \text{ m / s} * 0.66 \text{ m/s}) / 9.81 \text{ m /s}^2$$

$$\Delta P = 28.39 \text{ m.c.a}$$

La presión máxima que se genera en la tubería, se determina sumando la altura de bombeo más la sobre presión.

$$P_{\max} = H + \Delta P$$

Donde:

$P_{\max}$ = presión máxima

H = altura de bombeo = 86.34 m

ΔP = sobre presión = 28.39 m.c.a

Entonces

$$P_{\max} = 86.34 \text{ m.c.a} + 28.39 \text{ m.c.a} = 114.73 \text{ m.c.a}$$

3.10.2.5. Determinación de la clase de tubería

Aguilar (2007), la clase de tubería se refiere a la norma que se utilizó para su fabricación, íntimamente relacionada con la presión de trabajo. También indica la razón entre el diámetro externo y el espesor de la pared de la tubería.

Para la línea de impulsión se utilizará tubería PVC de 250 psi, cuya presión de trabajo es de 175.77 metros columna de agua, pero solo se ocupará el 90% de esta capacidad, el cual es 158.19 m.c.a.

$$P_{\max} = 114.73 \text{ m.c.a} < 158.19 \text{ m.c.a}$$

Esto indica que la tubería si soporta la presión máxima.

Convirtiendo metros columna de agua a psi

$$114.73 \text{ m.c.a} * 1.419 = 162.80 \text{ lb/plg}^2 < 250 \text{ lb/plg}^2$$

Tubería de 160 psi no soportaría, ya que trabajando al 90%, esta sería menor que la presión máxima generada.

3.10.2.6. Especificaciones del equipo de bombeo

El equipo de bombeo que se necesita para conducir el agua desde la captación hasta el tanque de distribución, debe tener las siguientes especificaciones.

Tabla XXII. **Especificaciones del equipo de bombeo**

Tipo de bomba	Centrifuga de eje horizontal
Potencia	2 HP
Tipo de energía	Eléctrica
Eficiencia	60%
Tensión	110 VAC monofásico

Fuente: Elaboración propia

El equipo de bombeo a utilizar en el proyecto trabajará con energía eléctrica. El período de bombeo será de 12 horas diarias y la eficiencia nunca deberá ser menor al 60 %. La caseta que resguardara al equipo de bombeo por daños debido al clima o robo se encuentra construida.

3.10.3. Red de distribución

La red de distribución está formada por las distintas tuberías, casi siempre de PVC, cuya finalidad es la de suministrar agua a todos los consumidores. Esta viene del tanque de distribución y finaliza mediante las conexiones domiciliarias en cada una de las viviendas de la comunidad.

INFOM-UNEPAR (1997), las velocidades en estas tuberías tienen que están entre 0.40 y 3 metros por segundo.

Las presiones, tomando en cuenta la ubicación de las viviendas en el área rural, deben estar entre 10 y 60 metros columna de agua.

3.10.3.1. Ramales abiertos

Por lo regular, este tipo de distribución se utiliza en las áreas rurales, esto se debe a que las viviendas se encuentran dispersas.

3.10.3.2. Caudal de distribución

Se determina con el caudal de hora máxima y este mismo se emplea para determinar el caudal unitario.

$$q = Q_{hm} / \text{No. de viviendas actuales}$$

Donde:

q = caudal unitario (según normas del INFOM no menor a 0.02 L/s/vivienda)

Q_{hm} = caudal de hora máxima en litros por segundo = 1 L/s

No. de viviendas actuales = 89 viviendas

Aplicando fórmula se obtiene

$$q = (1 \text{ L/s}) / 89 \text{ viviendas} = 0.01123 \text{ L/s/vivienda}$$

Como el factor es menor al establecido, se utilizara 0.02 L/s/vivienda.

$$q = 0.01123 \text{ L/s/vivienda} < 0.02 \text{ L/s/vivienda}$$

3.10.3.3. Determinación del diámetro de la tubería

El diámetro de la tubería a utilizar se determina mediante la fórmula de Hazen – Williams.

$$\emptyset = \left(\frac{1\,743.811 * L * Q^{1.85}}{C^{1.85} * h_{est}} \right)^{\frac{1}{4.87}}$$

Donde:

Ø = diámetro en pulgadas

h_{est} = diferencia de alturas entre estaciones en metros

L = longitud entre estaciones en metros

Q = caudal correspondiente del tramo en litros por segundo

C = coeficiente de fricción interno (PVC (C=150))

Se tomó como ejemplo el tramo de E-49 a E-80 para determinar el diámetro de la tubería.

Cota de terreno E-49 = 560.791 m

Cota de terreno E-80 = 563.662 m

Distancia entre estaciones = $106.36 \text{ m} * 1.05 = 111.68 \text{ m}$
 $\approx 114 \text{ m}$

Viviendas = 7

El caudal en dicho tramo se determina de la siguiente manera

$Q_{\text{E-49 a E-80}} = \text{No. de viviendas} * \text{caudal unitario}$

$Q_{\text{E-49 a E-80}} = 7 \text{ viviendas} * 0.02 \text{ L/s/vivienda} = 0.14 \text{ L/s}$

La pérdida de carga es la diferencia de altura entre estaciones, se determina de la siguiente manera

$h_{\text{est}} = \text{Cota piezométrica inicial} - \text{Cota del terreno final}$

$h_{\text{est}} = 582.082 \text{ m} - 563.662 \text{ m} = 18.42 \text{ m}$

Aplicando la fórmula de Hazen – Williams para determinar el diámetro teórico se tiene

$$\phi_{\text{Teorico}} = \left(\frac{1\,743.811 * 114 * 0.14^{1.85}}{150^{1.85} * 18.42} \right)^{\frac{1}{4.87}} = 0.48 \text{ plg}$$

Entonces, para este tramo se utilizará tubería $\frac{3}{4}$ de pulgada PVC clase 250 psi, que es superior al diámetro teórico calculado.

3.10.3.4. Pérdidas reales en la red de distribución

Se utiliza el diámetro interno de la tubería a emplear para el cálculo de la pérdida real. Se determina con la ecuación de Hazen – Williams

$$hf = \frac{1\,743.811 * L * Q^{1.85}}{C^{1.85} * \phi_i^{4.87}}$$

Donde:

hf = pérdida real (m)

L = longitud = 114 m

Q = caudal = 0.14 L/s

C = coeficiente de fricción interno (PVC = 150)

ϕ_i = diámetro interno de la tubería = 0.926 plg

$$hf_{\text{real}} = \frac{1\,743.811 * 114 * 0.14^{1.85}}{150^{1.85} * 0.926^{4.87}} = 0.717 \text{ m}$$

3.10.3.5. Velocidad y presiones finales

La velocidad en el tramo se determina mediante la siguiente fórmula.

$$V = 1.974 \frac{Q}{\phi_i^2}$$

Donde:

V = Velocidad del agua (m/s)

Q = Caudal del tramo = 0.14 L/s

ϕ_i = Diámetro interno de la tubería a utilizar= 0.926 plg

$$V = 1.974 \frac{0.14}{0.926^2} = 0.32 \text{ m/s}$$

Según INFOM, la velocidad tiene que estar comprendida entre 0.4 y 3 m/s en los tramos de la red de distribución. Para este tramo la velocidad no cumple, pero se obviará dicha restricción por ser tramo final.

Para el cálculo de las presiones finales se necesita determinar las cotas piezométricas en las estaciones que se están analizando.

El tramo en estudio no es inicial, por lo que la cota piezométrica de la E-49 no es la cota del terreno sino que, la cota final del tramo anterior, la cual en este caso se tomará como inicial.

La cota piezométrica final o la de la E-80 se determina de la siguiente manera.

$$\text{Cpz final} = \text{Cpz inicial} - h_f \text{ real}$$

Donde:

Cpz final = Cpz final o la de la estación 80

Cpz inicial = Cpz inicial o la de la estación 49 = 582.082 m

$h_f \text{ real} = \text{pérdida real en el tramo} = 0.717 \text{ m}$

Se obtiene la cota piezométrica final

$$\text{Cpz final} = 582.273 - 0.717 = 581.365 \text{ m}$$

Con las cotas, inicial y final se pueden determinar las presiones. Estas se determinan de la siguiente manera

Presión disponible final = cpz final – cota del terreno final

Presión estática final = cpz donde la presión es cero – cota del terreno final

Donde:

Cota piezométrica final = 581.365 m

Cota del terreno final = cota de la estación 80 = 563.662 m

La cpz donde la presión es cero, se encuentra en la estación 69 (ver plano 3 planta y perfil red de distribución), la cual es el inicio de la red de distribución y donde se encuentra el tanque de distribución. El valor de esta cota en este punto, es igual al valor de la cota del terreno y es 584.461 m.

Entonces

$$\begin{aligned}\text{Presión disponible final} &= 581.365 \text{ m} - 563.662 \text{ m} \\ &= 17.70 \text{ m.c.a}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Presión estática final} &= 584.461 \text{ m} - 563.662 \text{ m} \\ &= 20.80 \text{ m.c.a}\end{aligned}$$

Las presiones se encuentran en el rango que indica INFOM, mayores de 10 m.c.a y menores a 60 m.c.a.

3.10.4. Tanque de distribución

El tanque de distribución es de suma importancia en el funcionamiento hidráulico de los sistemas de abastecimiento de agua y algunas de las funciones principales son: suplir las demandas máximas horarias esperadas en la línea de distribución, almacenar cierta cantidad de agua de reserva para eventualidades, regular presiones en la red de distribución y proporcionar presión suficiente para que el sistema funcione adecuadamente.

Aguilar (2007), al tanque se le deberá cubrir con losa de concreto reforzada y boca de inspección con tapadera sanitaria, dispositivo de rebalse y caja de limpieza, para efectos de inspección y reparación; el acceso deberá estar cerca de la entrada de la tubería de alimentación, para realizar aforos cuando sea necesario.

El tanque del proyecto, será capaz de distribuir agua por gravedad, a todas las viviendas de la comunidad y este se encuentra ubicado en la E-69, con cota topográfica 584.461 m.

3.10.4.1. Volumen del tanque

INFOM-UNEPAR (1997), es importante tomar en cuenta los siguientes factores para el cálculo del volumen del tanque, estos son.

- Para poblaciones menores a 1 000 habitantes se debe utilizar el 35 % del consumo medio diario de la población. No se considera reserva para eventualidades.
- Para poblaciones entre 1 000 y 5 000 habitantes se debe utilizar el 35 % del consumo medio diario de la población, más un 10 % de ese consumo para eventualidades.
- Para poblaciones mayores de 5 000 habitantes se debe utilizar el 40 % del consumo medio diario, más un 10 % para eventualidades.

Para determinar el volumen del tanque de distribución de este sistema se utilizará el 35 %, debido a que la población es menor a 1 000 habitantes.

El volumen se determina de la siguiente manera

$$\text{Volumen del tanque} = (35 \% * Q_m * 86,400) / 1000$$

Donde:

Q_m = caudal medio diario = 0.36 L/s

86,400 = segundos que tiene el día

Utilizando la fórmula anterior se obtiene el siguiente resultado

$$\text{Volumen del tanque} = (35 \% * 0.36 * 86,400) / 1000$$

$$\text{Volumen del tanque} = 10.89 \text{ m}^3$$

El volumen se aproximará a 15 metros cúbicos, esto es para tener dimensiones más exactas del tanque para la construcción.

3.10.4.2. Diseño de la losa del tanque

Las dimensiones del tanque se determinan de la siguiente manera:

$$\text{Volumen del tanque} = \text{área} * \text{altura}$$

Donde:

$$\text{Volumen del tanque} = 15 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Altura} &= \text{altura máxima a la que el agua llegará en el tanque} \\ &= 1.8 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Área} &= \text{utilizando la relación largo/ancho de } 2:1 \\ &= \text{largo} * \text{ancho} \end{aligned}$$

Entonces

$$\text{Área} = \text{largo} * \text{ancho}$$

Donde:

$$\text{Largo} = 2 \text{ ancho}$$

$$\text{Área} = 2 \text{ ancho} * \text{ancho} = 2 \text{ ancho}^2$$

Se determina el ancho de la siguiente manera

$$\text{Volumen del tanque} = \text{área} * \text{altura de agua}$$

Volumen del tanque = $2 \text{ ancho}^2 * \text{altura de agua}$

$$15 \text{ m}^3 = 2 \text{ ancho}^2 * 1.8 \text{ m}$$

$$(15 \text{ m}^3 / 1.8 \text{ m}) / 2 = \text{ancho}^2$$

$$\text{ancho}^2 = 4.17 \text{ m}^2 = 2.04 \text{ m}$$

Entonces, por facilidad de construcción las dimensiones del tanque son

$$\text{Ancho} = 2,05 \text{ m}$$

$$\text{Largo} = 2 \text{ ancho} = 2 * 2.05 \text{ m} = 4.1 \text{ m}$$

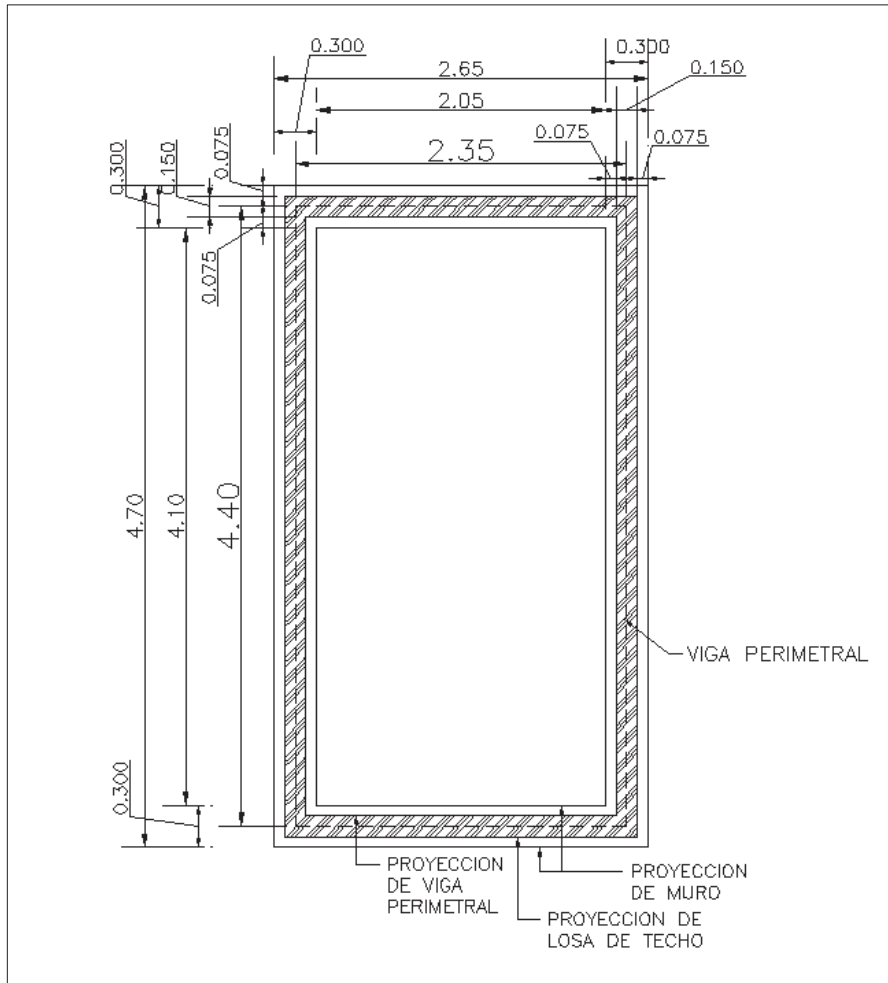
Para calcular la losa del tanque se tienen los siguientes datos

$$W_c = \text{peso del concreto} = 2.4 \text{ Ton/m}^3$$

$$f'_c = \text{esfuerzo último del concreto} = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = \text{esfuerzo último del acero} = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

Figura 30. Dimensiones del tanque a ejes de viga perimetral



Fuente: Elaboración propia, con programa AutoCAD

Las dimensiones para el cálculo de la losa se tomarán a ejes de la viga perimetral.

- Cálculo de la losa

Se determina el espesor de la losa de la siguiente manera

$$\text{Espesor de losa} = \text{perímetro} / 180$$

$$\text{Espesor de losa} = (2 \cdot 4.4 \text{ m} + 2 \cdot 2.35 \text{ m}) / 180 = 0.075 \text{ m}$$

El espesor calculado es 7.5 cm, pero se utilizará el espesor mínimo que indica el código ACI, que es de 10 cm.

$$\text{Se realiza la relación lado corto / lado largo} = 2.35 \text{ m} / 4.40 \text{ m} = 0.534$$

La relación es mayor a 0.5, por lo tanto la losa se diseñara en dos sentidos.

Se procede a determinar las cargas actuantes.

- Integración de cargas

La carga muerta se determina de la siguiente manera

$$CM = 1.4 \cdot (W_c (2400 \text{ kg/m}^3) \cdot \text{espesor}) + \text{sobrecarga}$$

$$CM = 1.4 \cdot (2400 \text{ kg/m}^3 \cdot 0.10 \text{ m}) + 25 \text{ kg/m}^2 = 371 \text{ kg/m}^2$$

Para la carga viva se asumirá 75 kg/m^2 , esto se debe a que la losa es una cubierta y en ocasiones soportará el peso de las personas de operación y mantenimiento.

$$CV = 1.7 \cdot 75 \text{ kg/m}^2 = 127.5 \text{ kg/m}^2$$

La carga última será la suma de la carga muerta y la carga viva.

$$CU = CM + CV = 371 \text{ kg/m}^2 + 127.5 \text{ kg/m}^2 = 498.5 \text{ kg/m}^2$$

- Determinación de momentos

Según el código ACI, se deben emplear las siguientes fórmulas para determinar los momentos positivos y negativos

$$MA \text{ pos} = Ca \text{ cm} * CMu * A^2 + Ca \text{ cv} * CVu * A^2$$

$$MB \text{ pos} = Cb \text{ cm} * CMu * B^2 + Cb \text{ cv} * CVu * B^2$$

$$MA \text{ neg} = Ca \text{ neg} * CU * A^2$$

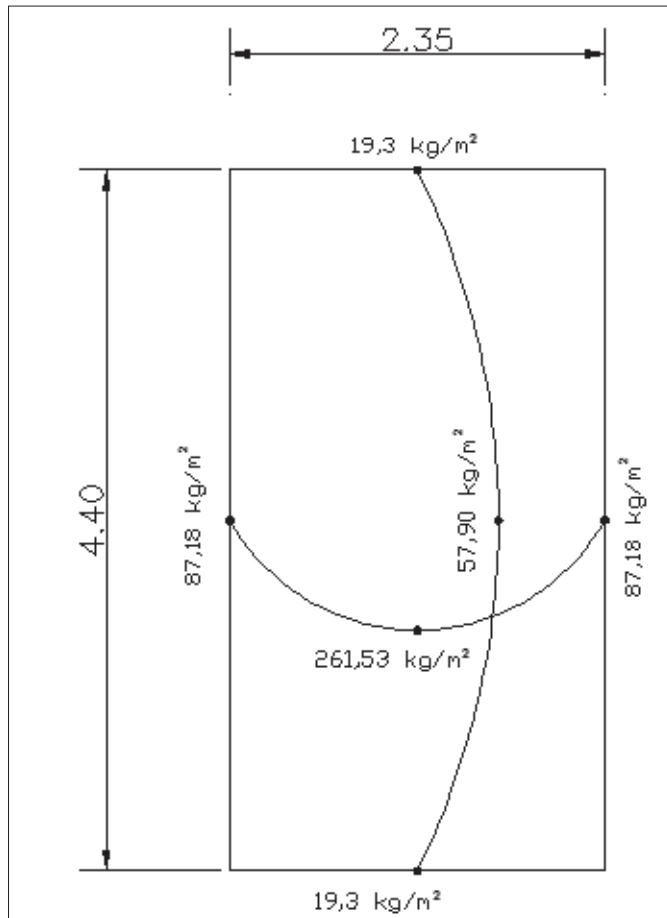
$$MB \text{ neg} = Cb \text{ neg} * CU * B^2$$

Tabla XXIII. **Momentos positivos y negativos en losa**

Dato	Losa (kg-m)
MA positivo	261.53
MB positivo	57.90
MA negativo	No existe
MB negativo	No existe
Caso de empotramiento	1

Fuente: Elaboración propia.

Figura 31. Diagrama de momentos en losa de tanque



Fuente: Elaboración propia, con programa AutoCAD

- Cálculo del acero de refuerzo

Colocando varillas No. 3; con diámetro $\emptyset = 0.9525 \text{ cm}$, el peralte efectivo será.

$$d = t - \text{Rec} - \emptyset/2$$

Donde:

d = peralte efectivo (cm)

t = espesor de la losa = 10 cm

Rec = recubrimiento = 2.5 cm

$\emptyset$ = diámetro de la varilla = $\emptyset 3/8'' = 0.9525$ cm

$$d = 10 - 2.5 - 0.9525/2$$

$$d = 7.023 = 7\text{cm}$$

○ Acero mínimo

$$A_s \text{ min} = (14.1 / f_y) b \cdot d$$

Donde:

$A_s \text{ min}$ = acero mínimo (cm²)

f_y = esfuerzo último del acero

b = franja unitaria = 100 cm

d = peralte efectivo

Entonces

$$A_s \text{ min} = (14.1 / 2810) \cdot 100 \cdot 7$$

$$A_s \text{ min} = 3.51 \text{ cm}^2$$

- Espaciamiento mínimo

$$S_{\min} = (A_s / 8 * b) / A_{s \min}$$

Donde:

$S_{\min}$ = espaciamiento mínimo (cm)

$A_s / 8$ = área de acero de la varilla No.3 = 0.7125 cm²

b = franja unitaria = 100 cm

$A_{s \min}$ = acero mínimo = 3.51 cm²

Aplicando la fórmula anterior se obtiene

$$S_{\min} = (0.7125 * 100) / 3.51$$

$$S_{\min} = 20.3 \text{ cm}$$

Según el ACI, el espaciamiento máximo no debe de exceder tres veces el espesor de la losa, siendo este el siguiente.

$$\text{Espaciamiento máximo} = 3 * \text{espesor de la losa (cm)}$$

Entonces

$$\text{Espaciamiento máximo} = 3 * 10 = 30 \text{ cm}$$

- Acero mínimo para el espaciamiento máximo

$$A_s \text{ min} = (A_s \text{ 3/8} * b) / S \text{ max}$$

Donde:

$S \text{ max}$ = espaciamiento máximo = 30 cm

$A_s \text{ 3/8}$ = área de acero de la varilla No.3 = 0.7125 cm²

b = franja unitaria = 100 cm

$A_s \text{ min}$ = acero mínimo (cm²)

Aplicando dicha ecuación se obtiene lo siguiente

$$A_s \text{ min} = (0.7125 * 100) / 30$$

$$A_s \text{ min} = 2.38 \text{ cm}^2$$

- Momento resistente

El momento resistente (M_u) se determina de la siguiente manera:

$$M_u = \Phi (A_s \text{ min} * f_y (d - (A_s \text{ min} * f_y / 1.7 * f'_c * b)))$$

Donde:

M_u = momento resistente (kg-m)

$A_s \text{ m}$ = área de acero mínimo (cm²)

d = peralte efectivo (cm)

f_y = esfuerzo último del acero

f'_c = esfuerzo último del concreto

b = franja unitaria = 100 cm

Entonces, aplicando la fórmula se obtiene

$$M_u = 0.9 (2.38 * 2810 (7 - (2.38 * 2810 / 1.7 * 210 * 100)))$$

$$M_u = 506.24 \text{ kg-m}$$

Para todos los momentos menores al resistente se utilizará el acero mínimo ($A_s \text{ min} = 2.38 \text{ cm}^2$) y para los mayores se tendrá que calcular el requerido. En este caso como todos son menores al momento resistente se usara el mínimo.

Se mostrará el resumen de los datos obtenidos en el diseño de la losa del tanque.

Tabla XXIV. **Áreas de acero y espaciamientos en losa**

Tipo de Momento	Momento (kg-m)	t (cm)	d (cm)	A_s (cm²)	S_{max} (cm)
+	261.53	10	7	2.38	30
+	57.90	10	7	2.38	30
-	19.3	10	7	2.38	30
-	87.18	10	7	2.38	30

Fuente: Elaboración propia

- Verificación por corte

Se debe determinar el corte máximo actuante (V_{act}) y el máximo resistente (V_{res}).

$$V_{act} = (CU * L) / 2 = (498.5 * 4.25) / 2 = 1059.31 \text{ kg}$$

$$V_{res} = 45 * \sqrt{f'_c} * t = 45 * \sqrt{210} * 10 = 6521.12 \text{ kg}$$

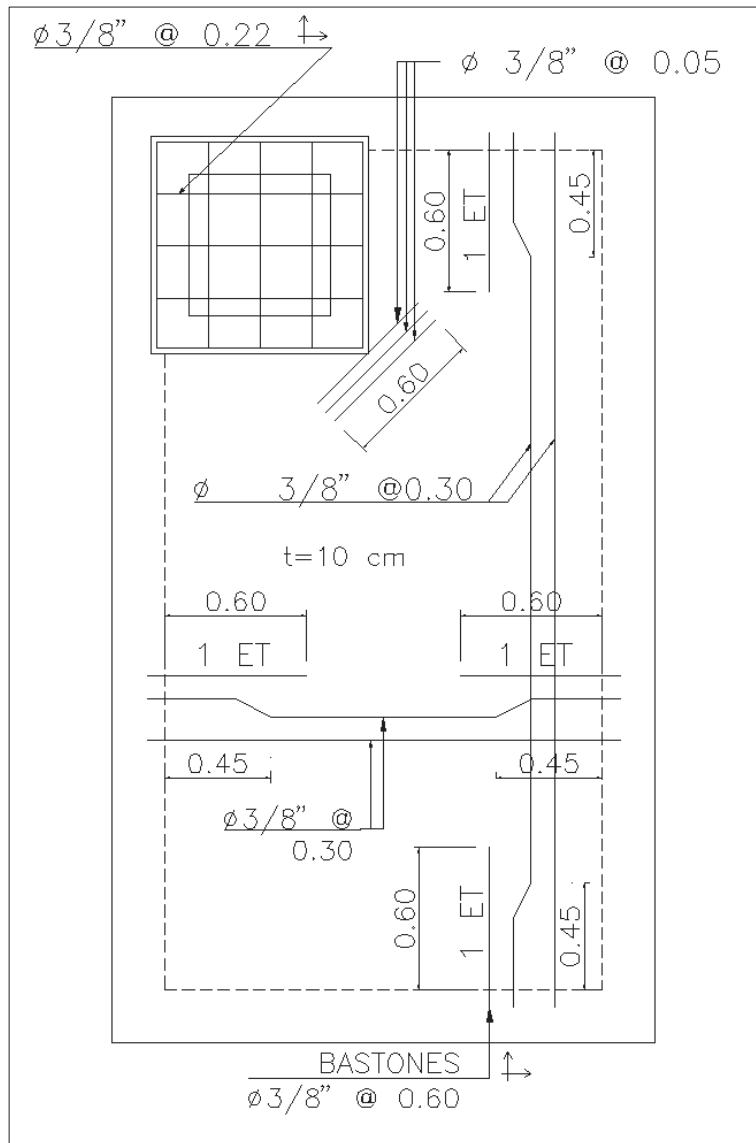
$$V_{res} > V_{act}$$

El corte resistente es mayor al actuante, por lo que el espesor de la losa es adecuado y resiste los esfuerzos por corte.

- Armado de losa

Para el armado de la losa se utilizarán bastones, tensiones y rieles No. 3 a cada 30 cm. A continuación se muestra el detalle.

Figura 32. **Armado de losa de tanque**



Fuente: Elaboración propia, con programa AutoCAD

3.10.4.3. Diseño del muro del tanque

Para el diseño del muro del tanque se tienen los siguientes datos

q_s = valor soporte del suelo = 10 Ton/m² (asumido)

Φ = ángulo de fricción interna = 30° (asumido)

W_a = peso del agua = 1 Ton/m³

W_s = peso del suelo = 1.6 Ton/m³

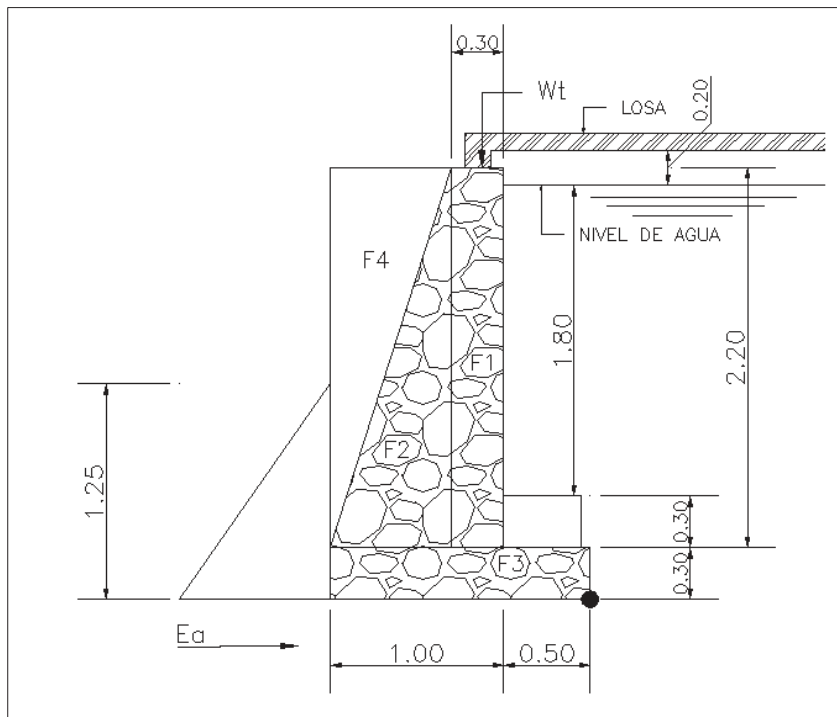
W_{cp} = peso del concreto ciclópeo = 2.2 Ton/m³

W_c = peso del concreto = 2.4 Ton/m³

f'_c = esfuerzo último del concreto = 210 kg/cm²

f_y = esfuerzo último del acero = 2810 kg / cm²

Figura 33. Diagrama de fuerzas actuantes en el muro del tanque



Fuente: Elaboración propia, con programa AutoCAD

- Carga puntual (W_t)

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

$$W_t = (2.35 \text{ m} \times 4.4 \text{ m} \times 0.1 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3) + (0.15 \text{ m} \times 0.20 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3)$$

$$W_t = 3432 \text{ kg} + 72 \text{ kg} = 3504 \text{ kg}$$

- Momento por la carga puntual (C_p)

$$M_{cp} = W_t \times (1 - (t_{\text{muro}}/2))$$

$$M_{cp} = 3504 \text{ kg} \times 0.85 \text{ m}$$

$$M_{cp} = 2978.4 \text{ kg-m}$$

- Empuje Activo (E_a) según Cabrera (1994)

$$E_a = 1/2 \times \gamma_{\text{agua}} \times \text{altura del agua}^2$$

$$E_a = 1/2 \times 1000 \text{ kg/m}^3 \times 1.8^2 \text{ m} = 1620 \text{ kg/m}$$

- Empuje Pasivo (E_p) según Cabrera (1994)

Se determina el coeficiente activo (K_a)

$$K_a = (1 + \sin \Phi) / (1 - \sin \Phi) = (1 - \sin 30) / (1 + \sin 30) = 0.33$$

Entonces, se determina el empuje pasivo de la siguiente manera.

$$E_p = 1/2 * k_a * W_{\text{suelo}} * H_{\text{suelo}}^2$$

$$E_p = 1/2 * 0.33 * (1600 \text{ kg/m}^2) * (1.25 \text{ m})^2$$

$$E_p = 412.5 \text{ kg}$$

- Chequeo por volteo

Tabla XXV. **Peso del muro y momento total**

Figura	Área (m ²)	W (kg)	Brazo (m)	M (kg-m)
1	0.66	1452	0.15	217.8
2	0.77	1694	0.533	902.90
3	0.45	990	0.5	495
4	0.3	480	0.9	432
	Peso total=	4616	Momento total=	2047.7

Fuente: Elaboración propia

El momento por volteo se determina de la siguiente manera.

$$M_v = E_a * (H/3)$$

Donde:

M_v = momento por volteo (kg-m)

E_a = empuje activo = 1620 kg/m

H = altura del agua = 1.8 m

Entonces, se tiene.

$$M_v = 1620 \text{ kg/m} * (1.8/3) = 972 \text{ kg-m}$$

El factor de seguridad contra volteo (F_{sv}) se determina de la siguiente manera

$$F_{sv} > 1.5$$

$$F_{sv} = M_t + M_{cp} / M_v$$

Donde:

M_t = momento total generado por el muro = 2047.7 kg-m

M_{cp} = momento generado por la carga puntual
= 2978.4 kg-m

M_v = momento por volteo = 972 kg-m

Se obtiene el siguiente resultado.

$$F_{sv} = 2047.7 \text{ kg-m} + 2978.4 \text{ kg-m} / 972 \text{ kg-m}$$

$$F_{sv} = 5.17 > 1.5$$

- Chequeo por deslizamiento

$$\text{Coeficiente de fricción} = 0.9 * \text{tg } \Phi$$

$$\text{Fuerza de fricción} = W_{\text{muro}} + W_t * \text{Coeficiente de fricción}$$

Entonces

$$\text{Coeficiente de fricción} = 0.9 * \text{tg } 30 = 0.52$$

$$\text{Fuerza de fricción} = (4616 \text{ kg} + 3504 \text{ kg}) * 0.52 = 4222.4 \text{ kg}$$

El factor de seguridad contra deslizamiento.

$$F_{sd} > 1.5$$

$$F_{sd} = \text{Fuerza de fricción} / E_a$$

$$F_{sd} = 4222.4 \text{ kg} / 1620 \text{ kg/m} = 2.60 > 1.5$$

- Chequeo por presiones

$$\text{Presiones} = (W_{\text{total}} / \text{Area}) * (1 \pm (6 * (e / b)))$$

Donde:

$$W_{\text{total}} = W_t + W_{\text{muro}} = 3504 \text{ kg} + 4616 \text{ kg} = 8120 \text{ kg}$$

$$\text{Area} = \text{base} * \text{largo} = 1 \text{ m} * 4.1 \text{ m} = 4.1 \text{ m}^2$$

e = excentricidad (m)

La excentricidad se determina con la siguiente fórmula

$$e = (b/2) - a$$

Donde la base (b) es igual 1 m y el brazo para todos los momentos (a) es igual a

$$a = (M_e - M_v) / W_{total}$$

El momento estabilizante (M_e) es igual a

$$\begin{aligned} M_e &= M_{cp} + M_{total} = 2978.4 \text{ kg-m} + 2047.7 \text{ kg-m} \\ &= 5026.1 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

Entonces

$$a = (5026.1 \text{ kg-m} - 972 \text{ kg-m}) / 8120 \text{ kg} = 0.49 \text{ m}$$

$$3a > \text{base}$$

$$3 * 0.49 = 1.47 \text{ m} > 1 \text{ m}$$

Esta comprobación determina que no hay presiones negativas en el muro.

Con el valor del brazo ($a = 0.49 \text{ m}$) se determina la excentricidad.

$$e = (b/2) - a$$

$$e = (1 / 2) - 0.49 = 0.01 \text{ m}$$

Chequeo por capacidad soporte del suelo

$$q_{\max} < V_s (10 \text{ Ton} / \text{m}^2)$$

$$q_{\max} = (W_{\text{total}} / \text{Area}) * (1 + (6 * (e / b)))$$

$$q_{\max} = (8120 \text{ kg} / 4.1 \text{ m}^2) * (1 + (6 * (0.01 / 1)))$$

$$q_{\max} = 2099.32 \text{ kg/m}^2 = 2.099 \text{ Ton/m}^2 < V_s (10 \text{ Ton/ m}^2)$$

$$q_{\min} > 0$$

$$q_{\min} = (W_{\text{total}} / \text{Area}) * (1 - (6 * (e / b)))$$

$$q_{\min} = (8120 \text{ kg} / 4.1 \text{ m}^2) * (1 - (6 * (0.01 / 1)))$$

$$q_{\min} = 1861.66 \text{ kg/m}^2 > 0$$

Todos los chequeos cumplen, esto quiere decir que las dimensiones del muro son las adecuadas.

3.10.5. Caja rompe presión

Se utiliza en tramos donde la presión sobrepase la establecida por las normas, con la finalidad de controlarla y evitar daños en la tubería y accesorios. La caja disipa la presión en el instante que el agua tiene contacto con la atmósfera y disminuye súbitamente su velocidad, al tener un cambio drástico de sección hidráulica.

Algunas características de la caja rompe presión

- Se construirán de 1 m³ de capacidad en la red de distribución. En el proyecto se colocaran 3 cajas rompe presión en: E-36, E-95 y E-114.

El dispositivo de desagüe es el drenaje para la limpieza de la caja y el de rebalse drena los excedentes de agua. Es recomendable que ambos drenen por la misma tubería.

3.10.6. Caja de válvulas

Esta caja sirve para resguardar cualquier válvula del sistema, de daños ocasionados por el clima o por cualquier otro factor externo. Los muros pueden construirse utilizando block, ladrillo o mampostería de piedra y la tapadera de concreto reforzado.

Aguilar (2007), las válvulas son mecanismos que sirven para iniciar, detener o regular el flujo de líquidos o la circulación de gases mediante la pieza movable que cierra, interrumpe o abre en forma parcial uno o más conductos.

Mejía (2013), antes de seleccionar las válvulas se deben considerar los siguientes factores: tipo, materiales de construcción, capacidad de presión y temperatura, así como el costo y disponibilidad.

3.10.6.1. Válvula de limpieza

Esta válvula se emplea para extraer arena o cualquier otro sedimento que pudiera depositarse en la tubería. Se coloca únicamente en los puntos más bajos de la línea de impulsión, ya que en la red de distribución los grifos realizan la función de limpieza.

3.10.6.2. Válvula de compuerta

Se utiliza en las líneas de conducción y en las redes de distribución, para abrir o cerrar el flujo del agua. En este sistema se emplearán para seccionar la red de distribución, con el fin de suministrar agua por sectores en caso de alto consumo y para reparaciones, inspección o mantenimiento de la tubería.

3.11. Sistema de desinfección

Las actividades de desinfección se consideran las más importantes en el tratamiento de potabilizar el agua, debido a que de esta manera se eliminan todas aquellas sustancias que son nocivas y que pueden dañar la salud de los consumidores.

Mejía (2013), el tratamiento de desinfección debe ser preferiblemente a base de cloro o compuestos clorados. El punto de aplicación del compuesto clorado deberá seleccionarse en forma tal que se garantice una mezcla efectiva con el agua y aseguren un período de contacto de 20 minutos como mínimo, antes que llegue el agua al consumidor.

En el sistema se utilizará hipoclorador a la entrada del tanque, para que este dosifique la solución de hipoclorito de calcio al 70 %, diluido en agua en pequeñas dosis. La norma COGUANOR 29001, dice que como tratamiento preventivo contra las bacterias y virus, la cantidad mínima de cloro que se debe aplicar es de 2 partes por millón, o sea 2 gramos por cada metro cúbico de agua.

Se emplearán tabletas de hipoclorito de calcio de 300 gramos de peso, 3 pulgadas de diámetro y 1 de espesor, con solución de cloro al 90% y 10% de estabilizador. La cantidad de tabletas a utilizar al mes se determina de la siguiente manera.

$$F_{\text{cloro}} = Q_m * D_c$$

Dónde

F_{cloro} = Flujo de cloro (gr/h)

Q_m = caudal medio (L/h)

D_c = demanda de cloro = $2 \text{ gr/m}^3 = 0.002 \text{ gr/L}$

El caudal medio en litros por hora se determina a continuación

$$Q_b = 0.36 \text{ L/s} * (60 \text{ s/ 1 min}) * (60 \text{ min/ 1 hora}) = 1296 \text{ L/h}$$

Entonces, el flujo de cloro es

$$F_{\text{cloro}} = 1296 \text{ L/h} * 0.002 \text{ gr/L}$$

$$F_{\text{cloro}} = 2.59 \text{ gr/h}$$

Se determina la cantidad de tabletas de hipoclorito de 300 gr a utilizar en el día y en el mes.

$$\text{Tabletas en el día} = 2.59 \text{ gr/h} * (24 \text{ h/1 día}) * (1 \text{ tableta/300 gr}) = 0.21 \approx 0.25$$

$$\text{No. Tablet as al mes} = (0.25 \text{ tableta/día}) * (30 \text{ días / 1 mes}) = 7.5 \approx 8$$

Se utilizaran 8 tabletas al mes de hipoclorito de calcio de 300 gr de peso para la desinfección del agua, estas se deberán dosificar en el hipoclorador que se construirá sobre el tanque de distribución.

3.12. Programa de operación y mantenimiento

Son todas las actividades que se realizan, para que el sistema de abastecimiento de agua domiciliar sea eficiente. Se considera importante, por qué ningún proyecto de agua potable funciona por sí mismo, ni de manera correcta, si no se opera adecuadamente. Para el mantenimiento del mismo es necesario que el encargado tenga conocimiento y la debida preparación, ya que así, se podrán resolver de manera inmediata todos los problemas técnicos y operativos que se presenten durante el servicio.

