



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

**DISEÑO DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA COLONIA BELLA
VISTA Y DISEÑO DE UN PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LA PROVIDENCIA,
CUILAPA, SANTA ROSA**

Michael Jonathan Sarceño Pacheco

Asesorado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Guatemala, octubre de 2016

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA COLONIA BELLA
VISTA Y DISEÑO DE UN PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LA PROVIDENCIA,
CUILAPA, SANTA ROSA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

MICHAEL JONATHAN SARCEÑO PACHECO
ASESORADO POR EL ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, OCTUBRE 2016

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL I	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL II	Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Raúl Eduardo Ticún Córdoba
VOCAL V	Br. Henry Fernando Duarte García
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
EXAMINADOR	Ing. Oscar Argueta Hernández
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA COLONIA BELLA VISTA Y DISEÑO DE UN PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LA PROVIDENCIA, CUILAPA, SANTA ROSA.

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 8 de septiembre de 2015.

Michael Jonathan Sarceño Pacheco



Guatemala, 23 de mayo de 2016
REF.EPS.DOC.340.05.16

Inga. Christa Classon de Pinto
Directora
Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Classon de Pinto.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Michael Jonathan Sarceño Pacheco** con carné No. **201113844**, de la Carrera de Ingeniería Civil, procedí a revisar el informe final, cuyo título es: **DISEÑO DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA COLONIA BELLA VISTA Y DISEÑO DE UN PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LA PROVIDENCIA, CUILAPA, SANTA ROSA.**

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochoa
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
MAAO/ra



USAC
TRICENTENARIA
 Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>



Universidad de San Carlos de Guatemala
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 Escuela de Ingeniería Civil

Guatemala,
 27 de mayo de 2016

Ingeniero
 Hugo Leonel Montenegro Franco
 Director Escuela Ingeniería Civil
 Facultad de Ingeniería
 Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA COLONIA BELLA VISTA Y DISEÑO DE UN PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LA PROVIDENCIA, CUILAPA, SANTA ROSA** desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Michael Jonathan Sarceño Pacheco, con Carnet No.201113844 , quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑADA A TODOS

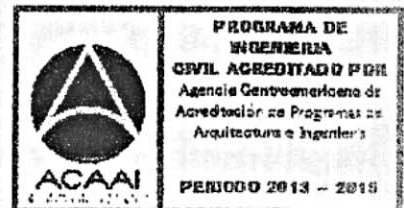
Ing. Rafael Enrique Morales Ochoa
 Revisor por el Departamento de Hidráulica



FACULTAD DE INGENIERIA
 DEPARTAMENTO
 DE
 HIDRAULICA
 USAC

/mrrm.

Mas de **134** años de Trabajo Académico y Mejora Continua





USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala,
23 de septiembre de 2016

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos


Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA COLONIA BELLA VISTA Y DISEÑO DE UN PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LA PROVIDENCIA, CUILAPA, SANTA ROSA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Michael Jonathan Sarceño Pacheco, con Carnet No. 201113844 , quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

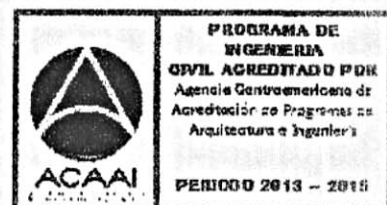

Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/mrrm.

Mas de **134** años de Trabajo Académico y Mejora Continua





Guatemala, 26 de septiembre de 2016
Ref.EPS.D.387.09.16

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

Estimado Ingeniero Montenegro Franco:

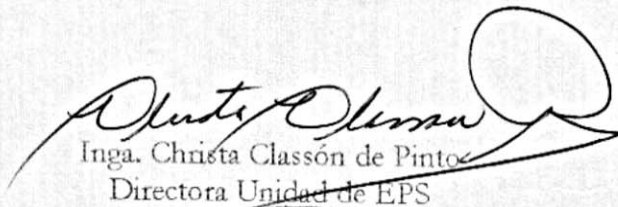
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **DISEÑO DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA COLONIA BELLA VISTA Y DISEÑO DE UN PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LA PROVIDENCIA, CUILAPA, SANTA ROSA**, que fue desarrollado por el estudiante universitario **Michael Jonathan Sarceño Pacheco, carné 201113844**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Christa Classón de Pinto
Directora Unidad de EPS

CCdP/ra





USAC
TRICENTENARIA
 Universidad de San Carlos de Guatemala


<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 Escuela de Ingeniería Civil



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta y Coordinadora de E.P.S. Inga. Christa del Rosario Classon de Pinto, al trabajo de graduación de la estudiante Michael Jonathan Sarceño Pacheco, titulado **DISEÑO DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA COLONIA BELLA VISTA Y DISEÑO DE UN PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LA PROVIDENCIA, CUILAPA, SANTA ROSA** da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

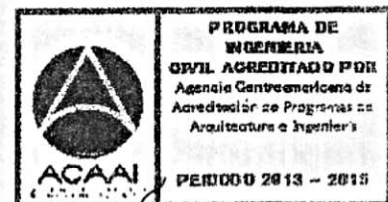
[Handwritten Signature]
 Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, octubre 2016.

/mrrm.

Mas de **134** años de Trabajo Académico y Mejora Continua





Ref.DTG.D.528.2016

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA COLONIA BELLA VISTA Y DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LA PROVIDENCIA, CUILAPA, SANTA ROSA**, presentado por el estudiante universitario: **Michael Jonathan Sarceño Pacheco**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, se autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
Decano



Guatemala, octubre de 2016

/cc

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por ser el capitán de mi vida, quien me permitió llegar a vivir mi máximo sueño como persona.
Mis padres	Macario Sarceño e Ily de Sarceño.
Mi primo	Carlos Enrique Rodríguez (q. e. p. d.), desde que te fuiste has sido la inspiración de mi vida, sin importar las circunstancias, por siempre y para siempre hermanos.
Mis hermanos	Paola, Marco Antonio y Emely, por ser el motor de mi vida.
Mi familia	A mis abuelos (q. e. p. d.), tíos, primos. Con todo cariño y aprecio
Mis amigos	Por la amistad sincera y el apoyo brindado en todo momento.

AGRADECIMIENTOS A:

- Dios** Por ser mi luz, mi guía y mi redentor, por llevarme hasta este momento de mi vida.
- Mis padres** Por ser la fuente principal de inspiración y, sobre todo, por el apoyo incondicional que me brindaron, por creer en mí y darme la oportunidad de ser un profesional.
- Mis hermanos** Por el amor y apoyo que me brindaron incondicionalmente y por ser parte fundamental de este sueño.
- Mi familia** Por su cariño, palabras de ánimo, confianza y apoyo absoluto, además de compartir buenos momentos.
- Mis amigos** Por todos los momentos que hemos compartido a lo largo de la carrera, principalmente a quienes me acompañaron en este extenso caminúm.
- Asesor** Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga, por brindarme la ayuda y asesoría para el desarrollo y culminación de este trabajo de graduación.

Facultad de ingeniería

Por darme las herramientas necesarias para forjar mi sueño más anhelado.

**La Municipalidad de
Cuilapa**

Por haberme permitido realizar mi trabajo de graduación en la Dirección Municipal de Planificación, en especial a las personas que lo conforman.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XV
RESUMEN.....	XIX
OBJETIVOS.....	XXI
INTRODUCCIÓN.....	XXIII
1. FASE DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. Monografía del municipio de Cuilapa, Santa Rosa	1
1.1.1. Aspectos generales.....	1
1.1.2. Localización del lugar.....	2
1.1.3. Ubicación geográfica.....	2
1.1.4. Aspectos topográficos.....	3
1.1.5. Vías de acceso.....	3
1.1.6. Clima.....	4
1.1.7. Suelo.....	4
1.1.8. Colindancias.....	5
1.1.9. Población	5
1.1.10. Festividades	6
1.1.11. Actividades socio-económicas	6
1.1.12. Idioma	6
1.1.13. Servicios existentes	7
1.1.14. Salud.....	7
1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de Cuilapa	8