Oliva (2011), un correcto mantenimiento de la red, implica una adecuada reducción de las fugas en la misma, su detención rápida y eficaz, su correcta reparación incluso su prevención. Esto se logra teniendo materiales disponibles que sean de calidad para que cuando sean requeridos por el fontanero de la comunidad, este pueda disponer de ellos para realizar las reparaciones y así mantener el sistema en condiciones óptimas.

A continuación se detallan algunos aspectos necesarios para la buena operación del sistema de abastecimiento de agua.

- La cantidad y calidad del agua: es de suma importancia proteger la fuente de donde se obtiene el agua, ya que esta puede ser contaminada y volverse dañina para la comunidad.
- Conservar el tanque de distribución lleno: esto se vuelve necesario para garantizar que todas las viviendas estén siendo dotadas de agua y para que los componentes del sistema trabajen adecuadamente.
- Mantener la presión del agua: con una adecuada inspección a los elementos del sistema para verificar que no existan fugas y con el manejo de las válvulas y cajas rompepresión se logra que existan presiones suficientes para que el agua llegue a las viviendas.

Entre las actividades que se consideran más importantes en la operación y el mantenimiento de proyectos de abastecimiento de agua están todas las inspecciones periódicas a todos los componentes del sistema, como el equipo de bombeo, el tanque de captación y el de distribución, la línea de impulsión y la red de distribución, detectar fugas o daños a la tubería, realizar el cobro a los usuarios, revisión de las válvulas y de las cajas que las protegen, limpieza de obras de arte, revisión y alimentación del sistema de desinfección y la regulación de las horas que se bombeará.

Todas estas actividades deben ser realizadas por el encargado, en este caso será el fontanero que la municipalidad asigne, quien con ayuda del COCODE y de la comunidad será el responsable del buen funcionamiento del sistema. De igual manera, se tendrá que asignar al personal calificado para la revisión periódica del equipo de bombeo.

A continuación se muestran las actividades que deben ser realizadas por cada uno de los encargados y el período de tiempo que requiere cada una de estas.

Tabla XXVI. **Actividades de operación y mantenimiento**

Encargado	Actividad	Tiempo
Captación y equipo de bombeo		
Fontanero	Limpieza del área completa de la captación	1 vez / mes
Fontanero	Verificación del estado de la obra de captación	1 vez / 2 meses
Personal calificado	Servicio y mantenimiento del equipo de bombeo	1 vez / 3 meses
Línea de bombeo		
Fontanero	Limpieza completa de la línea de bombeo	1 vez / mes
Fontanero	Verificación del estado y chequeo de válvulas	1 vez / mes
Tanque de almacenamiento, red de distribución y desinfección		
Fontanero	Limpieza del área completa del tanque	1 vez / mes
Fontanero	Verificación del estado del tanque de distribución	1 vez / 2 meses
Fontanero	Limpieza completa de la red de distribución	1 vez / mes
Fontanero	Verificación del estado y chequeo de válvulas	1 vez / mes
Fontanero	Verificación de cajas rompedoras	1 vez / 2 meses
Fontanero	Verificación del hipoclorador	2 veces / mes
Conexiones domiciliarias		
Fontanero	Verificación del estado de accesorios y válvulas	1 vez / mes
Personal calificado	Servicio y mantenimiento a contadores	1 vez / 3 meses

Fuente: Elaboración propia

3.13. Propuesta de tarifa

Para que el sistema cumpla con su función y sea sostenible durante el período de diseño, se requiere de fondos para poder operarlo y darle su respectivo mantenimiento. Para esto se determina la tarifa que debe aportar cada vivienda beneficiada con el proyecto, la cual debe ser adecuada para no afectar los recursos económicos de las familias. Esta tarifa estará en función de la operación, el tipo de mantenimiento, tratamiento, administración y reserva del mismo.

El valor de esta tarifa se obtiene de la siguiente manera:

- Costo de desinfección

En la sección 3.11. se determinó que se utilizarán 8 tabletas de hipoclorito de calcio al mes para la desinfección del agua, con valor aproximado de Q 9.75 cada tableta. Entonces se tiene que

Costo de desinfección mensual= No. de tabletas al mes * precio de tableta

Costo de desinfección mensual= 8 * Q 9.75 = Q 78.00

- Costo por bombeo

$Cb = P * \text{horas de bombeo mensual} * \text{precio kw/hora}$

Donde:

P = potencia de la bomba = 2 caballos de fuerza = 1.492 kw

Precio kw/hora = Q 2.00

Horas de bombeo mensual = 12 h/día * 30 días/mes = 360 horas

Cb = costo del bombeo

Entonces

$$C_b = 1.492 * 360 * 2 = Q 1074.24$$

- Costo de operación y mantenimiento

Es el costo, que se asigna a las personas, encargadas del mantenimiento del sistema, para que trabaje adecuadamente, de la manipulación del equipo de bombeo y regulación de las horas que se bombeará, la revisión constante de la línea de impulsión y sus válvulas, red de distribución y todos los elementos que la integran.

El costo de operación se determina en función de los beneficiarios, el salario mínimo aumentado en 60% debido a las prestaciones laborales y con el porcentaje mínimo de conexiones que se revisarán mensualmente, el cual es de 10%. Se tiene que

$$\text{Costo de operación} = 0.1 * \text{No. de conexiones} * \text{Salario mínimo} * 1.6$$

$$\text{Costo de mantenimiento} = (0.005 * C_{tp} * (1+IA)) / 12$$

Donde:

No. de conexiones = 89

Salario mínimo = Q 78.72

Ctp = Costo total del proyecto = Q 824,952.15

IA = inflación = 13%

Entonces

Costo de operación al mes = $89 * 1.6 * 0.1 * Q 78.72 = Q 1120.97$

Costo de mantenimiento al mes = $(0.005 * Q 824,952.15 * (1+0.13)) / 12$

Costo de mantenimiento al mes = Q 388.41

Costo total = Costo de mantenimiento al mes + costo operación al mes

Costo total = Q 1509.38

- Costo de reserva

Este costo servirá como reserva para cubrir cualquier imprevisto que afecte el proyecto, el mismo debe corresponder al 10% de la suma de los costos de operación, mantenimiento y tratamiento de desinfección.

Costo de reserva = $10\% (Q 1509.38 + Q 78.00)$

Costo de reserva = Q 158.74

- Costo de administración

Se propone que los gastos administrativos serán el 15% del total de los costos de operación, mantenimiento y desinfección, esto para las gestiones mientras funcione el sistema, como papelería, mobiliario y compras de accesorios para tubería. Se determina de la siguiente manera.

$$\text{Costo de administración} = 0.15 (\text{Q } 78.00 + \text{Q } 1509.38)$$

$$\text{Costo de administración} = \text{Q } 238.11$$

- Tarifa mensual

Será el valor que cada vivienda deberá pagar, para tener derecho al servicio que el sistema ofrezca, esto para cubrir todos los gastos antes mencionados. La tarifa mensual es

$$\text{Tarifa mensual} = \text{gastos totales} / \text{No. conexiones domiciliarias}$$

$$\text{Tarifa mensual} = (\text{Q } 238.11 + \text{Q } 158.74 + \text{Q } 1509.38 + \text{Q } 1074.24 + \text{Q } 78) / 89$$

$$\text{Tarifa mensual} = \text{Q } 34.36$$

La cantidad que deberá ser pagada mensualmente por los beneficiarios del sistema de abastecimiento de agua domiciliar en aldea Las Cruces, será fijada en Q 35.00.

3.14. Descripción de planos

Los planos del proyecto muestran todos los componentes que conforman el sistema de abastecimiento de agua, desde la planta general de la aldea hasta los detalles constructivos. Los planos descritos son los siguientes.

Tabla XXVII. **Planos del sistema de abastecimiento de agua domiciliar**

Numero de plano	Descripción
1/15	Planta general
2/15	Planta y perfil línea de bombeo (E-1 a E-69)
3/15	Planta y perfil red de distribución (E-69 a E-54)
4/15	Planta y perfil red de distribución (E-54 a E-61)
5/15	Planta y perfil red de distribución (E-54 a E-80)
6/15	Planta y perfil red de distribución (E-49 a E-36)
7/15	Planta y perfil red de distribución (E-36 a E-30)y(E-36 a E-23)
8/15	Planta y perfil red de distribución (E-36 a E-104)
9/15	Planta y perfil red de distribución (E-104 a E-129)
10/15	Planta y secciones tanque de mampostería 15 m ³
11/15	Detalle de válvulas
12/15	Detalle caja para válvulas
13/15	Detalle de conexiones domiciliarias
14/15	Detalle de caja rompe presión con válvula de flote de 1m ³
15/15	Construcción e instalación del hipoclorador

Fuente: Elaboración propia

3.15. Elaboración de presupuesto

En base a los planos elaborados del proyecto, se procedió a cuantificar las cantidades de trabajo necesarias y los materiales a utilizar en la obra. Los precios de materiales se establecieron de acuerdo a cotizaciones realizadas en la región de Chiquimula. Los precios de mano de obra, se basaron según los salarios que la Municipalidad de Ipala, asigna para casos similares.

3.15.1. Integración de precios unitarios

En la integración del presupuesto se tomaron en cuenta los siguientes aspectos

- Para los costos indirectos se suman todos los gastos técnico-administrativos necesarios para la correcta ejecución de cualquier proceso constructivo.

Tabla XXVIII. **Resumen de costos directos e indirectos de sistema de abastecimiento de agua domiciliar aldea Las Cruces**

Resumen de costos directos (materiales, mano de obra y equipo)					
No.	Renglón	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Total
1	Trabajos preliminares	m	3001.373	Q 33.72	Q 72,804.70
2	Zanjeo para tubería	m	3001.373	Q 58.38	Q 126,057.67
3	Equipo de bombeo 2 HP	global	1	Q 28,874.05	Q 20,772.70
4	Línea de conducción	m	738.34	Q 76.09	Q 40,418.10
5	Tanque de distribución 15 m³	m³	15	Q 5,129.21	Q 55,351.22
6	Hipoclorador + caseta	unidad	1	Q 8,623.36	Q 6,203.86
7	Red de distribución	m	2298.193	Q 28.26	Q 46,732.51
8	Caja para válvulas	unidad	7	Q 2,094.72	Q 10,548.93
9	Caja rompe presión	unidad	3	Q 9,000.55	Q 19,425.64
10	Conexiones domiciliarias	unidad	89	Q 1,876.36	Q 120,141.11
11	Limpieza final	m	3001.373	Q 34.75	Q 75,034.33
			Total costos directos		Q 593,490.75
Costos indirectos					
Dirección de campo 7% (de costos directos)				7%	Q 41,544.35
Gastos administrativos 7% (de costos directos)				7%	Q 41,544.35
Impuestos (IVA, ISR e ISO) 8% de costos directos				8%	Q 47,479.26
Utilidad 12% (de costos directos)				12%	Q 71,218.89
Imprevistos 5% (de costos directos)				5%	Q 29,674.54
			Total costos indirectos		Q 231,461.39
Resumen de costos					
Total costos directos				Q	593,490.75
Total costos indirectos				Q	231,461.39
			Total del proyecto		Q 824,952.15

Fuente: Elaboración propia

Tabla XXIX. **Resumen de dirección de campo y gastos administrativos de sistema de abastecimiento de agua domiciliar aldea Las Cruces**

Dirección de campo				
Plaza	Hora/día	Costo/hora	Costo/mes	Total
Ingeniero	4	Q 85.00	Q 6,800.00	Q 20,400.00
Auxiliar de Ingeniero	4	Q 60.00	Q 4,800.00	Q 14,400.00
Dibujante	4	Q 40.00	Q 3,200.00	Q 9,600.00
Total				Q 44,400.00
Total gastos dirección de campo				Q 44,400.00
% de costos directos				7%

Resumen de gastos administrativos Gastos técnicos administrativos (tiempo de ejecución de la obra 3 meses)				
Plaza	Hora/día	Costo/hora	Costo/mes	Total
Secretaria	2	Q 30.00	Q 1,200.00	Q 3,600.00
Contador	2	Q 35.00	Q 1,400.00	Q 4,200.00
Total				Q 7,800.00

Alquileres y depreciaciones			
Renglón	Costo/mes		Total
Local de oficina	Q	600.00	Q 1,800.00
Luz, teléfono e internet	Q	425.00	Q 1,275.00
Mantenimiento general	Q	300.00	Q 900.00
Total			Q 3,975.00

Otros gastos administrativos			
IGGS (10.67% de gastos técnicos administrativos y dirección de campo)		Q	5,569.74
Guardián		Q 2,000.00	Q 6,000.00
Seguros varios		Q 6,000.00	Q 18,000.00
Insumos de oficina		Q 300.00	Q 900.00
Total			Q 30,469.74
Total gastos administrativos			Q 42,244.74
% de costos directos			7%

Fuente: Elaboración propia

Tabla XXX. **Resumen de impuestos de sistema de abastecimiento de agua domiciliar aldea Las Cruces**

Desglose de impuestos		
Descripción	Total	
Total materiales	Q	177,059.80
Total mano de obra y equipo	Q	416,430.95
Total costos directos	Q	593,490.75
Utilidad (12% de costos directos)	Q	71,218.89
ISR (28% de utilidad)	Q	19,941.29
IVA (12% de materiales)	Q	21,247.18
ISO (1% de costos directos)	Q	5,934.91
Total Impuestos	Q	47,123.37
% de costos directos	8%	

Fuente: Elaboración propia

Tabla XXXI. Integración de costos unitarios por renglón de sistema de abastecimiento de agua domiciliar aldea Las Cruces

1	Trabajos preliminares	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Total
		m	3001.373	Q 33.72	Q 101,198.54
	Descripción				
	Materiales	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
	Cal hidratada	saco	15	Q 30.00	Q 450.00
	Trompos de madera	unidad	300	Q 0.50	Q 150.00
	Clavos 5"	libra	5	Q 7.00	Q 35.00
	Pintura	galón	1	Q 100.00	Q 100.00
				Subtotal	Q 735.00
	Mano de obra y equipo				
	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
	Limpieza	m	3001.373	Q 20.00	Q 60,027.46
	Replanteo topográfico	m	3001.373	Q 4.00	Q 12,005.49
	Herramienta	global	1		Q 36.75
			Subtotal	Q 72,069.70	
			Total	Q 72,804.70	
Integración de costos					
Directos			Subtotal		
Materiales de construcción			Q 735.00		
Mano de obra y equipo			Q 72,069.70		
			Total	Q	72,804.70
Indirectos					
Dirección de campo 7% (de costos directos)		7%	Q 5,096.33		
Gastos administrativos 7% (de costos directos)		7%	Q 5,096.33		
Impuestos 8% (IVA, ISR e ISO, de costos directos)		8%	Q 5,824.38		
Utilidad 12% (de costos directos)		12%	Q 8,736.56		
Imprevistos 5% (de costos directos)		5%	Q 3,640.24		
			Total	Q	28,393.83
Costo total de renglón				Q	101,198.54

2	Excavación para tubería	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Total
		m	3001.373	Q 58.38	Q 175,220.16
Descripción					
Materiales		Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
				Subtotal	Q -
Mano de obra y equipo					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
Excavación		m	3001.373	Q 25.00	Q 75,034.33
Relleno		m	3001.373	Q 15.00	Q 45,020.60
Herramienta		global	1		Q 6,002.75
				Subtotal	Q 126,057.67
				Total	Q 126,057.67
Integración de costos					
Directos				Subtotal	
Materiales de construcción				Q -	
Mano de obra y equipo				Q 126,057.67	
				Total	Q 126,057.67
Indirectos					
Dirección de campo 7% (de costos directos)			7%	Q 8,824.04	
Gastos administrativos 7% (de costos directos)			7%	Q 8,824.04	
Impuestos 8% (IVA, ISR e ISO, de costos directos)			8%	Q 10,084.61	
Utilidad 12% (de costos directos)			12%	Q 15,126.92	
Imprevistos 5% (de costos directos)			5%	Q 6,302.88	
				Total	Q 49,162.49
Costo total de renglón					Q 175,220.16

3	Equipo de bombeo 2 HP	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal	
		global	1	Q 28,874.05	Q 28,874.05	
	Descripción					
	Materiales	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal	
	Bomba de eje horizontal de 2 HP marca MYERS	unidad	1	Q 9,250.00	Q 9,250.00	
	Tubo con campana ASTM D2241 PVC 1 1/2" 250 PSI	unidad	1	Q 172.00	Q 172.00	
	Pichacha de 1 1/2"	unidad	1	Q 120.00	Q 120.00	
	Adaptador macho PVC 1 1/2"	unidad	3	Q 7.60	Q 22.80	
	Codo 90° PVC de 1 1/2"	unidad	1	Q 10.20	Q 10.20	
	Tee PVC 1 1/2"	unidad	1	Q 44.60	Q 44.60	
	Adaptador hembra PVC 1 1/2"	unidad	1	Q 7.40	Q 7.40	
	Tapón hembra PVC 1 1/2"	unidad	1	Q 7.00	Q 7.00	
	Válvula de compuerta de 1 1/2" PVC	unidad	1	Q 75.00	Q 75.00	
	Teflón de 1/2"	rollo	3	Q 4.00	Q 12.00	
	Cemento solvente	1/4 galón	1	Q 118.00	Q 118.00	
	Thinner	galón	1	Q 60.00	Q 60.00	
	Wipe	libra	5	Q 15.00	Q 75.00	
				Subtotal	Q 9,974.00	
	Mano de obra y equipo					
	Descripción		Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
	Instalación de equipo de bombeo		global	1	Q 7,500.00	Q 7,500.00
	Maquinaria de instalación		hora	8	Q 350.00	Q 2,800.00
Herramienta		global	1		Q 498.70	
			Subtotal	Q 10,798.70		
			Total	Q 20,772.70		

Continúa renglón de trabajo número 3.

Integración de costos			
Directos		Subtotal	
Materiales de construcción		Q 9,974.00	
Mano de obra y equipo		Q 10,798.70	
		Total	Q 20,772.70
Indirectos			
Dirección de campo 7% (de costos directos)	7%	Q 1,454.09	
Gastos administrativos 7% (de costos directos)	7%	Q 1,454.09	
Impuestos 8% (IVA, ISR e ISO, de costos directos)	8%	Q 1,661.82	
Utilidad 12% (de costos directos)	12%	Q 2,492.72	
Imprevistos 5% (de costos directos)	5%	Q 1,038.64	
		Total	Q 8,101.35
Costo total de renglón			Q 28,874.05

4	Línea de conducción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
		m	738.34	Q 76.09	Q 56,181.16
	Descripción				
	Tubería y accesorios	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
	Tubo con campana ASTM D2241 PVC 1 1/2" 250 PSI	unidad	124	Q 172.00	Q 21,328.00
	Codo 90° PVC de 1 1/2"	unidad	4	Q 10.20	Q 40.80
	Codo 45° PVC de 1 1/2"	unidad	18	Q 14.60	Q 262.80
	Cemento solvente	1/4 galón	1	Q 118.00	Q 118.00
	Thinner	galón	1	Q 60.00	Q 60.00
	Wipe	libra	10	Q 15.00	Q 150.00
				Subtotal	Q 21,959.60
	Mano de obra y equipo				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal	
Colocación de tubería y accesorios	m	738.34	Q 25.00	Q 18,458.50	
Herramienta	global	1		Q 1,097.98	
			Subtotal	Q 18,458.50	
			Total	Q 40,418.10	
Integración de costos					
Directos			Subtotal		
Materiales de construcción			Q 21,959.60		
Mano de obra y equipo			Q 18,458.50		
			Total	Q 40,418.10	
Indirectos					
Dirección de campo 7% (de costos directos)		7%	Q 2,829.27		
Gastos administrativos 7% (de costos directos)		7%	Q 2,829.27		
Impuestos 8% (IVA, ISR e ISO, de costos directos)		8%	Q 3,233.45		
Utilidad 12% (de costos directos)		12%	Q 4,850.17		
Imprevistos 5% (de costos directos)		5%	Q 2,020.91		
			Total	Q 15,763.06	
Costo total de renglón				Q 56,181.16	

5	Tanque de distribución 15 m³	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
		m³	15	Q 5,129.21	Q 76,938.20
	Descripción				
	Tubería y accesorios	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
	Tubo con campana ASTM D2241 PVC 1 1/2" 250 PSI	unidad	2	Q 172.00	Q 344.00
	Tubo con campana ASTM D2241 PVC 2" 160 PSI	unidad	2	Q 182.00	Q 364.00
	Codo 90° PVC de 1 1/2"	unidad	2	Q 10.20	Q 20.40
	Codo 90° PVC de 2"	unidad	3	Q 15.90	Q 47.70
	Tee 2" PVC	unidad	1	Q 22.10	Q 22.10
	Cemento solvente	1/4 galón	0.5	Q 118.00	Q 59.00
	Thinner	galón	0.5	Q 60.00	Q 30.00
	Wipe	libre	1	Q 15.00	Q 15.00
	Materiales de construcción				
	Acero corrugado 3/8" grado 40	qq	3.5	Q 336.00	Q 1,176.00
	Acero corrugado 5/8" grado 40	qq	1	Q 380.00	Q 380.00
	Acero de 1/4" grado 40	qq	1	Q 376.00	Q 376.00
	Tubo plano de acero 2" x 1/4"	unidad	2	Q 80.00	Q 160.00
	Tubo hierro galvanizado 3/4"	unidad	2	Q 200.00	Q 400.00
	Piedra	m³	23.5	Q 75.00	Q 1,762.50
	Cemento Portland UGC	saco	176	Q 75.00	Q 13,200.00
	Arena	m³	18.25	Q 175.00	Q 3,193.75
	Piedrín de 3/4"	m³	2	Q 225.00	Q 450.00
	Madera rustica 1" x 12" x 12´	pie tabla	850	Q 6.00	Q 5,100.00
	Madera rustica 3" x 4" x 12´	pie tabla	360	Q 6.00	Q 2,160.00
	Clavos de 5"	libra	25	Q 7.00	Q 175.00
	Clavos de 3"	libra	40	Q 7.00	Q 280.00
	Alambre de amarre	libra	40	Q 7.00	Q 280.00
	Candado 65 mm	unidad	1	Q 120.00	Q 120.00
	Subtotal				Q 30,115.45

Continúa renglón de trabajo número 5.

Mano de obra y equipo				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
Excavación para muros	m³	14	Q 50.00	Q 700.00
Limpieza y nivelación del terreno	m²	25	Q 20.00	Q 500.00
Fundición y colocación de mampostería de piedra	m³	35	Q 375.00	Q 13,125.00
Armado de viga perimetral	m	16	Q 100.00	Q 1,600.00
Formaleta y desencofrado de viga	m	16	Q 125.00	Q 2,000.00
Armado de losa	m²	11	Q 150.00	Q 1,650.00
Formaleta, andamio y desencofrado de losa	m²	11	Q 170.00	Q 1,870.00
Tapadera de concreto reforzado	global	1	Q 250.00	Q 250.00
Fundición y colocación de concreto	m³	2	Q 80.00	Q 160.00
Ensabetado de muro	m²	37.5	Q 50.00	Q 1,875.00
Herramienta	global	1		Q 1,505.77
			Subtotal	Q 25,235.77
			Total	Q 55,351.22

Integración de costos				
Directos		Subtotal		
Materiales de construcción		Q 30,115.45		
Mano de obra y equipo		Q 25,235.77		
		Total	Q	55,351.22
Indirectos				
Dirección de campo 7% (de costos directos)	7%	Q 3,874.59		
Gastos administrativos 7% (de costos directos)	7%	Q 3,874.59		
Impuestos 8% (IVA, ISR e ISO, de costos directos)	8%	Q 4,428.10		
Utilidad 12% (de costos directos)	12%	Q 6,642.15		
Imprevistos 5% (de costos directos)	5%	Q 2,767.56		
		Total	Q	21,586.98
Costo total de renglón			Q	76,938.20

6	Hipoclorador + caseta	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
		unidad	1	Q 8,623.36	Q 8,623.36
Descripción					
Tubería y accesorios		Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
Hipoclorador		unidad	1	Q 1,950.00	Q 1,950.00
Tee de 1 1/2" PVC		unidad	1	Q 44.60	Q 44.60
Reducidor bushing de 1 1/2" a 1/2"		unidad	1	Q 8.20	Q 8.20
Tubo con campana ASTM D2241 PVC 1/2" 315 PSI		unidad	2	Q 43.00	Q 86.00
Adaptador macho de 1/2" PVC		unidad	6	Q 1.70	Q 10.20
Codo 90° 1/2" PVC		unidad	7	Q 3.20	Q 22.40
Codo 45° 1/2" PVC		unidad	1	Q 5.10	Q 5.10
Tapón hembra 1/2" PVC		unidad	1	Q 2.40	Q 2.40
Válvula de compuerta de 1/2" bronce		unidad	2	Q 60.00	Q 120.00
Válvula de compuerta de 1/2" PVC		unidad	1	Q 25.00	Q 25.00
Teflón de 1/2"		rollo	3	Q 4.00	Q 12.00
Cemento solvente		1/4 galón	0.5	Q 118.00	Q 59.00
Thinner		galón	0.5	Q 60.00	Q 30.00
Wipe		libra	1	Q 15.00	Q 15.00
Materiales de construcción					
Acero corrugado 3/8" grado 40		qq	1	Q 336.00	Q 336.00
Tubo plano de acero 2" x 1/4"		unidad	1	Q 80.00	Q 80.00
Cemento Portland UGC		saco	9	Q 75.00	Q 675.00
Arena		m³	0.75	Q 175.00	Q 131.25
Piedrín de 3/4"		m³	1	Q 225.00	Q 225.00
Madera rustica 1" x 12" x 12´		pie tabla	72	Q 6.00	Q 432.00
Clavos de 3"		libra	5	Q 7.00	Q 35.00
Alambre de amarre		libra	10	Q 7.00	Q 70.00
Candado 65 mm		unidad	1	Q 120.00	Q 120.00
Subtotal				Q	4,494.15

Continúa renglón de trabajo número 6.

Mano de obra y equipo					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario		Subtotal
Armado	m²	6.5	Q	40.00	Q 260.00
Formaleta y desencofrado	m	5.25	Q	30.00	Q 157.50
Fundición y colocación de concreto	m³	1	Q	80.00	Q 80.00
Ensabietado	m²	9.75	Q	50.00	Q 487.50
Colocación de clorador y accesorios	unidad	1	Q	500.00	Q 500.00
Herramienta	global	1			Q 224.71
			Subtotal		Q 1,709.71
			Total		Q 6,203.86
Integración de costos					
Directos			Subtotal		
Materiales de construcción			Q	4,494.15	
Mano de obra y equipo			Q	1,709.71	
			Total		Q 6,203.86
Indirectos					
Dirección de campo 7% (de costos directos)		7%	Q	434.27	
Gastos administrativos 7% (de costos directos)		7%	Q	434.27	
Impuestos 8% (IVA, ISR e ISO, de costos directos)		8%	Q	496.31	
Utilidad 12% (de costos directos)		12%	Q	744.46	
Imprevistos 5% (de costos directos)		5%	Q	310.19	
			Total		Q 2,419.50
Costo total de renglón					Q 8,623.36

7	Red de distribución	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
		m	2298.193	Q 28.26	Q 64,958.19
	Descripción				
	Tubería y accesorios	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
	Tubo con campana ASTM D2241 PVC 2" 160 PSI	unidad	86	Q 182.00	Q 15,652.00
	Tubo con campana ASTM D2241 PVC 1" 160 PSI	unidad	66	Q 71.00	Q 4,686.00
	Tubo con campana ASTM D2241 PVC 3/4" 250 PSI	unidad	164	Q 52.00	Q 8,528.00
	Tubo con campana ASTM D2241 PVC 1/2" 315 PSI	unidad	78	Q 43.00	Q 3,354.00
	Tee reductora de 2" a 1/2" PVC	unidad	29	Q 35.00	Q 1,015.00
	Tee reductora de 1" a 1/2" PVC	unidad	6	Q 12.00	Q 72.00
	Tee reductora de 3/4" a 1/2" PVC	unidad	45	Q 7.00	Q 315.00
	Tee de 1/2" PVC	unidad	11	Q 2.50	Q 27.50
	Yee de 2" PVC	unidad	1	Q 51.40	Q 51.40
	Codo 90° PVC de 1/2"	unidad	1	Q 3.20	Q 3.20
	Codo 45° PVC de 2"	unidad	8	Q 18.70	Q 149.60
	Codo 45° PVC de 1"	unidad	7	Q 8.80	Q 61.60
	Codo 45° PVC de 3/4"	unidad	20	Q 6.80	Q 136.00
	Codo 45° PVC de 1/2"	unidad	7	Q 5.10	Q 35.70
	Tapón hembra de 3/4" PVC	unidad	3	Q 2.50	Q 7.50
	Tapón hembra de 1/2" PVC	unidad	3	Q 2.40	Q 7.20
	Reductor bushing de 2" a 1"	unidad	1	Q 11.60	Q 11.60
	Reductor bushing de 2" a 3/4"	unidad	3	Q 11.60	Q 34.80
	Reductor bushing de 2" a 1/2"	unidad	1	Q 11.60	Q 11.60
	Reductor bushing de 1" a 3/4"	unidad	1	Q 7.50	Q 7.50
	Reductor bushing de 3/4" a 1/2"	unidad	2	Q 2.50	Q 5.00
	Cemento solvente	1/4 galón	3	Q 118.00	Q 354.00
	Thinner	galón	2.5	Q 60.00	Q 150.00
	Wipe	libra	30	Q 15.00	Q 450.00
	Subtotal				Q 35,126.20

Continúa renglón de trabajo número 7.

Mano de obra y equipo				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
Instalación de tubería y accesorios	unidad	394	Q 25.00	Q 9,850.00
Herramienta	global	1		Q 1,756.31
			Subtotal	Q 11,606.31
			Total	Q 46,732.51
Integración de costos				
Directos			Subtotal	
Materiales de construcción			Q 35,126.20	
Mano de obra y equipo			Q 11,606.31	
			Total	Q 46,732.51
Indirectos				
Dirección de campo 7% (de costos directos)	7%		Q 3,271.28	
Gastos administrativos 7% (de costos directos)	7%		Q 3,271.28	
Impuestos 8% (IVA, ISR e ISO, de costos directos)	8%		Q 3,738.60	
Utilidad 12% (de costos directos)	12%		Q 5,607.90	
Imprevistos 5% (de costos directos)	5%		Q 2,336.63	
			Total	Q 18,225.68
Costo total de renglón				Q 64,958.19

8	Caja para válvulas	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
		unidad	7	Q 2,094.72	Q 14,663.01
	Descripción				
	Tubería y accesorios	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
	Tee de 1 1/2" PVC	unidad	1	Q 44.60	Q 44.60
	Adaptador macho 3/4"	unidad	4	Q 2.70	Q 10.80
	Adaptador macho 1 1/2"	unidad	4	Q 7.60	Q 30.40
	Adaptador macho 2"	unidad	4	Q 11.00	Q 44.00
	Adaptador macho 1"	unidad	2	Q 5.60	Q 11.20
	Tubo con campana ASTM D2241 PVC 1 1/2" 250 PSI	unidad	1	Q 172.00	Q 172.00
	Válvula de compuerta de 3/4" bronce	unidad	2	Q 80.00	Q 160.00
	Válvula de compuerta de 1 1/2" bronce	unidad	1	Q 190.00	Q 190.00
	Válvula de compuerta de 2" bronce	unidad	2	Q 280.00	Q 560.00
	Válvula de compuerta de 1" bronce	unidad	1	Q 120.00	Q 120.00
	Cheque horizontal de 1 1/2"	unidad	1	Q 212.00	Q 212.00
	Cemento solvente	1/4 galón	1	Q 118.00	Q 118.00
	Tinner	galón	1	Q 60.00	Q 60.00
	Wipe	libra	10	Q 15.00	Q 150.00
	Materiales de construcción				
	Acero corrugado 3/8" grado 40	qq	2.5	Q 336.00	Q 840.00
	Acero liso 1/4" grado 40	qq	1	Q 376.00	Q 376.00
	Cemento Portland UGC	saco	7	Q 75.00	Q 525.00
	Arena	m³	2.5	Q 175.00	Q 437.50
	Piedrín de 3/4"	m³	1	Q 225.00	Q 225.00
	Madera rustica 1" x 12" x 12´	pie tabla	195	Q 6.00	Q 1,170.00
	Clavos de 3"	libra	18	Q 7.00	Q 126.00
	Alambre de amarre	libra	18	Q 7.00	Q 126.00
	Tubo plano de acero 2" x 1/4"	unidad	4	Q 80.00	Q 320.00
	Candado de 65 mm	unidad	9	Q 120.00	Q 1,080.00
	Subtotal				Q 7,108.50

Continúa renglón de trabajo número 8.

Mano de obra y equipo				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
Armado	m ²	8	Q 50.00	Q 400.00
Formaleta y desencofrado	m	18	Q 40.00	Q 720.00
Fundición de concreto	m ³	0.5	Q 80.00	Q 40.00
Ensabietado	m ²	16	Q 50.00	Q 800.00
Instalación de válvulas y accesorios	unidad	9	Q 125.00	Q 1,125.00
Herramienta	global	1		Q 355.43
			Subtotal	Q 3,440.43
			Total	Q 10,548.93
Integración de costos				
Directos			Subtotal	
Materiales de construcción			Q 7,108.50	
Mano de obra y equipo			Q 3,440.43	
			Total	Q 10,548.93
Indirectos				
Dirección de campo 7% (de costos directos)	7%		Q 738.42	
Gastos administrativos 7% (de costos directos)	7%		Q 738.42	
Impuestos 8% (IVA, ISR e ISO, de costos directos)	8%		Q 843.91	
Utilidad 12% (de costos directos)	12%		Q 1,265.87	
Imprevistos 5% (de costos directos)	5%		Q 527.45	
			Total	Q 4,114.08
Costo total de renglón				Q 14,663.01

9	Caja rompe presión	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
		unidad	3	Q 9,000.55	Q 27,001.64
Descripción					
Materiales		Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
Acero corrugado 3/8" grado 40		qq	2	Q 336.00	Q 672.00
Acero liso 1/4" grado 40		qq	0.5	Q 376.00	Q 188.00
Piedra		m³	4.5	Q 75.00	Q 337.50
Cemento Portland UGC		saco	35	Q 75.00	Q 2,625.00
Arena		m³	3.5	Q 175.00	Q 612.50
Piedrín de 3/4"		m³	2.5	Q 225.00	Q 562.50
Madera rustica 1" x 12" x 12´		pie tabla	336	Q 6.00	Q 2,016.00
Madera rustica 3" x 4" x 12´		pie tabla	108	Q 6.00	Q 648.00
Clavos de 5"		libra	5	Q 7.00	Q 35.00
Clavos de 3"		libra	10	Q 7.00	Q 70.00
Alambre de amarre		libra	10	Q 7.00	Q 70.00
				Subtotal	Q 10,226.80
Mano de obra y equipo					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
Tapadera de concreto reforzado		unidad	3	Q 150.00	Q 450.00
Armado de losa de concreto reforzado		m²	7.5	Q 125.00	Q 937.50
Formaleta y desencofrado		m	30	Q 125.00	Q 3,750.00
Fundición de concreto		m³	1	Q 80.00	Q 80.00
Ensabetado de muros		m²	12	Q 50.00	Q 600.00
Colocación de válvulas y accesorios		unidad	3	Q 150.00	Q 450.00
Zanjeo para caja		m³	8.5	Q 20.00	Q 170.00
Colocación de piedra y fundido		m³	6	Q 375.00	Q 2,250.00
Herramienta		global	1		Q 511.34
				Subtotal	Q 9,198.84
				Total	Q 19,425.64

Continúa renglón de trabajo número 9.

Integración de costos			
Directos		Subtotal	
Materiales de construcción		Q 10,226.80	
Mano de obra y equipo		Q 9,198.84	
		Total	Q 19,425.64
Indirectos			
Dirección de campo 7% (de costos directos)	7%	Q 1,359.79	
Gastos administrativos 7% (de costos directos)	7%	Q 1,359.79	
Impuestos 8% (IVA, ISR e ISO, de costos directos)	8%	Q 1,554.05	
Utilidad 12% (de costos directos)	12%	Q 2,331.08	
Imprevistos 5% (de costos directos)	5%	Q 971.28	
		Total	Q 7,576.00
Costo total de renglón			Q 27,001.64

10	Conexiones domiciliars	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
		unidad	89	Q 1,876.36	Q 166,996.14
	Descripción				
	Tubería y accesorios	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
	Niple HG 1,5 m de 1/2"	unidad	89	Q 30.00	Q 2,670.00
	Niple HG 0,15 m de 1/2"	unidad	89	Q 8.00	Q 712.00
	Adaptador macho de 1/2" de PVC	unidad	356	Q 1.70	Q 605.20
	Adaptador hembra de 1/2" de PVC	unidad	178	Q 2.70	Q 480.60
	Codo 90° PVC de 1/2" con rosca	unidad	89	Q 3.20	Q 284.80
	Codo 90° HG de 1/2"	unidad	89	Q 5.00	Q 445.00
	Copla de 1/2" HG	unidad	89	Q 5.00	Q 445.00
	Llave de chorro de 1/2" de bronce	unidad	89	Q 37.00	Q 3,293.00
	Tubo con campana ASTM D2241 PVC 1/2" 315 PSI	unidad	178	Q 43.00	Q 7,654.00
	Tubo con campana ASTM D2241 PVC 2" 160 PSI	unidad	23	Q 182.00	Q 4,186.00
	Válvula de compuerta de 1/2" de bronce	unidad	89	Q 60.00	Q 5,340.00
	Llave de paso de 1/2" de bronce	unidad	89	Q 40.00	Q 3,560.00
	Medidor de 1/2"	unidad	89	Q 180.00	Q 16,020.00
	Teflón de 1/2"	rollo	45	Q 4.00	Q 180.00
	Cemento solvente	1/4 galón	4	Q 118.00	Q 472.00
	Tinner	galón	3	Q 60.00	Q 180.00
	Wipe	libra	30	Q 15.00	Q 450.00
	Materiales de construcción				
	Caja de concreto para contador	unidad	89	Q 80.00	Q 7,120.00
	Cemento Portland UGC	saco	15	Q 75.00	Q 1,125.00
	Arena	m³	2	Q 175.00	Q 350.00
	Piedrín de 3/4"	m³	2.5	Q 225.00	Q 562.50
	Madera rustica 1" x 12" x 12´	unidad	180	Q 6.00	Q 1,080.00
	Clavos de 3"	libra	15	Q 7.00	Q 105.00
				Subtotal	Q 57,320.10

Continúa renglón de trabajo número 10.

Mano de obra y equipo				
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
Excavación	m	1060	Q 25.00	Q 26,500.00
Colocación de tubería	unidad	178	Q 25.00	Q 4,450.00
Instalación de accesorios y conexión domiciliar	unidad	89	Q 175.00	Q 15,575.00
Formaleta y desencofrado	unidad	89	Q 30.00	Q 2,670.00
Fundición de concreto	m³	2	Q 80.00	Q 160.00
Relleno	m	1060	Q 10.00	Q 10,600.00
Herramienta	global	1	Q -	Q 2,866.01
			Subtotal	Q 62,821.01
			Total	Q 120,141.11
Integración de costos				
Directos			Subtotal	
Materiales de construcción			Q 57,320.10	
Mano de obra y equipo			Q 62,821.01	
			Total	Q 120,141.11
Indirectos				
Dirección de campo 7% (de costos directos)		7%	Q 8,409.88	
Gastos administrativos 7% (de costos directos)		7%	Q 8,409.88	
Impuestos 8% (IVA, ISR e ISO, de costos directos)		8%	Q 9,611.29	
Utilidad 12% (de costos directos)		12%	Q 14,416.93	
Imprevistos 5% (de costos directos)		5%	Q 6,007.06	
			Total	Q 46,855.03
Costo total de renglón				Q 166,996.14

11	Limpieza final	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
		m	3001.373	Q 34.75	Q 104,297.71
Descripción					
Materiales		Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
				Subtotal	Q -
Mano de obra y equipo					
Descripción		Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
Limpieza del terreno		m	3001.373	Q 10.00	Q 30,013.73
Relleno y compactación		m	3001.373	Q 15.00	Q 45,020.60
Herramienta		global	1	Q -	Q -
				Subtotal	Q 75,034.33
				Total	Q 75,034.33
Integración de costos					
Directos				Subtotal	
Materiales de construcción				Q -	
Mano de obra y equipo				Q 75,034.33	
				Total	Q 75,034.33
Indirectos					
Dirección de campo 7% (de costos directos)			7%	Q 5,252.40	
Gastos administrativos 7% (de costos directos)			7%	Q 5,252.40	
Impuestos 8% (IVA, ISR e ISO, de costos directos)			8%	Q 6,002.75	
Utilidad 12% (de costos directos)			12%	Q 9,004.12	
Imprevistos 5% (de costos directos)			5%	Q 3,751.72	
				Total	Q 29,263.39
Costo total de renglón					Q 104,297.71

Fuente: elaboración propia

3.15.2. Cuantificación de materiales

Tabla XXXII. **Lista de materiales de sistema de abastecimiento de agua domiciliar aldea Las Cruces**

No.	Material	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
	Tubería y accesorios				
1	Bomba de eje horizontal de 2 HP marca MYERS	unidad	1	Q 9,250.00	Q 9,250.00
2	Tubo con campana ASTM D2241 PVC 1 1/2" 250 PSI	unidad	128	Q 172.00	Q 22,016.00
3	Tubo con campana ASTM D2241 PVC 2" 160 PSI	unidad	113	Q 182.00	Q 20,566.00
4	Tubo con campana ASTM D2241 PVC 1" 160 PSI	unidad	66	Q 71.00	Q 4,686.00
5	Tubo con campana ASTM D2241 PVC 3/4" 250 PSI	unidad	164	Q 52.00	Q 8,528.00
6	Tubo con campana ASTM D2241 PVC 1/2" 315 PSI	unidad	258	Q 43.00	Q 11,094.00
7	Pichacha de 1 1/2"	unidad	1	Q 120.00	Q 120.00
8	Pichacha 1"	unidad	1	Q 90.00	Q 90.00
9	Pichacha 3/4"	unidad	2	Q 75.00	Q 150.00
10	Adaptador macho PVC 1 1/2"	unidad	7	Q 7.60	Q 53.20
11	Adaptador macho de 1/2" PVC	unidad	362	Q 1.70	Q 615.40
12	Adaptador macho 3/4"	unidad	8	Q 2.70	Q 21.60
13	Adaptador macho 2"	unidad	6	Q 11.00	Q 66.00
14	Adaptador macho 1"	unidad	5	Q 5.60	Q 28.00
15	Adaptador hembra 2" de PVC	unidad	1	Q 10.10	Q 10.10
16	Adaptador hembra 1" de PVC	unidad	1	Q 5.00	Q 5.00
17	Adaptador hembra 3/4" de PVC	unidad	1	Q 3.40	Q 3.40
18	Adaptador hembra de 1/2" de PVC	unidad	178	Q 2.70	Q 480.60
19	Adaptador hembra PVC 1 1/2"	unidad	1	Q 7.40	Q 7.40
20	Codo 90° PVC de 1 1/2"	unidad	7	Q 10.20	Q 71.40

Continúa tabla XXXII

No.	Material	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Subtotal
	Tubería y accesorios				
21	Codo 90° PVC de 2"	unidad	14	Q 15.90	Q 222.60
22	Codo 90° 1/2" PVC	unidad	8	Q 3.20	Q 25.60
23	Codo 90° PVC de 1/2" con rosca	unidad	89	Q 3.20	Q 284.80
24	Codo 90° HG de 1/2"	unidad	89	Q 5.00	Q 445.00
25	Codo 90° PVC de 1"	unidad	2	Q 7.30	Q 14.60
26	Codo 90° PVC de 3/4"	unidad	2	Q 3.20	Q 6.40
27	Codo 45° PVC de 1 1/2"	unidad	18	Q 14.60	Q 262.80
28	Codo 45° 1/2" PVC	unidad	8	Q 5.10	Q 40.80
29	Codo 45° PVC de 2"	unidad	8	Q 18.70	Q 149.60
30	Codo 45° PVC de 1"	unidad	7	Q 8.80	Q 61.60
31	Codo 45° PVC de 3/4"	unidad	20	Q 6.80	Q 136.00
32	Tee 2" PVC	unidad	4	Q 22.10	Q 88.40
33	Tee de 1 1/2" PVC	unidad	3	Q 44.60	Q 133.80
34	Tee de 1/2" PVC	unidad	11	Q 2.50	Q 27.50
35	Yee de 2" PVC	unidad	1	Q 51.40	Q 51.40
36	Tee reductora de 2" a 1/2" PVC	unidad	29	Q 35.00	Q 1,015.00
37	Tee reductora de 1" a 1/2" PVC	unidad	6	Q 12.00	Q 72.00
38	Tee reductora de 3/4" a 1/2" PVC	unidad	45	Q 7.00	Q 315.00
39	Tapón hembra 1/2" PVC	unidad	4	Q 2.40	Q 9.60
40	Tapón hembra de 3/4" PVC	unidad	3	Q 2.50	Q 7.50
41	Tapón hembra PVC 1 1/2"	unidad	1	Q 7.00	Q 7.00
42	Reducidor bushing de 1 1/2" a 1/2"	unidad	1	Q 8.20	Q 8.20
43	Reducidor bushing de 2" a 1"	unidad	1	Q 11.60	Q 11.60
44	Reducidor bushing de 2" a 3/4"	unidad	3	Q 11.60	Q 34.80
45	Reducidor bushing de 2" a 1/2"	unidad	1	Q 11.60	Q 11.60
46	Reducidor bushing de 1" a 3/4"	unidad	1	Q 7.50	Q 7.50
47	Reducidor bushing de 3/4" a 1/2"	unidad	2	Q 2.50	Q 5.00
48	Hipoclorador	unidad	1	Q 1,950.00	Q 1,950.00
49	Válvula de compuerta de 1/2" bronce	unidad	91	Q 60.00	Q 5,460.00
50	Válvula de compuerta de 1/2" PVC	unidad	1	Q 25.00	Q 25.00

Continúa tabla XXXII

No.	Material	Unidad	Cantidad	Precio unitario		Subtotal	
	Tubería y accesorios						
51	Válvula de compuerta de 1 1/2" PVC	unidad	1	Q	75.00	Q	75.00
52	Válvula de compuerta de 3/4" bronce	unidad	3	Q	80.00	Q	240.00
53	Válvula de compuerta de 1 1/2" bronce	unidad	1	Q	190.00	Q	190.00
54	Válvula de compuerta de 2" bronce	unidad	3	Q	280.00	Q	840.00
55	Válvula de compuerta de 1" bronce	unidad	2	Q	120.00	Q	240.00
56	Cheque horizontal de 1 1/2"	unidad	1	Q	212.00	Q	212.00
57	Válvula de flote 2"	unidad	1	Q	85.00	Q	85.00
58	Válvula de flote 1"	unidad	1	Q	65.00	Q	65.00
59	Válvula de flote 3/4"	unidad	1	Q	50.00	Q	50.00
60	Válvula de pila de 2"	unidad	3	Q	50.00	Q	150.00
61	Niple HG 1,5 m de 1/2"	unidad	89	Q	30.00	Q	2,670.00
62	Niple HG 0,15 m de 1/2"	unidad	89	Q	8.00	Q	712.00
63	Copla de 1/2" HG	unidad	89	Q	5.00	Q	445.00
64	Llave de chorro de 1/2" de bronce	unidad	89	Q	37.00	Q	3,293.00
65	Llave de paso de 1/2" de bronce	unidad	89	Q	40.00	Q	3,560.00
66	Medidor de 1/2"	unidad	89	Q	180.00	Q	16,020.00
67	Silicón	tubo	3	Q	25.00	Q	75.00
68	Teflón de 1/2"	rollo	51	Q	4.00	Q	204.00
69	Cemento solvente	1/4 galón	13	Q	118.00	Q	1,534.00
70	Thinner	galón	11	Q	60.00	Q	660.00
71	Wipe	libra	102	Q	15.00	Q	1,530.00

Continúa tabla XXXII

No.	Material	Unidad	Cantidad	Precio unitario		Subtotal	
	Materiales de construcción						
72	Cal hidratada	saco	15	Q	30.00	Q	450.00
73	Trompos de madera	unidad	300	Q	0.50	Q	150.00
74	Clavos 5"	libra	35	Q	7.00	Q	245.00
75	Pintura	galón	1	Q	100.00	Q	100.00
76	Acero corrugado 3/8" grado 40	qq	9	Q	336.00	Q	3,024.00
77	Acero corrugado 5/8" grado 40	qq	1	Q	380.00	Q	380.00
78	Acero de 1/4" grado 40	qq	2.5	Q	376.00	Q	940.00
79	Tubo plano de acero 2" x 1/4"	unidad	7	Q	80.00	Q	560.00
80	Tubo hierro galvanizado 3/4"	unidad	2	Q	200.00	Q	400.00
81	Piedra	m³	28	Q	75.00	Q	2,100.00
82	Cemento Portland UGC	saco	242	Q	75.00	Q	18,150.00
83	Arena	m³	27	Q	175.00	Q	4,725.00
84	Piedrín de 3/4"	m³	9	Q	225.00	Q	2,025.00
85	Madera 1" x 12" x 12'	pie tabla	1633	Q	6.00	Q	9,798.00
86	Madera 3" x 4" x 12'	pie tabla	468	Q	6.00	Q	2,808.00
87	Clavos de 3"	libra	88	Q	7.00	Q	616.00
88	Alambre de amarre	libra	78	Q	7.00	Q	546.00
89	Candado 65 mm	unidad	11	Q	120.00	Q	1,320.00
90	Caja de concreto para contador	unidad	89	Q	80.00	Q	7,120.00
				Materiales		Q	177,059.80
				Mano de obra y equipo		Q	416,430.95
				Costos directos		Q	593,490.75
				Costos indirectos		Q	231,461.39
				Total proyecto		Q	824,952.15

Fuente: Elaboración propia

3.15.3. Cronograma de ejecución físico y financiero

Tabla XXXIII. Cronograma de ejecución físico y financiero de sistema de abastecimiento de agua domiciliar aldea Las Cruces

[illegible]

Fuente: Elaboración propia

3.16. Evaluación de impacto ambiental

El impacto ambiental, es cualquier tipo de cambio o la creación de nuevas condiciones ambientales. Una evaluación de impacto ambiental es evaluar las características del área donde se realizará o realizó la construcción del proyecto, para determinar si se alteró de alguna manera el medio biótico y abiótico.

La importancia de la evaluación de impacto ambiental, radica en analizar cada actividad a desarrollar en el proyecto, definiendo el área impactada y el efecto o impacto para cada uno de los factores ambientales.

Mejía (2013), los proyectos de infraestructura de abastecimiento de agua, no representan impactos ambientales adversos de gran magnitud, que pudieran poner en riesgo la salud de las personas o el medio ambiente, estos por el contrario satisfacen la demanda de la comunidad necesitada.

Se deben tomar en cuenta las normativas actuales sobre la protección del medio ambiente, para que de esta manera se cause el menor daño posible a la hora de construir los proyectos. De acuerdo con las normativas ambientales de la actualidad, pueden realizarse dos tipos de estudios de impacto ambiental, el primero es el impacto no significativo o evaluación rápida, y el segundo es el impacto significativo o evaluación general.

- Estudios de impacto ambiental no significativo (evaluación rápida): se realiza por medio de visita al sitio del proyecto, por parte de técnicos en la materia calificados por el MARN y bajo la responsabilidad de un coordinador del equipo y por cuenta del interesado, para determinar el tipo de impactos que se pueden generar con las actividades del proyecto, para lo cual se debe de contar con algunos indicadores y criterios (línea base) que permitan definir esta situación.
- Estudios de impacto ambiental significativo (evaluación general): se realizan en dos fases que son complementarias entre sí, estas son: la fase preliminar de factibilidad, esta incluye los datos de la persona interesada, descripción del proyecto y escenario ambiental y la fase completa que generalmente se aplica a proyectos con ciertas características de tamaño y complejidad de operaciones.

Estudio de impacto ambiental

Debido a las características y ubicación del proyecto, se puede realizar la evaluación rápida, que permita conocer los impactos positivos, negativos o pocos significativos así como las medidas de mitigación necesarias para el mismo, incluye las fases de construcción, operación y mantenimiento del proyecto.

Información sobre el proyecto

Ubicación

- Nombre de la comunidad: Aldea Las Cruces
- Municipio: Ipala
- Departamento: Chiquimula

Tipo de proyecto

- Sistema de abastecimiento de agua domiciliar

Consideraciones especiales: se deben tomar durante la visita al sitio del proyecto.

- Consideraciones sobre áreas protegidas: no se ubica dentro de ninguna área protegida legalmente establecida.
- Consideraciones sobre ecosistemas naturales: el proyecto no afecta ecosistemas naturales.
- Otras consideraciones no aplican.

Los Impactos ambientales determinados durante la construcción y operación se evalúan por medio de la matriz que incluye el sistema ambiental afectado y el tipo de proceso u operación responsable, se presenta el impacto identificado, las actividades de mitigación previstas y los responsables de las mismas.

Tabla XXXIV. Impactos ambientales negativos generados durante la construcción

Proyecto: Diseño de sistema de abastecimiento de agua domiciliar aldea Las Cruces, municipio de Ipala, departamento de Chiquimula.			
Impacto Ambiental	Responsable		
	Ejecutor	Comunidad	Municipalidad
i. Deslaves de material	x		
ii. Erosión de cortes	x		
iii. Disposición inadecuada de materiales de desperdicio	x		
iv. Alteración de drenaje superficial	x		
v. Contaminación de cuerpos de agua por causa de los insumos utilizados durante la construcción	x		
vi. Contaminación del aire por polvo generado durante la construcción	x		
vii. Alteración del paisaje como consecuencia de los cortes		x	
viii. Riesgos para los trabajadores	x		
ix. Generación de desechos sólidos derivados de las actividades de los trabajadores en la obra	x		

Fuente: Elaboración propia, con información del Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales

Tabla XXXV. **Impactos ambientales negativos generados durante la operación**

Proyecto: Diseño de sistema de abastecimiento de agua domiciliar aldea Las Cruces, municipio de Ipala, departamento de Chiquimula.			
Impacto Ambiental	Responsable		
	Comité de Mantenimiento	Comunidad	Municipalidad
i. Erosión de cortes	x	x	
ii. Accidentes de trafico	x		
iii. Accidentes de peatones	x		
iv. Reasentamiento involuntario			x

Fuente: Elaboración propia. Con apoyo de la municipalidad de Ipala, Chiquimula

El plan de manejo ambiental para la ejecución de un proyecto consiste en la elaboración de las actividades destinadas a mitigar o a reponer los impactos ambientales negativos producidos en el entorno debido a la construcción del sistema de abastecimiento de agua, de igual manera se deberá crear un plan de medidas de prevención de riesgos ambientales.

Mejía (2013), medidas de mitigación: tienen por finalidad, evitar o disminuir los efectos adversos del proyecto en el entorno en cualquiera de sus fases de ejecución. Estas medidas se determinan en función del análisis de cada una de las componentes ambientales afectadas por la ejecución del proyecto en cada etapa de este, pudiendo ser de tres categorías diferentes.

- Medidas que impidan o eviten completamente el efecto adverso significativo, mediante la no ejecución de una obra o acción.
- Medidas que minimicen o disminuyan el efecto adverso o significativo, mediante una adecuada limitación o reducción de la magnitud o duración de la obra o acción, o de alguna de sus partes.

Medidas que reduzcan o eliminen el efecto adverso significativo mediante la implementación de acciones específicas.

Tabla XXXVI. **Medidas de mitigación de impactos ambientales para proyectos de agua potable**

Componente	Impacto	Medidas de mitigación
Emisiones a la atmosfera	Emisión de material en partículas y polvo	- Mantener húmedas las vías de acceso a la obra - Transportar el material de excavación cubierto y por las rutas establecidas
Efluentes de líquidos	Generación de aguas residuales	- Reutilizar el efluente producido por la prueba del tanque de distribución y la tubería - Disponer de inodoros para el personal de la obra - Evacuar de manera apropiada las aguas grises
Ruidos y/o vibraciones	Incremento en los niveles de ruido	- Realizar trabajos de excavación e instalación de tuberías en horarios diurnos - Mantener los vehículos en las mejores condiciones mecánicas
Paisaje	Impacto visual	- Recuperar y restaurar el área afectada, retirando todo material y residuos provenientes de las actividades constructivas.

Continúa tabla XXXVI

Recursos hídricos	Alteración y utilización de agua superficial o subterránea Contaminación de cursos de agua o causes por sedimentos y residuos líquidos o sólidos	- Que las obras no perjudiquen o entorpezcan el aprovechamiento del agua para otros fines - Dejar un caudal mínimo de agua, principalmente para la época de estiaje - Remover inmediatamente los derrames accidentales de combustible con materiales adecuados - No almacenar temporalmente material de excavación en cauces o lechos de río o sectores que desemboquen en ellos
Suelo	Cambios en la estructura del suelo (propiedades físico-químicas)	- No realizar directamente en el suelo las mezclas para las obras de concreto - Remover inmediatamente el suelo, en caso de derrames accidentales de combustible y restaurar el área afectada con materiales y procedimientos sencillos
Vegetación y fauna	Remoción y afectación de la cobertura vegetal	- Separar la capa de material orgánico del material inerte. Disponer adecuadamente el material orgánico para su posible reutilización - Evitar el paso de maquinaria sobre suelo con cobertura vegetal fuera del área de la obra - Restaurar las zonas afectadas con especies establecidas en el lugar

Fuente: Elaboración propia

El Ministerio de Ambiente y Recursos Naturales –MARN–, proporciona el listado taxativo de proyectos, obras, industrias o actividades; clasificando cada proyecto en categorías. En la siguiente tabla se muestra únicamente la parte del listado taxativo que es de interés en este proyecto.

Tabla XXXVII. **Listado taxativo**

Tabulación	Clase	Descripción	Categorías			
			Alto impacto	De moderado a alto impacto	De moderado a bajo impacto	Bajo impacto
Construcción, servicios comunitarios de inversión pública	9 199	Diseño y operación de proyectos de introducción de agua potable			Todas	

Fuente: Listado taxativo proporcionado por el Ministerio de ambiente y Recursos Naturales – MARN–

Según el listado taxativo se determina que el proyecto de abastecimiento de agua potable se clasifica como de moderado a bajo impacto.

3.17. Evaluación socio-económica

Los proyectos de abastecimiento de agua son muy influyentes socialmente, es por esto que se debe realizar la evaluación en este sentido. Sin embargo, este análisis indica si el proyecto es factible para su realización e indica mediante métodos matemáticos y financieros la rentabilidad que generará. Para ello se utilizarán los métodos del valor presente neto y la tasa interna de retorno, que se describen a continuación.

3.17.1. Valor actual neto

Este se utiliza para comparar alternativas de inversión, consiste en transformar la inversión inicial del proyecto, todos los ingresos y egresos anuales a un valor presente, para poder determinar si éste es rentable cuando termine el período de funcionamiento. Este método es utilizado para evaluar los proyectos de inversión a largo plazo. El VAN permite determinar si una inversión cumple con el objetivo básico financiero, que consiste en maximizar la inversión.

Además determina si dicha inversión puede incrementar o reducir su inversión, analizando el resultado, puede obtenerse.

- $VAN < 0$ Indicará que el proyecto no es rentable, habrá pérdida de la inversión.
- $VAN = 0$ Indicará que el proyecto no genera utilidades, pero tampoco pérdidas.

- $VAN > 0$ Indicará que el proyecto es rentable y genera utilidades.

Para este proyecto se determinó el valor actual neto utilizando la tasa de interés líder actual que proporciona el Banco de Guatemala, la cual es del 4% anual. Los ingresos y egresos que son generados por el sistema de abastecimiento de agua domiciliar en aldea Las Cruces se describen a continuación.

- El costo de ejecución del proyecto es de Q 824,952.15 esta inversión no es recuperable y deberá ser proporcionada por alguna institución, sea o no gubernamental.
- Se invertirá inicialmente, el costo medio del total del proyecto, el cual es de Q 412,476.075 luego, la otra mitad, en el transcurso de la ejecución del mismo, en este caso será 1 año después de haber realizado la inversión inicial.
- El costo de operación y mantenimiento mensual que se determinó en la sección 3.13. es Q 1509.38. Este se convertirá en una anualidad durante la vida útil del proyecto, esta se determina a continuación.

$$CA = \text{costo de operación y mantenimiento} * 12 \text{ meses}$$

$$CA = Q 1509.38 * 12 \text{ meses} = Q 18,112.56$$

- En la sección 3.13. también se determinó la tarifa mensual por vivienda, la cual es de Q 35.00. Esta se convierte en una anualidad y se determina de la siguiente manera.

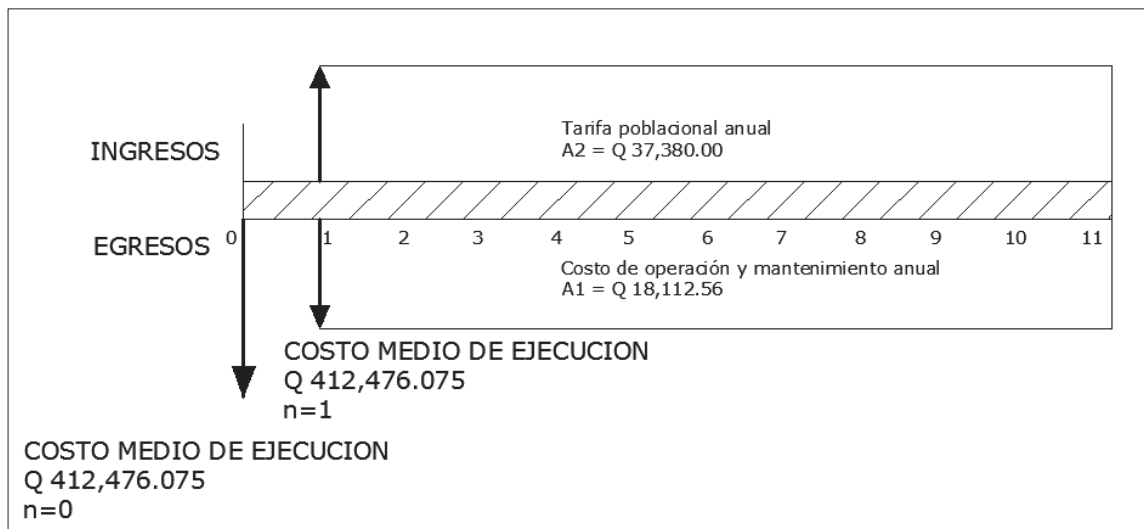
$$IA = \text{Tarifa mensual por vivienda} * \text{No. de viviendas} * 12 \text{ meses}$$

Donde:

Número de viviendas = 89

$$IA = Q 35.00 * 89 \text{ viviendas} * 12 \text{ meses} = Q 37,380.00$$

Figura 34. **Esquema de ingreso y egresos económicos para sistema de abastecimiento de agua domiciliar aldea Las Cruces**



Fuente: Elaboración propia

El valor actual neto se determina de la siguiente manera.

$$VAN = - P_i - P_o * (P/F, i, t) - A_1(P/A, i, t) + A_2(P/A, i)$$

Donde:

P_i = Costo de ejecución inicial en $n=0$ = Q 412,476.075

P_o = Costo en $n=1$, al final de la ejecución del proyecto
= Q 412,476.075

i = tasa de interés = 4%

t = Periodo de vida útil del proyecto = 11 años

$(P/F, i, t)$ = 0.64958 (en base a tablas de interés compuesto discreto)

$(P/A, i, t)$ = 8.76048 (en base a tablas de interés compuesto discreto)

A_1 = Q 18,112.56

A_2 = Q 37,380.00

Entonces se tiene

$$VAN = - Q 412,476.075 - Q 412,476.075 * 0.64958 - Q 18,112.56 * 8.76048 + Q 37,380.00 * 8.76048$$

$$VAN = - Q 412,476.075 - Q 267,936.2088 - Q 158,674.72 + Q 327,466.74$$

$$VAN = - Q 511,620.26$$

Este valor negativo del VAN indica que el proyecto no es rentable económicamente y se debe a que este es de carácter social. Sin embargo, el sistema de abastecimiento de agua en aldea Las Cruces, no busca obtener una rentabilidad sino que aportar al desarrollo y a la salud de la comunidad, otorgando un buen servicio a los usuarios.

3.17.2. Tasa interna de retorno

Se le conoce también como tasa interna de rentabilidad de una inversión, es la tasa de interés con la cual, el valor actual neto (VPN) es igual a cero. Es aplicable para determinar si un proyecto de inversión es aceptable o se debe rechazar, realizando la comparación de la tasa interna de retorno con una tasa mínima. Si la tasa de rendimiento del proyecto supera a la mínima, el proyecto es aceptable, de lo contrario este no es aceptable.

De acuerdo a lo anterior, no se realizará el análisis de la tasa interna de retorno, ya que el valor actual neto es menor y no igual a cero.

3.18. Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas son parámetros constructivos de materiales y procedimientos a seguir en la construcción de los elementos del sistema, por ejemplo el tipo de tubería a utilizar, el cemento y las proporciones que se desean y el acero de refuerzo.

- Generalidades

En el proyecto se debe realizar la limpieza del terreno, zanjeo, construcción de tanques, construcción de obras de arte, colocación de la tubería, accesorios y válvulas y soportes, pruebas de presión, lavado y desinfección de la tubería y relleno de la zanja. La mayoría de estas actividades se tendrán que realizar de acuerdo a lo que los planos indiquen.

Antes de iniciar el trabajo se deberán localizar las instalaciones y tuberías existentes para evitar dañarlas, marcándolas cuidadosamente, también se colocaran indicadores de peligro y las protecciones que sean necesarias en los puntos de mayor tránsito de vehículos y paso de peatones. Al concluir los trabajos deberá ser removido cualquier material sobrante y realizar las reparaciones de daños ocasionados, este trabajo será de primera calidad y realizado por obreros calificados.

Las tuberías se colocarán en el lugar y niveles indicados en los planos, deberá utilizarse las herramientas adecuadas y métodos de trabajo recomendados por los fabricantes.

- Limpieza y nivelación

Se deberá limpiar o remover la capa vegetal del área de construcción, de la misma manera la basura, raíces y cualquier obstáculo que pueden interferir o dificultar la construcción de las obras hidráulicas.

Para la nivelación se trazaran los ejes y se colocaran las marcas, esta actividad incluye todos los trabajos, materiales y elementos necesarios para la demarcación de los ejes y deberá hacerse en cada obra del sistema o donde indiquen los planos, como en los tanques y cajas.

- Zanjeo

Se deberá retirar los troncos y raíces de la superficie donde se pretende hacer el zanjeo. La capa vegetal a retirar deberá ser 30 centímetros como mínimo. De ser necesario, se deberá realizar algún tratamiento al suelo con

materiales de mejores propiedades, grava o material selecto, esto para poder asentar la tubería que se colocará.

Se deberá cortar la zanja a la profundidad comprendida entre 0,60 a 1,20 m. El fondo de la zanja deberá ser recortado cuidadosamente para permitir el apoyo uniforme de la tubería. Además se deberá cortar la zanja simétrica al eje de instalación de la tubería dejando los siguientes recubrimientos sobre el diámetro del tubo.

En tramos de tránsito pesado y donde la tubería atravesase cualquier tipo de calle o carretera toda la tubería deberá ser enterrada a profundidad mínima de 1,20 m, en tramos de tránsito liviano 0.80 m y donde no exista posibilidad de tránsito 0.60 m (esta medida se tomará a partir de la parte superior del tubo).

En los suelos con poca estabilidad, se deberá apuntalar la zanja para evitar desplomes de las paredes y en los puntos donde la tubería debe ser colocada en zanja cortada en roca, deberá excavar la roca hasta 15 cm como mínimo por debajo del nivel de instalación de la tubería, rellenándola posteriormente con material adecuado compacto para formar apoyo uniforme.

El ancho de la zanja, deberá ser suficiente para la correcta instalación de la tubería así como para permitir la adecuada compactación del relleno a los lados de la misma. Según el tipo de tubería que se use, podrá ser necesario hacer ampliaciones de la zanja en los puntos de unión o de instalación de accesorios, esto para permitir la adecuada instalación de las uniones.

- Mampostería de piedra

Se utilizará en la construcción de los tanques y para las demás obras de arte que indiquen los planos. Se utilizara 67 % piedra bola y 33% de mortero con proporción 1:3 cemento y arena. La obra deberá estar debidamente formaleteada y los muros serán impermeabilizados y apropiadamente alisados, especialmente donde estén en contacto con el agua.

- Formaleta

Las formaletas deberán ceñirse en todo a la forma, fines y dimensiones de los miembros que se moldearán de acuerdo a los planos.

Serán lo suficientemente rígidas para evitar deformaciones al ser sometidas al peso del concreto y cargas de trabajo durante la fundición. Toda la formaleta será adecuadamente entrampillada para garantizar que mantenga su forma y posición durante el uso. Las formaletas en este caso serán de madera aprobada por el supervisor de 1 pulgada como espesor mínimo.

- Concreto

Se realizará con proporción 1:2:2 cemento, arena y pedrín, respectivamente; el cemento será de 3000 psi, la arena debe estar libre de materia vegetal, el pedrín será exclusivamente triturado, en ningún caso se permitirá baja calidad de estos materiales; el mezclado se realizará en cualquier lugar limpio y libre de contaminantes orgánicos, de preferencia utilizar mezcladora para concreto. Al final debe curarse el concreto por un período de 28 días para que alcance su resistencia óptima, la resistencia del concreto debe ser de 210 kg/cm².

- Acero de refuerzo

El acero de refuerzo empleado en la construcción será de grado 40, con módulo de fluencia $F_y=2810 \text{ kg/cm}^2$. Todas las varillas, al ser colocadas dentro del concreto estarán completamente libres de óxido, moho, costras, grasa o de cualquier otra capa o cubierta que pueda reducir su adherencia al concreto.

- Losas y tapaderas de cajas

Son las que cubren las diferentes obras hidráulicas como los tanques, cajas rompe presión y cajas para válvulas; éstas deben resguardar perfectamente cada obra y proveer acceso (tapadera) para poder inspeccionar su funcionamiento, se les deberá dar desnivel mínimo de 1% hacia los lados y su superficie deberá quedar ensabietada con cemento y arena remolineada en proporción 1:3.

- Cajas y válvulas

Las cajas rompe presión serán de mampostería de piedra y las demás cajas y losas de concreto armado, por ser de pequeñas dimensiones, estas deben cumplir con las especificaciones que indican los planos. Cada válvula deberá ser inspeccionada y comprobar su perfecto funcionamiento antes de ser colocada.

- Tubería y accesorios PVC

La tubería PVC se utilizará en toda la línea de conducción y en toda la red de distribución, la tubería debe estar libre de golpes, imperfecciones o daños que puedan afectar su funcionamiento.

Las presiones de trabajo de las tuberías a utilizar son las siguientes: para tubo con diámetro de $\frac{1}{2}$ pulgada 315 psi, tubo con diámetro de $\frac{3}{4}$ de pulgada 250 psi y para tubo de diámetro igual o mayor a 1 pulgada 160 psi.

Las uniones deben ser conectadas por medio de campana y espiga. Los accesorios serán de la misma clase. El solvente será el recomendado por el fabricante de la tubería. Los materiales serán almacenados en forma que garanticen la calidad y se colocarán de manera que permitan la fácil inspección, se almacenarán bajo techo o a la intemperie protegidos de forma que no reciban directamente los rayos del sol.

- Instalación de tubería y accesorios PVC

Para la colocación deberá limpiarse y pegarse perfectamente para evitar fugas de agua, la tubería debe quedar perfectamente cubierta por material compactado a una profundidad no menor de 40 centímetros sobre el nivel del terreno.

Se cortará la tubería a escuadra, utilizando guías y luego se quitará la rebaba del corte y se limpiará el tubo interior y exteriormente. El tubo debe de penetrar en el accesorio o campana de otro tubo sin forzarlo, por lo menos un tercio de la longitud de la copla, si no es posible debe afilarse o lijarse la punta del tubo.

Se aplicará el cemento solvente que debe estar completamente fluido y si el cemento empieza a endurecerse en el frasco deberá desecharse. Antes de aplicar el cemento solvente se debe quitar toda clase de suciedad que se encuentra en la parte que se va a aplicar, tanto en el exterior del tubo como en la superficie interior del accesorio.

El cemento debe ser aplicado en capas delgadas y uniformes. Éste debe usarse con rapidez ya que seca rápidamente. No se deberá exagerar el uso del solvente sino que solo darle el revestimiento a las dos piezas.

- Pruebas de la tubería

Toda instalación de tubería deberá ser probada para resistencia y para flujo, sometiéndola a presión interna por agua antes de hacer el relleno total de la zanja. Se deberá rellenar previamente solo aquellas partes en que se necesita en soporte del suelo como anclaje de la tubería.

La tubería será sometida a la prueba de presión con agua, después de llenarla totalmente hasta expulsar todo el aire por los puntos altos. Los tramos a probar deberán ser de preferencia aislados por las válvulas instaladas y en tramos no mayores de 400 m.

- Lavado y desinfección interior de la tubería

Antes de poner en servicio la tubería instalada, deberá procederse a lavarla y desinfectarla interiormente. Primero se lavará, para esto se hará circular agua a velocidad no menor de 0.60 m/seg, por período mínimo de 15 minutos o el tiempo necesario para que circule dos veces el volumen contenido por las tuberías.

Para la desinfección se deberá comenzar por vaciar la tubería, llenándola después con agua que contenga 20 mg/L de cloro, la que se mantendrá 24 horas en la tubería. Cuando no se pueda vaciar previamente la tubería, se introducirá el volumen dos veces mayor que el volumen de agua contenida, proporcionando escapes en todos los extremos durante la aplicación del agua clorada para desinfección.

Después de las 24 horas, se vaciarán las tuberías o se procederá a lavarlas haciendo circular agua en cantidad suficiente para eliminar la empleada para la desinfección. El agua a emplearse para el lavado final será de calidad igual a la que circulará por la tubería en su funcionamiento normal.

CONCLUSIONES

1. Con el diseño del puente vehicular caserío Los Horcones y del sistema de abastecimiento de agua domiciliar aldea Las Cruces, se contribuyó al desarrollo de las áreas rurales del municipio de Ipala, departamento de Chiquimula, dichos proyectos son alternativas técnicas, para solucionar las necesidades más urgentes de estas comunidades, quienes puedan gestionar la implementación y construcción de estos.
2. El diseño del puente de acceso al caserío Los Horcones se realizó tomando en cuenta diversos factores, los cuales, junto con los códigos establecidos para el diseño de puentes, ayudaron a la buena ubicación y al buen dimensionamiento de los elementos estructurales. Este proyecto servirá como vía de acceso, desarrollo y oportunidades para los habitantes de Los Horcones y aldeas vecinas.
3. El diseño en base a reglamentos, de los componentes del sistema de abastecimiento de agua domiciliar, en aldea Las Cruces y la buena operación del mismo, hará que éste, funcione adecuadamente, de esta manera, se proporciona agua suficiente para satisfacer las necesidades básicas de los habitantes. Este proyecto, es prioridad, para la salud e higiene de toda la comunidad.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad de Ipala, Chiquimula.

1. Respetar todas las condiciones de diseño para ambos proyectos, esto con el único objetivo de garantizar la buena ejecución y el buen funcionamiento.
2. Realizar la construcción de los estribos del puente en época de estiaje, de tal manera que el agua no afecte los trabajos de cimentación.
3. Cuando exista la probabilidad de socavaciones se debe colocar rocas o algún otro tratamiento en el lecho del río, sobre todo cuando está empezando a bajar el desplante en los estribos del puente. Cuando se sedimenta el material acarreado por el río cerca de la subestructura es necesario realizar dragados para que la corriente pase libremente evitando así golpes en la estructura del puente.
4. Efectuar el proceso de cloración del agua para prevenir enfermedades en la comunidad.
5. Reemplazar el equipo de bombeo al cumplirse el tiempo de uso efectivo, para que el sistema siga trabajando adecuadamente. Esta gestión podría hacerse por medio de la municipalidad de Ipala, Chiquimula.

6. Es conveniente seguir el plan de operación y mantenimiento de los proyectos, para prolongar eficientemente su vida útil en el periodo en que fueron diseñados.
7. Cada comunidad deberá nombrar una comisión encargada del monitoreo en su respectivo proyecto, para optimizar el funcionamiento del mismo. De igual manera implementar campañas y capacitar a la comunidad para el mantenimiento del sistema de abastecimiento, desinfección y en el uso racional y adecuado del agua. Así mismo instruir a los habitantes a conservar y obedecer las señales de tránsito colocadas en el puente vehicular, esto para evitar accidentes y daños a la estructura.
8. Revisar antes de la ejecución de la obra, los presupuestos de ambos proyectos, ya que estos se elaboraron en el año 2015, por lo tanto, los costos de materiales de construcción y mano de obra están sujetos a variación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AGUILAR RUIZ, Pedro. (2007). *Apuntes sobre el curso de ingeniería sanitaria 1*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.
2. AMANCO. (2013). *Información técnica de tuberías y listado de precios*. Guatemala.
3. American Association of State Highway and Transportation Officials (Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes, AASHTO LRFD). (2007). *Especificaciones para el diseño de puentes*. 4ta ed. Washington, DC.
4. American Concrete Institute. (2005). *Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural y Comentario*. ACI 318S 05. USA: ACI.
5. CABRERA SEIS, Jadenon Vinicio. (1994). *Guía teórica y práctica del curso Cimentaciones 1*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.
6. GUZMÁN ESCOBAR, Ernesto Salvador. (1997). *Diseño de puentes*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.
7. HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ, Manglio Heriberto. (2009). *Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable por bombeo, para la colonia Tierra Verde, Siquinalá, Escuintla*. Trabajo de graduación

de Ing. Civil. Facultad de ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.

8. Instituto de Fomento Municipal – Unidad Ejecutora del Programa de Acueductos Rurales. (INFOM – UNEPAR). (1997). *Guía para el diseño de sistemas de abastecimiento en áreas rurales*. Guatemala.
9. Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología. (INSIVUMEH). (1988). *Método estándar de cálculo de curvas de duración-intensidad-frecuencia*. Informe técnico No. 4-88. Guatemala.
10. MEJÍA HERNÁNDEZ, Allan Josué. (2013). *Diseño del sistema de agua potable para el caserío Las Cortinas y puente vehicular sobre el río Los Callejones, San Rafael Las Flores, Santa Rosa*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.
11. OLIVA GONZALEZ, Angel Francisco. (2011). *Diseño del puente vehicular para la aldea San Isidro y del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea El Astillero, municipio de San Jerónimo, Baja Verapaz*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.
12. Organización Panamericana de la Salud. (OPS). (2005). *Guías para el diseño de estaciones de bombeo de agua potable*. Lima, Perú.

13. Organización Panamericana de la Salud. (OPS). (2007). *Guía para la selección de equipos de bombeo para sistemas de abastecimiento de agua y saneamiento para el medio rural*. Lima, Perú.
14. ORTEGA DIEGUEZ, Jorge Alfredo. (2010). *Diseño del sistema de drenaje sanitario para las aldea El Sauce y San Francisco y puente de concreto para la aldea Julumichapa, municipio de Ipala, departamento de Chiquimula*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.
15. PALACIOS LÓPEZ, Percy Donald. (2007). *Diseño de puente vehicular barrio Río Lato y apertura tramo carretero que comunica a la comunidad de la campana, con comunidad La Laguneta, municipio de Guastatoya, departamento de El Progreso*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.
16. RECINOS AQUINO, José Mario. (2011). *Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la aldea El Rodeo y puente vehicular en la aldea La Paz, municipio de Jalapa*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.
17. TZICAP LÓPEZ, Manuel Daniel. (2010). *Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para el cantón Salaché y puente vehicular par el caserío Mangales, municipio de Mazatenango, departamento de Suchitepéquez*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Facultad de ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.

APÉNDICES

Apéndice A	Libreta topográfica, proyecto puente vehicular caserío Los Horcones, aldea San Francisco, municipio de Ipala, departamento de Chiquimula.
Apéndice B	Planos constructivos, proyecto puente vehicular caserío Los Horcones, aldea San Francisco, municipio de Ipala, departamento de Chiquimula.
Apéndice C	Libreta topográfica, proyecto sistema de abastecimiento de agua domiciliar aldea Las Cruces, municipio de Ipala, departamento de Chiquimula.
Apéndice D	Diseño de la conducción, proyecto sistema de abastecimiento de agua domiciliar aldea Las Cruces, municipio de Ipala, departamento de Chiquimula.
Apéndice E	Diseño de la distribución, proyecto sistema de abastecimiento de agua domiciliar aldea Las Cruces, municipio de Ipala, departamento de Chiquimula.
Apéndice F	Planos constructivos, proyecto sistema de abastecimiento de agua domiciliar aldea Las Cruces, municipio de Ipala, departamento de Chiquimula.

APÉNDICE A

Tabla A1. Libreta topográfica, proyecto puente vehicular caserío
Los Horcones, aldea San Francisco, municipio de
Ipala, departamento de Chiquimula.