1.2.1.	Descripción de las necesidades	8
1.2.2.	Priorización de las necesidades	9
2.	FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	11
2.1.	Diseño de un sistema de alcantarillado sanitario en la colonia Bella Vista, Cuilapa, Santa Rosa	11
2.1.1.	Descripción de proyecto	11
2.1.2.	Investigación preliminar	12
2.1.3.	Ubicación geográfica	12
2.1.4.	Levantamiento topográfico.....	12
2.1.4.1.	Planimetría	12
2.1.4.2.	Altimetría	13
2.1.5.	Descripción del sistema a utilizar.....	13
2.1.6.	Partes de un alcantarillado	14
2.1.6.1.	Colector	14
2.1.6.2.	Pozo de visita	14
2.1.6.3.	Conexiones domiciliarias.....	15
2.1.7.	Periodo de diseño.....	16
2.1.8.	Población futura.....	16
2.1.9.	Determinación de caudales	17
2.1.9.1.	Población tributaria	17
2.1.9.2.	Dotación	17
2.1.9.3.	Factor de retorno del sistema	17
2.1.9.4.	Caudal sanitario.....	18
2.1.9.4.1.	Caudal domiciliar	18
2.1.9.4.2.	Caudal comercial.....	19
2.1.9.4.3.	Caudal por conexiones ilícitas.....	19
2.1.9.4.4.	Caudal de infiltración	20

2.1.9.5.	Caudal medio	21
2.1.9.6.	Factor caudal medio.....	21
2.1.9.7.	Factor de Harmond	22
2.1.9.8.	Caudal de diseño	23
2.1.10.	Fundamentos hidráulicos	24
2.1.10.1.	Ecuación de Manning para flujo en canales.....	25
2.1.10.2.	Relaciones de diámetro y caudales	25
2.1.10.3.	Relaciones hidráulicas	26
2.1.11.	Parámetros de diseño hidráulico.....	26
2.1.11.1.	Coeficiente de rugosidad	26
2.1.11.2.	Sección llena y parcialmente llena.....	27
2.1.11.3.	Velocidades máximas y mínimas	27
2.1.11.4.	Diámetro de colector	29
2.1.11.5.	Profundidad del colector	29
2.1.11.6.	Profundidad mínima del colector.....	29
2.1.11.6.1.	Ancho de zanja	30
2.1.11.6.2.	Volumen de excavación....	31
2.1.11.6.3.	Cotas invert.....	32
2.1.12.	Ubicación de pozos de visita.....	33
2.1.13.	Profundidad de pozos de visita	33
2.1.14.	Características de las conexiones domiciliarias.....	33
2.1.15.	Diseño hidráulico.....	34
2.1.16.	Desfogue.....	40
2.1.17.	Planos de la obra	40
2.1.18.	Presupuesto de la obra	41
2.1.19.	Cronograma de ejecución físico-financiero	43
2.1.20.	Evaluación socio-económica.....	44
2.1.20.1.	Valor presente neto (VPN)	44

2.2.8.	Diseño de la subestructura.....	138
2.2.8.1.	Análisis y diseño de estructura de apoyo.	138
2.2.8.1.1.	Empuje de tierra (E)	140
2.2.8.1.2.	Fuerza longitudinal (FL)	142
2.2.8.1.3.	Cálculo por sismo (EQ)	143
2.2.8.1.4.	Combinación de cargas para momento.....	144
2.2.8.1.5.	Cálculo del refuerzo	146
2.2.8.1.6.	Diseño a corte.....	149
2.2.8.1.7.	Diseño de la viga de apoyo.	150
2.2.8.1.8.	Diseño de asentamiento o base de neopreno	152
2.2.8.2.	Análisis y diseño de estribos.....	153
2.2.8.2.1.	Revisión del estribo.....	156
2.2.8.3.	Diseño del barandal	163
2.2.9.	Planos de la obra	168
2.2.10.	Presupuesto de la obra	169
2.2.1.	Cronograma de ejecución físico-financiero	171
2.2.2.	Evaluación socioeconómica	172
2.2.2.1.	Valor presente neto (VPN)	172
2.2.2.2.	Tasa interna de retorno (TIR).....	173
2.2.3.	Evaluación de impacto ambiental.....	174
	CONCLUSIONES	179
	RECOMENDACIONES	181
	BIBLIOGRAFÍA.....	183
	APÉNDICES	185
	ANEXOS.....	187

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Localización del municipio de Cuilapa, Santa Rosa	2
2.	Diagrama de zanja a escavar	32
3.	Planta y sección típica del puente vehicular	53
4.	Ubicación del proyecto	53
5.	Cuenca del río Barro	59
6.	Planta y sección típica del puente vehicular	65
7.	Geometría de la superestructura para losa	68
8.	Diagrama de momento en losa	70
9.	Distribución de refuerzo longitudinal y transversal de la losa	79
10.	Sección transversal de la superestructura	80
11.	Sección transversal de la superestructura	81
12.	Distribución de distancias y cargas para cálculo de factor de distribución	83
13.	Carga para camiones H15-44, AASHTO 3.24.3 caso "a"	84
14.	Diagrama de camión en lugar crítico "A"	85
15.	Diagrama de camión en lugar crítico "B"	86
16.	Diagrama de corte y momento producido por carga viva	87
17.	Detalle de refuerzo viga interna parte central	97
18.	Detalle de refuerzo viga interna a L/4 del apoyo	102
19.	Carga distribuida para corte de viga interna	103
20.	Diagrama de cuerpo libre de carga viva para corte de viga interna	104
21.	Diagrama de corte producido por la carga viva de viga interna	105
22.	Detalle de estribos y eslabones de viga interna parte central	107

23.	Detalle de estribos y eslabones de viga interna a L/4 del apoyo	108
24.	Detalle de contraflecha de viga.....	109
25.	Carga distribuida equivalente al flujo vehicular según especificación AASHTO 3.7.1.2	110
26.	Detalle de refuerzo viga externa parte central	119
27.	Detalle de refuerzo viga externa a L/4 del apoyo.....	124
28.	Carga distribuida para corte de viga externa	125
29.	Diagrama de cuerpo libre de carga viva para corte de viga externa	126
30.	Diagrama de corte producido por la carga viva de viga externa	127
31.	Detalle de estribos y eslabones de viga externa parte central.....	129
32.	Detalle de estribos y eslabones de viga externa a L/4 del apoyo	130
33.	Detalle de armado de diafragma interior.....	134
34.	Detalle de armado de diafragma exterior.....	138
35.	Dimensiones de la cortina y viga de apoyo.....	139
36.	Empuje sobre la cortina y viga de apoyo	140
37.	Evaluación de presiones.....	141
38.	Fuerza longitudinal en viga de apoyo (FL).....	142
39.	Armado de la viga de apoyo y cortina.....	152
40.	Diagrama y geometría de presiones en el estribo	155
41.	Fuerzas aplicadas al barandal	163
42.	Detalle de armado barandal.....	168

TABLAS

I.	Coeficiente de rugosidad “n” de diversos materiales	27
II.	Profundidad de la tubería.....	30
III.	Ancho de zanja	31
IV.	Parámetros de diseño hidráulico.....	34
V.	Presupuesto de la red de alcantarillado	42

VI.	Cronograma de ejecución físico-financiero	43
VII.	Matriz modificada de Leopold, red de alcantarillado sanitario	48
VIII.	Parámetros mediante estudio de intensidades de precipitación en Guatemala.....	61
IX.	Coeficiente de escorrentía.....	62
X.	Integración de carga muerta (CM).....	70
XI.	Tabla resumen de los momentos de carga muerta	72
XII.	Tabla resumen de los momentos generados	74
XIII.	Tabla momentos generados por carga viva	88
XIV.	Tabla momentos generados carga muerta.....	91
XV.	Tabla de límites de deflexión según AASHTO sección 2.5.2.6.2	109
XVI.	Tabla de integración de cargas muertas	112
XVII.	Presiones, momentos y empujes en el estribo	155
XVIII.	Cálculo del momento estabilizante (ME)	156
XIX.	Cálculo del momento estabilizante (ME)	161
XX.	Presupuesto de puente vehicular de concreto armado.	170
XXI.	Cronograma de ejecución físico-financiero	171
XXII.	Información del proyecto	175
XXIII.	Impactos ambientales negativos generados durante la construcción	176
XXIV.	Impactos ambientales negativos generados durante la operación.....	177