Estación	PO	Azimut			Distancia	Cota
		°	'	"		
1	1.1	177	50	37	2.42	99.027
	1.2	167	12	42	5.123	100.83
	1.3	128	28	24	5.548	100.587
	1.4	148	16	1	9.574	101.53
	1.5	164	17	15	16.363	103.133
	1.6	148	16	38	17.405	102.769
	1.7	164	33	55	21.958	104.149
	1.8	151	46	57	21.936	103.787
	1.9	161	24	30	29.818	105.597
	1.1	152	27	15	29.038	105.425
	1.11	189	54	30	11.595	101.519
	1.12	230	45	35	32.095	102.618
	1.13	269	11	4	12.102	98.436
	1.14	323	52	21	2.803	98.477
	1.15	333	38	15	8.526	97.369
	1.16	332	49	48	14.37	97.937
	1.17	332	52	16	16.855	99.763
	1.18	338	19	38	20.3	100.004
	1.19	349	40	42	20.466	99.803
	1.20	343	32	0	25.403	101.034
	1.21	340	17	59	35.18	102.787
	1.22	346	54	9	35.662	102.763
	1.23	341	35	22	44.578	104.035
	1.24	346	56	47	44.396	103.939
	1.25	345	46	9	58.551	104.556
	1.26	349	30	28	57.111	104.69
	1.27	346	53	23	68.521	104.691
	1.28	350	16	34	67.52	104.849
	1.29	345	57	55	78.725	104.868
	1.30	348	37	3	79.273	104.934
	1.31	27	29	42	21.485	97.663

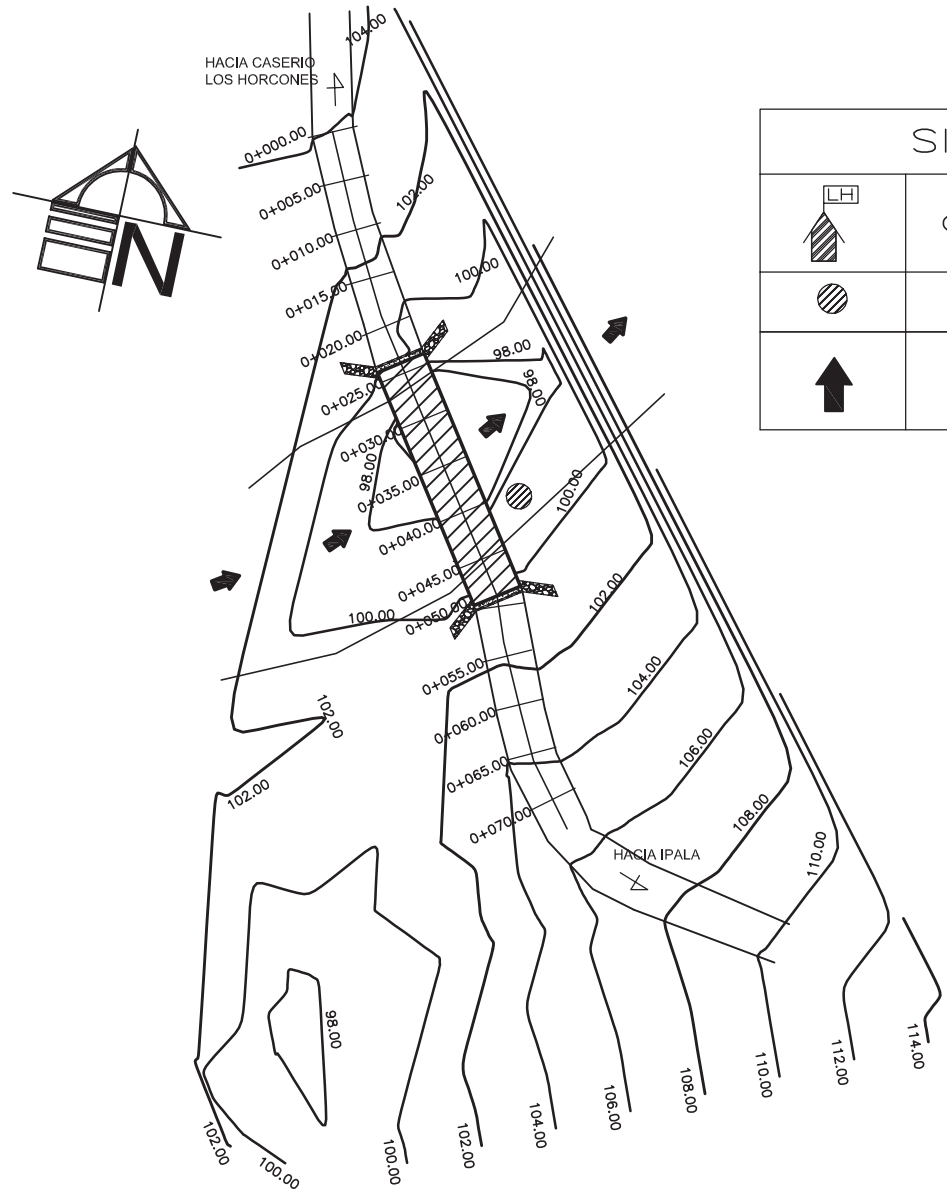
Continúa tabla A1

Estación	PO	Azimut			Distancia	Cota
		°	'	"		
1	E-2	152	50	37	30.433	105.698
2	2.1	115	33	48	1.381	105.96
	2.2	178	22	31	5.972	106.444
	2.3	120	28	15	6.852	107.052
	2.4	152	0	36	9.202	107.388
	2.5	126	2	38	22.967	110.364
	2.6	118	29	26	43.394	115.023
1	E3	195	58	18	39.197	99.098
3	3.1	98	55	49	10.053	100.084
	3.2	227	45	3	6.781	97.611
	3.3	231	40	9	19.402	102.226
	3.4	225	51	47	19.154	98.958
	3.5	209	54	18	23.599	102.115
	3.6	181	55	44	23.668	98.118

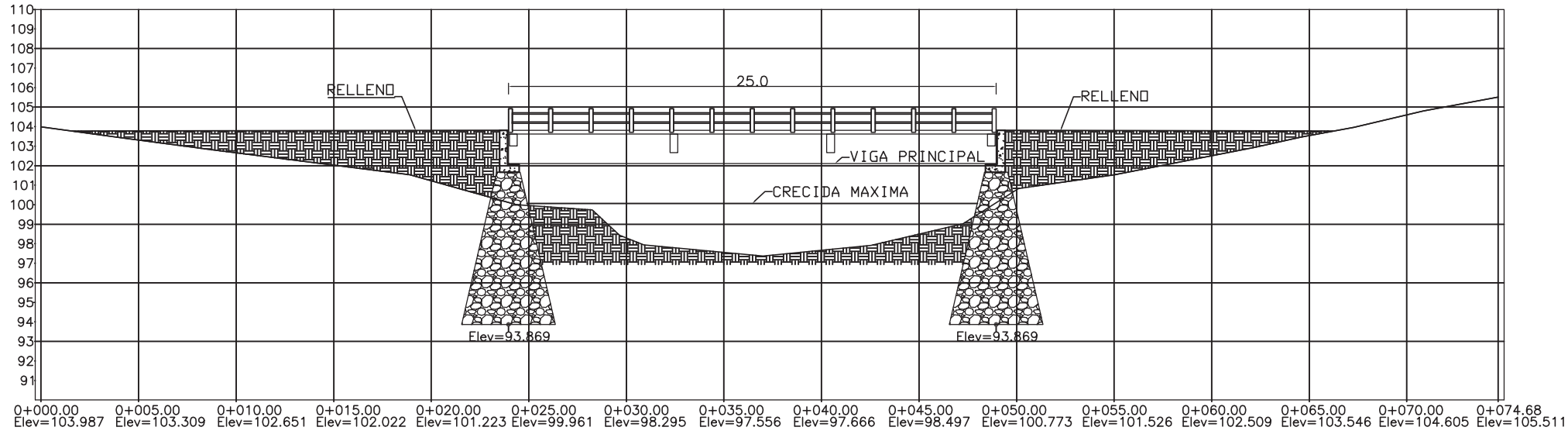
Fuente: elaboración propia

APÉNDICE B

Planos constructivos, proyecto puente vehicular caserío Los Horcones, aldea San Francisco, municipio de Ipala, departamento de Chiquimula.



PLANTA DE CURVAS DE NIVEL
ESCALA 1:750



PERFIL NATURAL DE TERRENO
ESCALA VERTICAL Y HORIZONTAL 1:300

SIMBOLOGIA		COORDENADAS GTM	
		X	Y
	CASERIO LOS HORCONES	587047.2502	1608376.055
	PUENTE VEHICULAR	587232.399	1608505.811
	INDICA DIRECCIÓN DEL FLUJO DEL AGUA		

CRITERIOS PARA DISEÑO

ESPECIFICACIONES AASHTO

- SOBRECARGA EJE MAS PESADO (AASHTO H15-44) 5448 KG
- LUZ DE DISEÑO (AASHTO 1.3.2) 2 MT
- INCREMENTO DE CARGA DE IMPACTO (AASHTO 3.8.2.1) 30%
- COLOCACION DE DIAFRAGMAS (AASHTO 1.7.4 D) 4 MT
- COEFICIENTE DE SISMO (AASHTO 3.21) 12 %

ESPECIFICACIONES DE MATERIALES

- ESFUERZO DE COMPRESION DEL CONCRETO A LOS 28 DIAS $f_c = 280 \text{ KG/CM}^2$
- ESFUERZO A LA CEDENCIA EN EL ACERO DE REFUERZO $f_y = 2810 \text{ KG/CM}^2$ $f_y = 4200 \text{ KG/CM}^2$

CONCRETO

CEMENTO: SOLO SE UTILIZARA CEMENTO QUE SATISFAGA LA NORMA ASTM C150 Y SECCION 3.2 DEL ACI 318-05 Y DEBERA SATISFACER EL CAPITULO 5, "CALIDAD DEL CONCRETO" DEL CODIGO ACI 318-05.

AGREGADOS: EL TAMAÑO MAXIMO NOMINAL DEL AGREGADO GRUESO NO SERA SUPERIOR A:

- 1/5 DE LA SEPARACION MENOR ENTRE LOS LADOS DE LA FORMALETA
- 3/4 DEL ESPACIAMIENTO MINIMO LIBRE ENTRE VARILLAS DE REFUERZO

AGREGADO DE $\frac{1}{2}$ " O AGREGADO DE $\frac{3}{4}$ " PARA CIMENTACION CON APROBACION, ESTAS LIMITACIONES SE PUEDEN OMITIR SI A JUICIO DEL PROFESIONAL FACULTADO PARA DISEÑAR, LA TRABAJABILIDAD Y LOS METODOS DE COMPACTACION SON TALES QUE EL CONCRETO SE PUEDA COLOCAR SIN LA FORMACION DE VACIOS O CAVIDADES EN FORMA DE RATONERAS.

AGUA: DEBERA UTILIZARDE AGUA LIMPIA EN LA MEZCLA DEL CONCRETO

ACERO DE REFUERZO
ACERO

- LAS BARRAS DE ACERO UTILIZADAS EN LA CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO DEBERAN CUMPLIR LOS REQUISITOS ESTABLECIDOS EN EL CODIGO ACI, SECCION 3.5 (318-2005)
- EL ACERO SERA CALIDAD ASTM A-615 CON UN LIMITE DE FLUENCIA CARACTERISTICO (CONVENCIONAL) $F_y = 2810 \text{ KG/CM}^2$ Y $F_y = 4200 \text{ KG/CM}^2$ DE CONFORMACION SUPERFICIAL CORRUGADA, GRADO 40 Y GRADO 60.
- DEBERA OBSERVARSE QUE LAS BARRAS A EMPLEAR PRESENTEN SUS UPERFICIE LIBRE DE CORROSION, GRIETAS, SOLDADURAS O CUALQUIER OTRO DEFECTO QUE PUEDA AFECTAR SUS CARACTERISTICAS MECANICAS.
- TODOS LOS TRASLAPES DEBERAN CUMPLIR CON LO SIGUIENTE: DEBEN SER COMO LO INDIQUE EL ENCARGADO DEL PROYECTO, PERO NO MENOR A 300 MM SEGUN CODIGO ACI, SECCION 12.15 (318-2005).

DISEÑO:
WILLY DARWIN
VILLAFUERTE SOSA

FECHA:
OCTUBRE
2015

PLANO DE:
CURVAS DE NIVEL Y PERFIL
DE TERRENO

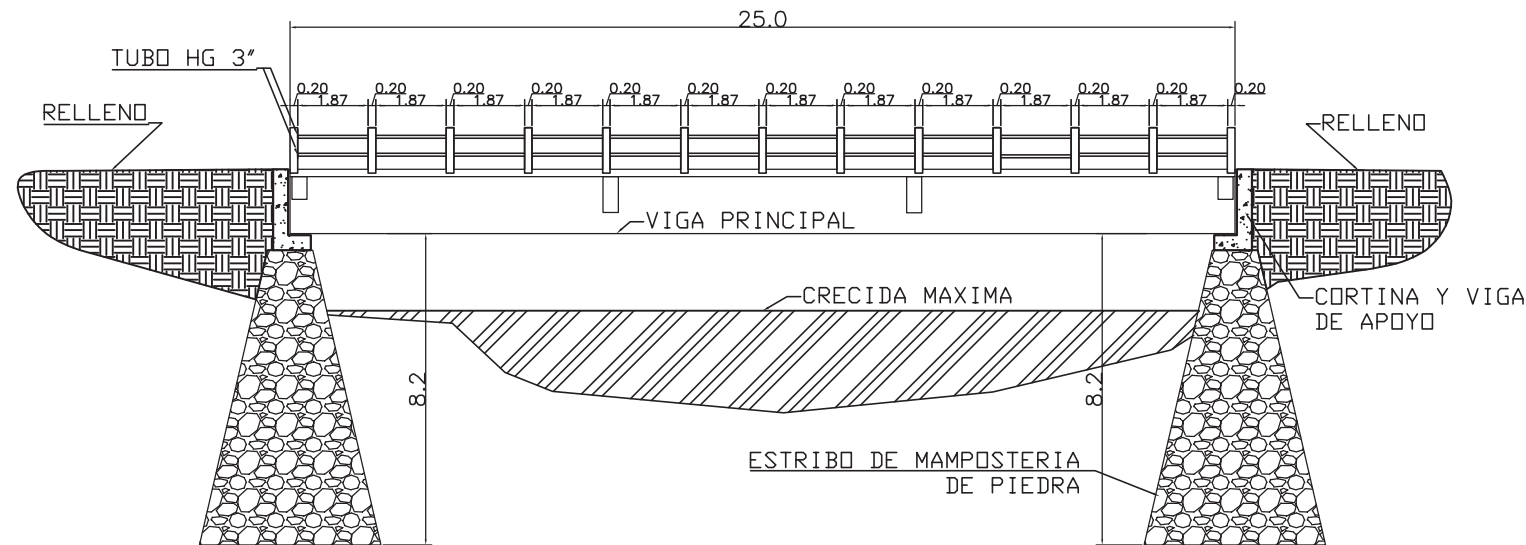
PROYECTO:
PUENTE VEHICULAR DE CONCRETO
ARMADO DE VIGA Y LOSA

LOCALIZACION: CASERIO LOS
HORCONES, ALDEA SAN FRANCISCO,
MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE
CHIKUIMULA, GUATEMALA

UNIVERSIDAD DE SAN
CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
CENTRO UNIVERISTARIO
DE ORIENTE
EJERCICIO PROFESIONAL
SUPERVISADO E.P.S

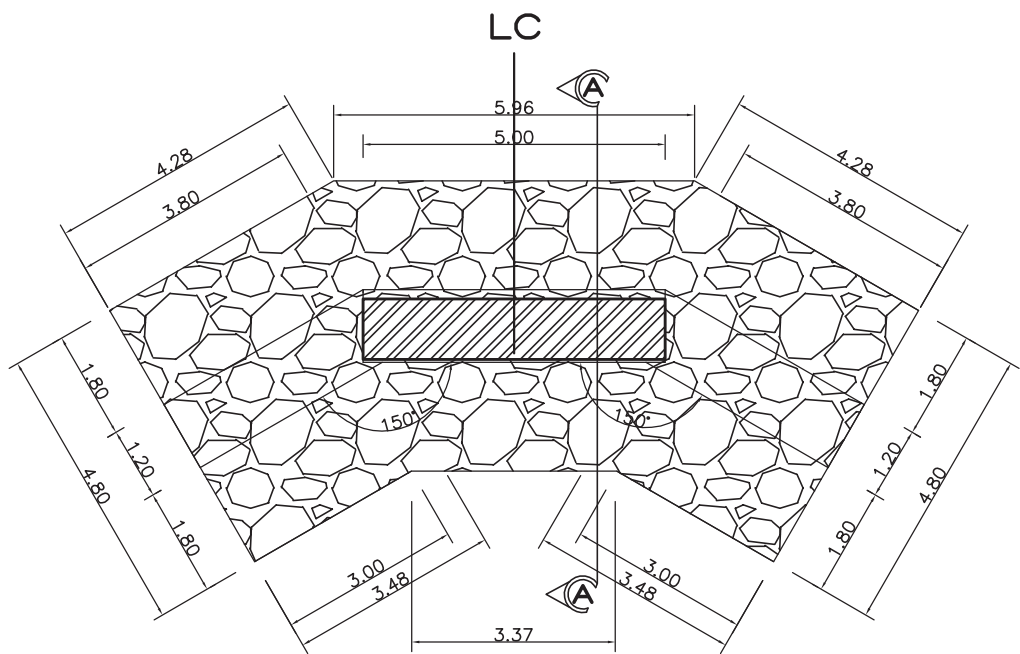
HOJA
1
5

REVISO:



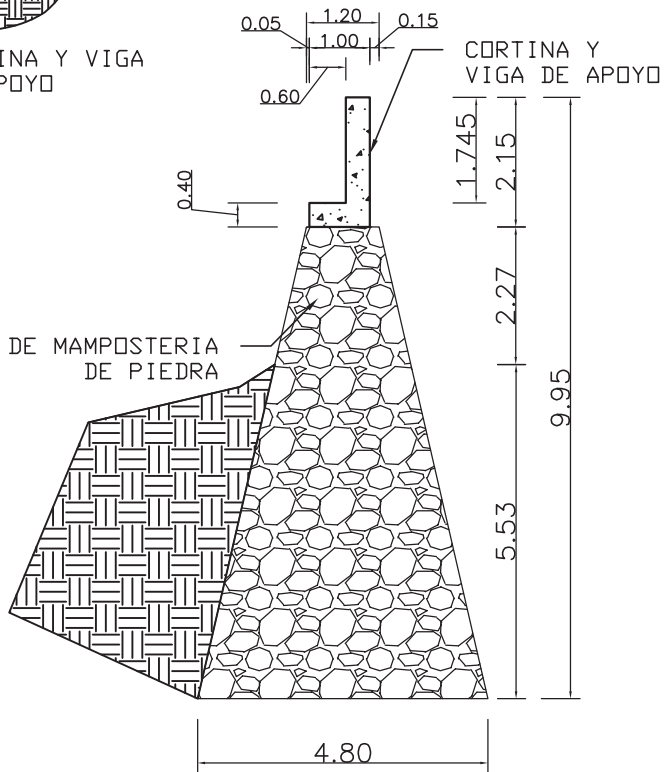
ELEVACION LONGITUDINAL DE PUENTE

ESCALA 1:200



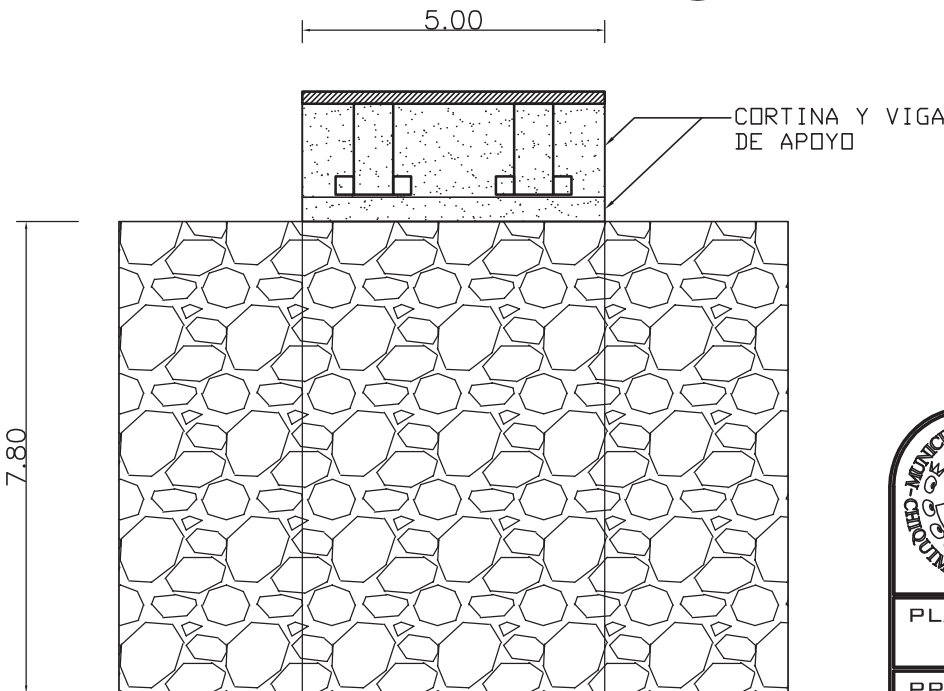
PLANTA ACOTADA DE ESTRIBO

ESCALA 1:125



SECCION DE ESTRIBO AA

ESCALA 1:125



ELEVACION FRONTAL DE ESTRIBO

ESCALA 1:125

ESPECIFICACIONES

LA MAMPOSTERIA DE PIEDRA TENDRA UNA PROPORCION DE 33 % DE SABIETA PROPORCION 1:2 Y 67 % DE PIEDRA BOLA.

NOTAS GENERALES

- EL RELLENO DE LOS ESTRIBOS DEBE SER PERFECTAMENTE COMPACTADO.
- LA ARENA DEBERA ESTAR LIBRE DE MATERIA ORGANICA Y DE ARCILLAS QUE PUEDAN REDUCIR LA RESISTENCIA DEL CONCRETO.
- EL PIEDRIN SERA DE ROCA TRITURADA, GRAVA DE CANTERA FORMADA DE PARTICULAS DURAS, RESISTENTES Y LIMPIAS.
- DEBERA PROPORCIONARCE ADECUADO DRENAJE A LOS ESTRIBOS PARA EVITAR PRESIONES NOCIVAS A LA ESTRUCTURA.

VALORES DE LOS ASENTAMIENTOS

SE VERIFICARA LA CONSISTENCIA DEL CONCRETO FRESCO MEDIANTE ENSAYOS DE ASENTAMIENTO, POR EL METODO DE CONO DE ABRAMS CON LA SIGUIENTE FRESCURA COMO MINIMO:

- AL INICIAR LAS OPERACIONES DE FUNDICION
- 1 VEZ DURANTE EL DIA
- CADA VEZ QUE SE MOLDEEN PROBETAS PARA ENSAYOS DE RESISTENCIA

FRECUENCIA DE HECHURA DE PROBETAS Y ENSAYOS

- LAS PROBETAS DE CONCRETO DEBEN SER EJECUTADAS DE ACUERDO A LA NORMA ASTM APLICABLE. DEBERAN CONFECCIONARCE UN MINIMO DE 4 PROBETAS POR CADA DIA DE FUNDICION Y POR CADA TIPO DE CONCRETO.
- DOS PROBETAS SERAN ENSAYADAS A LOS 7 DIAS, Y OTRAS 2 A LAS 28 DIAS.



DISEÑO:
WILLY DARWIN
VILLAFUERTE SOSA

FECHA:
OCTUBRE
2015

ESCALA:
INDICADA

PLANO DE:
ELEVACION DE PUENTE Y
ESTRIBO

PROYECTO:
PUENTE VEHICULAR DE CONCRETO
ARMADO DE VIGA Y LOSA

LOCALIZACION: CASERIO LOS
HORCONES, ALDEA SAN FRANCISCO,
MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE
CHICHIMULA, GUATEMALA

UNIVERSIDAD DE SAN
CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
CENTRO UNIVERTARIO
DE ORIENTE
EJERCICIO PROFESIONAL
SUPERVISADO E.P.S



HOJA

2
5

REVISO:

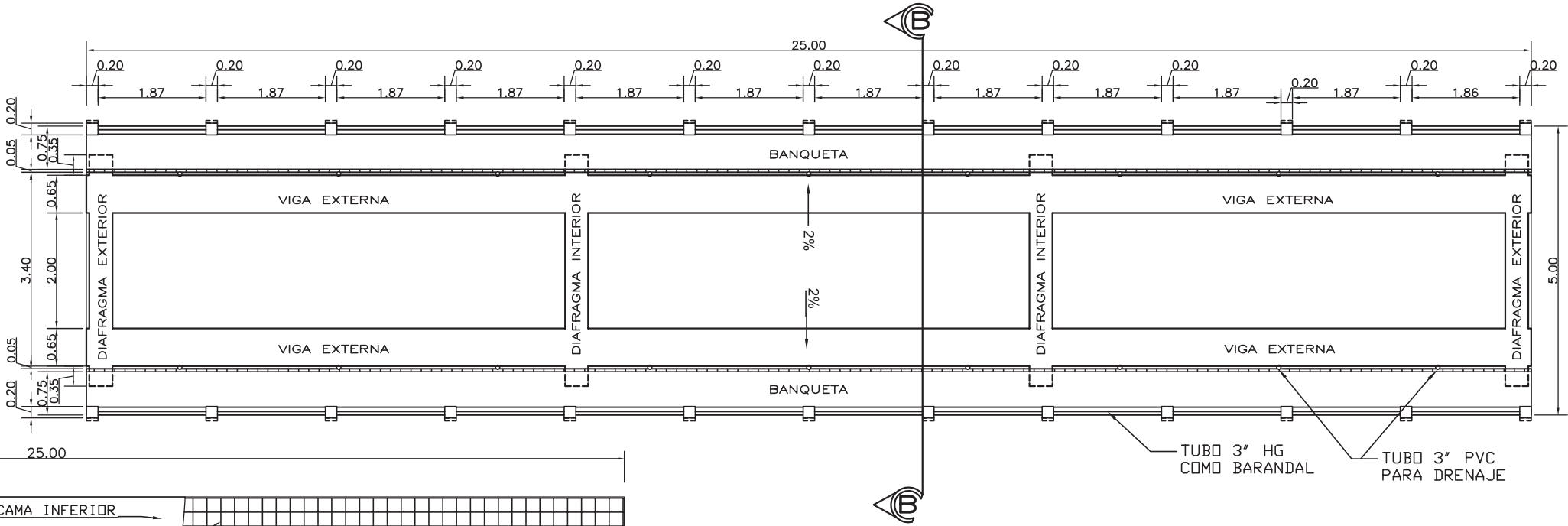
ESPECIFICACIONES

SE UTILIZARA CONCRETO CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 280 KG/CM² A LOS 28 DIAS CON PROPORCION 1:1,5:1,5.
SE UTILIZARA ACERO DE REFUERZO DE $f_y = 2810 \text{ KG/CM}^2$ GRADO 40 KSI Y $f_y = 4\,200 \text{ KG/CM}^2$ GRADO 60 KSI

TODAS LAS DIMENSIONES DEL PUENTE ESTAN EN METROS.

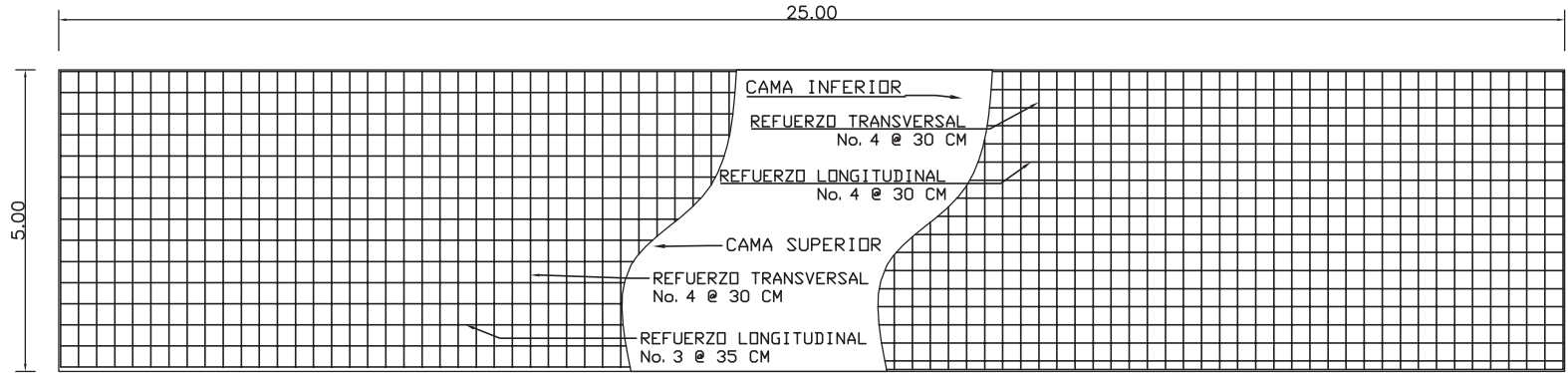
LA LOSA DE RODADURA DEBERA TENER UNA PENDIENTE DE 2.0 % HACIA LOS LADOS.

LOS RECUBRIMIENTOS PARA LA LOSA SERAN DE 5 CM EN LA PARTE SUPERIOR Y 3 CM EN LA PARTE DE ABAJO. PARA LAS VIGAS EL RECUBRIMIENTO SERA DE 5 CM.



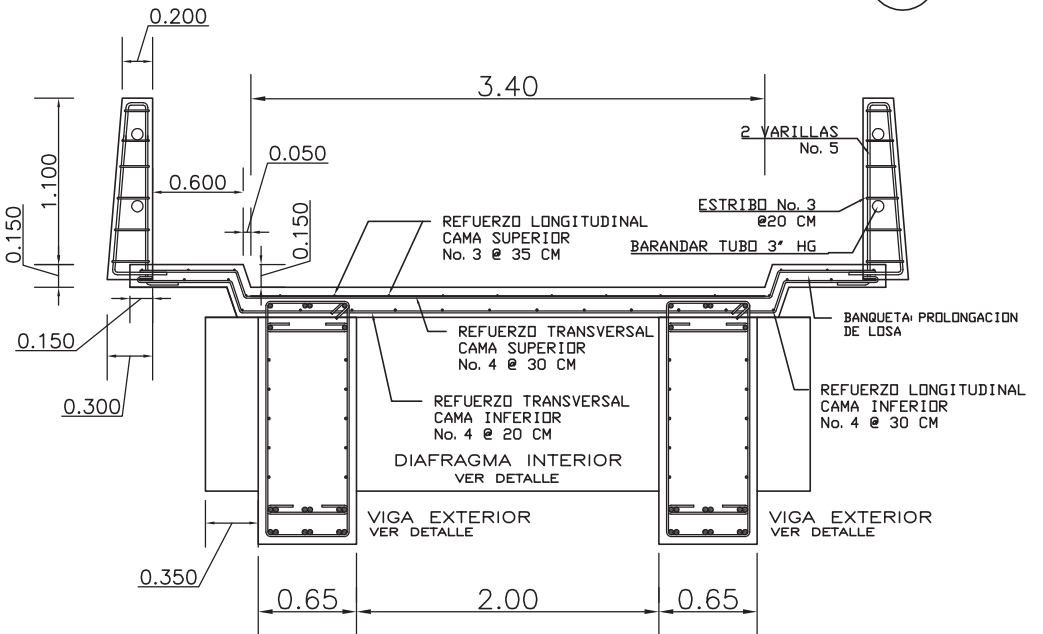
PLANTA ACOTADA DE LOSA

ESCALA 1:100



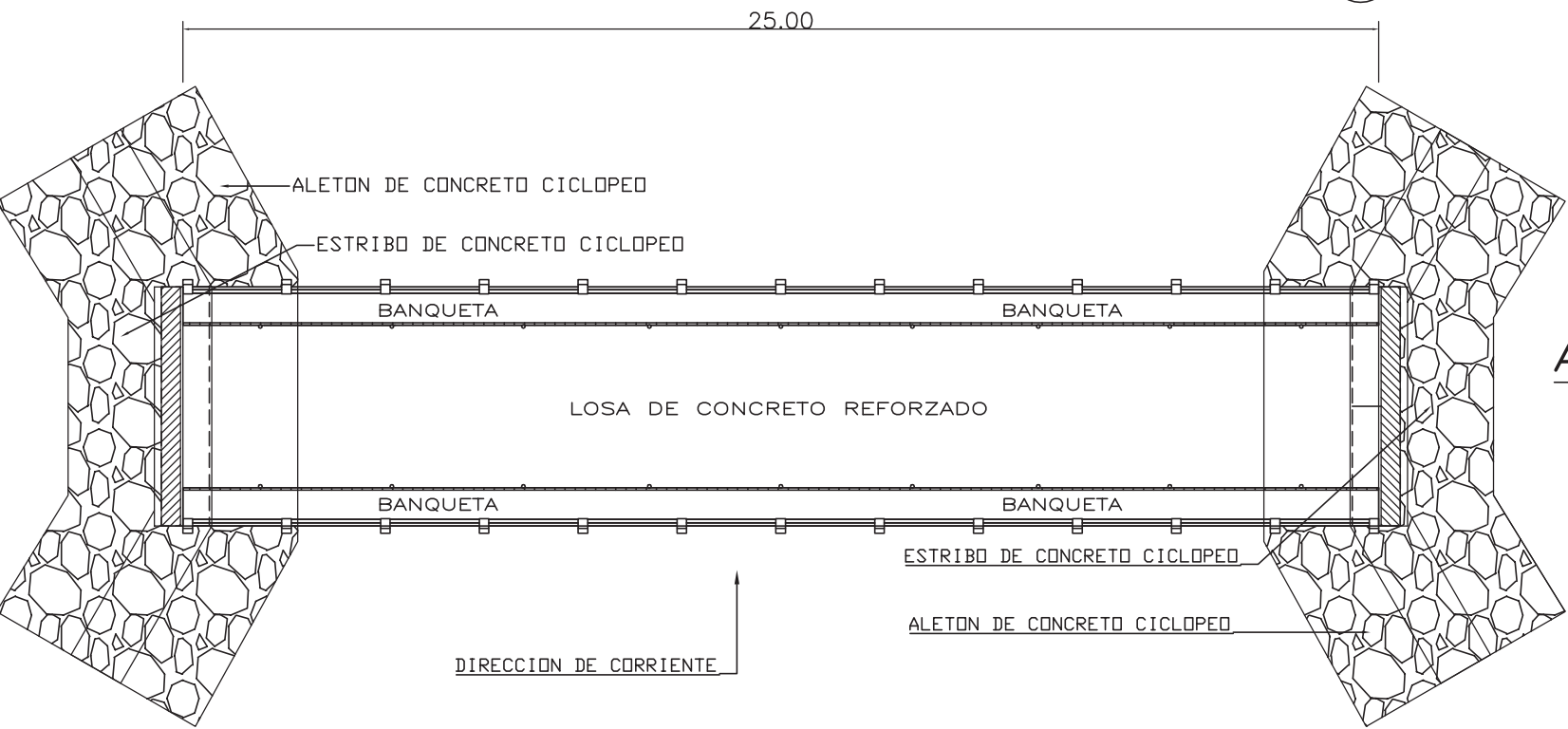
DETALLE ARMADO DE LOSA

ESCALA 1:125



ARMADO VIGA Y LOSA SECCION B-B

ESCALA 1:50



PLANTA CONJUNTO DEL PUENTE

ESCALA 1:150



DISEÑO:
WILLY DARWIN
VILLAFUERTE SOSA

FECHA:
OCTUBRE
2015

ESCALA:
INDICADA

PLANO DE:
PLANTA ACOTADA, PLANTA CONJUNTO DE
PUENTE Y ARMADO DE LOSA

PROYECTO:
PUENTE VEHICULAR DE CONCRETO
ARMADO DE VIGA Y LOSA

LOCALIZACION: CASERIO LOS
HORCONES, ALDEA SAN FRANCISCO,
MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE
CHIKIMULA, GUATEMALA

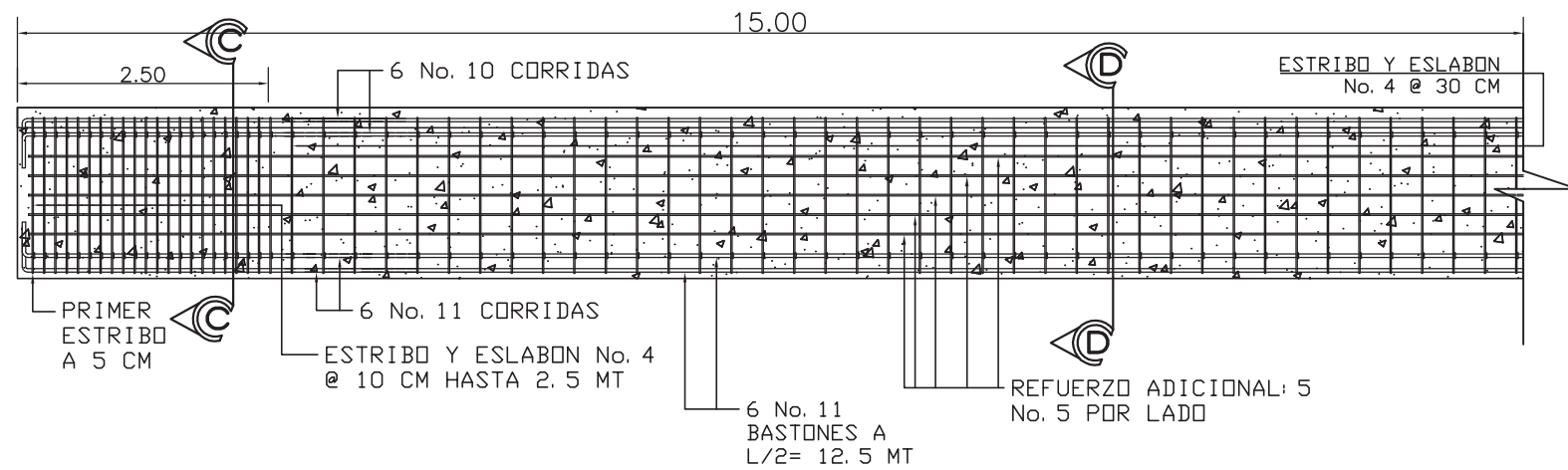
UNIVERSIDAD DE SAN
CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
CENTRO UNIVERISTARIO
DE ORIENTE
EJERCICIO PROFESIONAL
SUPERVISADO E.P.S



REVISO:

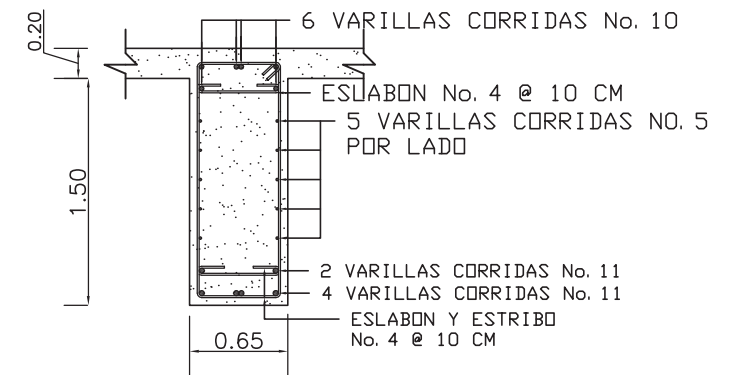
HOJA

3
5



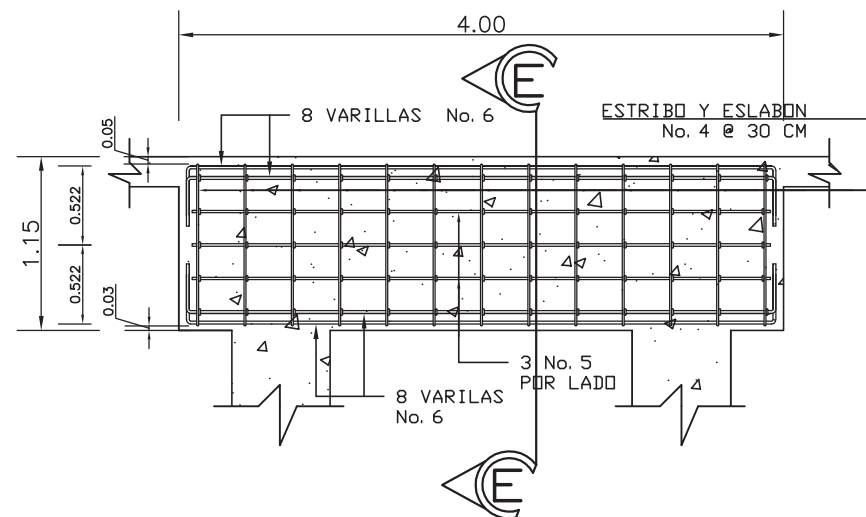
DETALLE ARMADO LONGITUDINAL DE VIGA

ESCALA 1:75



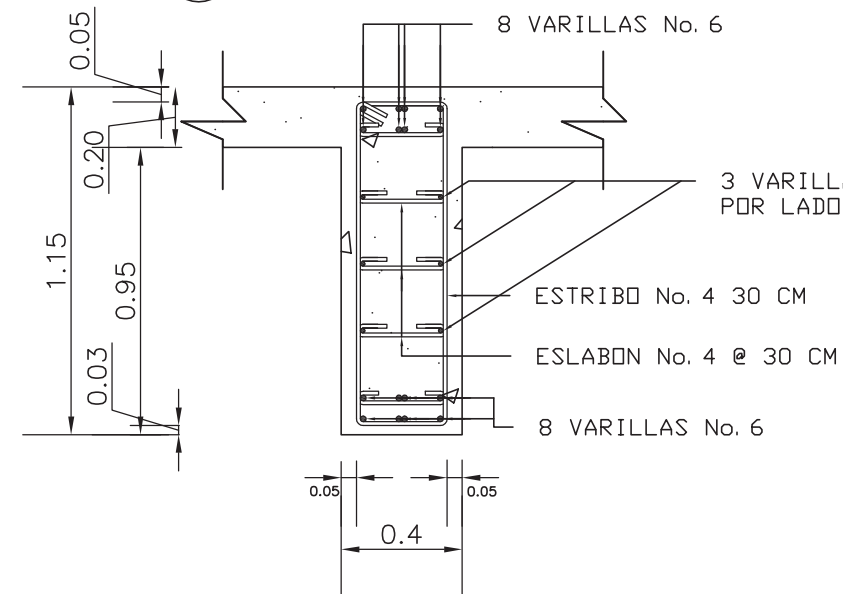
SECCION C-C

ESCALA 1:50



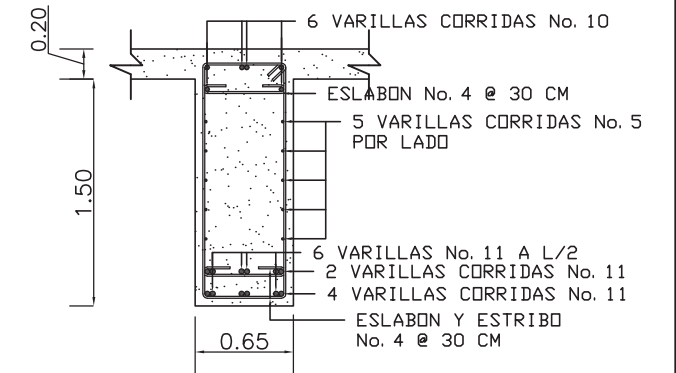
DETALLE ARMADO LONGITUDINAL DIAFRAGMA INTERIOR

ESCALA 1:50



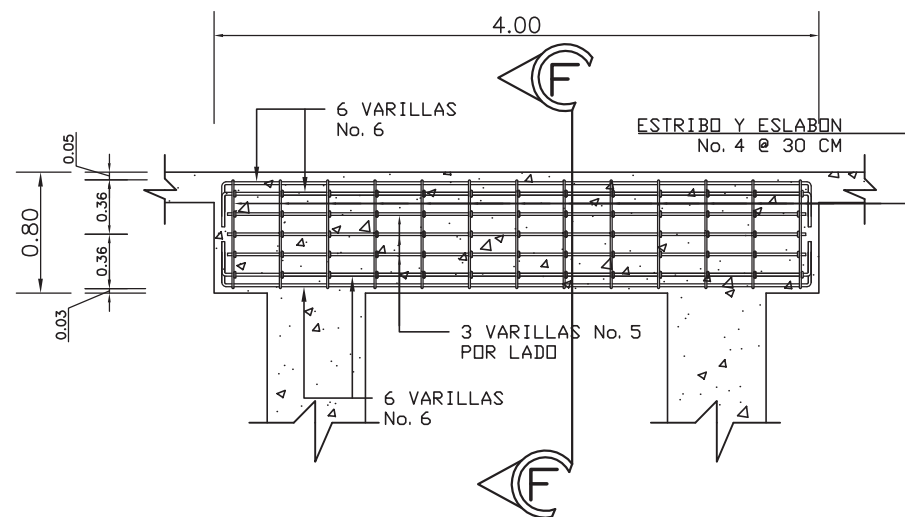
SECCION E-E

ESCALA 1:25



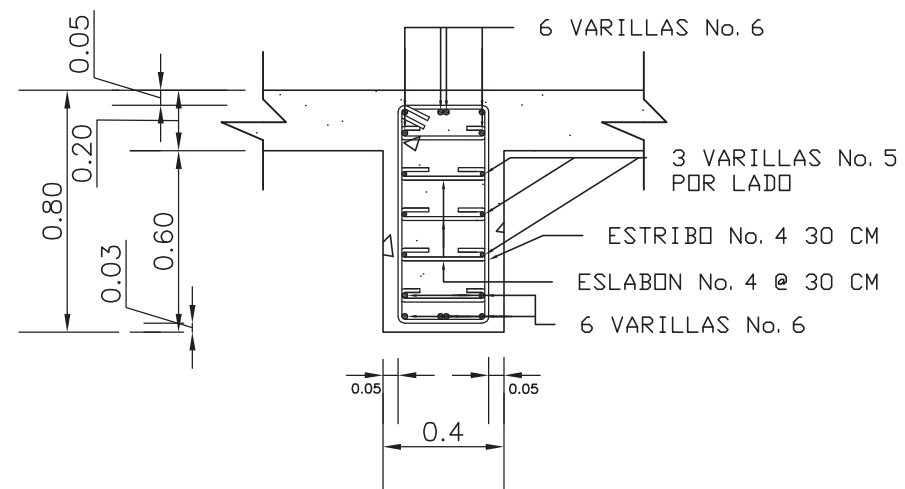
SECCION D-D

ESCALA 1:50



DETALLE ARMADO LONGITUDINAL DIAFRAGMA EXTERIOR

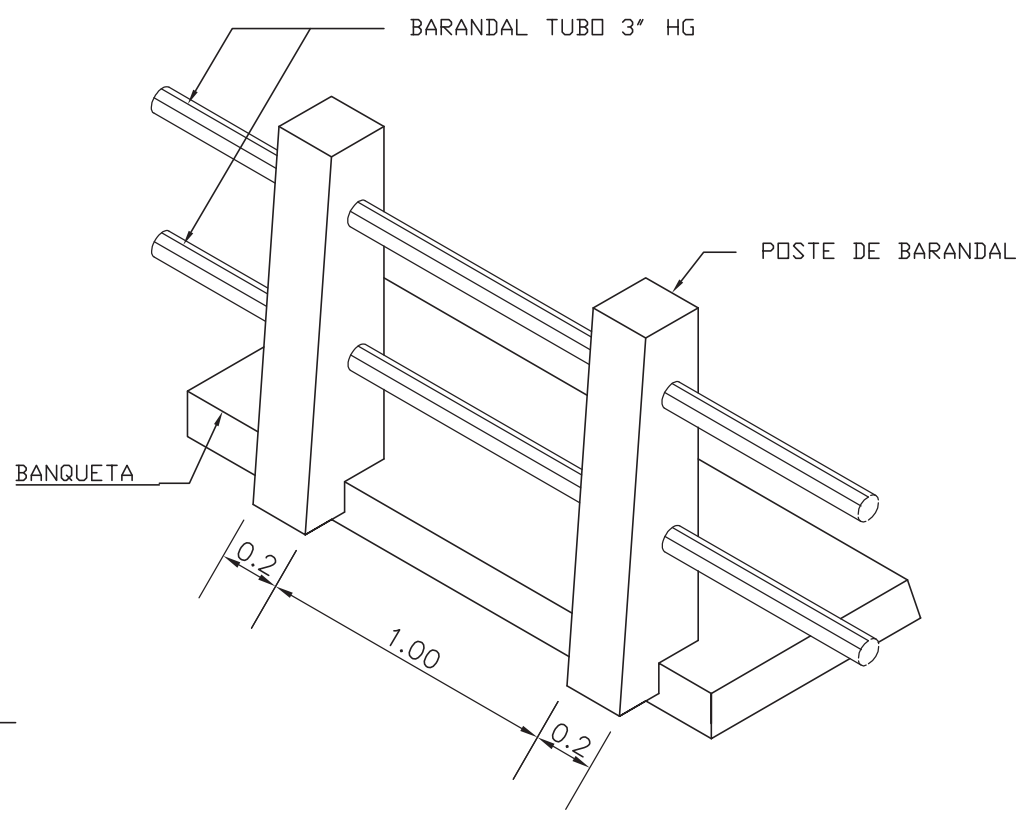
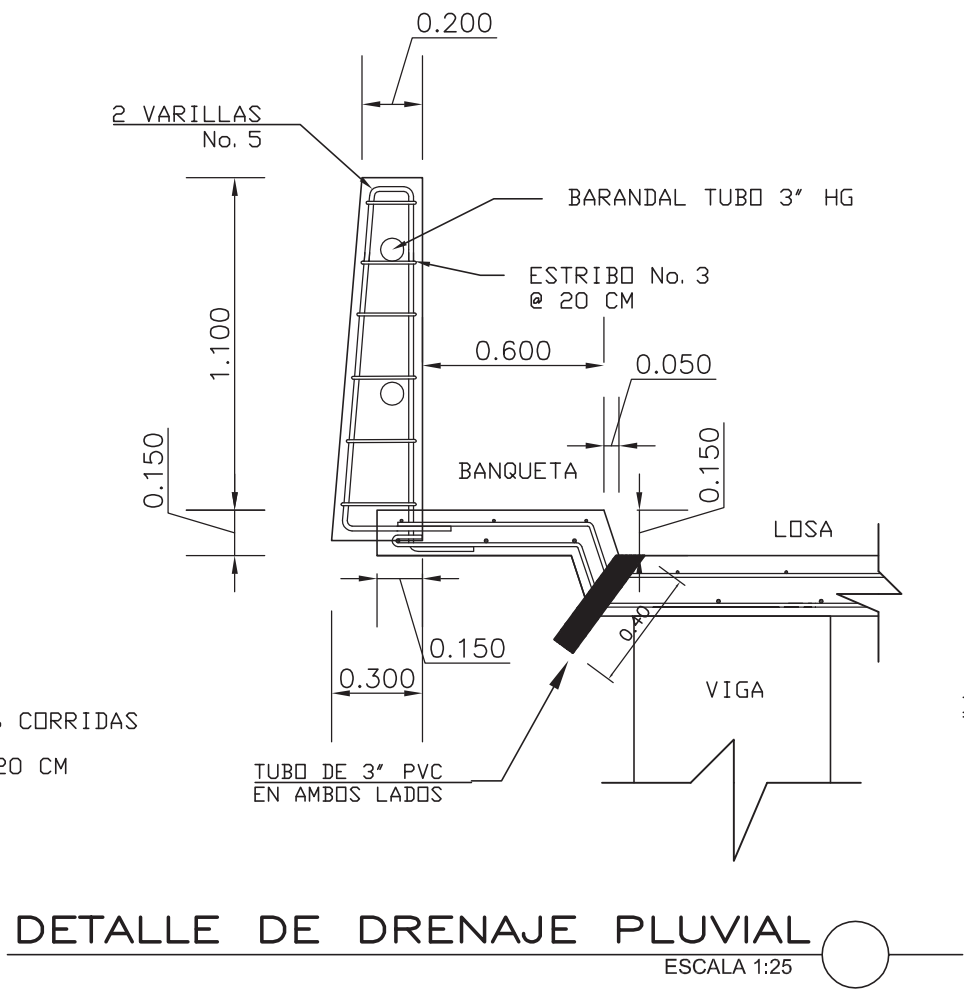
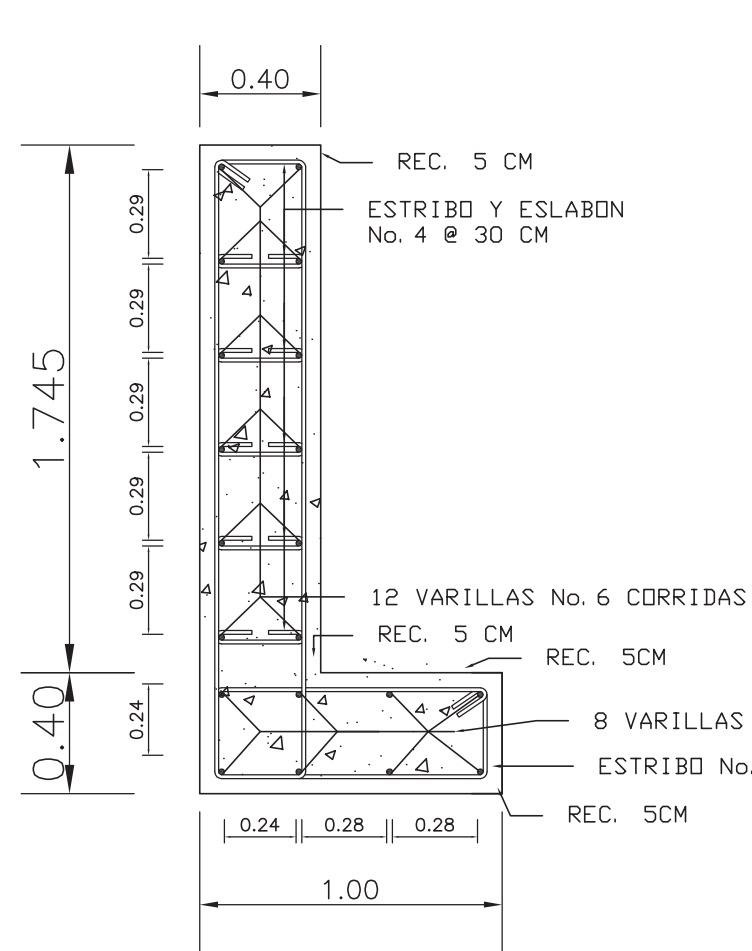
ESCALA 1:50



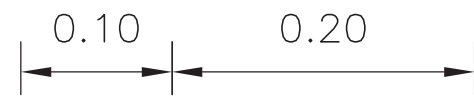
SECCION F-F

ESCALA 1:25

	DISEÑO:		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
	WILLY DARWIN VILLAFUERTE SOSA		FACULTAD DE INGENIERIA	
	FECHA:	ESCALA:	CENTRO UNIVERTARIO DE ORIENTE	
	OCTUBRE 2015	INDICADA	EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S	
PLANO DE:		HOJA		
DETALLES GENERALES		4		
PROYECTO:		5		
PUENTE VEHICULAR DE CONCRETO ARMADO DE VIGA Y LOSA		REVISO:		
LOCALIZACION: CASERIO LOS HORCONES, ALDEA SAN FRANCISCO, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA, GUATEMALA				



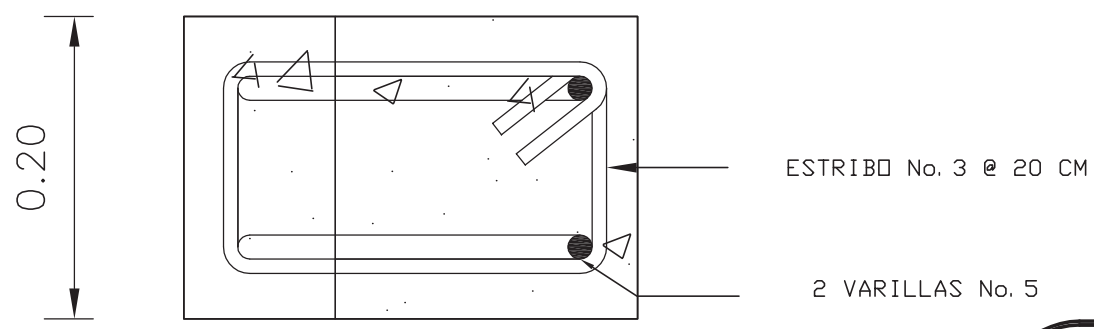
DETALLE DE ARMADO
CORTINA Y VIGA DE APOYO ESCALA 1:25



DETALLE DE BARANDA
ESCALA 1:25



NOTA: LAS DIMENSIONES DEL APOYO SON DE 65X60 CM, DUREZA SHORE 60 REFORZADO CON PLACAS METALICAS SEGUN DETALLE



DETALLE DE POSTE BARANDAL
ESCALA 1:5

DETALLE DE NEOPRENO
SIN ESCALA

	DISEÑO: WILLY DARWIN VILLAFUERTE SOSA		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA CENTRO UNIVERISTARIO DE ORIENTE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S	
	FECHA: OCTUBRE 2015	ESCALA: INDICADA		
	PLANO DE: DETALLES GENERALES			
	PROYECTO: PUENTE VEHICULAR DE CONCRETO ARMADO DE VIGA Y LOSA		HOJA 5/5	
LOCALIZACION: CASERIO LOS HORCONES, ALDEA SAN FRANCISCO, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIKIMULA, GUATEMALA		REVISO:		

APÉNDICE C

Tabla B1. Libreta topográfica, proyecto sistema de abastecimiento de agua domiciliar aldea Las Cruces, municipio de Ipala, departamento de Chiquimula.

Est.	P.O	Azimut			Dist. Horizontal	Dist. Acumulada	Coordenadas totales		Cota	Observaciones
		°	'	"			X	Y		
	69					703.2087	-240.759	545.605		Tanque Distribución
69	68	222	51	42	36.1230	739.3317	-265.3310	519.1270	569.038	Distribución
68	68A	328	24	29	27.5257	766.8573	-279.7507	542.5734	570.102	Vivienda
68	70	266	43	52	26.3150	765.6467	-288.6170	517.7970	573.193	Distribución
70	71	255	2	46	3.6041	769.2507	-292.0990	516.8670	573.461	Distribución
71	71A	287	29	53	17.5639	786.8147	-308.8502	522.1480	574.228	Vivienda
71	72	228	42	52	15.3830	784.6338	-296.4460	513.0500	573.681	Distribución
72	73	210	51	10	23.3585	807.9923	-308.4250	492.9970	574.368	Distribución
73	73A	293	13	58	12.1660	820.1583	-319.6045	497.7961	576.51	Vivienda
73	74	227	15	9	13.5990	821.5912	-317.8180	484.3150	575.325	Distribución
74	74A	134	50	9	8.0801	829.6713	-312.0882	478.6179	572.931	Vivienda
74	74B	138	49	29	9.5702	831.1615	-306.2214	471.0568	569.782	Vivienda
	68					739.3317	-265.3310	519.1270	569.038	Distribución
68	67	112	25	0	21.1307	760.4624	-245.7970	511.0690	565.876	Distribución
67	66	113	25	49	18.3108	778.7733	-228.9960	503.7880	563.676	Distribución
66	65	94	55	24	8.4592	787.2325	-220.5680	503.0620	562.515	Distribución
65	64	79	25	34	12.7027	799.9352	-208.0810	505.3930	560.959	Distribución
64	64A	204	5	39	18.1705	818.1057	-215.4989	488.8056	560.721	Vivienda
64	54	59	35	48	31.1831	831.1183	-195.5310	512.7570	559.241	Distribución
54	55	98	29	32	7.4284	838.5468	-188.1840	511.6600	556.110	Distribución
55	55A	118	1	50	10.9299	849.4767	-178.5362	506.5236	555.881	Vivienda
55	56	160	21	5	13.1356	851.6823	-181.8080	493.8020	552.655	Distribución
56	57	16	43	14	25.5092	877.1916	-173.8070	469.5800	550.188	Distribución
57	58	175	54	38	14.2473	891.4389	-172.7910	455.3690	548.412	Distribución
58	58A	42	18	38	11.7264	903.1653	-164.8974	464.0408	546.423	Vivienda
58	59	160	16	15	21.9320	913.3709	-168.1210	442.3470	546.836	Distribución
59	60	153	38	40	13.3373	926.7082	-162.2000	430.3960	544.415	Distribución
60	61	144	35	36	29.8665	956.5747	-144.8960	406.0530	538.666	Distribución
61	61A	247	15	4	10.0786	966.6534	-154.1906	402.1557	540.911	Vivienda

Continúa tabla B1.

Est.	P.O	Azimut			Dist. Horizontal	Dist. Acumulada	Coordenadas totales		Cota	Observaciones
		°	'	"			X	Y		
	54					814.4862	-195.5310	512.7570	559.241	Distribución
54	53	50	6	21	19.4817	833.9679	-180.5840	525.2520	557.542	Distribución
53	52	51	2	44	42.2235	876.1915	-147.7490	551.7980	556.15	Distribución
52	52A	294	37	58	59.7922	935.9837	-202.1000	576.7194	565.834	Vivienda
52	51	44	21	27	67.0885	943.2800	-136.3320	563.4740	556.432	Distribución
51	51A	144	50	41	16.1760	959.4560	-127.0180	550.2486	555.971	Vivienda
51	51B	325	28	46	29.2849	972.5649	-143.7611	574.2751	557.491	Vivienda
51	50	40	47	3	33.6040	976.8840	-113.8320	589.5550	558.551	Distribución
50	50A	260	2	55	16.0822	992.9661	-129.6722	586.7758	562.539	Vivienda
50	50B	355	2	55	21.2909	998.1749	-114.9213	602.1288	559.347	Vivienda
50	49	54	24	25	15.2900	992.1739	-99.8480	599.5640	560.791	Distribución
49	75	20	13	58	9.1720	1001.3459	-96.6760	608.1700	561.18	Distribución
75	75A	279	27	25	28.2454	1029.5912	-124.5375	612.8108	563.185	Vivienda
75	75B	304	24	12	21.5052	1022.8511	-103.0342	612.5241	561.732	Vivienda
75	75C	125	33	58	24.9571	1026.3030	-82.6424	598.1355	562.987	Vivienda
75	76	23	48	3	24.3287	1025.6746	-91.0290	620.9730	560.305	Distribución
76	77	358	50	47	11.7214	1037.3960	-91.2650	632.6920	560.431	Distribución
77	77A	125	48	7	8.1593	1045.5552	-84.6475	627.9189	560.371	Vivienda
77	77B	308	6	35	23.2859	1060.6819	-103.1705	642.0303	562.289	Vivienda
77	78	344	16	29	14.8983	1052.2942	-97.8080	655.9300	561.044	Distribución
78	78A	114	35	1	5.8445	1058.1387	-92.4933	653.4986	559.892	Vivienda
78	79	338	22	33	19.3617	1071.6559	-103.2310	669.6100	561.458	Distribución
79	79A	25	58	51	7.5026	1079.1585	-99.9444	676.3544	560.462	Vivienda
79	80	337	26	43	28.2104	1099.8663	-115.7400	699.7280	563.662	Distribución
80	80A	25	2	2	7.0225	1106.8888	-112.7684	706.0908	564.773	Vivienda
	49					992.1739	-99.8480	599.5640	560.791	Distribución
49	48	162	37	28	11.9210	1004.0949	-96.2880	588.1870	560.946	Distribución
48	47	152	13	6	12.8062	1016.9011	-90.3190	576.8570	561.478	Distribución
47	46	133	25	37	19.1118	1036.0129	-76.4390	563.7190	561.407	Distribución
46	46A	55	27	37	23.0781	1059.0910	-57.4288	576.8038	561.921	Vivienda
46	45	122	10	0	21.9716	1057.9845	-63.8190	555.7820	559.969	Distribución
45	45A	204	55	14	11.0283	1069.0128	-68.4659	545.7805	559.467	Vivienda
45	45B	97	1	12	20.2540	1078.2385	-49.9900	554.0791	560.023	Vivienda

Continúa tabla B1.

Est.	P.O	Azimut			Dist. Horizontal	Dist. Acumulada	Coordenadas totales		Cota	Observaciones
		°	'	"			X	Y		
45	44	118	57	2	11.6503	1069.6347	-43.3880	544.4800	557.372	Distribución
44	44A	31	21	43	5.4482	1075.0830	-40.5525	549.1322	557.462	Vivienda
44	44B	224	51	50	16.8923	1086.5270	-51.5333	536.2959	557.102	Vivienda
44	43	106	57	51	13.5014	1088.5844	-40.1000	543.4770	557.003	Distribución
43	43A	70	2	41	9.4322	1098.0166	-31.2341	546.6961	556.917	Vivienda
43	43B	83	16	0	9.8374	1098.4218	-21.4494	545.6790	558.071	Vivienda
43	42	96	19	24	13.3403	1101.9247	-9.3460	540.0690	554.174	Distribución
42	42A	215	23	27	16.6084	1118.5331	-18.9647	526.5295	555.249	Vivienda
42	41	98	29	43	22.2405	1124.1652	-0.3680	538.7280	553.648	Distribución
41	40	111	9	56	10.0232	1134.1884	8.9790	535.1090	553.089	Distribución
40	40A	164	54	18	19.3580	1153.5464	14.0202	516.4189	555.475	Vivienda
40	40B	58	45	44	22.7948	1156.9831	15.6503	539.1553	552.104	Vivienda
40	40C	34	32	21	9.0166	1143.2050	17.7924	547.9138	568.991	Vivienda
40	40D	21	52	34	8.7848	1142.9732	17.6470	556.6974	567.225	Vivienda
40	40E	53	0	44	15.6267	1149.8151	32.8517	553.0904	568.674	Vivienda
40	40F	96	1	15	20.4122	1154.6006	31.7365	532.7087	552.17	Vivienda
40	39	114	22	23	24.1302	1158.3185	49.7400	516.6420	551.671	Distribución
39	39A	179	28	0	20.1524	1178.4709	49.9275	496.4905	553.867	Vivienda
39	39B	336	58	2	39.7964	1198.1150	41.7491	535.4375	569.174	Vivienda
39	38	115	42	8	31.3432	1189.6617	61.4080	511.0260	550.341	Distribución
38	38A	13	49	55	9.1933	1198.8550	63.6059	519.9527	549.392	Vivienda
38	38B	189	33	26	22.8614	1212.5231	59.1361	497.5325	553.077	Vivienda
38	38C	194	40	7	12.8210	1202.4827	54.7248	485.4943	553.863	Vivienda
38	37	126	13	22	25.5804	1215.2421	75.0380	501.0420	547.808	Distribución
37	36	129	30	7	25.4250	1240.6671	94.6560	484.8690	543.802	Distribución
36	35	177	7	15	6.9478	1247.6149	95.0050	477.9300	543.21	Distribución
35	34	185	14	7	11.4638	1259.0787	93.9590	466.5140	542.34	Distribución
34	33	213	13	0	16.0494	1275.1281	85.1670	453.0870	539.883	Distribución
33	33A	326	55	18	13.8690	1288.9972	77.5975	464.7082	541.109	Vivienda
33	33B	98	41	7	23.6640	1298.7921	97.0743	451.2680	538.683	Vivienda
33	33C	134	12	56	7.1813	1282.3094	93.3420	445.1328	539.792	Vivienda
33	32	206	41	37	26.2140	1301.3422	72.9100	428.7100	535.816	Distribución
32	32A	88	4	1	12.1618	1313.5040	85.0649	429.1203	535.32	Vivienda
32	32B	124	28	22	7.5567	1308.8988	82.8231	421.9038	535.763	Vivienda
32	32C	293	29	41	39.9375	1341.2797	47.1697	439.8994	538.316	Vivienda
32	31	200	23	9	30.6278	1331.9699	69.1370	418.5570	534.905	Distribución

Continúa tabla B1.

Est.	P.O	Azimut			Dist. Horizontal	Dist. Acumulada	Coordenadas totales		Cota	Observaciones
		°	'	"			X	Y		
31	31A	129	14	55	11.8497	1343.8196	78.3135	411.0599	534.869	Vivienda
31	31B	250	54	6	26.1290	1358.0990	52.2363	412.7051	536.687	Vivienda
31	30	196	40	36	20.6281	1352.5981	61.9290	394.4960	532.93	Distribución
30	30A	108	39	38	13.1308	1365.7288	74.3695	390.2947	530.075	Vivienda
30	30B	301	24	25	45.7935	1398.3915	33.8539	411.6378	537.842	Vivienda
30	30C	275	21	23	14.5756	1367.1737	34.4352	397.0738	535.401	Vivienda
30	29	198	36	39	29.7393	1382.3373	55.8470	376.4350	531.855	Distribución
29	29A	101	12	35	22.2399	1404.5772	77.6626	372.1116	530.787	Vivienda
29	28	213	44	20	29.9827	1412.3200	48.4500	365.3600	530.808	Distribución
28	28A	139	27	36	18.4122	1430.7322	60.4175	351.3676	530.801	Vivienda
28	28B	325	54	18	34.3822	1446.7023	39.4673	378.6298	532.434	Vivienda
28	27	229	40	28	25.4356	1437.7556	34.6580	353.6530	527.934	Distribución
27	26	247	22	42	12.8171	1450.5727	22.8270	348.7230	525.964	Distribución
26	26A	331	1	48	15.5660	1466.1387	15.2876	362.3413	526.106	Vivienda
26	26B	333	48	6	13.8556	1464.4283	9.8550	375.0875	527.894	Vivienda
26	25	255	43	48	48.4928	1499.0655	-20.9060	337.6000	523.004	Distribución
25	25A	337	32	44	31.1437	1530.2092	-32.8014	366.3825	524.532	Vivienda
25	24	245	2	18	44.2242	1543.2897	-48.1630	324.9120	522.835	Distribución
24	24A	5	6	42	16.1503	1559.4400	-46.7241	340.9981	523.923	Vivienda
24	24B	131	24	21	24.5630	1567.8527	-39.7097	317.4579	524.01	Vivienda
24	22	246	5	50	24.5206	1567.8103	-64.2280	317.7920	520.59	Distribución
22	23	317	7	24	50.6141	1618.4244	-98.6670	354.8830	527.51	Distribución
23	23A	81	3	56	18.5689	1636.9933	-80.3234	357.7668	528.324	Vivienda
	36					1240.6671	94.6560	484.8690	543.802	Distribución
36	81	353	51	11	17.8184	1258.4856	92.7480	502.5850	544.55	Distribución
81	82	342	56	56	23.9372	1282.4228	85.7290	525.4700	543.198	Distribución
82	83	334	55	5	2.5571	1284.9799	84.6450	527.7860	542.983	Distribución
83	84	328	47	26	23.7162	1308.6962	72.3560	548.0700	540.902	Distribución
84	84A	267	44	33	19.2119	1327.9081	53.1590	547.3133	544.102	Vivienda
84	85	329	11	50	30.5523	1339.2485	54.6130	577.8310	537.77	Distribución
85	86	335	18	17	31.1158	1370.3643	41.6130	606.1010	536.659	Distribución
86	87	334	38	29	30.3936	1400.7578	28.5960	633.5660	536.39	Distribución
87	88	336	35	19	21.0455	1421.8034	20.2340	652.8790	536.181	Distribución
88	89	331	0	19	27.4071	1449.2105	6.9490	676.8510	536.351	Distribución
89	90	349	22	46	6.9450	1456.1554	5.6690	683.6770	536.52	Distribución

Continúa tabla B1.

Est.	P.O	Azimut			Dist. Horizontal	Dist. Acumulada	Coordenadas totales		Cota	Observaciones
		°	'	"			X	Y		
90	91	10	56	50	7.3406	1463.4960	7.0630	690.8840	536.758	Distribución
91	91A	294	54	24	28.0498	1491.5458	-18.3780	702.6970	537.896	Vivienda
91	92	34	57	55	29.7491	1493.2451	10.5910	695.9290	536.762	Distribución
92	92A	304	58	43	18.3272	1511.5723	-4.4257	706.4354	538.617	Vivienda
92	93	64	12	25	22.7550	1516.0001	17.1070	699.0780	536.975	Distribución
93	93A	342	27	0	32.5374	1548.5374	7.2958	730.1009	540.985	Vivienda
93	94	92	59	48	43.4575	1559.4575	36.6490	698.0550	538.192	Distribución
94	95	84	53	11	17.8842	1577.3417	54.4620	699.6490	538.955	Distribución
95	96	69	12	39	13.4336	1590.7753	67.0210	704.4170	538.456	Distribución
96	97	64	23	20	25.7367	1616.5120	90.2290	715.5420	534.051	Distribución
97	98	73	17	51	10.5532	1627.0652	100.3370	718.5750	531.935	Distribución
98	98A	167	45	45	22.1951	1649.2604	105.0416	696.8842	530.814	Vivienda
98	99	81	55	33	25.9749	1653.0402	115.3870	720.7100	529.252	Distribución
99	100	92	20	29	13.2421	1666.2822	128.6180	720.1690	527.077	Distribución
100	100A	164	33	40	14.1968	1680.4790	132.3973	706.4845	526.213	Vivienda
100	100B	37	53	19	27.4351	1693.7173	138.7398	733.1764	529.459	Vivienda
100	101	96	0	36	19.5062	1685.7885	150.7870	717.8350	523.348	Distribución
101	102	87	47	2	15.9820	1701.7704	166.7570	718.4530	520.885	Distribución
102	103	73	55	8	9.0470	1710.8174	175.4500	720.9590	519.621	Distribución
103	104	51	14	23	10.1555	1720.9729	183.3690	727.3170	518.058	Distribución
104	105	14	29	54	35.4540	1756.4270	192.2450	761.6420	513.796	Distribución
105	105A	79	5	43	27.3886	1783.8156	219.1391	766.8232	494.496	Vivienda
105	105B	321	32	30	43.9421	1800.3691	177.3469	780.3996	515.676	Vivienda
105	106	15	3	56	26.6909	1783.1179	200.7490	793.2350	510.659	Distribución
106	106A	113	32	5	8.7493	1791.8672	208.7705	789.7414	513.098	Vivienda
106	107	42	44	12	8.9442	1792.0621	205.0260	797.8640	510.054	Distribución
107	108	68	43	24	13.1010	1805.1631	217.2340	802.6180	509.218	Distribución
108	109	93	10	36	25.9138	1831.0769	243.1080	801.1820	507.714	Distribución
109	109A	215	27	47	7.4647	1838.5415	238.7772	795.1021	507.977	Vivienda
109	109B	348	40	45	45.9598	1877.0367	235.1529	840.9188	945.364	Vivienda
109	110	106	13	30	57.2336	1888.3105	267.8880	793.9710	506.63	Distribución
110	110A	46	51	30	12.3669	1900.6774	276.9117	802.4276	505.752	Vivienda
110	110B	149	13	26	20.7908	1909.1013	275.1912	781.7081	507.185	Vivienda
110	110C	316	59	27	24.6416	1912.9520	260.7214	801.6538	506.592	Vivienda
110	111	95	49	5	39.8339	1928.1444	299.0470	790.7960	505.296	Distribución

Continúa tabla B1.

Est.	P.O	Azimut			Dist. Horizontal	Dist. Acumulada	Coordenadas totales		Cota	Observaciones
		°	'	"			X	Y		
111	111A	8	45	54	6.7506	1934.8950	300.0757	797.4678	505.423	Vivienda
111	112	106	43	12	19.0232	1947.1676	315.2090	785.9410	503.971	Distribución
112	112A	78	38	52	19.7445	1966.9121	334.5672	789.8275	499.972	Vivienda
112	113	121	32	0	29.0987	1976.2663	349.5390	764.8760	500.82	Distribución
113	113A	232	54	2	24.3360	2000.6023	330.1289	750.1965	501.755	Vivienda
113	114	126	38	19	31.0417	2007.3080	360.4720	756.7450	498.955	Distribución
114	114A	215	31	20	14.0506	2021.3586	352.3083	745.3094	499.156	Vivienda
114	114B	226	7	12	21.4586	2028.7666	335.1625	732.4062	499.983	Vivienda
114	115	134	20	3	42.8158	2050.1238	377.2310	740.3710	494.508	Distribución
115	116	144	2	59	13.6438	2063.7676	385.2410	729.3260	491.572	Distribución
116	117	152	8	13	9.6135	2073.3811	389.7340	720.8270	489.447	Distribución
117	117A	101	5	17	15.7132	2089.0944	405.1539	717.8051	490.539	Vivienda
117	118	157	50	17	21.4936	2094.8747	399.4000	697.0960	484.968	Distribución
118	119	143	57	28	16.6303	2111.5051	409.1850	683.6490	483.091	Distribución
119	119A	175	42	56	17.2330	2128.7380	410.4724	666.4642	488.107	Vivienda
119	120	135	18	24	24.5830	2136.0881	433.8150	658.7540	481.253	Distribución
120	121	130	25	9	15.7069	2151.7950	445.7730	648.5700	480.88	Distribución
121	121A	60	6	58	18.6937	2170.4887	461.9811	657.8840	480.763	Vivienda
121	122	112	29	37	15.4123	2167.2073	460.2700	642.5670	480.943	Distribución
122	123	96	51	20	9.0477	2176.2550	469.2530	641.4870	480.972	Distribución
123	123A	7	43	23	16.5461	2192.8011	471.4766	657.8830	482.854	Vivienda
123	123B	179	38	18	31.1893	2207.4442	469.3459	626.7666	480.432	Vivienda
123	124	86	15	43	21.7740	2198.0290	484.4210	642.4780	480.239	Distribución
124	125	73	49	57	7.1935	2205.2224	491.3300	644.4810	479.232	Distribución
125	126	61	31	16	36.0060	2241.2285	522.9790	661.6500	472.603	Distribución
126	126A	356	17	26	15.0448	2256.2733	522.0056	676.6633	476.587	Vivienda
126	127	60	59	21	28.4593	2269.6878	550.4640	676.8920	467.293	Distribución
127	127A	323	40	53	15.9623	2285.6501	541.0099	689.7534	469.239	Vivienda
127	128	68	27	38	29.4047	2299.0925	569.9570	684.5860	464.982	Distribución
128	129	68	8	13	9.1436	2308.2361	578.4430	687.9910	464.273	Distribución
129	129A	328	51	39	8.1866	2316.4227	574.2096	694.9980	465.326	Vivienda

Fuente: elaboración propia

APÉNDICE D

Tabla D1. Diseño de la conducción, proyecto sistema de abastecimiento de agua domiciliar aldea Las Cruces, municipio de Ipala, departamento de Chiquimula.

Tramo		Long. (m)	Diámetro calculado	Diam. Usado	Diam. Real	Clase PSI	Q (l/s)	V (m/s)	Hf	Cota piezométrica	
De	A									Inicial	Final
1	3	42	0.98	1 ½"	1.676	250.00	0.94	0.658	0.494	595.245	594.751
3	12	186	1.30	1 ½"	1.676	250.00	0.94	0.658	2.187	594.751	592.563
12	20	156	1.07	1 ½"	1.676	250.00	0.94	0.658	1.834	592.563	590.729
20	60	162	0.95	1 ½"	1.676	250.00	0.94	0.658	1.905	590.729	588.824
60	54	102	1.00	1 ½"	1.676	250.00	0.94	0.658	1.199	588.824	587.625
54	69	96	0.89	1 ½"	1.676	250.00	0.94	0.658	1.129	587.625	586.496

Continúa tabla D1.

Tramo		Cota del terreno		Presión disponible		Presión estática		Chequeo disp. 10 mca	Chequeo estático PSI mca
De	A	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final		
1	3	498.123	504.828	97.12	89.92	88.37	81.67	OK	OK
3	12	504.828	497.294	89.92	95.27	81.67	89.20	OK	OK
12	20	497.294	513.637	95.27	77.09	89.20	72.86	OK	OK
20	60	513.637	544.415	77.09	44.41	72.86	42.08	OK	OK
60	54	544.415	559.241	44.41	28.38	42.08	27.26	OK	OK
54	69	559.241	584.461	28.38	0.00	27.26	0.00	Malo	OK

Fuente: elaboración propia

APÉNDICE E

Tabla E1. Diseño de la distribución, proyecto sistema de abastecimiento de
agua domiciliar aldea Las Cruces, municipio de Ipala,
departamento de Chiquimula.

Tramo		No. Casas	Long. (m)	Diámetro calculado	Diámetro usado	Diam. Real	Clase (PSI)	Q (L/s)	V (m/s)	Hf	Cota piezométrica	
De	A										Inicial	Final
69	68	89	42.00	1.06	2"	2.193	160.00	1.78	0.73	0.44	584.461	584.023
68	74	5	72.00	0.44	3/4"	0.926	250.00	0.10	0.23	0.24	584.023	583.780
68	54	84	84.00	1.08	2"	2.193	160.00	1.68	0.69	0.79	584.023	583.236
54	61	4	132.00	0.33	1/2"	0.716	315.00	0.08	0.31	1.03	583.236	582.2043
54	49	79	138.00	1.19	2"	2.193	160.00	1.58	0.65	1.15	583.236	582.082
49	80	7	114.00	0.48	3/4"	0.926	250.00	0.14	0.32	0.717	582.082	581.365
49	42	66	126.00	1.05	2"	2.193	160.00	1.32	0.54	0.76	582.082	581.326
42	36	58	126.00	0.94	2"	2.193	160.00	1.16	0.48	0.59	581.326	580.731
36	30	11	102.00	0.45	3/4"	0.926	250.00	0.22	0.51	1.48	580.731	579.251
36	25	9	216.00	0.58	3/4"	0.926	250.00	0.18	0.41	2.16	543.802	541.64
25	23	4	102.00	0.40	1/2"	0.716	315.00	0.08	0.31	0.80	541.64	540.84
36	86	27	144.00	0.70	1"	1.195	160.00	0.54	0.75	3.18	580.731	577.55
86	95	27	150.00	0.72	1"	1.195	160.00	0.54	0.75	3.31	577.55	574.24
95	101	24	108.00	0.78	1"	1.195	160.00	0.48	0.66	1.92	538.955	537.04
101	104	21	42.00	0.58	3/4"	0.926	250.00	0.42	0.97	2.02	537.04	535.02
104	109	21	120.00	0.67	3/4"	0.926	250.00	0.42	0.97	5.76	535.02	529.26
109	114	16	138.00	0.61	3/4"	0.926	250.00	0.32	0.74	4.01	529.26	525.25
114	120	8	132.00	0.52	3/4"	0.926	250.00	0.16	0.37	1.06	498.955	497.89
120	126	6	108.00	0.42	3/4"	0.926	250.00	0.12	0.28	0.51	497.89	497.38
126	129	3	66.00	0.27	1/2"	0.716	315.00	0.06	0.23	0.30	497.38	497.08

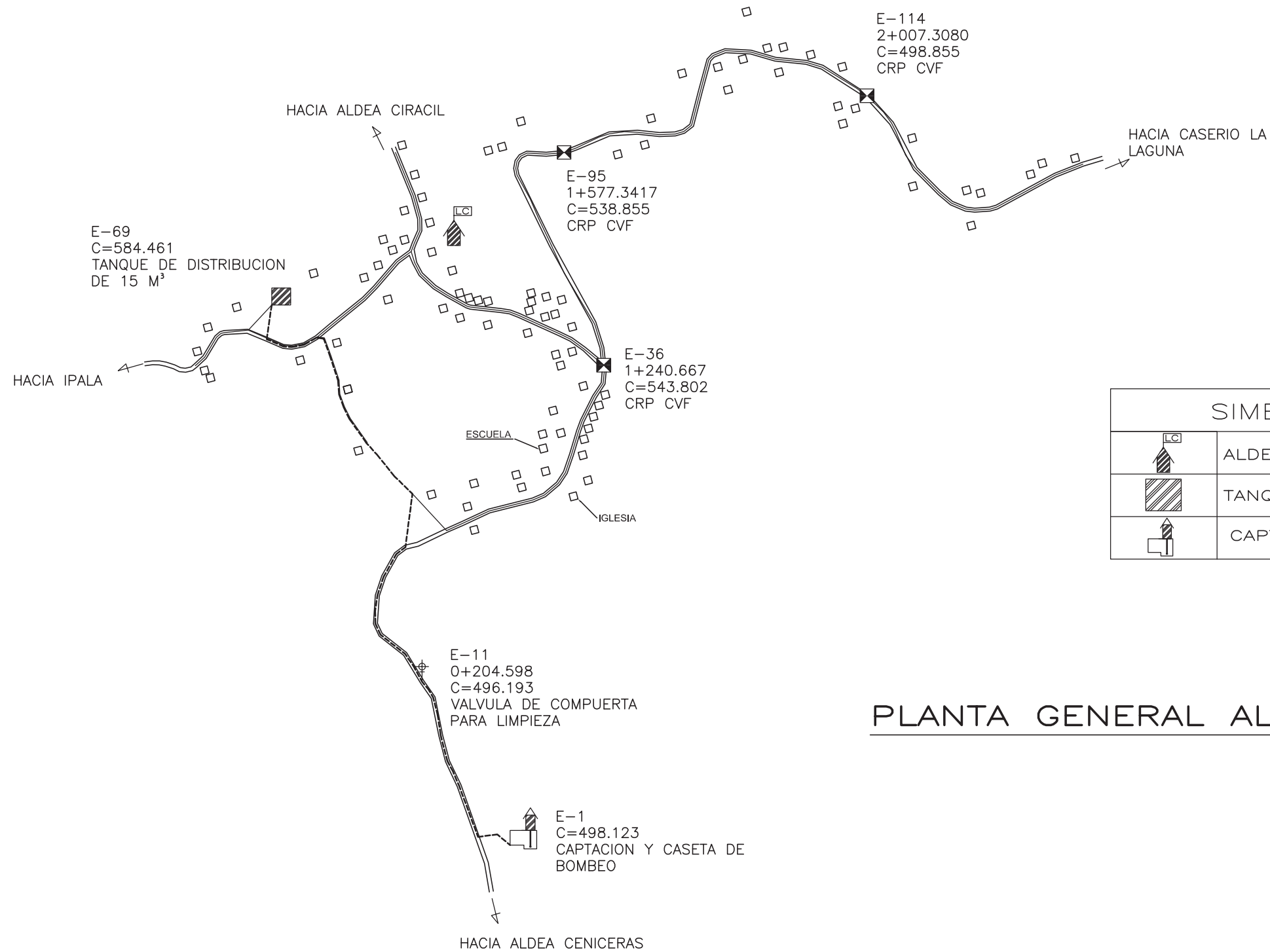
Continúa tabla E1.