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
Φ	Ángulo de fricción interna
As	Área de acero
As_{max}	Área de acero máximo
As_{min}	Área de acero mínimo
A	Área de una superficie
Ag	Área gruesa del elemento
B	Base de sección del elemento
Vs	Capacidad soporte del suelo
Pu	Carga axial última
W	Carga distribuida
CM	Carga muerta
P	Carga puntual
CV	Carga viva
CV dist.	Carga viva distribuida
Q	Caudal
Cm	Centro de masa
C	Coeficiente de escorrentía
n	Coeficiente de rugosidad de Manning
Cv	Coeficiente sísmico
Cu	Cohesión del suelo
Vu	Cortante último
p	Cuantía de acero
pbal	Cuantía de acero balanceada

pcy	Cuantía de acero máxima
ρ_{min}	Cuantía de acero mínimo
D	Diámetro de la tubería
S	Espaciamiento de estribos o eslabones en elementos
EIA	Evaluación de impacto ambiental
FQM	Factor de caudal medio
F. R	Factor de retorno
N_q, N_y, N_c	Factor de Carga para formula modificada de Terzaghi
N_v	Factor de cercanía a Fuente
N_a	Factor de cercanía a la fuente
F. H	Factor de Harmond
F_s	Factor de seguridad
kg/m²	Kilogramo por metro cuadrado
kg/m³	Kilogramo por metro cúbico
km	Kilometro
E_s	Módulo de elasticidad del acero
MI	Momento de impacto
Mu	Momento último
d	peralte efectivo del elemento
W_c	Peso del concreto
γ_s	Peso específico del suelo
P₀	Población inicial
R_h	Radio hidráulico
Rec	Recubrimiento
ACI 318-11	Reglamento de la American Concrete Institute
f'_c	Resistencia nominal a compresión del concreto
F_y	Resistencia nominal a la fluencia en acero
I	Intensidad de lluvia
P_f	Población futura

$\frac{d}{D}$
 $\frac{v}{V}$

Relación de diámetros

Relación de velocidades

GLOSARIO

AASHTO	<i>American Association of Higways and Transportation.</i>
Acero Mínimo	Cantidad de acero determinado por la sección y límite de fluencia del acero, necesario para evitar grietas por cambio de temperatura.
ACI	Siglas de <i>American Concrete Institute.</i>
Altimetría	Procedimientos utilizados para definir las diferencias de nivel, existentes entre puntos distintos de un terreno o construcción.
Concreto ciclópeo	Material de construcción con aspecto de piedra, obtenido de una mezcla proporcionada de cemento, arena, piedra y agua; a diferencia del concreto reforzado, los áridos son más gruesos.
Concreto reforzado	Material de construcción obtenido de una mezcla de cemento, arena, grava y agua; como refuerzo se colocan varillas de acero corrugado.
Empuje	Fuerza ejercida por el suelo a la estructura.
Estribo	Refuerzo transversal que absorbe los esfuerzos de corte de un elemento estructural.

Estructura	Ordenamiento de un conjunto de elementos encargados de resistir los efectos de las fuerzas de un cuerpo físico.
Losa	Entrepiso o terraza.
MCM	Monto por carga muerta.
MCV	Momento por carga viva.
Momento	esfuerzo al que está sometido un cuerpo, resultado de la aplicación de una fuerza a , X , distancia de su centro de masa.
Perfil	Delineación de la superficie de la tierra, según su latitud y altura, referidas a puntos de control.
Puente	Estructura que permite librar obstáculos.
Subestructura	Conjunto de elementos que han sido diseñados para soportar la superestructura de un puente y transmitir las cargas al suelo.
Superestructura	Conjunto de elementos diseñados para soportar las cargas de tráfico y transmitir las a la subestructura.
TIR	Tasa interna de retornúm.

Topografía	Ciencia de determinar posiciones relativas de puntos situados encima de la superficie terrestre y debajo de la misma.
Valor soporte	Capacidad de carga del suelo. En unidades de fuerza por unidad de área.
VPN	Valor presente neto.

RESUMEN

El Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) tiene como finalidad ofrecer servicios técnicos y profesionales en el medio real del país, donde se utilizarán los conocimientos adquiridos durante la formación académica y ponerlos en práctica en la planificación y diseño de proyectos. El siguiente estudio técnico fue realizado en el municipio de Cuilapa, del departamento de Santa Rosa.

El trabajo de graduación está dividido en dos fases muy importantes, teniéndose en el primer capítulo, la fase de investigación que consiste en describir la monografía del municipio, donde se puede encontrar los aspectos generales, ubicación, vías de acceso, clima, tipo de suelo, población, servicios existentes, entre otros. Además se realiza una investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura con énfasis en la priorización de las necesidades.

La segunda fase corresponde al servicio técnico profesional, contiene el desarrollo del diseño de un sistema de alcantarillado sanitario en la colonia Bella Vista y el diseño de un puente vehicular en la aldea La Providencia. Estos proyectos fueron seleccionados en base al diagnóstico de priorizaciones de necesidades para el beneficio del municipio.

El primer proyecto consiste en el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario que cubre una línea de 3,27 km de longitud, cumpliendo con las normas de diseño del INFOM para su desarrollo. El segundo proyecto consiste en el diseño de un puente vehicular que cubre una luz de 15,00 metros y un ancho de 6,00 metros, el cual soportara una carga de camión H15-44, la

subestructura estará conformada de concreto armado y la subestructura de concreto ciclópeo. Para el análisis se utilizaron las normas AASHTO y ACI.

OBJETIVOS

General

Mejorar las condiciones de los servicios básicos e infraestructura, mediante el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario para la colonia Bella Vista y un puente vehicular para la aldea La Providencia del municipio de Cuilapa, Santa Rosa.

Específicos

1. Diseñar un sistema óptimo de drenaje sanitario para la colonia Bella Vista.
2. Diseñar un puente vehicular para la aldea la Providencia.
3. Realizar el presupuesto y cronograma de ejecución de cada uno de los proyectos designados.
4. Proporcionar la información detallada para la ejecución de cada uno de los proyectos propuestos.
5. Entregar a la municipalidad una propuesta efectiva de comunicación entre aldeas, mediante un puente vehicular.

Proveer el diseño de infraestructura vial mediante un puente vehicular y saneamiento sanitario, mediante un drenaje sanitario.

INTRODUCCIÓN

En todo proceso de transformación, encaminado a mejorar el nivel de vida de los habitantes del municipio de Cuilapa, juegan un papel importante las políticas de desarrollo, que tienen por objetivo promover un cambio positivo en el modo de vida de los habitantes. Los proyectos que contribuyen a realizar estos cambios en las comunidades, están destinados a satisfacer las necesidades básicas de cada uno de sus pobladores.

El presente trabajo de graduación es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado (EPS) de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, en coordinación con la Dirección Municipal de Planificación de la Municipalidad de Cuilapa, departamento de Santa Rosa. Tiene como objetivo principal, desarrollar la planificación de dos proyectos que se consideraron de suma importancia para el municipio, previo a una investigación diagnóstica de las comunidades.

El primer proyecto planificado corresponde a la colonia Bella Vista del municipio de Cuilapa, el cual carece de un sistema de alcantarillado sanitario, lo que ha provocado la inexistencia de saneamiento debido a la incidencia de enfermedades gastrointestinales, generándose propagación de malos olores por la proliferación de la materia orgánica; por tal razón se diseñó un sistema de alcantarillado sanitario aplicando los criterios que garanticen un funcionamiento adecuado y eficiente para satisfacer a la colonia, buscando el beneficio de los habitantes.

El segundo proyecto planificado corresponde a la aldea La Providencia del municipio de Cuilapa, la cual no cuenta con vías de acceso adecuadas para su libre locomoción y el enlace entre comunidades, debido a que no existe un paso vehicular óptimo sobre el río El Barro, afectando la producción agrícola en lo que corresponde el traslado del producto y la transitabilidad de los habitantes generando retrasos y pérdidas en la economía del municipio. Para poder resolver el problema de comunicación entre comunidades fue necesario el diseño de un puente vehicular, utilizando los métodos adecuados para el diseño, mejorando el aspecto, económico, agrícola y cultural de las poblaciones, contribuyendo a un desarrollo exponencial en el municipio de Cuilapa.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del municipio de Cuilapa, Santa Rosa

A continuación se describe monografía del municipio de Cuilapa, Santa Rosa.

1.1.1. Aspectos generales

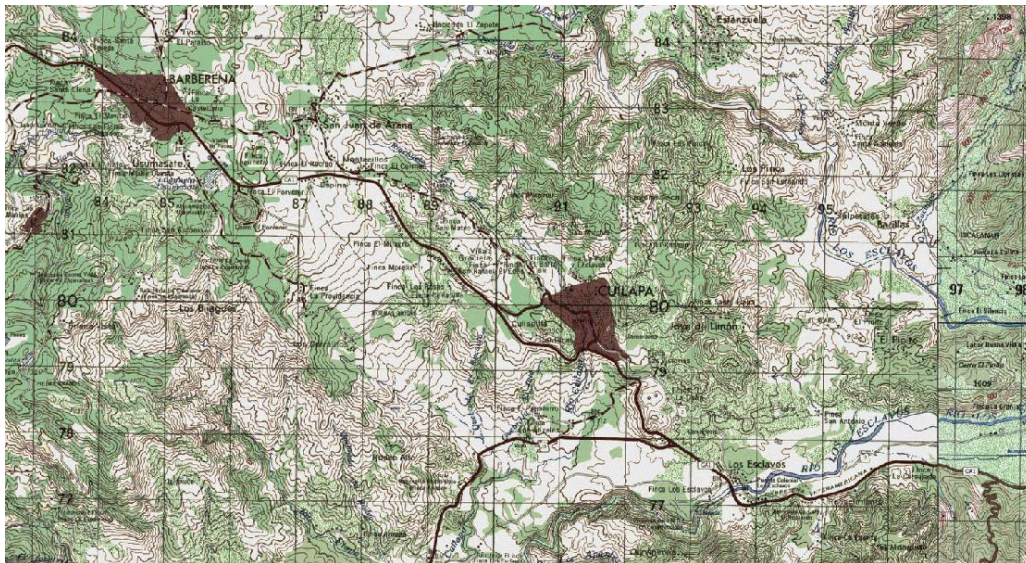
El municipio de Cuilapa fue fundado el 8 de mayo de 1852, conocido anteriormente como Cuajiniquilapa, nombre que se deriva de cuajinicuil o Quijnicuil que significa en el lugar de los cuajinicuiles o cuajiniquiles, cushin; y apan que significa “río”, lo que al unir los significados se conoce como “río de los cushines razón por la cual a los oriundos del lugar, se les conoce como, “cushines o cushingos”.

El conquistador Pedro de Alvarado los tomó como esclavos para la reducción militar de Cuzcatlán en la actual República de El Salvador. De este hecho se deriva el nombre del pueblo, el río y el puente Los Esclavos, en el municipio de Cuilapa. Hay testimonios de que estos indígenas fueron los primeros esclavos formalmente asignados por los conquistadores en el paraje que actualmente lleva ese nombre

El primer asentimiento humano y jurídico de Cuilapa se dio el primero de agosto del año 1599 cuando el colono Juan de Mojadas obtuvo dos caballerías de tierra de la Real Corona. Sin embargo, el terremoto del 10 de marzo de 1910 destruyó la ciudad de Cuilapa y se trasladó al municipio de Barberena

convirtiéndose en cabecera departamental, pero el 18 de octubre de 1920 retornó a su antiguo sitio, donde se eligió nuevamente a Cuajiquinilapa como cabecera departamental, pero bajo el nombre de Cuilapa.

Figura 1. Localización del municipio de Cuilapa, Santa Rosa



Fuente: Instituto Geográfico Nacional IGN, escala 1:50,000.

1.1.2. Localización del lugar

Cuilapa es uno de los 14 municipios del departamento de Santa Rosa de la región IV o región sudeste y se localiza a 63 kilómetros de la ciudad de Guatemala.

1.1.3. Ubicación geográfica

El municipio está ubicado a una altura de 893,31 metros sobre el nivel del mar y sus coordenadas se localizan a una latitud de 14° 16' 42" norte y una

longitud de 90°17' 57" oeste. Limita al Norte con los departamentos de Guatemala y Jalapa; al Sur con el Océano Pacífico; al Este con los departamentos de Jutiapa; y al Oeste con el departamento de Escuintla.

1.1.4. Aspectos topográficos

El territorio de Santa Rosa participa en la zona orográfica meridional del país. La cordillera principal se compone de cerros formados por rocas eruptivas que causan hundimientos en el descenso de las montañas, hacia el litoral.

Santa Rosa se inicia en las estribaciones de la Sierra Madre y los volcanes Cerro Redondo y Jumaytepeque, baja hasta los volcanes Cruz Quemada y Tecuamburro y se extiende al sur en el Canal de Chiquimulilla y las playas de Monterrico, Papaturro, Las Lisas y El Ahumado.

Posee dos zonas topográficas: la norte, de superficie montañosa que se ubica sobre la Sierra Madre y la sur, que corresponde a la costa y bocacosta, con extensas planicies y valles que culminan en las playas del Océano Pacífico.

1.1.5. Vías de acceso

La arteria principal que conduce al municipio es la Carretera Interamericana CA-1 y la Internacional CA-2, así como la ruta nacional 22 a CA-8, que lo comunica al resto del país. Cuenta con 197 kilómetros de carreteras de asfalto.

Las carreteras interiores del municipio, a pesar de ser de terracería, algunas son de fácil acceso y transitables por toda clase de vehículos durante el verano. En época de invierno son pocas las transitables y en algunos

casos sólo se puede tener acceso a las comunidades a pie o en vehículos de doble transmisión.

En general, el estado de las carreteras satisface las necesidades de transporte, lo cual permite el intercambio de productos que son objeto de comercialización.

1.1.6. Clima

A Cuilapa se le atribuye un clima templado, de acuerdo con la información de la estación núm. 78 del Instituto Nacional de Sismología, Meteorología e Hidrología INSIVUMEH, localizada en latitud 14°14'12" y longitud -90°16'42" a 850 metros sobre el nivel del mar, la precipitación pluvial es de 1 560 mm. Anuales.

- Temperatura: mínima de 20,20 °C y máxima de 33,50 °C.
- Humedad relativa: mínima de 53,00 % y máxima de 77,00 %.
- Tensión de vapor: mínima de 16,60 mmHg y máxima de 22,80 mmHg.
- Temperatura a punto de rocío: mínima de 14,10 °C y máxima de 24,20 °C.
- Velocidad de viento: su valor medio es de 2,80 Km/H.

1.1.7. Suelo

Los suelos del departamento de Santa Rosa se han clasificado en cuatro grupos amplios: I. Suelos de la Altiplanicie Central, II. Suelos del Declive del Pacífico, III. Suelos del Litoral del Pacífico y IV. Clases Misceláneas de Terrenúm. Los suelos en los grupos I, II y III han sido divididos en subgrupos basados en la profundidad del suelo, la clase del material madre y el drenaje.

- Suelos profundos sobre materiales volcánicos oscuros en pendientes moderadas.
- Suelos poco profundos sobre material volcánico de color claro en pendientes inclinadas.
- Suelos sobre material volcánico de color oscuro en pendientes inclinadas.
- Suelos sobre material sedimentario en pendientes inclinadas.

1.1.8. Colindancias

El municipio de Cuilapa limita al norte con Nueva Santa Rosa y Casillas (Santa Rosa), al sur con Chiquimulilla (Santa Rosa), Santa María Ixtahuacán (Santa Rosa) y Oratorio (Santa Rosa), al este con Oratorio (Santa Rosa) y San José Acatempa (Jutiapa) y al oeste con Pueblo Nuevo Viñas y Barberena (Santa Rosa).

1.1.9. Población

El municipio de Cuilapa en el año 2002 tenía una población de 30 951 habitantes, siendo el 10,30 % de la población del departamento. Para el año 2010 se estima una población de 38 979 habitantes habiendo un crecimiento poblacional anual del 2,6 % según INE (Instituto Nacional de Estadística), del 2002 aproximadamente, lo que implica grandes inversiones públicas para atender la creciente demanda de servicios.

La densidad poblacional del municipio para 2010 es de 182 habitantes por kilómetro cuadrado, ubicando al municipio en el quinto lugar a nivel departamental. Las microrregiones más densamente pobladas son: La cabecera municipal, el Molino y San Juan de Arana. La población del municipio

está concentrada en comunidades rurales (70 %) habiendo un (30 %) en el área urbana.

1.1.10. Festividades

Cuilapa celebra su fiesta titular en honor al niño Jesús en la semana del 25 de diciembre con quema de cohetillos, procesiones y bailes sociales. La comunidad Xinka realiza el baile llamado El Sombrerón, que ha sido rescatado de sus tradiciones ancestrales. También se celebra una feria en honor al Señor de los Portentos del 1 al 5 de agosto, así como las celebraciones tradicionales como el carnaval, día de la independencia, día de los difuntos, navidad y año nuevo.

1.1.11. Actividades socio-económicas

En el municipio de Cuilapa, entre las actividades que comprenden la economía, están: la industria, la agricultura y la artesanía, claro está que todas éstas a pequeña escala.

Algunos de los productos obtenidos de las actividades ya mencionadas, están: la producción de café, caña de azúcar, maíz, trigo y frutas especialmente la piña, llamada piña de azúcar. Además, se elaboran ladrillos, tejas de barro, panelas, tejidos de algodón, cestos, muebles de madera y cuero. En la región hay beneficios de café e ingenios de azúcar.

1.1.12. Idioma

A pesar del poco mestizaje que experimentó el municipio, el idioma que predomina en su totalidad es el español, al igual que en todas las aldeas del municipio de Cuilapa.