Tramo		Cota del terreno		Presión disponible		Presión estática		Cheq. Disp. 10 mca	Cheq. Estat. 60 mca
De	A	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final		
69	68	584.461	569.038	0.00	14.99	0.00	15.42	OK	OK
68	74	569.038	575.325	14.99	8.46	15.42	9.14	Malo	OK
68	54	569.038	559.241	14.99	24.00	15.42	25.22	OK	OK
54	61	559.241	538.666	24.00	43.54	25.22	45.80	OK	OK
54	49	559.241	560.791	24.00	21.29	25.22	23.67	OK	OK
49	80	560.791	563.662	21.29	17.70	23.67	20.80	OK	OK
49	42	560.791	554.174	21.29	27.15	23.67	30.29	OK	OK
42	36	554.174	543.802	27.15	36.93	30.29	40.66	OK	OK
36	30	543.802	532.930	36.93	46.32	40.66	51.53	OK	OK
36	25	543.802	523.004	0.00	18.64	0.00	20.80	OK	OK
25	23	523.004	527.510	18.64	13.33	20.80	16.29	OK	OK
36	86	543.802	536.659	36.93	40.89	40.66	47.80	OK	OK
86	95	536.659	538.955	40.89	35.29	47.80	45.51	OK	OK
95	101	538.955	523.348	0.00	13.69	0.00	15.61	OK	OK
101	104	523.348	518.058	13.69	16.96	15.61	20.90	OK	OK
104	109	518.058	507.714	16.96	21.55	20.90	31.24	OK	OK
109	114	507.714	498.955	21.55	26.30	31.24	40.00	OK	OK
114	120	498.955	481.253	0.00	16.64	0.00	17.70	OK	OK
120	126	481.253	472.603	16.64	24.78	17.70	26.35	OK	OK
126	129	472.603	464.273	24.78	32.81	26.35	34.68	OK	OK

Fuente: elaboración propia

APÉNDICE F

Planos constructivos, proyecto sistema de abastecimiento de agua domiciliar aldea Las Cruces, municipio de Ipala, departamento de Chiquimula.



SIMBOLOGIA		COORDENADAS GTM	
		X	Y
	ALDEA LAS CRUCES	600032.6669	1618791.027
	TANQUE DE DISTRIBUCION	599877.2988	1618799.760
	CAPTACION	599977.2892	1618174.130

PLANTA GENERAL ALDEA LAS CRUCES

ESCALA 1:5000

NOTA GENERAL

LA RED DE DISTIRBUCIÓN
COINCIDE CON EL SENTIDO DE
LAS CALLES.

SIMBOLOGIA					
	CASETA DE BOMBEO		LÍNEA PIEZOMETRICA		VALVULA DE COMPUERTA
	TANQUE DE CAPTACION		VALVULA DE COMPUERTA PARA LIMPIEZA		LÍNEA DE CONDUCCION
	TANQUE DE DISTRIBUCION		CARRETERA		CAJA RP CVF
	LÍNEA DE DISTRIBUCION				
	VIVIENDA				



DISEÑO:
WILLY DARWIN
VILLAFUERTE SOSA

FECHA:
OCTUBRE
2015

ESCALA:
INDICADA

PLANO DE:
PLANTA GENERAL

PROYECTO:
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO
DE AGUA POTABLE

LOCALIZACION: ALDEA LAS CRUCES,
MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO
DE CHIQUIMULA, GUATEMALA

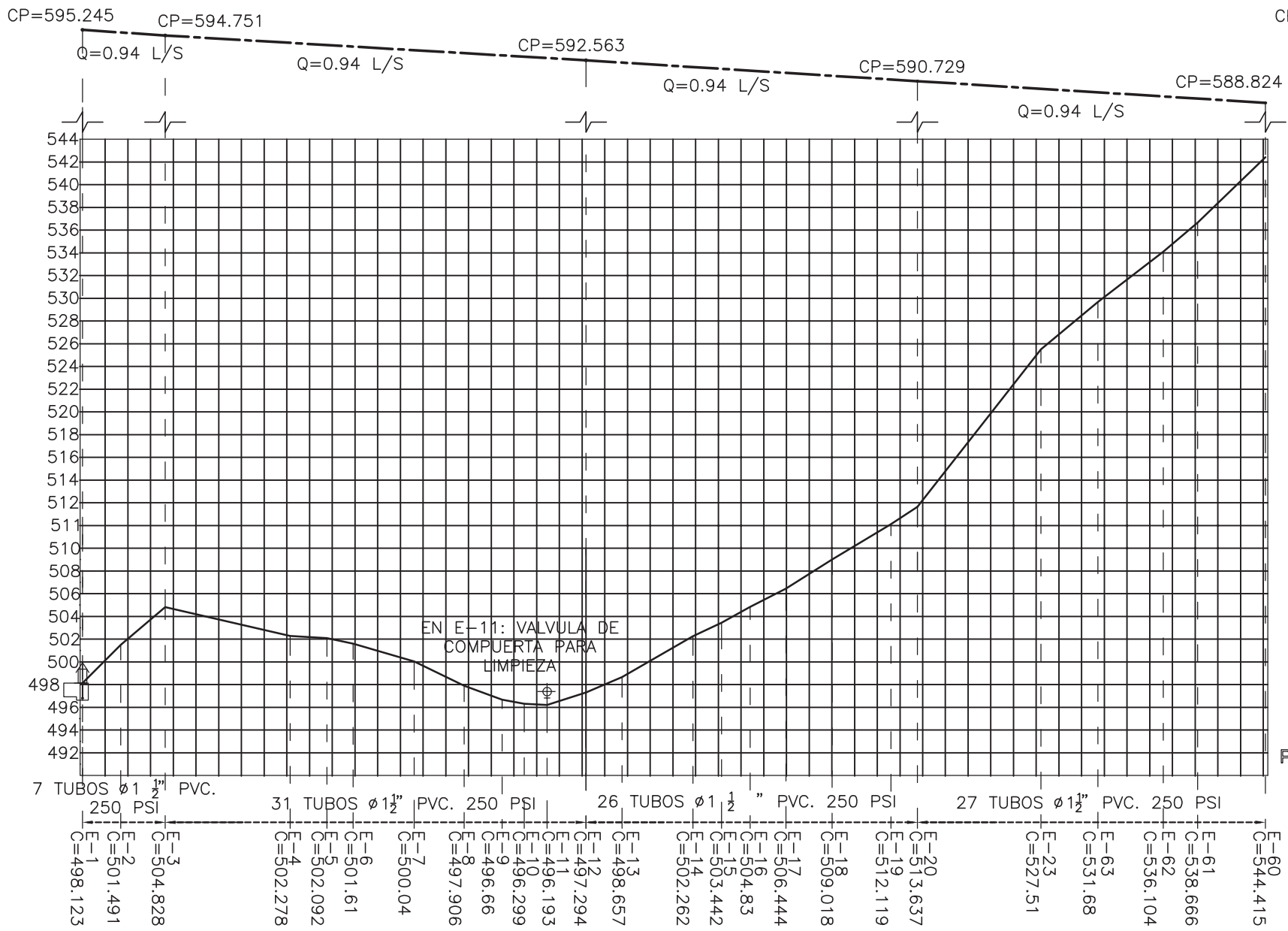
UNIVERSIDAD DE SAN
CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
CENTRO UNIVERISTARIO
DE ORIENTE
EJERCICIO PROFESIONAL
SUPERVISADO E.P.S



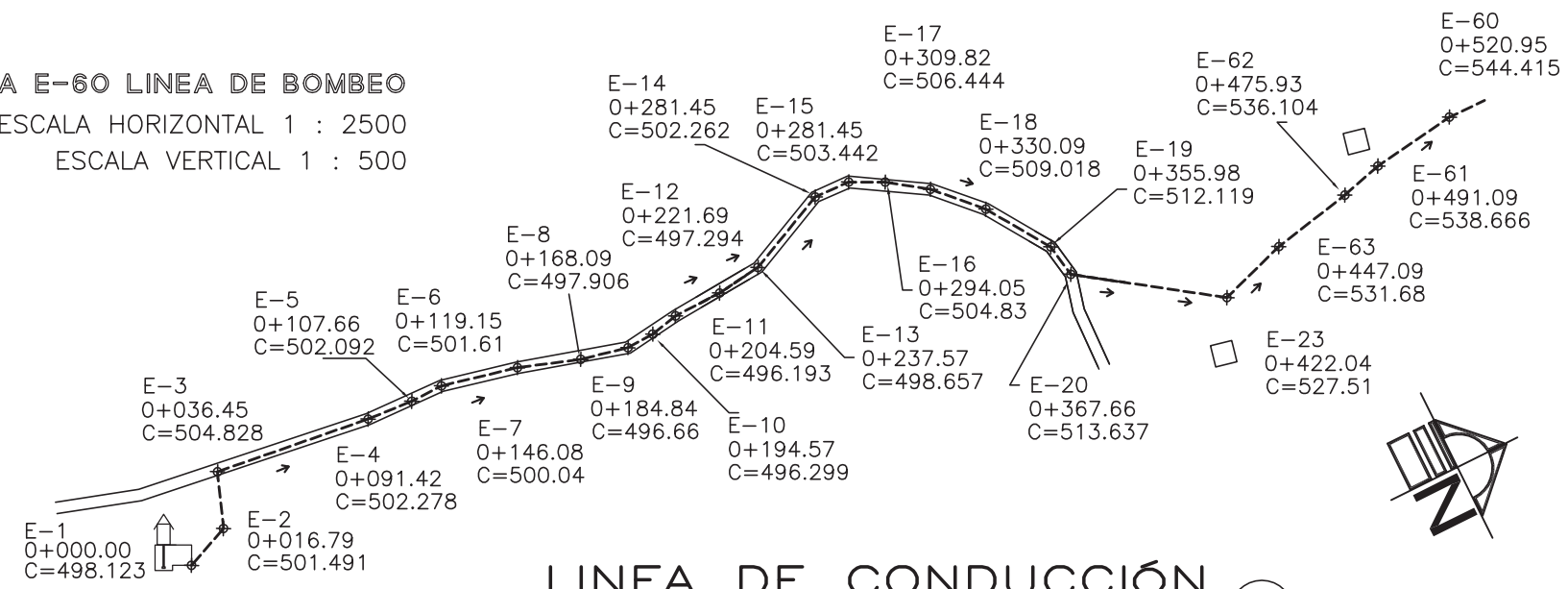
REVISO:

HOJA

1
15

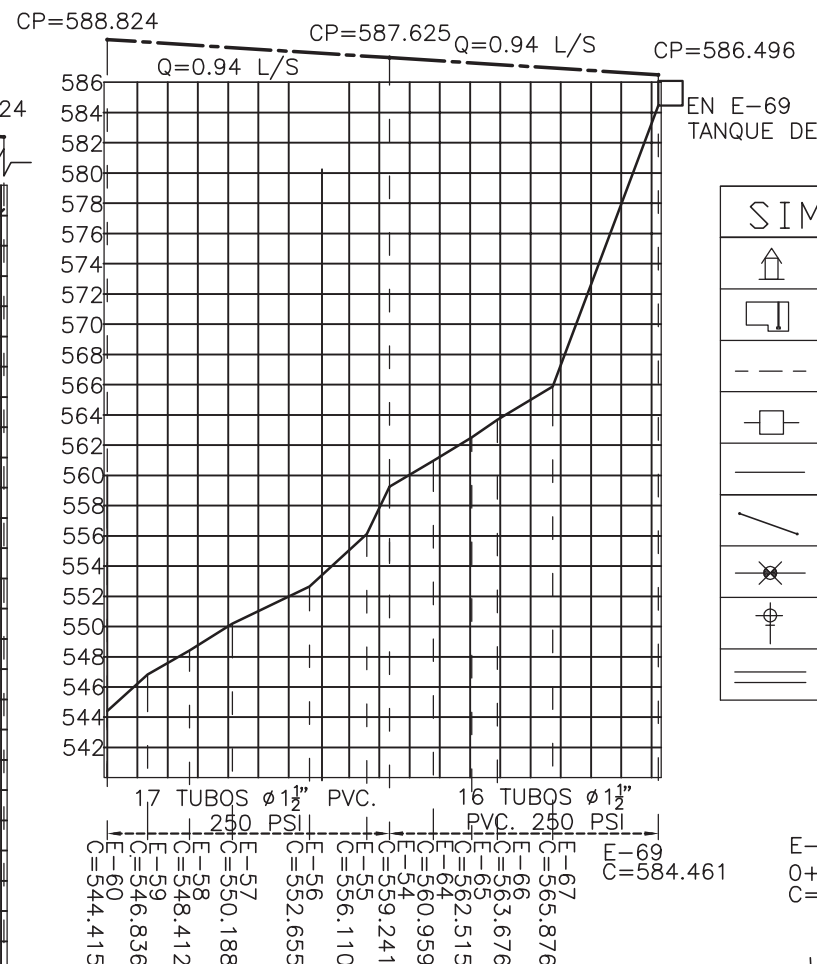


PERFIL E-1 A E-60 LINEA DE BOMBEO
ESCALA HORIZONTAL 1 : 2500
ESCALA VERTICAL 1 : 500

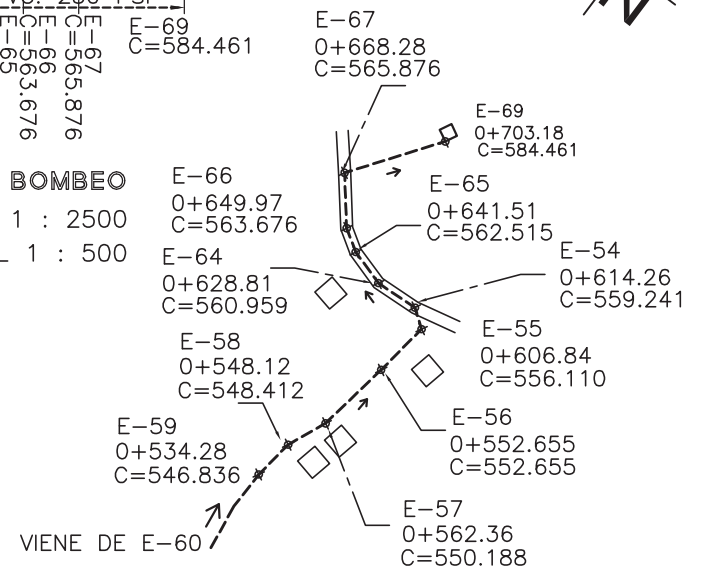


LINEA DE CONDUCCION
DE E-1 A E-60
ESCALA 1:2500

EN E-1: CASETA DE BOMBEO Y
TANQUE DE CAPTACION CONSTRUIDOS



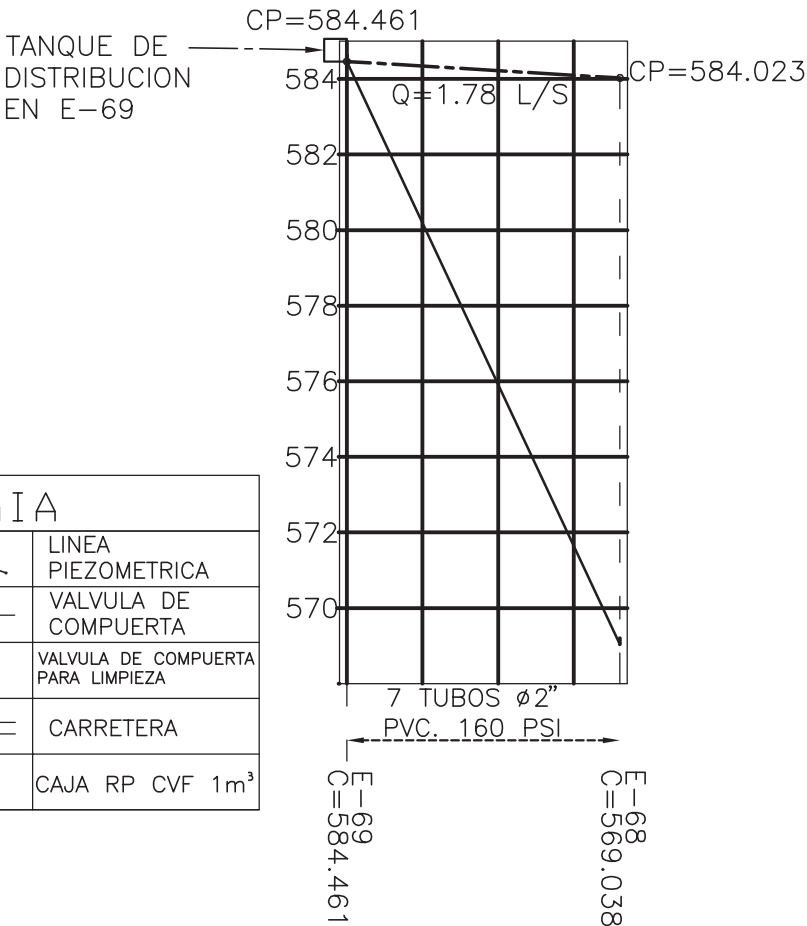
PERFIL E-60 A E-69 LINEA DE BOMBEO
ESCALA HORIZONTAL 1 : 2500
ESCALA VERTICAL 1 : 500



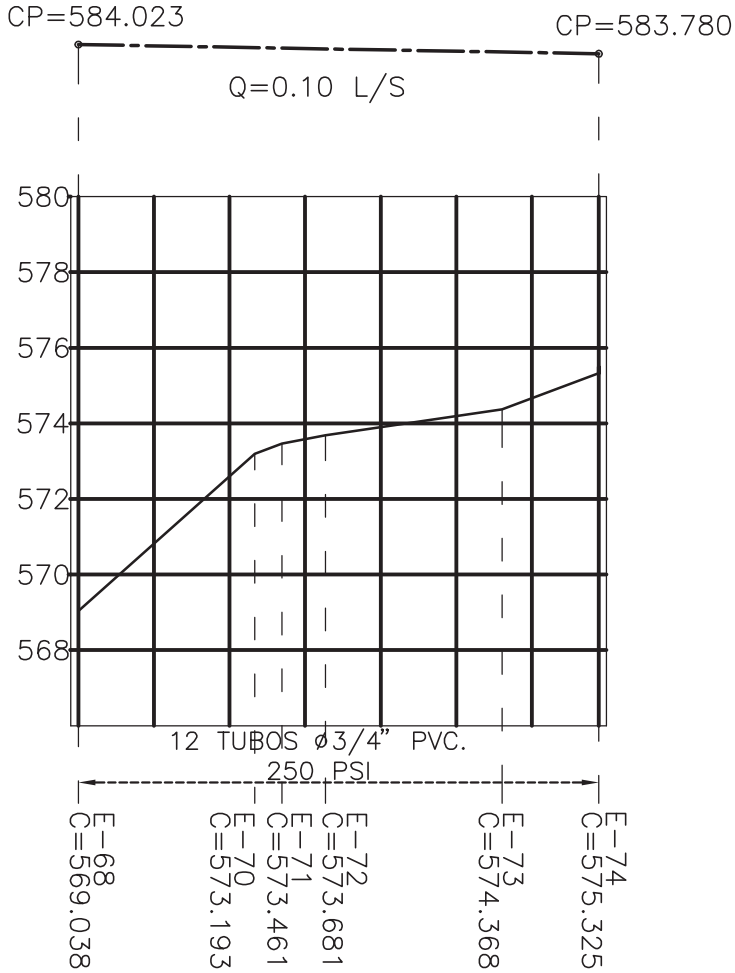
LINEA DE CONDUCCION
DE E-60 A E-69
ESCALA 1:2500

	DISEÑO: WILLY DARWIN VILLAFUERTE SOSA		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA CENTRO UNIVERTARIO DE ORIENTE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S	
	FECHA: OCTUBRE 2015	ESCALA: INDICADA		
	PLANO DE: PLANTA Y PERFIL LINEA DE BOMBEO (E-1 A E-69)			
	PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE		HOJA 2/15	
LOCALIZACION: ALDEA LAS CRUCES, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA, GUATEMALA		REVISO:		

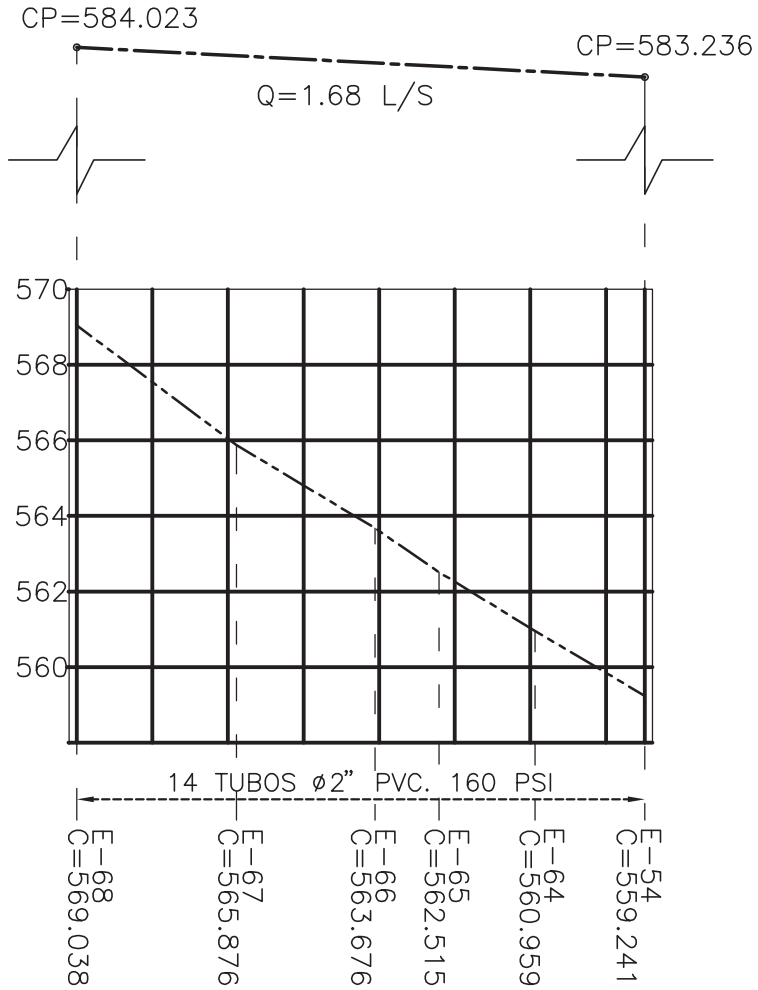
SIMBOLOGIA			
	CASETA DE BOMBEO		LINEA PIEZOMETRICA
	TANQUE DE CAPTACION		VALVULA DE COMPUERTA
	VIVIENDA		VALVULA DE COMPUERTA PARA LIMPIEZA
	TANQUE DE DISTRIBUCION		CARRETERA
	LINEA DE DISTRIBUCION		CAJA RP CVF 1m³



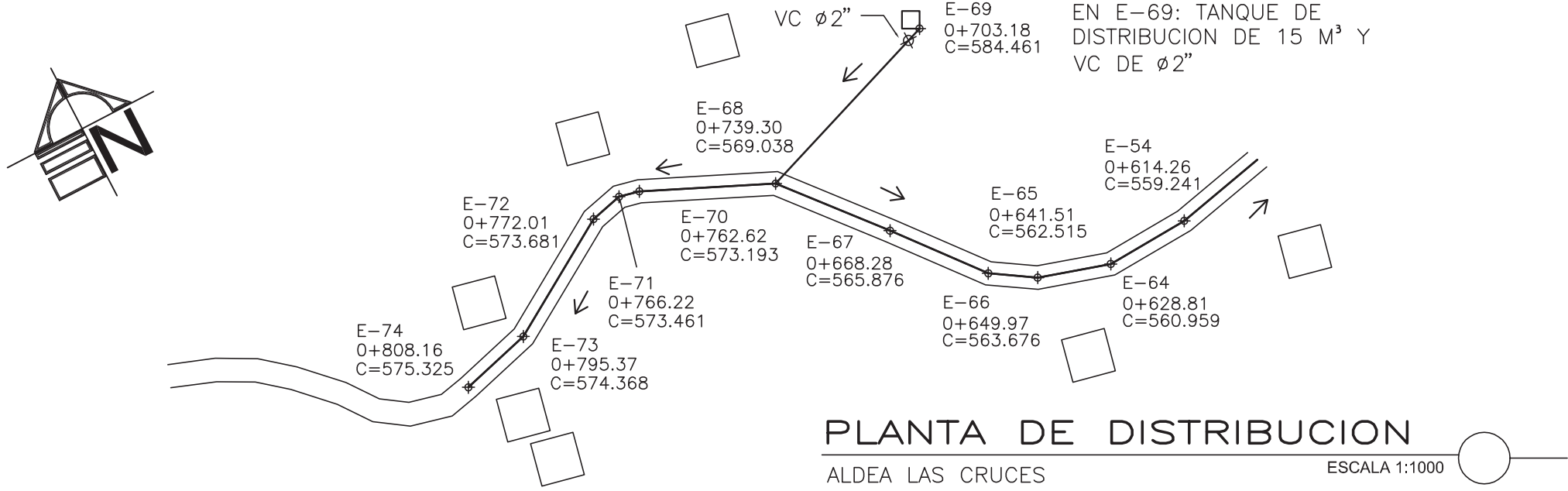
PERFIL E-69 A E-68
ESCALA HORIZONTAL 1 : 1000
ESCALA VERTICAL 1 : 200



PERFIL E-68 A E-74
ESCALA HORIZONTAL 1 : 1000
ESCALA VERTICAL 1 : 200

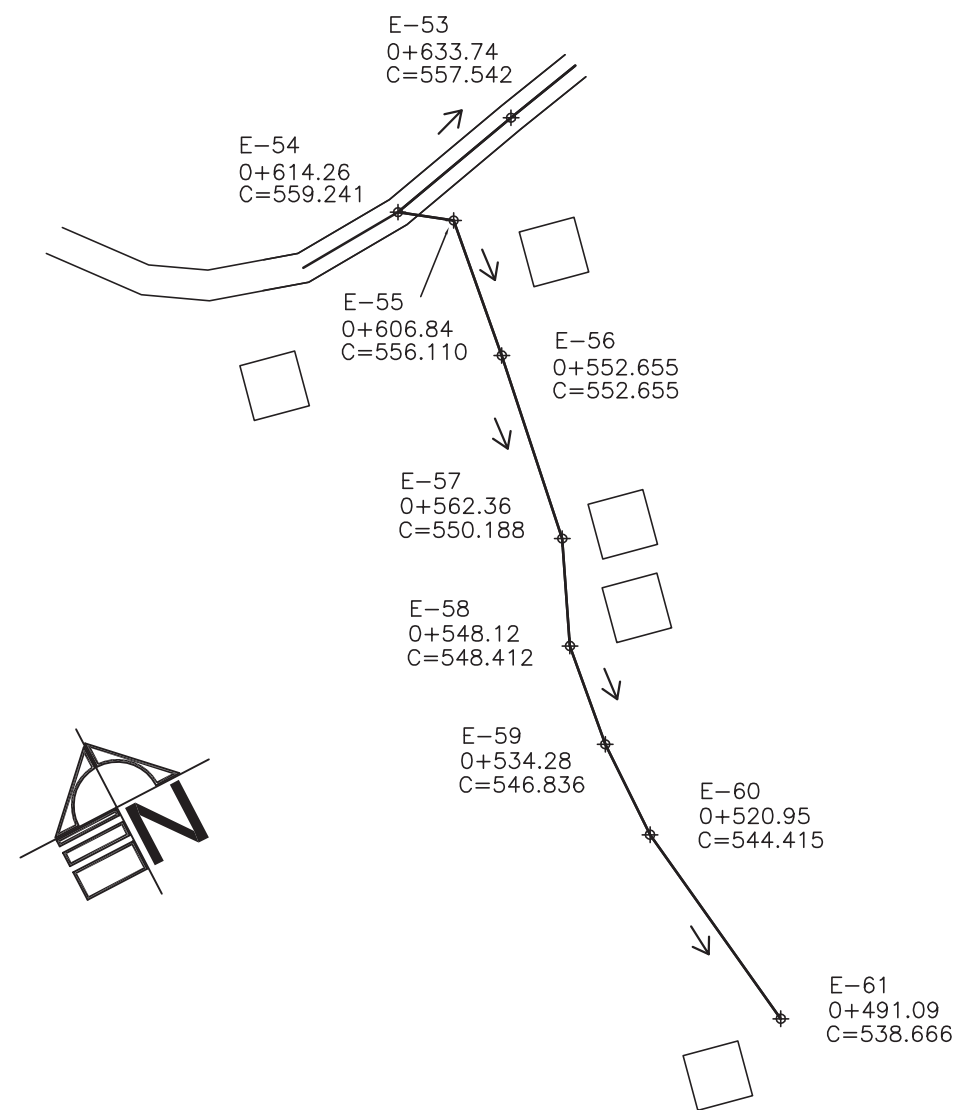


PERFIL E-68 A E-54
ESCALA HORIZONTAL 1 : 1000
ESCALA VERTICAL 1 : 200



	DISEÑO: WILLY DARWIN VILLAFUERTE SOSA		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA CENTRO UNIVERISTARIO DE ORIENTE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S	
	FECHA: OCTUBRE 2015	ESCALA: INDICADA		HOJA 3 15
	PLANO DE: PLANTA Y PERFIL RED DE DISTRIBUCION (E-69 A E-54)			REVISO:
	PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE			
LOCALIZACION: ALDEA LAS CRUCES, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA, GUATEMALA				

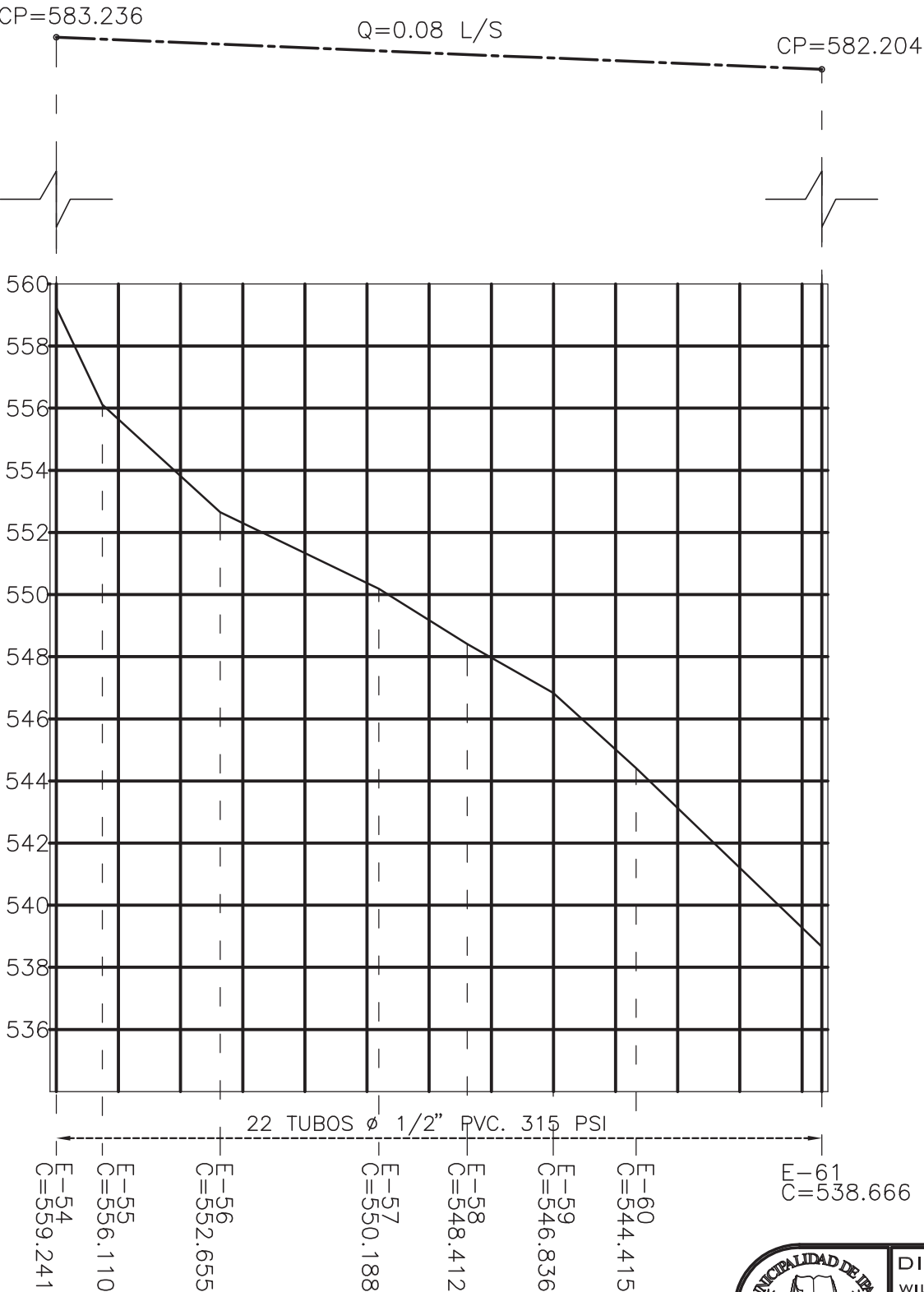
SIMBOLOGIA			
	CASETA DE BOMBEO		LINEA PIEZOMETRICA
	TANQUE DE CAPTACION		VALVULA DE COMPUERTA
	VIVIENDA		VALVULA DE COMPUERTA PARA LIMPIEZA
	TANQUE DE DISTRIBUCION		CARRETERA
	LINEA DE DISTRIBUCION		CAJA RP CVF 1m³



PLANTA DE DISTRIBUCION

ALDEA LAS CRUCES

ESCALA 1:1000



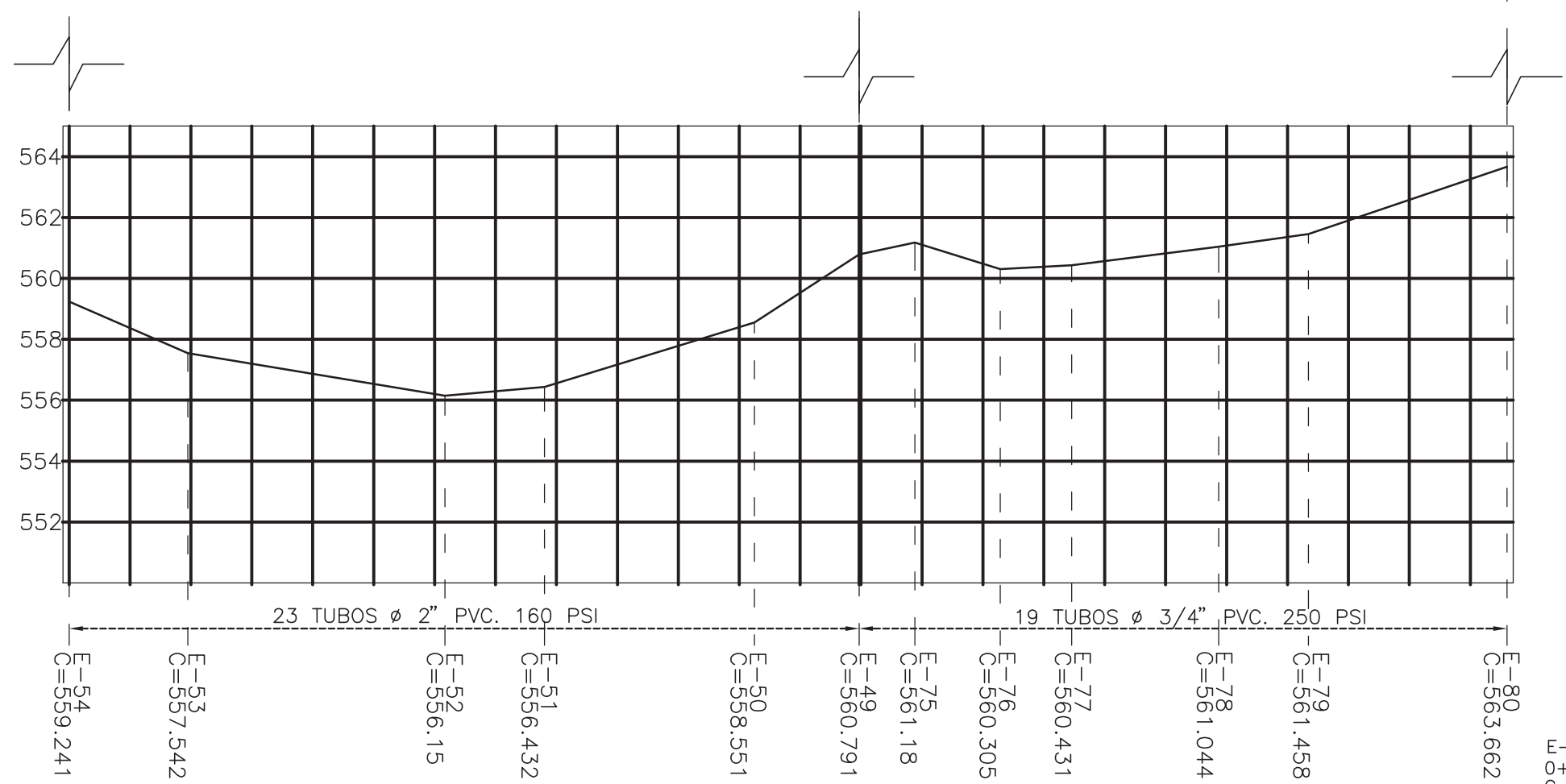
PERFIL E-54 A E-61

ESCALA HORIZONTAL 1 : 1000

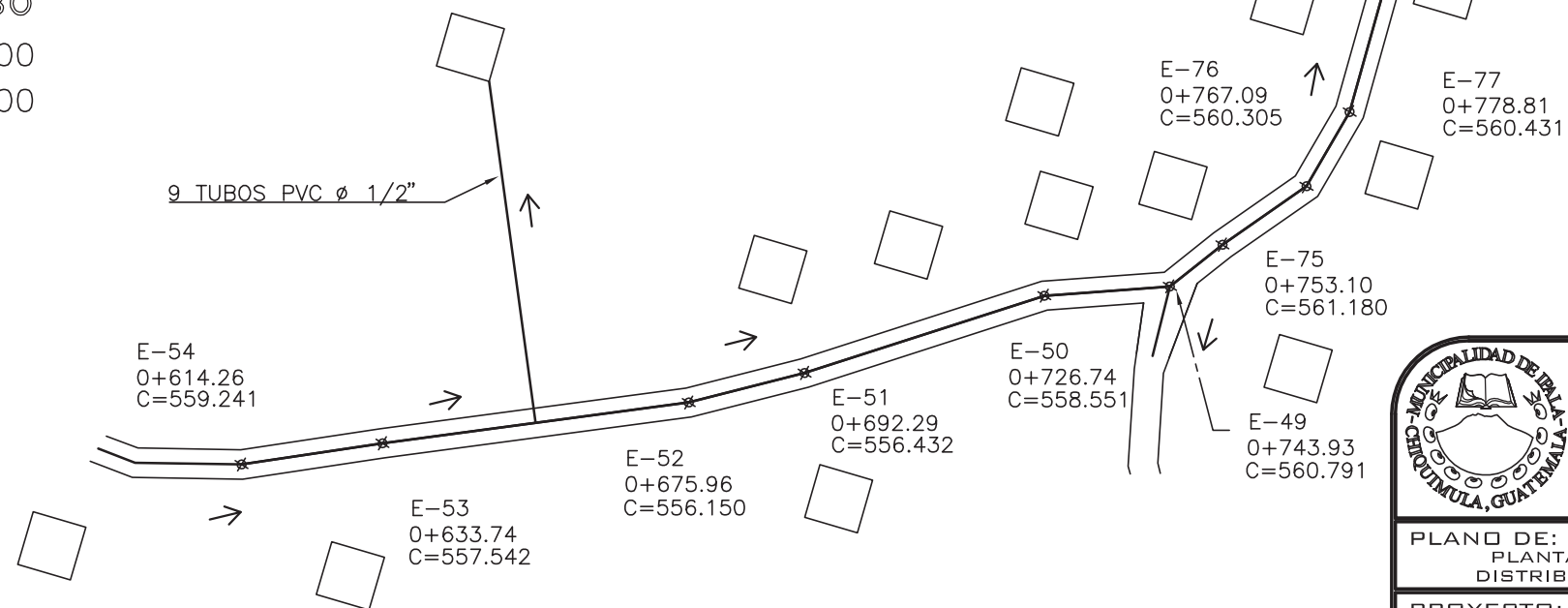
ESCALA VERTICAL 1 : 200

	DISEÑO: WILLY DARWIN VILLAFUERTE SOSA		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA CENTRO UNIVERISTARIO DE ORIENTE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S	
	FECHA: OCTUBRE 2015	ESCALA: INDICADA		
	PLANO DE: PLANTA Y PERFIL RED DE DISTRIBUCION (E-54 A E-61)			
	PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE		HOJA 4/15	
LOCALIZACION: ALDEA LAS CRUCES, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA, GUATEMALA		REVISO:		