1.1.13. Servicios existentes

El municipio cuenta con servicio de energía eléctrica, agua potable, academias de computación, un Hospital Nacional, un Hospital del IGSS, un Centro de Salud, 17 escuelas de párvulos, 42 escuelas primarias, un Instituto de Educación Básica, una Escuela Nacional de Comercio, un centro regional de la Universidad de San Carlos de Guatemala y centros universitarios de universidades privadas.

1.1.14. Salud

La salud es un producto social resultante de la interacción entre el nivel de desarrollo del país, las condiciones de vida de las poblaciones y la participación social, a nivel individual y colectivo, a fin de procurar a los habitantes del país el más completo bienestar físico, mental y social. Todos los habitantes de la República tienen derecho a la prevención, promoción, recuperación y rehabilitación de su salud, sin discriminación alguna.

La protección de la salud constituye una pieza fundamental en la salud pública, junto a la prevención de enfermedades y la promoción de la salud. Esta se puede definir como aquellas actividades basadas en el análisis de riesgos asociados a los alimentos y riesgos ambientales, a la preservación del entorno saludable que afecte a los espacios públicos donde se desenvuelve la vida humana y a la habitabilidad de las viviendas, los medios de transporte, así como a la protección de aquellos otros riesgos y fuentes de peligro para la salud física y mental, que surjan en el contexto social.

1.2. Investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de Cuilapa

A continuación se describe la investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos e infraestructura del municipio de Cuilapa.

1.2.1. Descripción de las necesidades

- Colonia Bella Vista
 - Sistema de alcantarillado sanitario: los pobladores descargan las aguas residuales a las calles, generándose inexistencia de saneamiento, correspondiente a la incidencia de las enfermedades gastrointestinales, donde se da la propagación de malos olores por la proliferación de la materia orgánica y contaminación ambiental.
 - Rutas de acceso pavimentadas: las vías de comunicación se encuentran en mal estado conformadas de terracería, presentando un deficiente sistema de comunicación vial el cual crea un decaimiento tanto agrícola como social precedente al carecimiento de condiciones funcionales y estéticas.
 - Remozamiento de puestos de salud: los cuales no funcionan adecuadamente debido a la falta de mantenimiento que no se le dan a los mismos, teniendo un incremento a la problemática de salubridad departamental.

- Aldea La Providencia
 - Puente vehicular: la falta de infraestructura vial que entrelaza las aldeas del municipio de Cuilapa conlleva a la pérdida agrícola y social entre los pobladores, incrementándose de manera significativa en la época de lluvia.
 - Gimnasio polideportivo: los pobladores de la aldea carecen de un área de recreación deportiva, teniendo que invertir en instalaciones privadas a un alto precio o más bien situándose en áreas no adecuadas para su propia recreación.
 - Rutas de acceso pavimentadas: las vías de comunicación se encuentran en mal estado conformadas de terracería, presentando un deficiente sistema de comunicación vial el cual crea un decaimiento tanto agrícola como social, precedente al deterioro de condiciones funcionales y estéticas.

1.2.2. Priorización de las necesidades

En colaboración de la municipalidad de Cuilapa y el comité de la aldea La Providencia, se determinaron las prioridades a las que el municipio debe prestar atención:

- Colonia Bella Vista

Ante la problemática de saneamiento y manejo de las aguas residuales de la colonia Bella Vista se propone el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario el cual evitara la descarga de las aguas residuales en las calles,

reduciendo los malos olores y mal aspecto, evitándose contaminar el suelo y los mantos acuíferos con la eliminación de las letrinas de fosas, se reducirían los criaderos de insectos, lo que a su vez disminuiría el índice de enfermedades gastrointestinales, mejorando la calidad de vida de las personas, dando un impacto positivo al medio ambiente.

- Aldea La Providencia

Para solventar la problemática de la falta de infraestructura vial se propone el diseño de un puente vehicular con el objetivo de mejorar el aspecto social, económico, agrícola y cultural de las poblaciones, tomando en cuenta los parámetros respectivos para reducir los costos operativos de los vehículos, mejorando de manera positiva el desarrollo de las aldeas.

2. FASE DE SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño de un sistema de alcantarillado sanitario en la colonia Bella Vista, Cuilapa, Santa Rosa

A continuación se describe el diseño de un sistema de alcantarillado sanitario en la colonia Bella Vista, Cuilapa, Santa Rosa.

2.1.1. Descripción de proyecto

El proyecto consiste en el diseño de una red de alcantarillado sanitario el cual tendrá una longitud de 3,27 kilómetros, transportándolas en su totalidad a una planta de tratamiento que por medio de procesos físicos, químicos y biológicos eliminarán los contaminantes existentes para luego descargarla en un cuerpo receptor aledaño.

En este proyecto se pretende aplicar criterios y especificaciones técnicas del INFOM, para un periodo de diseño de 30 años para garantizar un sistema adecuado y eficiente, beneficiando a 277 familias. El sistema está integrado por 72 pozos de visita encontrándose a profundidades según las especificaciones de alturas mínimas de pozos, cotas invert, etc. La tubería a utilizar será de PVC norma ASTM F949 y tendrá un diámetro no menor de 6". Las pendientes de la tubería se tomaron de acuerdo a la pendiente del terreno, percatándose de no rebasar las velocidades, caudales máximos y mínimos.

2.1.2. Investigación preliminar

En la colonia Bella Vista, el consumo de agua potable ha creado interés sobre el manejo de las aguas residuales generadas por viviendas y locales comerciales, denotándose la falta de un sistema de alcantarillado sanitario que ha generado una alteración en los sistemas ambientales, siendo responsables de una serie de enfermedades parasitarias que afectan de manera significativa a los habitantes de la colonia, teniendo un grave problema de saneamiento.

2.1.3. Ubicación geográfica

La colonia Bella Vista se encuentra ubicado a 2,5 kilómetros de distancia del casco urbano del municipio.

2.1.4. Levantamiento topográfico

A continuación se describe el levantamiento topográfico.

2.1.4.1. Planimetría

Está definida como el conjunto de trabajos necesarios para representar gráficamente la superficie de la tierra, tomando como referencia el norte para su orientación. Con la aplicación de aparatos y métodos topográficos adecuados, con el fin de obtener las posibles rutas de desfogue y ubicación de los pozos de visita. Para este proyecto se aplicó el método de conservación de azimut, utilizando un teodolito Sokkia DT610, entradas de aluminio, brújula y plomadas metálicas.

2.1.4.2. Altimetría

Es el estudio a través del cual se representan las alturas de los puntos observados, referidos a un banco de marca o sobre el nivel del mar, con lo que se definen las pendientes del terreno necesarias en el diseño. Para este proyecto se aplicó el método de nivelación compuesta. El equipo que se utilizó es un nivel de precisión Sokkia, entrada de aluminio de 4 metros y nivel de manúm.

2.1.5. Descripción del sistema a utilizar

Existen 4 tipos básicos de alcantarillado; la selección o adopción de cada uno de estos sistemas dependerá de un estudio minucioso de factores, tanto topográficos como funcionales, pero el más importante es el económico.

A continuación se definen algunos elementos importantes en el sistema:

- Alcantarillado sanitario: recoge las aguas servidas domiciliarias de baños, cocinas, servicios y conexiones Ilícitas; residuos comerciales como restaurantes y garages; aguas negras producidas por industrias, e infiltración.
- Alcantarillado pluvial: recoge únicamente las aguas de lluvia o que concurren al sistema por medio de tragantes.
- Alcantarillado combinado: es una combinación de los alcantarillados sanitario y pluvial, por lo que regularmente se requieren diámetros de colector principal grandes.

- Alcantarillado separativo: este sistema recoge tanto las aguas servidas como pluviales en sistemas totalmente independientes; es el sistema más eficiente, pero no es muy utilizado por motivos económicos, ya que se necesita de un colector principal para aguas servidas y otro para aguas pluviales; los pozos de visita deben ser independientes también.

En este caso la colonia Bella Vista no cuenta con ningún sistema de alcantarillado; y las calles no son pavimentadas, por lo cual se decidió realizar un alcantarillado sanitario, del cual están excluidos los caudales de agua de lluvia, provenientes de las calles y otras superficies.

2.1.6. Partes de un alcantarillado

A continuación se describen las partes de un alcantarillado.

2.1.6.1. Colector

Es el medio por el cual se evacuan y transportan las aguas residuales y desechos generados por la población, lejos de donde se producen; este medio puede ser a través de tubería subterránea; dichas tuberías deben actuar hidráulicamente como canales abiertos.

2.1.6.2. Pozo de visita

Es la abertura vertical que comunica la superficie exterior con el conducto subterráneo donde nos permite bajar a la red para poder supervisar, reparar o limpiar cualquier desperfecto que ocurra. Se colocan en todos los puntos de la red que puedan representar un conflicto para la circulación de las aguas,

facilitando su encauzamiento y las operaciones de limpieza necesaria. Se colocaran de las siguientes situaciones:

- En tramos rectos de 100 metros
- La intersección de conductos
- Los cambios de dirección
- El cambio de sección transversal de pendiente longitudinal
- El cambio pronunciado de pendiente longitudinal
- Obras singulares (sifones, areneros, aliviaderos, etc.)

2.1.6.3. Conexiones domiciliarias

La conexión domiciliar tiene la finalidad de llevar las aguas servidas desde la vivienda hacia el colector principal. Estas conexiones se dividen en dos:

- Caja de inspección: también conocida como candela, se utiliza para la inspección, como también para el mantenimiento del mismo. Este elemento se utiliza para la recepción de las aguas residuales provenientes del inmueble, y se construye de diferentes materiales los cuales sean impermeables.
- Tubería de acometida: esta tubería se coloca de la candela hacia el colector, la cual debe tener un diámetro de 4" a 6" como mínimo. Esta tubería debe ser colocada a 45° debajo de la horizontal y debe ser colocada en la mitad superior del colector.

2.1.7. Período de diseño

Es el período de funcionamiento eficiente del sistema, pasado este período, es necesario rehabilitarlo. Los sistemas de alcantarillado serán proyectados para llenar adecuadamente su función durante un período de 30 a 40 años a partir de la fecha de construcción.

Para seleccionar el período de diseño de una obra de ingeniería, debe considerarse factores como la vida útil de las estructuras y el equipo competente, tomando en cuenta el desgaste y el año; así como la facilidad para hacer ampliaciones a las obras planificadas y la relación anticipada del crecimiento de la población, incluyendo en lo posible el desarrollo urbanístico, comercial o industrial de las áreas adyacentes durante 20 años.

Para este proyecto se tomó un periodo de un diseño de 30 años.

2.1.8. Población futura

Es la población para la cual se diseña el sistema de alcantarillado; esta es una proyección; la misma se hizo por el método geométrico utilizando la población actual y la tasa de crecimiento del lugar. La tasa de crecimiento que se tomó es 2,60 % anual, dato proporcionado por el plan de desarrollo municipal 2011-2015. La fórmula de crecimiento geométrico se expresa de la siguiente forma:

$$P_f = P_0 * (1 + r)^n$$

Donde:

P_f = Población futura

P_0 = Población actual

r = Tasa de crecimiento porcentual

n = Periodo de diseño en años

En el ejemplo observado del P.V.9 a P.V. 10, la población futura será:

$$P_f = 264 * (1 + 0,026)^{30} = 570 \text{ Habitantes}$$

2.1.9. Determinación de caudales

Para que un sistema de alcantarillado sanitario funcione de una manera eficiente, se deben considerar varios factores que son necesarios para poder determinar el caudal de una población.

2.1.9.1. Población tributaria

Es la población que aporta caudal en cada tramo del colector principal. De acuerdo con la tasa de natalidad de esta población, el caudal recolectado irá en crecimiento proporcional al número de habitantes.

2.1.9.2. Dotación

Se le llama así a la cantidad de agua asignada a la unidad consumidora. Para este proyecto se utilizó 300 lts/hab/día, según información de la municipalidad.

2.1.9.3. Factor de retorno del sistema

Es el porcentaje de agua que después de ser utilizada regresa al drenaje. Este porcentaje oscila entre el 70 % al 90 %; al no poseer datos estadísticos

que indiquen qué valor utilizar, se tomará un valor de 85 %, que es el valor adoptado para este proyecto.

2.1.9.4. Caudal sanitario

El caudal que puede transportar el drenaje está determinado por el diámetro, la pendiente y la velocidad. Estos factores determinan el flujo dentro de la tubería. El principio fundamental para el diseño de alcantarillados es que el drenaje funciona como un canal abierto, es decir que, la tubería no funciona a presión. El principio anterior se aplica únicamente para tuberías de concreto, las tuberías de PVC tienen la capacidad de soportar. En este caso los caudales que tributan son los siguientes:

2.1.9.4.1. Caudal domiciliar

El agua potable tiene distintos usos en una vivienda como lavado de utensilios de cocina, lavado de ropa, ducha, inodoros, etc. Los desechos provenientes de este tipo de usos son los que reciben el nombre de “caudal domiciliar”, valor necesario para el diseño del alcantarillado sanitario; la cantidad de agua de desecho está relacionada directamente con la dotación, esta debe ser afectada por el factor de retornúm.

Este caudal se calcula de la siguiente forma:

$$Q_{dom} = \frac{Dot. * F. R. * No. hab}{86\ 400}$$

Donde:

Q_{dom} = Caudal domiciliar (l/s)

$Dot.$ = Dotación (L/Hab/Día)

F.R. = Factor de retorno

No. hab = Número de habitantes

En el ejemplo observado del P.V.9 a P.V. 10, el caudal domiciliar será:

$$Q_{dom} = \frac{(300 * 0,85 * 570)}{86\ 400} = 1,682 \text{ l/s}$$

2.1.9.4.2. Caudal comercial

El caudal comercial es el que proviene de comercios tales como colegios, comedores, restaurantes, hoteles, etc. La dotación varía de acuerdo con el establecimiento que se haya seleccionado.

Este caudal se calcula de la siguiente forma:

$$Q_{com} = \frac{\text{No. salones} * \text{Dot.}}{86\ 400}$$

Donde:

Q_{com} = Caudal comercial (l/s)

Dot. = Dotación (L/Salón/Día)

$$Q_{com} = \frac{(12 * 75)}{86\ 400} = 0,010 \text{ l/s}$$

2.1.9.4.3. Caudal por conexiones ilícitas

Es producido por las viviendas que conectan las tuberías del sistema de agua pluvial al alcantarillado sanitario. Se calcula como un porcentaje del total

de conexiones, en función del área de techos, patios, y de su permeabilidad, así como de la intensidad de lluvia.

$$Q_{Illicitas} = \frac{CIA}{360}$$

$$Q_{Illicitas} = \text{Caudal por conexiones ilícitas (m}^3/\text{s)}$$

Donde:

C = Coeficiente de escorrentía

I = Intensidad de lluvia ($mm/hora$)

A = Área que es factible conectar ilícitamente ($hectáreas$)

En este caso se tomó como base el método dado por el INFOM, el cual especifica que se tomara el 10 % del caudal domiciliar como mínimo, si no se cuenta con alcantarillado pluvial puede tomarse un valor más alto según criterio del diseñador, para dicho proyecto se tomara el 20 %, por las condiciones de la aldea.

En el ejemplo observado del P.V.9 a P.V. 10, el caudal por conexiones ilícitas será:

$$Q_{Illicitas} = 0,20 * Q_{dom} = 0,20 * 1,68$$

$$Q_{Illicitas} = 0,336 \text{ l/s}$$

2.1.9.4.4. Caudal de infiltración

Es considerado como la cantidad de agua que se infiltra o penetra a través de las paredes de la tubería, depende de la permeabilidad del suelo, longitud de

la tubería y de la profundidad a la que se coloca. Hay dos formas de medirlo, una es en litros diarios por hectáreas o litros diarios por kilómetro de tubería. Incluyendo la longitud de la tubería de los entronques domiciliarios, para lo cual puede asumirse como 6 metros de longitud por cada vivienda.

Para el caso del sistema de alcantarillado sanitario de la colonia Bella Vista, el caudal de infiltración es cero debido a que el material a utilizar es tubería de PVC norma ASTM F949.

2.1.9.5. Caudal medio

Es la suma del caudal domiciliar, caudal comercial, caudal industrial, caudal por conexiones ilícitas y caudal de infiltración, descartando todo aquel que no contribuya al sistema.

En el ejemplo observado del P.V.9 a P.V. 10, el caudal medio será:

$$Q_{med} = Q_{dom} + Q_{com} + Q_{ind} + Q_{Ilícitas} + Q_{Inf}$$

$$Q_{med} = 1,682 + 0,168 + 0,01$$

$$Q_{med} = 1,86 \text{ l/s}$$

2.1.9.6. Factor caudal medio

Este factor regula la aportación del caudal en la tubería. Se considera como la suma de los caudales doméstico, de infiltración, por conexión ilícita, comercial e industrial, dividida entre el número de habitantes a servir por tramo. Este factor, según el INFOM, debe estar entre los rangos de 0,002 a 0,005. Si da un valor menor, se tomará 0,002; si fuera mayor, se tomará 0,005.