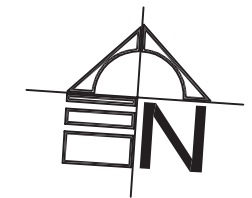
CP=583.236 Q=1.58 L/S CP=582.082 Q=0.14 L/S CP=581.365



PERFIL E-54 A E-80
ESCALA HORIZONTAL 1 : 1000
ESCALA VERTICAL 1 : 200



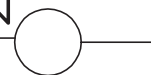
SIMBOLOGIA			
	CASETA DE BOMBEO		LINEA PIEZOMETRICA
	TANQUE DE CAPTACION		VALVULA DE COMPUERTA
	VIVIENDA		VALVULA DE COMPUERTA PARA LIMPIEZA
	TANQUE DE DISTRIBUCION		CARRETERA
	LINEA DE DISTRIBUCION		CAJA RP CVF 1m³



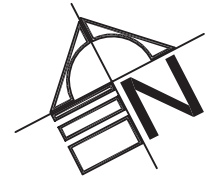
PLANTA DE DISTRIBUCION

ALDEA LAS CRUCES

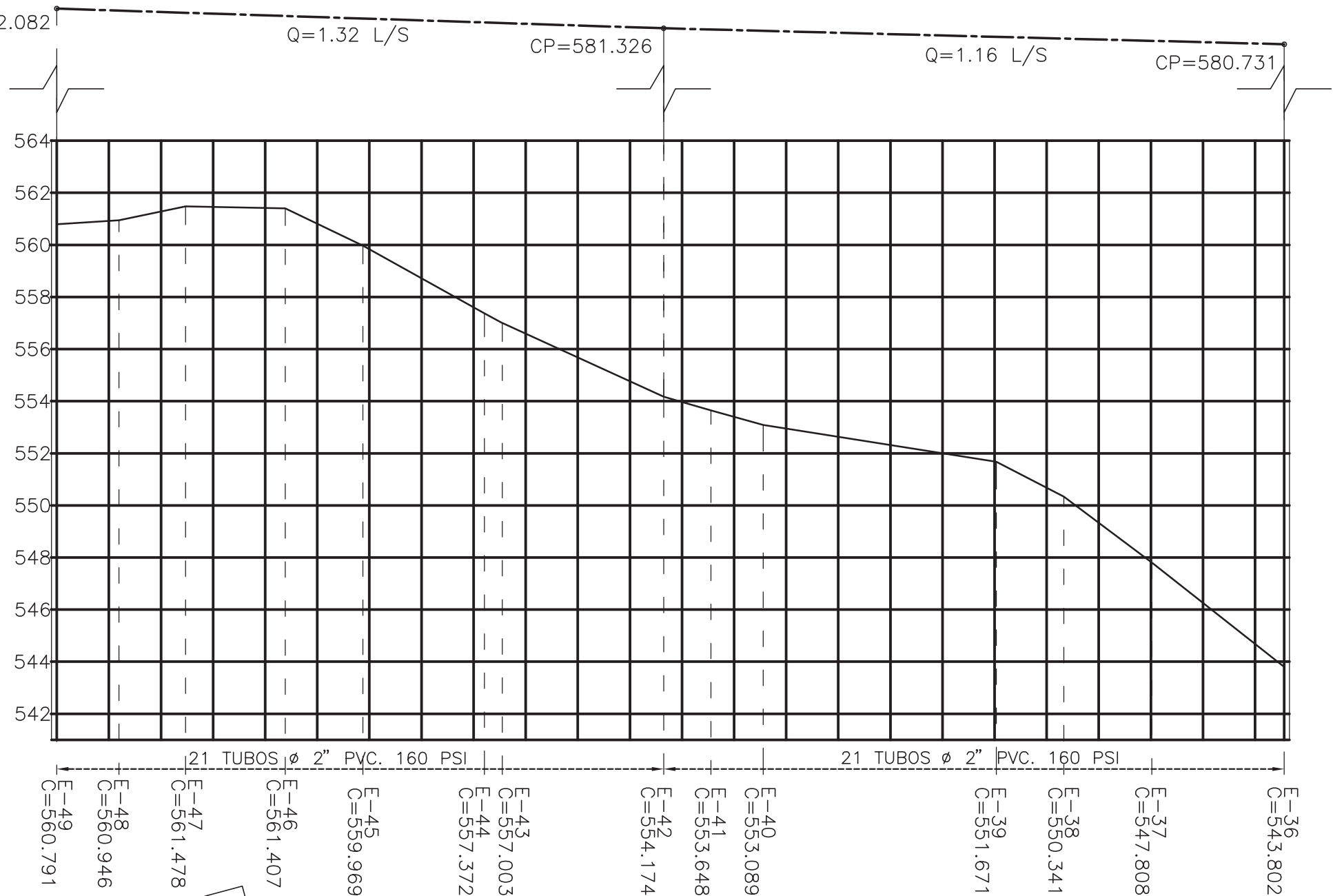
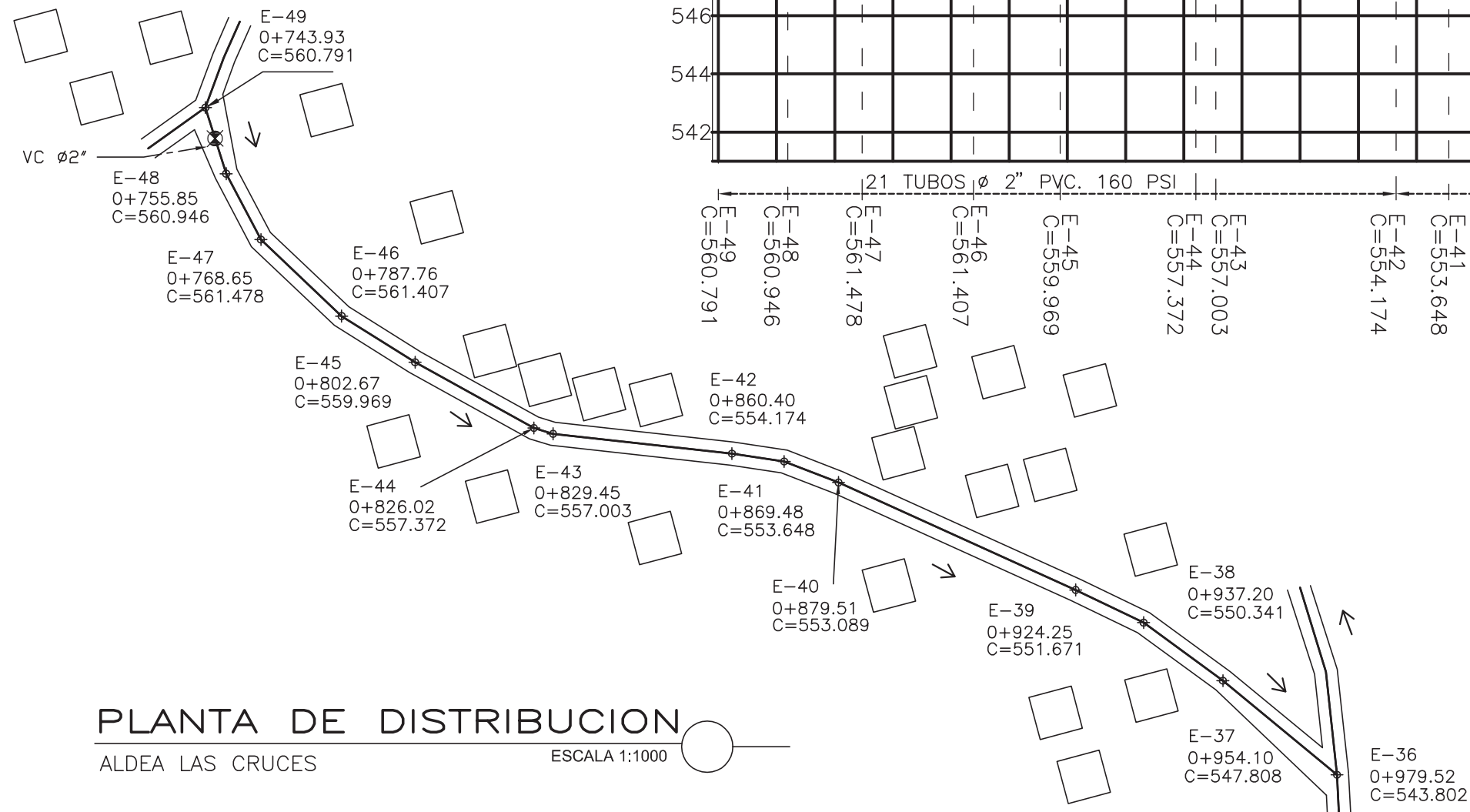
ESCALA 1:1000



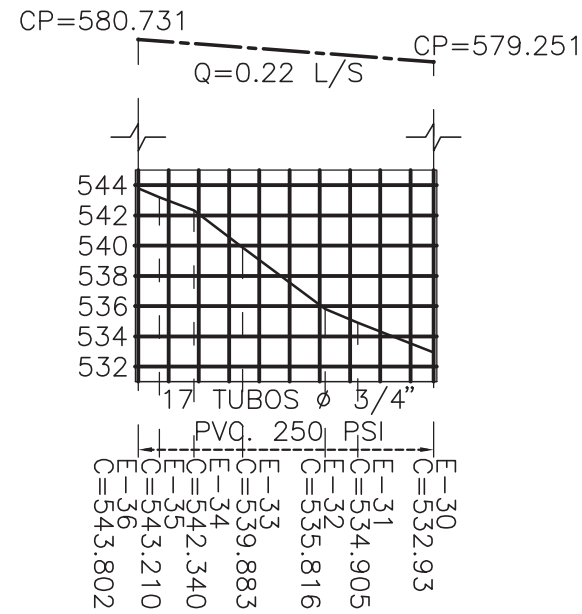
	DISEÑO: WILLY DARWIN VILLAFUERTE SOSA		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA CENTRO UNIVERISTARIO DE ORIENTE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S	
	FECHA: OCTUBRE 2015	ESCALA: INDICADA		
	PLANO DE: PLANTA Y PERFIL RED DE DISTRIBUCION (E-54 A E-80)			
	PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE		HOJA 5/15	
LOCALIZACION: ALDEA LAS CRUCES, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA, GUATEMALA		REVISO:		



SIMBOLOGIA			
	CASETA DE BOMBEO		LINEA PIEZOMETRICA
	TANQUE DE CAPTACION		VALVULA DE COMPUERTA
	VIVIENDA		VALVULA DE COMPUERTA PARA LIMPIEZA
	TANQUE DE DISTRIBUCION		CARRETERA
	LINEA DE DISTRIBUCION		CAJA RP CVF 1m ³



	DISEÑO: WILLY DARWIN VILLAFUERTE SOSA		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA CENTRO UNIVERISTARIO DE ORIENTE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S	
	FECHA: OCTUBRE 2015	ESCALA: INDICADA		
	PLANO DE: PLANTA Y PERFIL RED DE DISTRIBUCION (E-49 A E-36)			
	PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE		HOJA 6/15	
LOCALIZACION: ALDEA LAS CRUCES, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA, GUATEMALA		REVISO:		

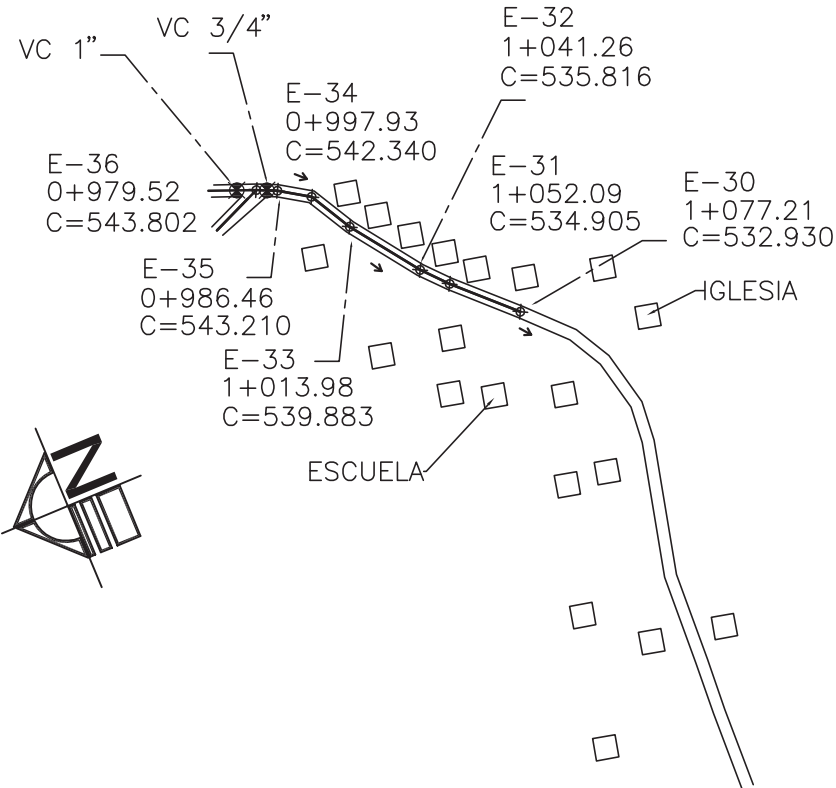


PERFIL E-36 A E-30

ESCALA HORIZONTAL 1 : 2500

ESCALA VERTICAL 1 : 500

EN E-36: 2 VALVULAS DE COMPUERTA

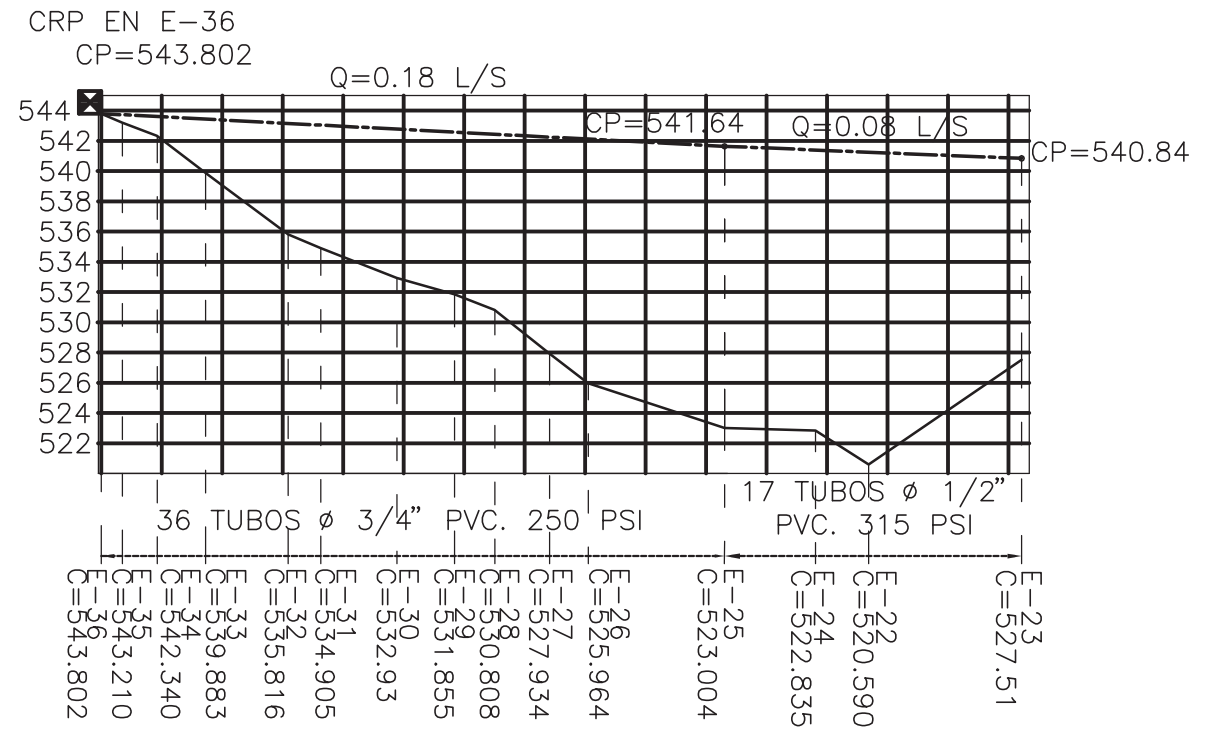


PLANTA DE DISTRIBUCION

DE E-36 A E-30

ESCALA 1:2500

SIMBOLOGIA			
	CASETA DE BOMBEO		LINEA PIEZOMETRICA
	TANQUE DE CAPTACION		VALVULA DE COMPUERTA
	VIVIENDA		VALVULA DE COMPUERTA PARA LIMPIEZA
	TANQUE DE DISTRIBUCION		CARRETERA
	LINEA DE DISTRIBUCION		CAJA RP CVF 1m ³

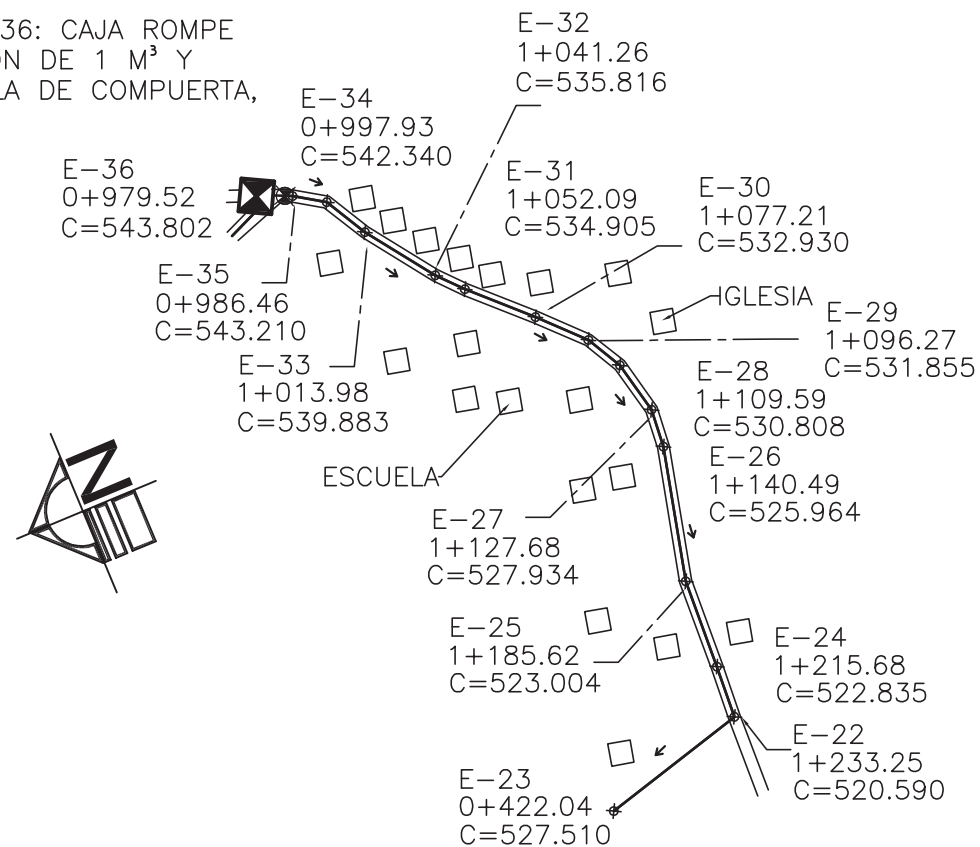


PERFIL E-36 A E-23

ESCALA HORIZONTAL 1 : 2500

ESCALA VERTICAL 1 : 500

EN E-36: CAJA ROMPE PRESION DE 1 M³ Y VALVULA DE COMPUERTA, ϕ 3/4"



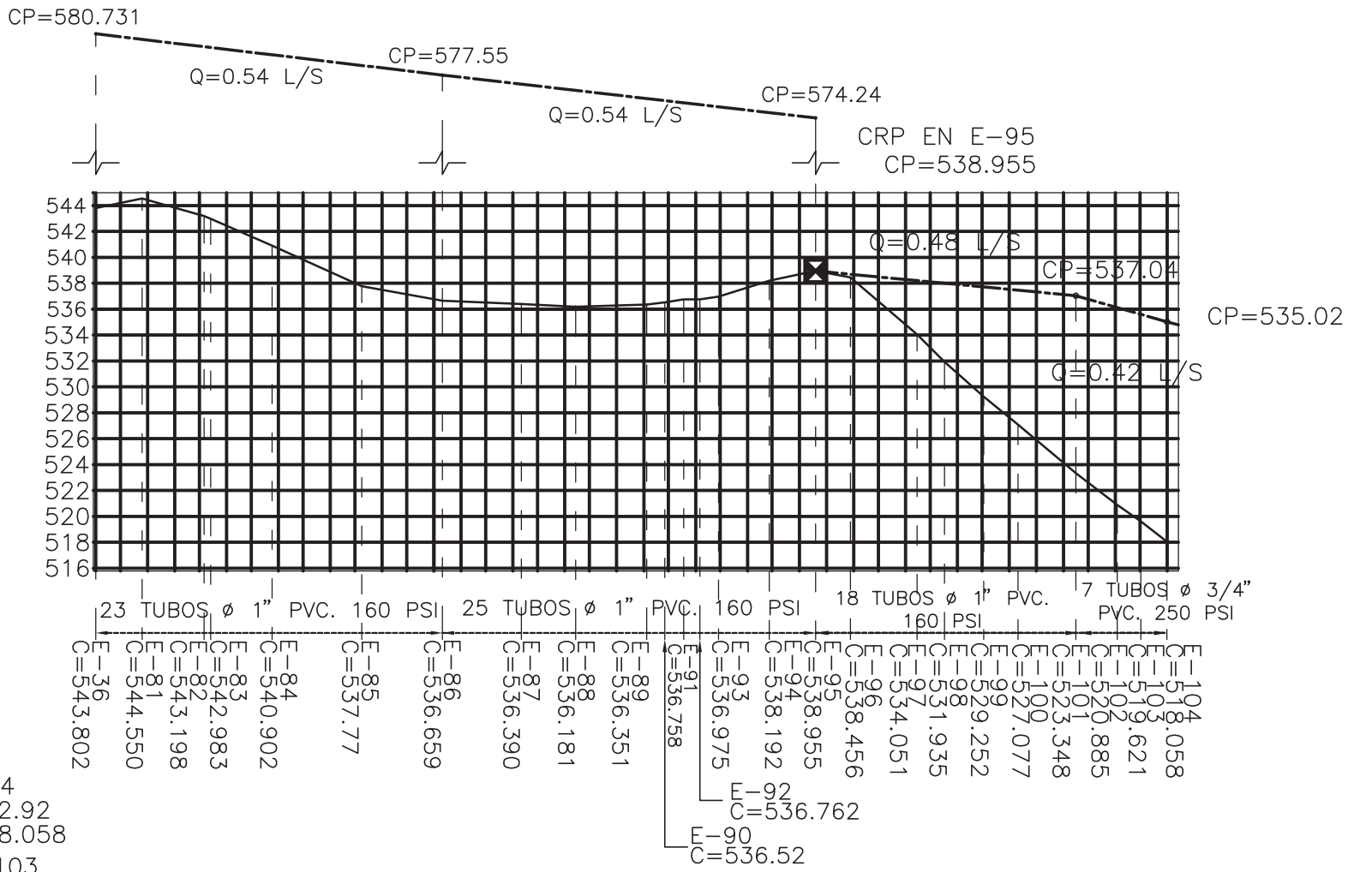
PLANTA DE DISTRIBUCION

DE E-36 A E-23

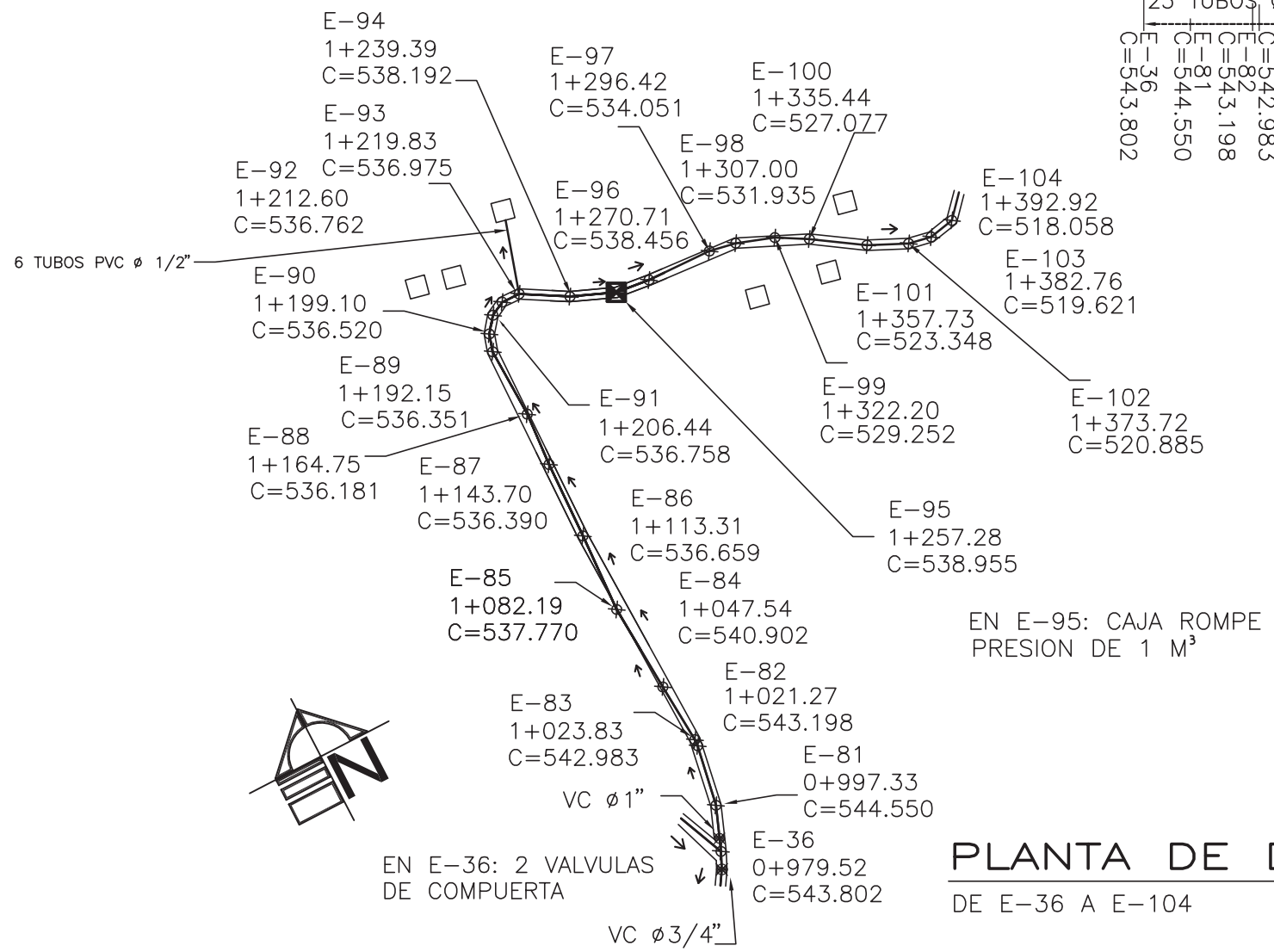
ESCALA 1:2500

	DISEÑO:		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
	WILLY DARWIN VILLAFUERTE SOSA		FACULTAD DE INGENIERIA	
	FECHA:		CENTRO UNIVERTARIO DE ORIENTE	
	OCTUBRE 2015		EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S	
PLANO DE: PLANTA Y PERFIL RED DE DISTRIBUCION (E-36 A E-30)(E-36 A E-23)		ESCALA:	HOJA	
PROYECTO:		INDICADA	7	
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE		15		
LOCALIZACION: ALDEA LAS CRUCES, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA, GUATEMALA		REVISO:		

SIMBOLOGIA			
	CASETA DE BOMBEO		LINEA PIEZOMETRICA
	TANQUE DE CAPTACION		VALVULA DE COMPUERTA
	VIVIENDA		VALVULA DE COMPUERTA PARA LIMPIEZA
	TANQUE DE DISTRIBUCION		CARRETERA
	LINEA DE DISTRIBUCION		CAJA RP CVF 1m ³



PERFIL E-36 A E-104
ESCALA HORIZONTAL 1 : 2500
ESCALA VERTICAL 1 : 500

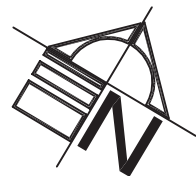


PLANTA DE DISTRIBUCION
DE E-36 A E-104
ESCALA 1:2500

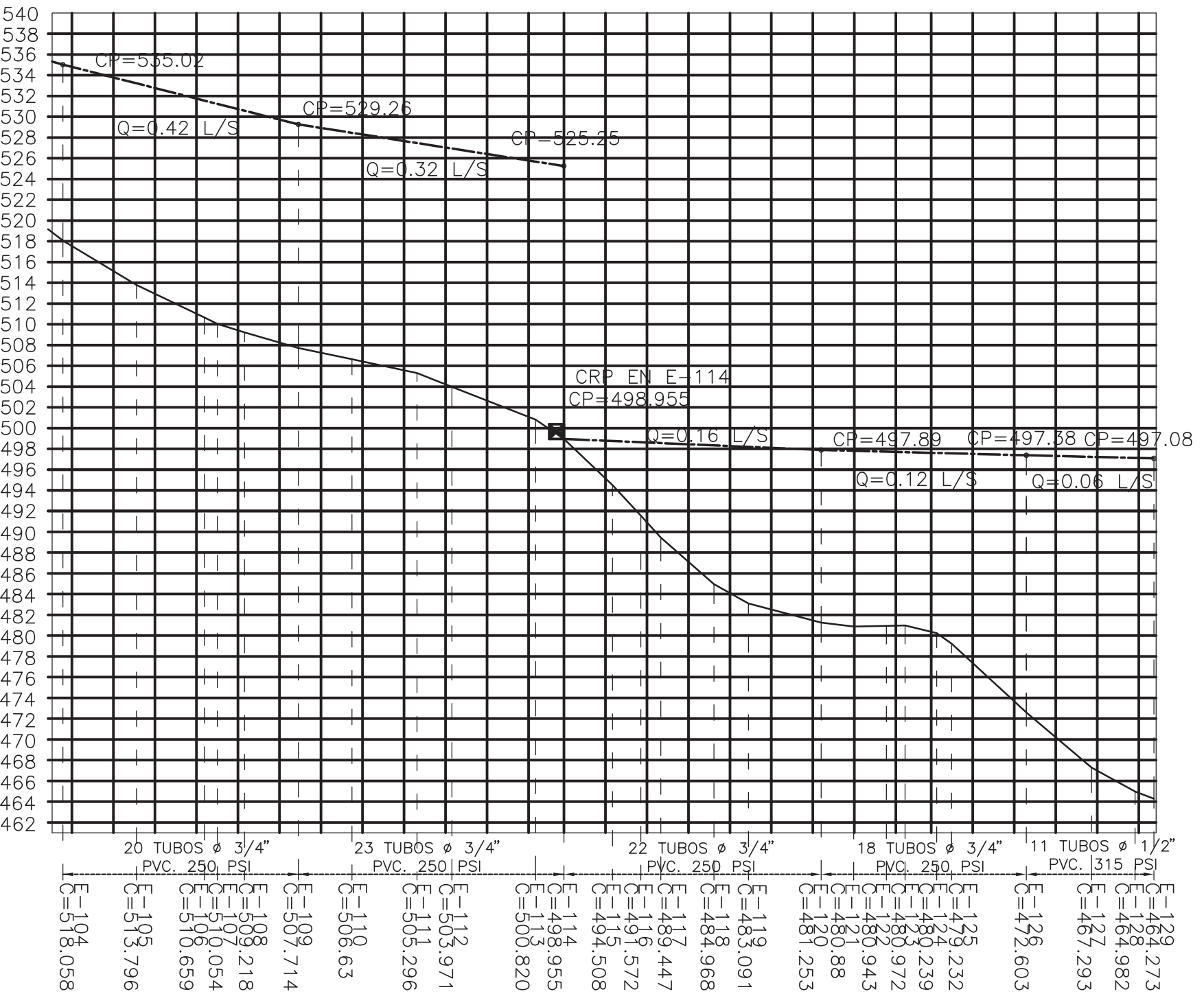
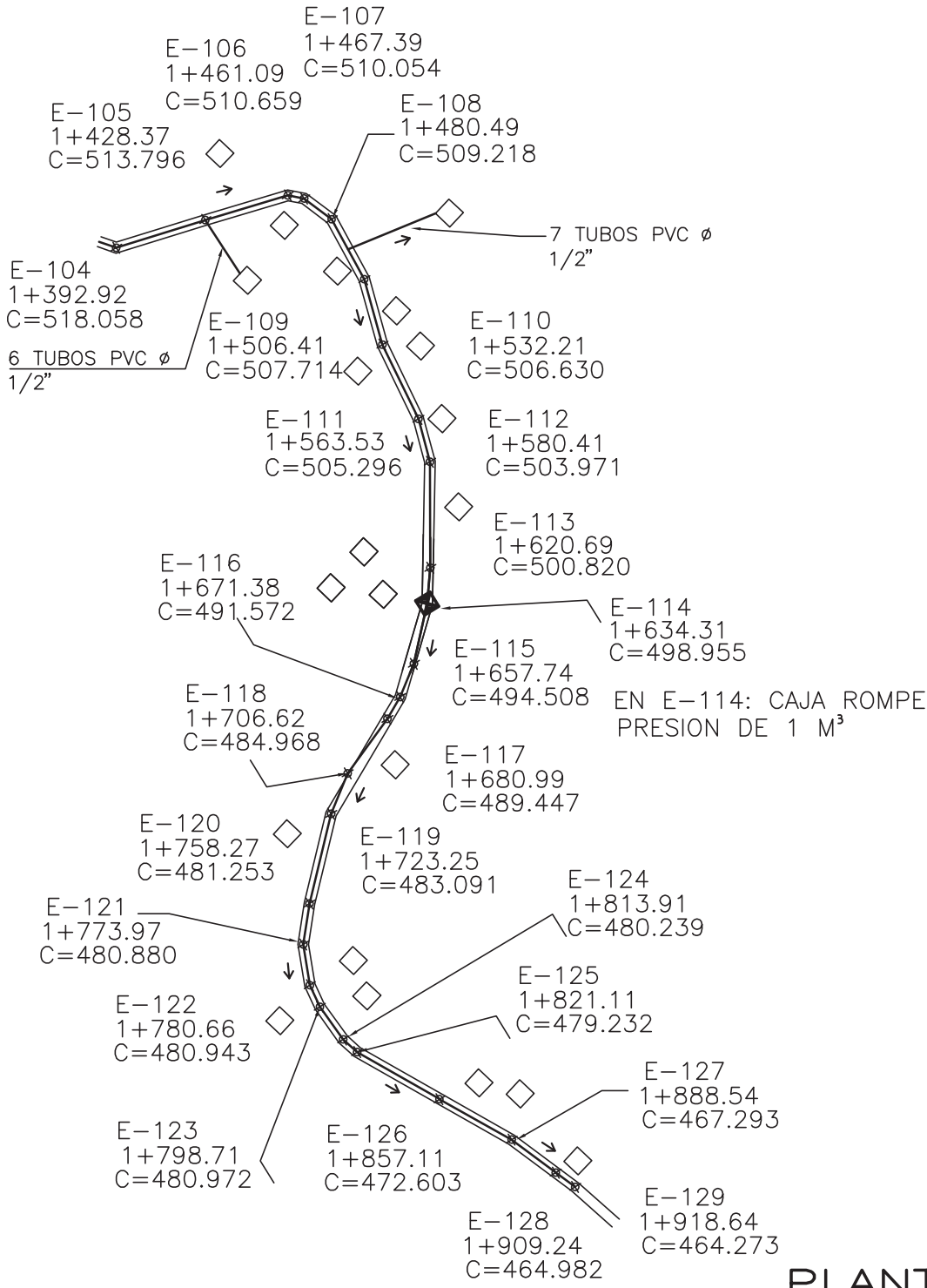
	DISEÑO: WILLY DARWIN VILLAFUERTE SOSA		
	FECHA: OCTUBRE 2015	ESCALA: INDICADA	
	PLANO DE: PLANTA Y PERFIL RED DE DISTRIBUCION (E-36 A E-104)		
	PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE		
LOCALIZACION: ALDEA LAS CRUCES, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA, GUATEMALA			REVISO:

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
CENTRO UNIVERTARIO DE ORIENTE
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S

HOJA 8/15



SIMBOLOGIA			
	CASETA DE BOMBEO		LINEA PIEZOMETRICA
	TANQUE DE CAPTACION		VALVULA DE COMPUERTA
	VIVIENDA		VALVULA DE COMPUERTA PARA LIMPIEZA
	TANQUE DE DISTRIBUCION		CARRETERA
	LINEA DE DISTRIBUCION		CAJA RP CVF 1m³



PERFIL E-104 A E-129
ESCALA HORIZONTAL 1 : 2500
ESCALA VERTICAL 1 : 500

PLANTA DE DISTRIBUCION
DE E-104 A E-129

ESCALA 1:2500



DISEÑO:
WILLY DARWIN
VILLAFUERTE SOSA

FECHA:
OCTUBRE 2015

ESCALA:
INDICADA

PLANO DE:
PLANTA Y PERFIL RED DE DISTRIBUCION (E-104 A E-129)

PROYECTO:
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE

LOCALIZACION: ALDEA LAS CRUCES, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA, GUATEMALA

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
CENTRO UNIVERISTARIO DE ORIENTE
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S



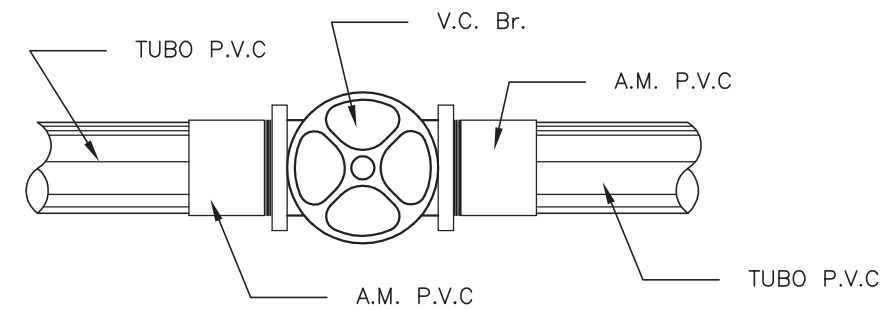
HOJA
9
15

REVISO:



1. TODOS LOS RECUBRIMIENTOS SERAN DE 3 cm, EXCEPTO DONDE SE INDIQUE LO CONTRARIO Y ESTE SE MEDIRA DEL ROSTRO DE LA BARRA A LA SUPERFICIE DE CONCRETO.
2. LA LOSA DEL TECHO DEBERA TENER UNA PENDIENTE DE 1% HACIA LOS LADOS.
3. LOS MUROS DE PIEDRA DEBERAN IMPERMIABILIZARSE EN SUS CARAS INTERIORES POR MEDIO DE UNA CAPA DE SABIETA DE CEMENTO ARENA PROPORCION (1:3) DEBIDAMENTE ALISADA.
4. LOS MUROS DE TANQUE SERAN DE MAMPOSTERIA:
 - 67% PIEDRA BOLA
 - 33% SABIETA-CEMENTO-ARENA 1:2

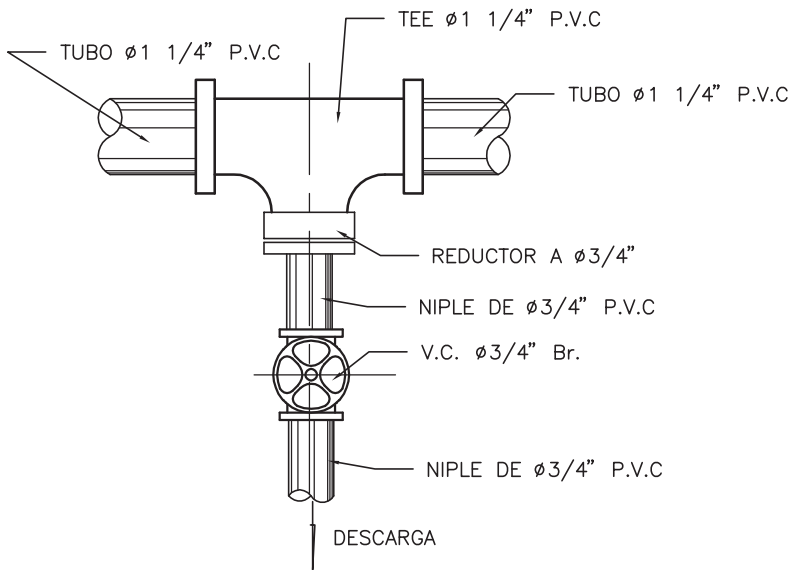
	DISEÑO: WILLY DARWIN VILLAFUERTE SOSA		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA CENTRO UNIVERISTARIO DE ORIENTE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S	
	FECHA: OCTUBRE 2015	ESCALA: INDICADA		HOJA 10 / 15
PLANO DE: PLANTA Y SECCIONES TANQUE DE MAMPOSTERIA DE 15 M²		PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE		
LOCALIZACION: ALDEA LAS CRUCES, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA, GUATEMALA		REVISO:		



PLANTA VALVULA DE COMPUERTA

TUBERIA Y ACCESORIOS P.V.C

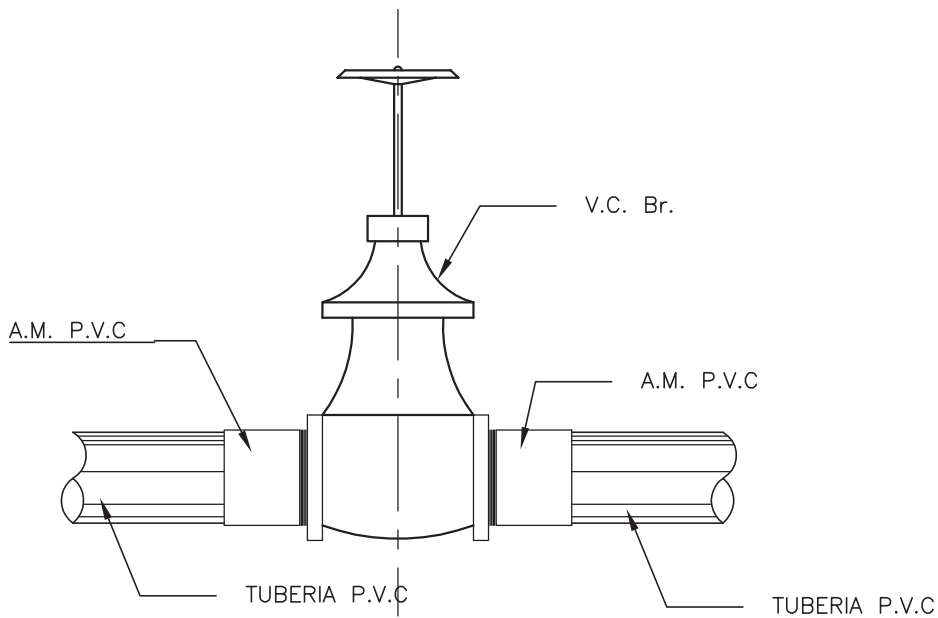
SIN ESCALA



PLANTA VALVULA DE LIMPIEZA

TUBERIA Y ACCESORIOS P.V.C

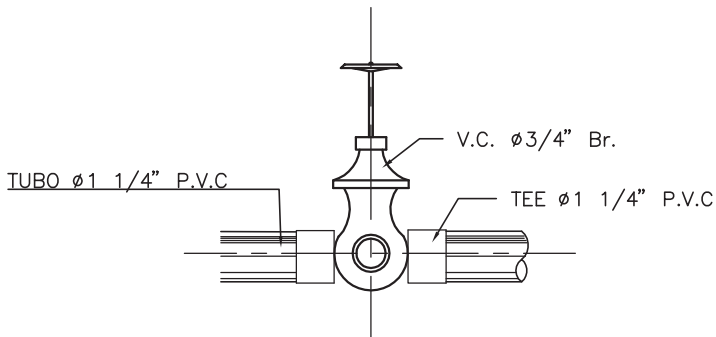
SIN ESCALA



ELEVACION VALVULA DE COMPUERTA

TUBERIA Y ACCESORIOS P.V.C

SIN ESCALA



ELEVACION VALVULA DE LIMPIEZA

TUBERIA Y ACCESORIOS P.V.C

SIN ESCALA

REFERENCIAS

P. V. C.	CLORURO DE POLIVINILO	A. M.	ADAPTADOR MACHO
H. G.	HIERRO GALVANIZADO	V. A.	VALVULA DE AIRE
V. C.	VALVULA DE COMPUERTA	A. H.	ADAPTADOR HEMBRA

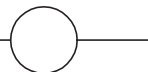
NOTAS

- TODAS LAS VALVULAS DE LIMPIEZA SERAN VALVULAS DE COMPUERTA.
- TODAS LAS VALVULAS SE PROTEGERAN CON CAJAS DE CONCRETO.
- EL DIAMETRO DE LA VALVULA DE LIMPIEZA SERA LA MITAD DEL DIAMETRO DE LA TUBERIA DE CONDUCCION, EN ESTE CASO DE Ø3/4".
- LA VALVULA DE AIRE Y LIMPIEZA SERA DE Ø3/4" PARA TODA LA TUBERIA.