Se calcula de la siguiente forma:

$$FQM = \frac{Q_{med}}{No.habitantes}$$

Donde:

FQM = Factor de caudal medio

Q_{med} = Caudal medio

$No.habitantes$ = Número de habitantes

Criterios para el uso del valor del caudal medio:

$$FQM = \frac{Q_{med}}{No.habitantes} ; 0.002 \leq FQM \leq 0.005$$

En el ejemplo observado del P.V.9 a P.V. 10, el factor de caudal medio será:

$$FQM = \frac{1,86}{570}$$
$$FQM = 0,0032634$$

Como el factor se encuentra entre el rango permitido, para efectos de diseño se tomará el valor obtenido, el cual es de 0,0032634.

2.1.9.7. Factor de Harmond

Es un factor llamado también factor de flujo instantáneo, que ayuda a determinar el caudal máximo, que puede fluir por las tuberías; su valor varía de 1,5 a 4,5, siendo adimensional. La fórmula del factor de Harmond, es el resultado de pruebas estadísticas, que determinan la probabilidad de que

múltiples artefactos sanitarios de las viviendas se estén utilizando simultáneamente en un determinado tramo.

Se calcula de la siguiente forma:

$$F.H = \frac{18 + \sqrt{\frac{P}{1\,000}}}{4 + \sqrt{\frac{P}{1\,000}}}$$

Donde:

$F.H$ = Factor de Harmond

P = Población acumulada del tramo (unidades de millar)

En el ejemplo observado del P.V. 9 a P.V. 10, el factor de Harmond será:

$$F.H = \frac{18 + \sqrt{\frac{570}{1\,000}}}{4 + \sqrt{\frac{570}{1\,000}}}$$

$$F.H = 3,944$$

2.1.9.8. Caudal de diseño

Es el caudal con que se diseñará cada tramo del sistema de alcantarillado sanitario, de acuerdo con los datos obtenidos o investigados y aplicados en un período de diseño. El caudal de diseño de cada tramo será igual a multiplicar el factor de caudal medio, el factor de Harmond y el número de habitantes a servir.

$$Q_{dis} = FQM * FH * No. habitantes$$

Donde:

Q_{dis} = Caudal de diseño (l/s)

FQM = Factor de caudal medio

FH = Factor de Harmond

$No. Habitantes$ = Habitantes contribuyentes al tramo de tubería

En el ejemplo observado del P.V9 a P.V10, el caudal de diseño:

$$Q_{dis} = 0,0032634 * 3,944 * 570$$

$$Q_{dis} = 7,336 \text{ l/seg}$$

2.1.10. Fundamentos hidráulicos

El principio para el buen funcionamiento de un sistema de alcantarillado sanitario, es que el medio de transporte funcione como canal abierto, por gravedad y cuyo flujo está determinado por la rugosidad del material y la pendiente del canal.

Particularmente, para sistemas de alcantarillado sanitarios se emplean canales circulares cerrados, estando la superficie del agua afectada solamente por la presión atmosférica y por muy pocas presiones provocadas por los gases de la materia en descomposición, que dichos caudales transportan.

2.1.10.1. Ecuación de Manning para flujo en canales

La ecuación de Manning se basa en condiciones de flujo constante, a pesar de que la mayoría de sistemas de drenaje funcionan con caudales variables; también se diseña asumiendo que el flujo se conduce a través de canales abiertos, y si esta última condición no se cumple, se dice que la tubería trabaja bajo presión interna.

La ecuación de Manning para conductos circulares es:

$$V = \frac{1}{n} * R_h^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

V = Velocidad (m/s)

R_h = Radio hidráulico

S = Pendiente del canal (m/m)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

2.1.10.2. Relaciones de diámetro y caudales

Las relaciones de diámetros y caudales, que se deben considerar en el diseño del sistema de alcantarillado sanitario son: la relación d/D debe de ser mayor o igual a 0,10 y menor o igual a 0,75, y el caudal de diseño tiene que ser menor al caudal a sección llena en el colector, tomando en cuenta que estas relaciones se aplicarán solo para sistemas de alcantarillado sanitario.

2.1.10.3. Relaciones hidráulicas

Al realizar el cálculo de las tuberías que trabajan a sección parcialmente llena y poder agilizar de alguna manera los resultados de velocidad, área, caudal, perímetro mojado y radio hidráulico, se relacionaron los términos de la sección totalmente llena con los de la sección parcialmente llena. De los resultados obtenidos, se construyeron las tablas, utilizando la fórmula de Manning.

La utilización de las tablas se realiza determinando primero la relación (q/Q). Dicho valor se busca en las tablas; si no se encuentra el valor exacto, se busca uno aproximado.

En la columna de la izquierda se ubica la relación (v/V), obteniendo este valor se multiplica por el obtenido por la velocidad a sección llena, se logra saber así la velocidad a sección parcial. Sucesivamente, se obtienen los demás valores de chequeo.

2.1.11. Parámetros de diseño hidráulico

Los parámetros de diseño son los que determinan el diseño que va tener el sistema de alcantarillado sanitario.

2.1.11.1. Coeficiente de rugosidad

Este coeficiente depende del material de que esté hecha la tubería; es determinado por medio de pruebas hechas por los fabricantes; este factor describe qué tan lisa o tan rugosa es la superficie interna de la tubería. Es proveído por el fabricante.

A continuación se presenta una tabla con coeficientes de rugosidad de los materiales más utilizados en nuestro medio.

Tabla I. **Coeficiente de rugosidad “n” de diversos materiales**

Material	Coeficiente de rugosidad “n”
Mampostería	0,017-0,030
Tubo de concreto, $\varnothing < 24''$	0,011-0,016
Tubo de concreto, $\varnothing > 24''$	0,013-0,018
Tubo de asbesto cemento	0,009-0,011
Tubo de PVC	0,006-0,011
Tubo de HG	0,013-0,015

Fuente: elaboración propia.

2.1.11.2. Sección llena y parcialmente llena

El principio fundamental de diseño de alcantarillados sanitarios se resume en que debe funcionar como canal abierto; por lo que el caudal de diseño nunca debe ser mayor que el caudal a sección llena. La relación se debe encontrar en el siguiente rango: $0,10 \leq d/D \leq 0,75$

2.1.11.3. Velocidades máximas y mínimas

La velocidad del flujo se determina mediante los factores como lo es el diámetro, la pendiente del terreno y el tipo de tubería que se utilizará. También se define por la fórmula de Manning y por las relaciones hidráulicas de v/V , donde v es la velocidad a sección parcialmente llena y V es la velocidad a sección llena.

Según las normas generales para diseño de alcantarillados del INFOM, las velocidades deben ser mayores de 0,60 m/seg para evitar sedimentación dentro de la tubería y taponamiento severo; y máximo de 3,00 m/seg para evitar erosión por fricción de la tubería; los fabricantes sugieren valores entre 0,40 m/seg. y 4,00 m/seg., para tuberías de PVC.

Para el cálculo de la velocidad se emplea la fórmula de Manning. Pero haciendo algunos arreglos algebraicos y para minimizar trabajo, se creó la fórmula siguiente, en sistema internacional, la cual se aplica en este diseño:

$$V = \frac{0,03429 * (D)^{\frac{2}{3}} * (S)^{\frac{1}{2}}}{n}$$

Donde:

V = Velocidad de flujo a sección llena (m/s)

D = Diámetro de la sección circular (pulgadas)

S = Pendiente de la gradiente hidráulica (m/m)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning (0,009 para tubos de PVC)

En el ejemplo observado del P.V.9 a P.V. 10, la velocidad máxima será:

$$\phi = 6''$$

$$S = 10 \%$$

$$n = 0,009$$

$$V = \frac{0,03429 * (6)^{\frac{2}{3}} * (0,10)^{\frac{1}{2}}}{0,009}$$

$$V = 3,978 \text{ m/s}$$

2.1.11.4. Diámetro de colector

Las normas del INFOM, indican que el diámetro mínimo que se debe colocar será de 8" en el caso de tubería de concreto y de 6" para tubería de PVC; esto si el sistema de drenaje es sanitario.

Para las conexiones domiciliars, se puede utilizar un diámetro de 6" para tubería de concreto y 4" para tubería de PVC, formando ángulo de 45 grados en el sentido de la corriente del colector principal. Para este sistema de alcantarillado sanitario se utilizará tubería de PVC y los diámetros que se utilizarán serán de 6" y 8" para el colector general y 4" para las conexiones domiciliars.

2.1.11.5. Profundidad del colector

La profundidad del colector principal, debe ser tal que evite rupturas ocasionadas por el tránsito que circulará sobre el mismo, permitiendo de tal manera las conexiones domiciliars al colector principal.