	DISEÑO: WILLY DARWIN VILLAFUERTE SOSA		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA CENTRO UNIVERTARIO DE ORIENTE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S	
	FECHA:	ESCALA: INDICADA		
PLANO DE: DETALLE DE VALVULAS			HOJA 11/15	
PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE			REVISO:	
LOCALIZACION: ALDEA LAS CRUCES, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA, GUATEMALA				



ESCALA 1:10



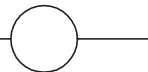
ESCALA 1:10



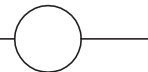
ESCALA 1:5



ESCALA 1:10

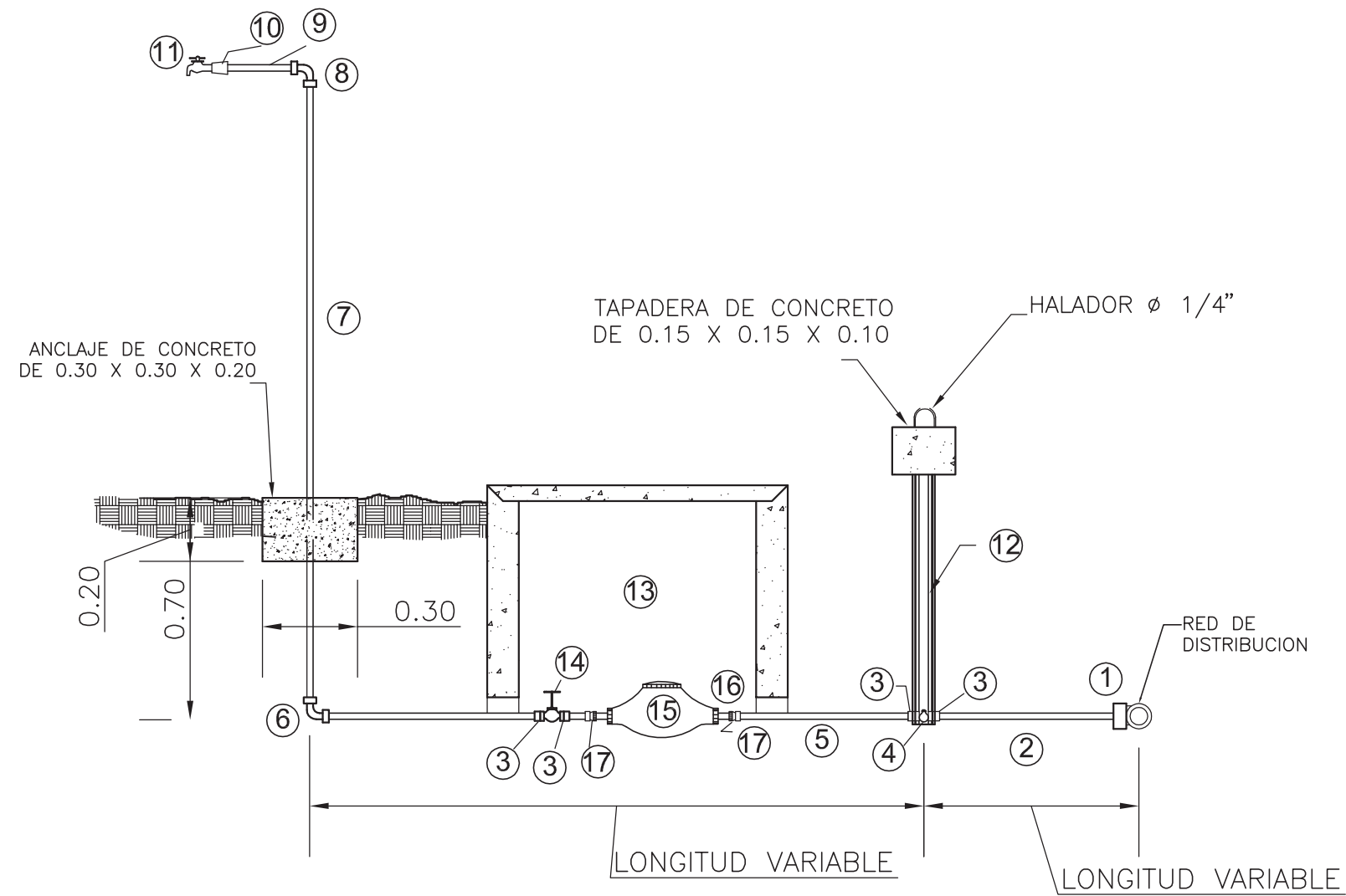


ESCALA 1:10



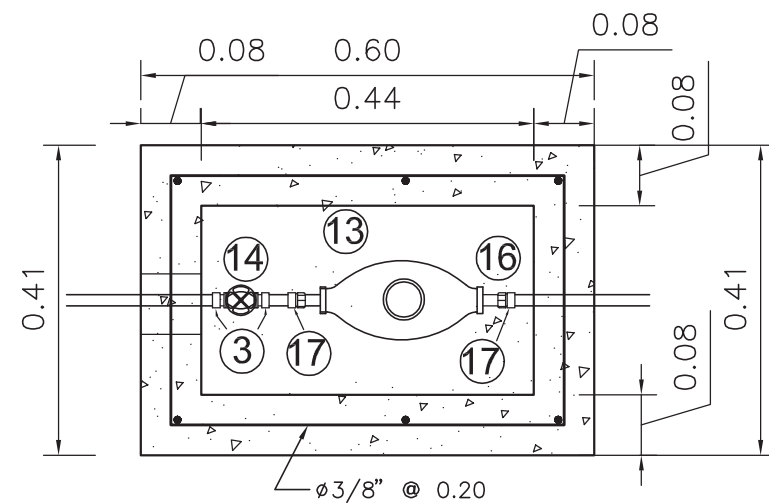
- LAS VALVULAS SE ASENTARAN SOBRE LECHO DE ARENA PARA FACILITAR EL DRENAJE.
- LAS CAJAS Y TAPADERAS SE CONSTRUIRAN DE CONCRETO $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.
- LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS.
- EL HIERRO SERA $\emptyset 3/8"$.
- TODAS LAS PAREDES DEBERAN SER ALISADAS CON SABIETA PROPORCION 1 CEMENTO, 2 ARENA DE RIO.

	DISEÑO: WILLY DARWIN VILLAFUERTE SOSA		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA CENTRO UNIVERISTARIO DE ORIENTE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S
	FECHA: OCTUBRE 2015	ESCALA: INDICADA	
PLANO DE: DETALLE CAJA PARA VALVULAS			HOJA 12 / 15
PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE			
LOCALIZACION: ALDEA LAS CRUCES, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA, GUATEMALA		REVISO:	



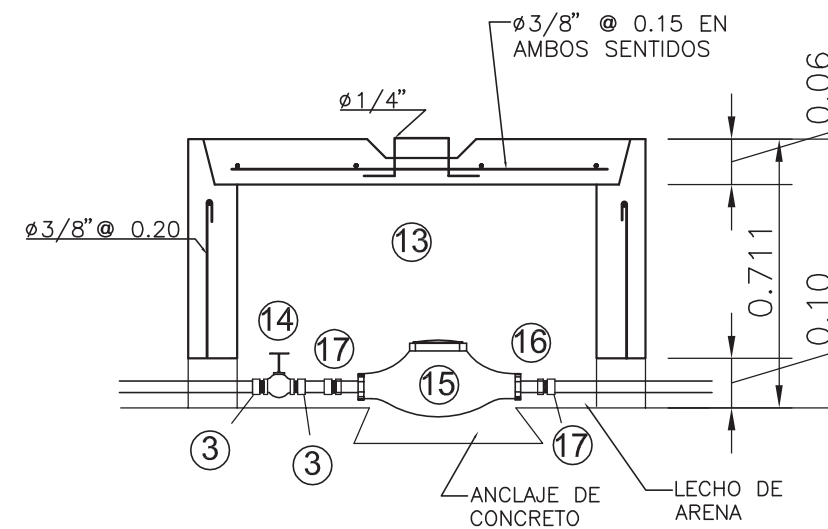
DETALLE ACOMETIDA DOMICILIAR

ESCALA 1:20



DETALLE CAJA CONTADOR

ESCALA 1:10



ELEVACION CAJA CONTADOR

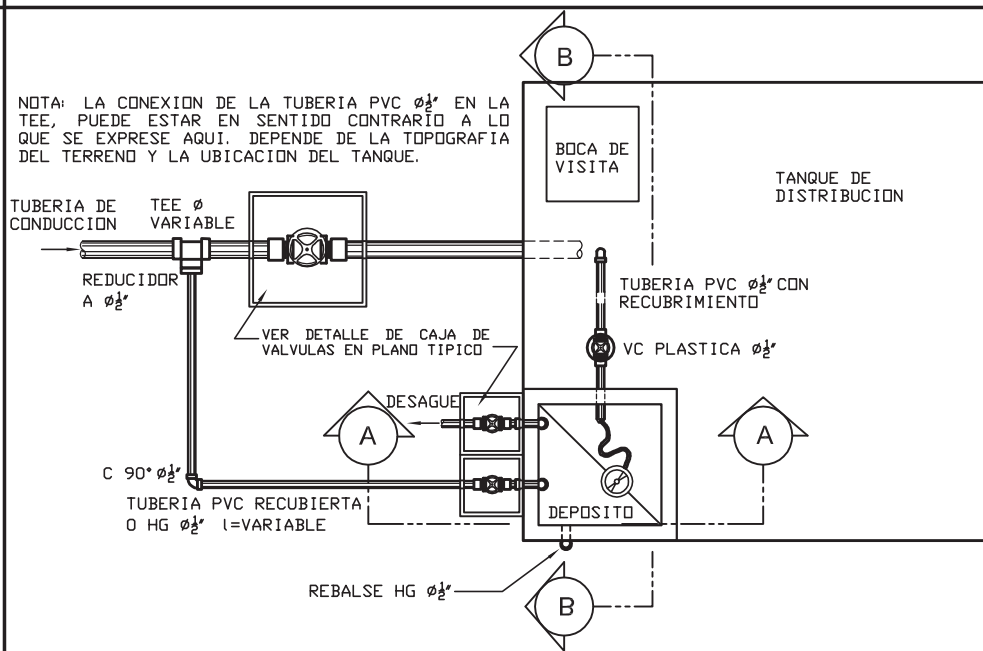
ESCALA 1:10

REFERENCIA DE MATERIALES

1. TEE REDUCTORA PVC Ø TUBERIA PRINCIPAL X 1/2"
2. NIPLE (TUBO) PVC LONGITUD VARIABLE Ø 1/2"
3. ADAPTADOR MACHO PVC Ø 1/2"
4. LLAVE DE PASO DE BRONCE DE 1/2"
5. TUBO PVC LONGITUD VARIABLE Ø 1/2"
6. CODO PVC 90° 1/2" CON ROSCA
7. NIPLE HG 1,50 Ø 1/2"
8. CODO HG 90° 1/2"
9. NIPLE HG 0,15 Ø 1/2"
10. COPLA HG Ø 1/2"
11. GRIFO BRONCE Ø 1/2"
12. TUBERIA PVC 2" O 3"
13. CAJA DE CONCRETO PARA CONTADOR
14. LLAVE DE COMPUERTA Ø 1/2" DE BRONCE
15. CONTADOR Ø 1/2" DE BRONCE
16. NIPLE PVC Ø 1/2"
17. ADAPTADOR HEMBRA PVC Ø 1/2"

	DISEÑO:		UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA CENTRO UNIVERTISTARIO DE ORIENTE EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO E.P.S	
	WILLY DARWIN			
	VILLAFUERTE SOSA			
	FECHA:	ESCALA:		HOJA
OCTUBRE 2015	INDICADA			
PLANO DE: DETALLE DE CONEXIONES DOMICILIARES				
PROYECTO: SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE				
LOCALIZACION: ALDEA LAS CRUCES, MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO DE CHIQUIMULA, GUATEMALA				
REVISO:				

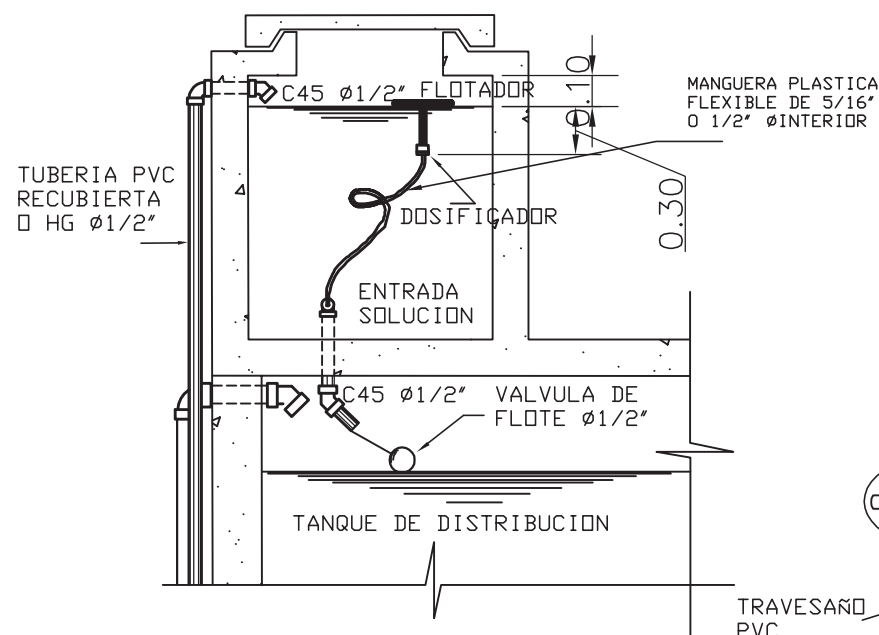




PLANTA

HIPOCLORADOR

SIN ESCALA



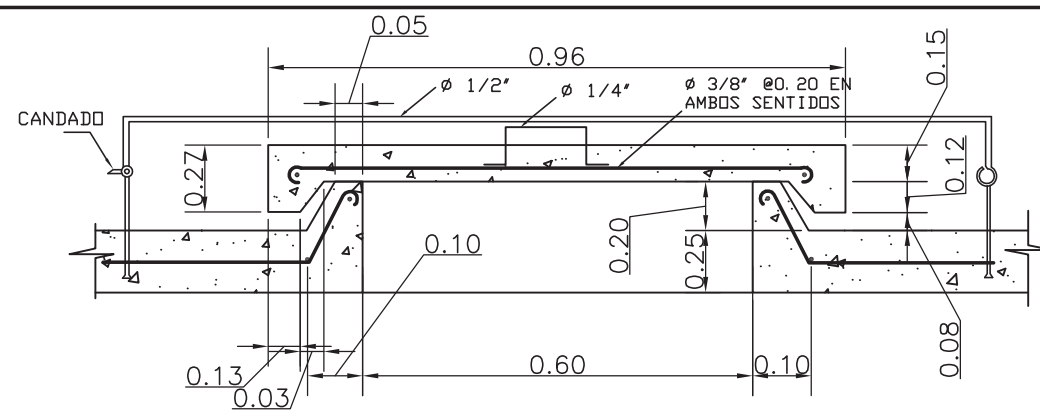
SECCION AA

HIPOCLORADOR

SIN ESCALA

PRAPARACION DE LA SOLUCION DE HIPOCLORADOR INSTRUCCIONES

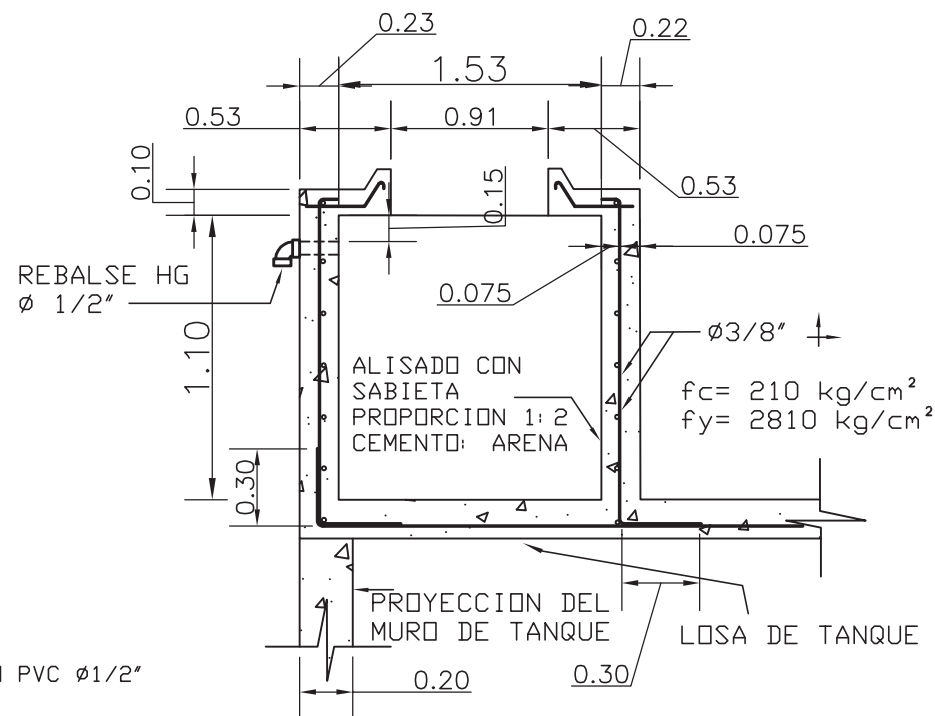
1. DEJAR SEDIMENTAR LA SOLUCION. EL LIQUIDO CLARO PASARLO AL DEPOSITO DEL HIPOCLORADOR. EL SEDIMENTO DESECHARLO YA QUE ES INACTIVO Y PRODUCE TAPONAMIENTO EN LA TUBERIA.
2. LA TABLA INDICA EL VOLUMEN DE SOLUCION AL 0.1% RESPECTIVAMENTE, NECESARIA PARA APLICAR DURANTE DOS DIAS COMO MINIMO PARA DIFERENTES CAUDALES DE DISEÑO.
3. LA CAIDA DE LA SOLUCION DE HIPOCLORITO AL TANQUE DEBERA SER NORMAL A LA ENTRADA DE AGUA PRODECENTE DE LA CONDUCCION, EN OTRAS PALABRAS, DEBERA CAER LA SOLUCION DE HIPOCLORITO SOBRE EL CHORRO DE AGUA QUE ENTRA AL TANQUE, CON EL OBJETO DE LOGRAR UNA BUENA MEZCLA EN UN TIEMPO RELATIVAMENTE CORTO.
4. EL PERIDO DE CONTACTO EN EL TANQUE DE DISTRIBUCION SERA COMO MINIMO 2 HORAS, TIEMPO DURANTE EL CUAL EL AGUA NO PASARA A LA RED DE DISTRIBUCION. ESTO SOLO SE HARA CUANDO INICIE EL PROCESO DE CLORACION.



DETALLE DE TAPADERA

HIPOCLORADOR

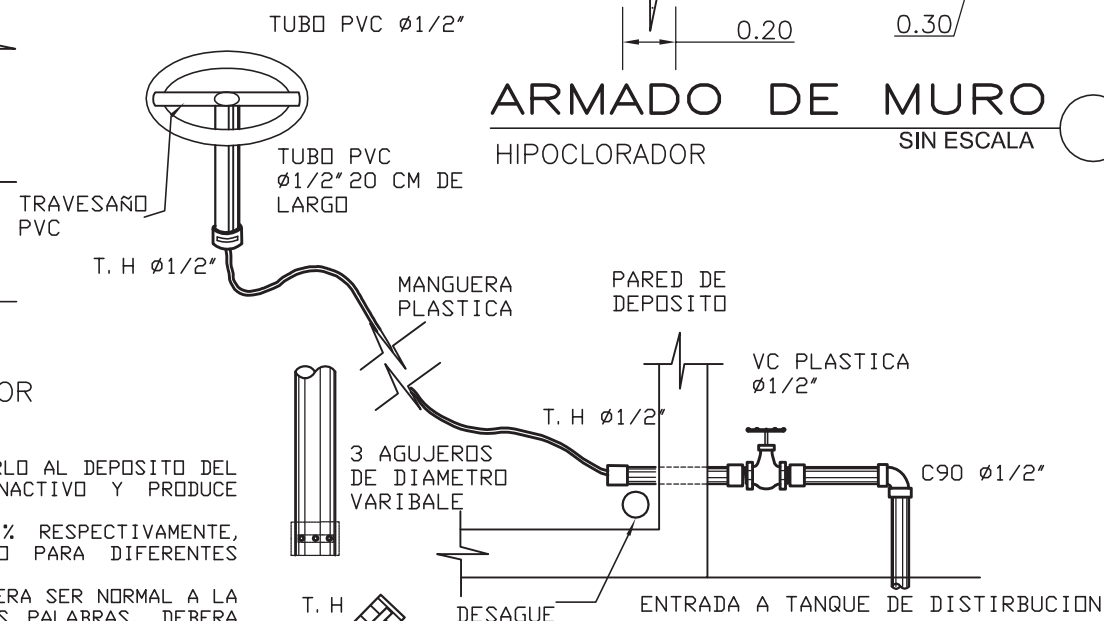
SIN ESCALA



ARMADO DE MURO

HIPOCLORADOR

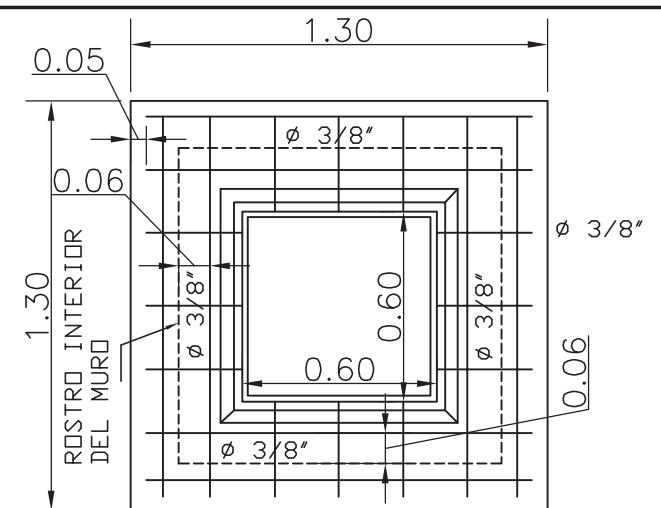
SIN ESCALA



SECCION BB

HIPOCLORADOR

SIN ESCALA



DETALLE DE LOSA

HIPOCLORADOR

SIN ESCALA

VOLUMEN DE SOLUCION AL 0.1% QUE TIENE QUE INGRESAR AL TANQUE PARA DOSIFICAR 1 mg/l		
CAUDAL DEL SISTEMA	CANTIDAD NECESARIA DE SOLUCION	
l/s	l/Hora	1/Dia
0.5	1.80	43.20
0.6	2.16	51.84
0.7	2.52	60.48
0.8	2.88	69.12
0.9	3.24	77.76
1.0	3.60	86.40
1.1	3.96	95.04
1.2	4.32	103.68
1.3	4.68	112.32
1.4	5.04	120.96
1.5	5.40	129.60
1.6	5.78	138.24
1.7	6.12	146.88
1.8	6.48	155.52
1.9	6.84	164.16
2.0	7.20	172.80



DISEÑO:

WILLY DARWIN
VILLAFUERTE SOSA

FECHA:

OCTUBRE
2015

ESCALA:

INDICADA

PLANO DE:
CONSTRUCCION E INTALACION DEL
HIPOCLORADOR

PROYECTO:
SISTEMA DE ABASTECIMIENTO
DE AGUA POTABLE

LOCALIZACION: ALDEA LAS CRUCES,
MUNICIPIO DE IPALA, DEPARTAMENTO
DE CHIQUIMULA, GUATEMALA

UNIVERSIDAD DE SAN
CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
CENTRO UNIVERISTARIO
DE ORIENTE
EJERCICIO PROFESIONAL
SUPERVISADO E.P.S

HOJA

15
15

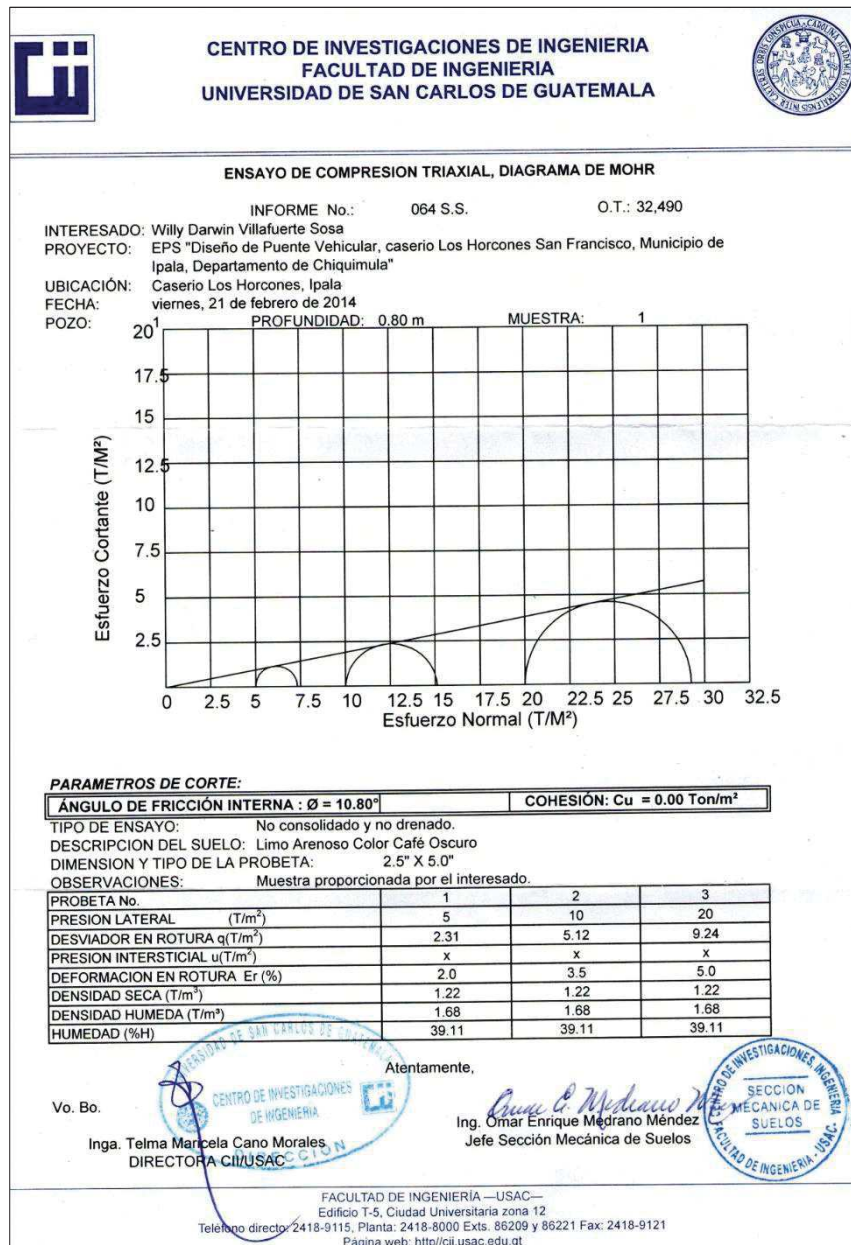
REVISO:

ANEXOS

Anexo A	Ensayo a compresión triaxial, proyecto puente vehicular caserío Los Horcones, aldea San Francisco, municipio de Ipala, departamento de Chiquimula.
Anexo B	Ensayo a corte directo, proyecto puente vehicular caserío Los Horcones, aldea San Francisco, municipio de Ipala, departamento de Chiquimula.
Anexo C	Análisis físico-químico y bacteriológico, proyecto sistema de abastecimiento de agua domiciliar aldea Las Cruces, municipio de Ipala, departamento de Chiquimula.
Anexo D	Tabla de diámetros reales en tubería 160 PSI
Anexo E	Tabla de diámetros reales en tubería 250 PSI

ANEXO A

Imagen A-1: Ensayo a compresión triaxial, proyecto puente vehicular caserío Los Horcones, aldea San Francisco, municipio de Ipala, departamento de Chiquimula.



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería USAC

ANEXO B

Imagen B-1: Ensayo a corte directo, proyecto puente vehicular caserío Los Horcones, aldea San Francisco, municipio de Ipala, departamento de Chiquimula.

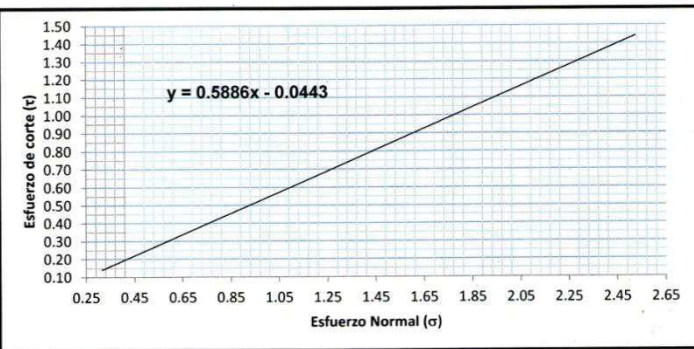


CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



Informe No.: 065 S.S. **O.T.:** 32,490
Interesado: Willy Darwin Villafuerte Sosa
Proyecto: EPS "Diseño de Puesto Vehicular, caserío Los Horcones San Francisco, Municipio de Ipala, Departamento de Chiquimula"
Ubicación: Caserío Los Horcones, Ipala
Ensayo: CORTE DIRECTO **Pozo:** 2
Norma: ASTM D 3080-04 **Muestra:** 2
Fecha: viernes, 21 de febrero de 2014 **Profundidad:** 0.80 m

Descripción del Suelo: Limo Arenoso Color Café Oscuro **Diámetro Inicial:** 6.35 cm
Tipo de Ensayo: No Consolidado, No Drenado **Área Inicial:** 31.67 cm²
Tipo de Probeta: Remoldeada **Altura Inicial:** 2.54 cm
Volúmen Inicial: 80.44 cm³



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA: $\phi = 30.48^\circ$	COHESIÓN APARENTE: $c_u = 0.04 \text{ Ton/m}^2$
--	---

PROBETA No.	1	2	3	4
ESFUERZO NORMAL (kg/cm ²)	0.32	0.63	1.26	2.53
ESFUERZO DE CORTE (kg/cm ²)	0.18	0.37	0.58	1.49
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.01	1.01	1.01	1.01
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.47	1.47	1.47	1.47
HUMEDAD (%H)	44.90	44.90	44.90	44.90

OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

Vo. Bo.

Atentamente,

Inga. Telma Maricela Cano Morales

DIRECTORA CII/USAC

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez

Jefe Sección Mecánica de Suelos

FACULTAD DE INGENIERIA —USAC—

Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12

Teléfono directo: 2418-9115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9121

Página web: <http://cii.usac.edu.gt>

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería USAC

ANEXO C

Imagen C-1: Análisis físico-químico y bacteriológico, proyecto sistema de abastecimiento de agua domiciliar aldea Las Cruces, municipio de Ipala, departamento de Chiquimula.



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:	Willy Villafuerte	No. Muestra:	01
Identificación de la Muestra:	Las Cruces	Fecha:	20/03/2014
Localización:	Aldea Las Cruces, Ipala, Chiquimula		
Tipo de Fuente:	Nacimiento		
Uso de Agua:	Consumo Humano		
Telefono:			

ANÁLISIS DE FÍSICO-QUÍMICO DE AGUA				
PARAMETROS		RESULTADOS	Limite Maximo Aceptable	Limite Máximo Permissible
Turbidez	NTU	0.22	5	15
Conductividad	µS/cm	322	---	menor de 1,500
Temperatura*	°C	25	15 a 25	34
Sólidos Totales	mg/l	205	500	1000
Sólidos Disueltos Totales	mg/l	165.1	---	500
Oxígeno Disuelto	mg/l	7.49	8	4
Oxígeno Disuelto	% Sat.	110.1	---	80 a 100
pH	Unidades	7.37	7.0 a 7.5	6.5 a 8.5
Fosfatos	mg/l	1.480	0.5	1
Nitratos	mg/l	9.9	---	10
Nitritos	mg/l	0.0090	---	0.1
Sulfato	mg/l	3.00	100	250
Demanda Biológica de Oxígeno DBO5	mg/l	98.40	---	25
Dureza	mg/l CaCO3	215	100	500

* Temperatura: los resultados corresponden a la temperatura de la muestra en el laboratorio, no en el campo

ANÁLISIS BACTERIOLOGICO DE AGUA		
PARAMETROS	RESULTADOS	Valor de Referencia
COLIFORMES TOTALES	240.0 NMP/100 ml	3
ESCHERICHIA COLI	93.0 NMP/100 ml	3
COLIFORMES FECALES	93.0 NMP/100 ml	3



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 CUNORI

ANEXO D

Tabla D-1: Diámetros reales en tubería de 160 PSI

Diámetro nominal		Diámetro exterior		Espesor de pared (mm)		Diámetro interior		Peso aproximado	
Mm	Pulg.	Mm	pulg.	Mm	Pulg.	Mm	Pulg.	kgs.	lbs.
25	1	33.40	1.315	1.52	0.060	30.35	1.195	1.35	2.97
31	1 ¼	42.16	1.660	1.63	0.064	38.91	1.532	1.83	4.03
38	1 ½	48.26	1.900	1.85	0.073	44.55	1.754	2.39	5.27
50	2	60.33	2.375	2.31	0.091	55.70	2.193	3.72	8.21
62	2 ½	73.03	2.875	2.79	0.110	67.45	2.655	5.45	12.01
75	3	88.90	3.500	3.43	0.135	82.04	3.230	8.14	17.94
100	4	114.30	4.500	4.39	0.173	105.51	4.154	13.41	29.57
125	5	141.30	5.563	5.43	0.214	130.43	5.135	20.51	45.21
150	6	168.28	6.625	6.48	0.255	155.32	6.115	29.10	64.15
200	8	219.08	8.625	8.43	0.332	202.21	7.961	49.32	108.74
250	10	273.05	10.750	10.49	0.413	252.07	9.924	76.48	168.61
300	12	323.85	12.750	12.45	0.490	298.95	11.770	107.62	237.26
375	15	388.62	15.300	14.94	0.588	358.74	14.124	162.44	357.38

Fuente: AGUILAR RUIZ, Pedro. Apuntes sobre el curso de ingeniería sanitaria

1. USAC. Página 61

ANEXO E

Tabla D-1: Diámetros reales en tubería de 250 PSI

Diámetro nominal		Diámetro Exterior		Espesor de pared (mm)		Diámetro Interior		Peso aproximado	
		Mm	pulg.	Mm	Pulg.	Mm	pulg.	kgs.	lbs.
18	¾	26.67	0.840	1.57	0.062	23.52	0.926	1.10	2.42
25	1	33.40	1.315	1.96	0.077	29.49	1.161	1.71	3.77
31	1 ¼	42.16	1.660	2.49	0.098	37.19	1.464	2.74	6.05
38	1 ½	48.26	1.900	2.84	0.112	42.57	1.676	3.59	7.91
50	2	60.33	2.375	3.56	0.140	53.21	2.095	5.61	12.36
62	2 ½	73.03	2.875	4.29	0.169	64.44	2.537	8.20	18.07
75	3	88.90	3.500	5.23	0.206	78.44	3.088	12.16	26.81
100	4	114.30	4.500	6.73	0.265	100.84	3.970	20.11	44.34
125	5	141.30	5.563	8.30	0.327	124.69	4.909	30.68	67.64
150	6	168.28	6.625	9.91	0.390	148.46	5.845	43.58	96.07
200	8	219.08	8.625	12.90	0.508	193.27	7.609	73.89	162.90
250	10	273.05	10.750	16.05	0.632	240.94	9.486	114.59	252.63
300	12	323.85	12.750	19.05	0.750	285.75	11.250	161.28	355.56

Fuente: AGUILAR RUIZ, Pedro. Apuntes sobre el curso de ingeniería sanitaria

1. USAC. Página 62