2.1.11.6. Profundidad mínima del colector

La profundidad de la tubería del colector dependerá del diámetro que esta posea, tipo de suelo del lugar y de la clase de tráfico que se presente en el lugar; las profundidades que se le darán a cada tubería se presentan en la tabla que se encuentran a continuación:

Tabla II. Profundidad de la tubería

E (PSI)	Condición de carga	Altura de relleno sobre la corona del tubo (m)									
		0,60	1,20	1,80	2,40	3,00	3,60	4,20	4,80	5,40	6,00
50	Sin carga viva	1,68	3,37	5,05	6,73	NR	NR	NR	NR	NR	NR
	Con carga H20	7,30	6,17	6,45	7,43	NR	NR	NR	NR	NR	NR
	Sin carga viva	0,87	1,75	2,62	3,50	4,37	5,25	6,12	7,00	NR	NR
200	Con carga H20	3,79	3,21	3,35	3,86	4,37	5,25	6,12	7,00	NR	NR
	Sin carga viva	0,53	1,07	1,60	2,13	2,67	3,20	3,73	4,27	4,80	5,33
	Con carga H20	2,31	1,96	2,04	2,35	2,67	3,20	3,73	4,27	4,80	5,33
400	Sin carga viva	0,25	0,49	0,74	0,98	1,23	1,47	1,72	1,97	2,21	2,46
	Con carga H20	1,07	0,90	0,94	1,08	1,23	1,47	1,72	1,97	2,21	2,46
	Sin carga viva	0,13	0,26	0,39	0,52	0,65	0,78	0,91	1,03	1,16	1,29
1000	Con carga H20	0,56	0,47	0,50	0,57	0,65	0,78	0,91	1,03	1,16	1,29
	Sin carga viva	0,13	0,26	0,39	0,52	0,65	0,78	0,91	1,03	1,16	1,29
	Con carga H20	0,56	0,47	0,50	0,57	0,65	0,78	0,91	1,03	1,16	1,29

NR=No Recomendable

Fuente: AMANCO. *Novafort y Novaloc Manual de Diseño*. p. 36.

2.1.11.6.1. Ancho de zanja

El ancho de la zanja está condicionado por el diámetro de la tubería y la profundidad a la que se debe colocar la misma, esto va en relación directa, es decir, a mayor diámetro, mayor ancho de zanja y a mayor profundidad, también mayor ancho de zanja.

A continuación se presenta una tabla con anchos de zanja recomendables para distintos diámetros de tubería y profundidades de excavación.

Tabla III. Ancho de zanja

Diámetros en pulgadas	Ancho de zanja	
	Para profundidades hasta 1,5 m	Para profundidades mayores de 1,5 m
6	0,70	1,00
8	0,70	1,00
10	0,80	1,05
12	0,85	1,10

Fuente: elaboración propia.

2.1.11.6.2. Volumen de excavación

El volumen de excavación se calcula de acuerdo con la profundidad promedio de la tubería, el ancho de la zanja y la longitud del tramo, también se toma en cuenta el ancho de los pozos y la profundidad que cada uno de ellos tenga que llevar.

$$V_{Exc} = \left(\frac{h_1 + h_2}{2} \right) * d * a$$

Donde:

V_{Exc} = Volumen de excavación (m³)

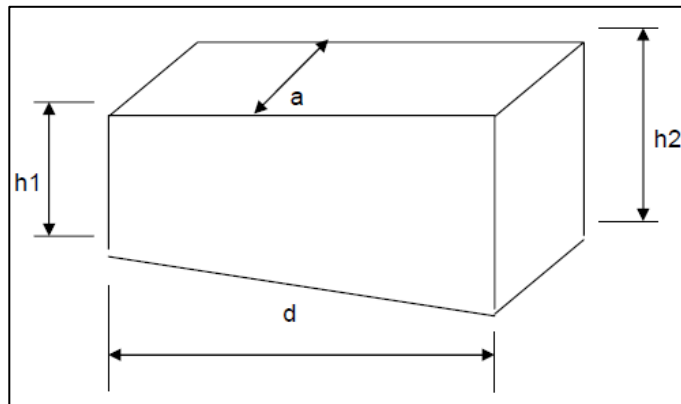
h_1 = Profundidad del primer pozo de visita (m)

h_2 = Profundidad del segundo pozo de visita (m)

d = Distancia entre pozos (m)

a = Ancho de zanja (m)

Figura 2. **Diagrama de zanja a escavar**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.1.11.6.3. Cotas invert

Es la cota de nivel que determina la colocación de la parte inferior interna de la tubería que conecta dos pozos de visita. Las cotas del terreno, al igual que los puntos de entrada y salida de la tubería en un tramo del alcantarillado.

La cota invert de salida se coloca, como mínimo, tres centímetros por debajo de la invert de entrada.

Cuando el diámetro de la tubería que entra al pazo es mayor que el diámetro de la tubería de salida, la invert de salida estará colocada por debajo de una dimensión igual al diámetro de la tubería de entrada.

2.1.12. Ubicación de pozos de visita

Se utilizan para inspeccionar y limpiar el funcionamiento de la red, se construyen de ladrillo tayuyo con tapadera y brocal de concreto reforzado, tienen forma circular, y se colocan en los siguientes casos según las normas del INFOM:

- Al inicio de cualquier tramo
- En intersecciones de tubería
- En cambios de diámetro de tubería
- En cambios de pendiente
- En tramos rectos no mayores a 100 metros
- En cambios de dirección de tubería

2.1.13. Profundidad de pozos de visita

La profundidad de los pozos de visita, al inicio del tramo, está definida por la cota invert de salida; es decir, está determinada por la siguiente expresión:

$$HPV = \text{Cota del terreno al inicio} - \text{cota invert de salida} - 0,10 \text{ m de base}$$

2.1.14. Características de las conexiones domiciliarias

Para este proyecto se utilizó tubería PVC de 4" de diámetro norma ASTM 3034, así como silleta "Y" 8" x 4" ASTM F-949; para la candela se utilizó tubo de concreto de 8" de diámetro.

2.1.15. Diseño hidráulico

El diseño de la red de alcantarillado sanitario, se realizó de acuerdo con las normas del INFOM. El proyecto beneficiará al 100 % de la población actual de la aldea.

El diseño de la red de alcantarillado sanitario se elabora de acuerdo con las normas ASTM F-949 y las normas que establece el Instituto de Fomento Municipal (INFOM). En este proyecto se beneficiara el 100 % de las viviendas actuales de la aldea, debido a las razones expuestas con anterioridad y con el objetivo de hacer más fácil el cálculo, se utilizó la herramienta de Excel para crear una hoja electrónica, las bases generales de diseño son:

Tabla IV. **Parámetros de diseño hidráulico**

Descripción	Datos
Tipo de sistema	Alcantarillado sanitario
Periodo de diseño	30 años
Población actual	1 662 habitantes
Población futura	3 590 habitantes
Tasa de crecimiento	2,60 %
Tipo de tubería	Novafort PVC según Norma ASTM F-949
Dotación de agua	300 l/hab/día
Factor de retorno	0,85
Densidad de vivienda	6 habitantes/ vivienda
Relación de velocidad	$0,60 \leq v \leq 3,00$ m/s

Fuente: elaboración propia.

Se utilizará como ejemplo el tramo de alcantarillado sanitario de E1 a PV1.

- Pendiente del terreno

$$\%P = \frac{CT_{Inicial} - CT_{Final}}{Distancia} * 100$$

Donde:

$\%P$ = Pendiente del terreno en porcentaje

$CT_{Inicial}$ = Cota del terreno inicial

CT_{Final} = Cota del terreno final

$Distancia$ = Distancia del tramo

$$\%P = \frac{937,28 - 932,78}{24,10} * 100 = 19,00 \%$$

- Caudal medio

$$Q_{Med} = Q_{Dom} + Q_{Ili} + Q_{com}$$

$$Q_{Dom} = \frac{Dot. * F.R. * Hab}{86\ 400}$$

$$Q_{Dom} = \frac{300 * 0,85 * 26}{86\ 400} = 0,077 \text{ l/s}$$

$$Q_{Ilicitas} = 0,20 * Q_{Dom} = 0,20 * 0,077 = 0,08 \text{ l/s}$$

$$Q_{Med} = 0,077 + 0,08 = 0,085 \text{ l/s}$$

- Factor de caudal medio

$$FQM = \frac{Q_{Med}}{No. Habitantes}$$

$$0,002 \leq FQM \leq 0,005$$

$$FQM = \frac{0,085}{26} = 0,00326923$$

Para este tramo se obtuvo un valor que se encuentra entre los parámetros normados, por lo tanto se utilizará el resultado obtenido anteriormente calculado.

- Factor de Harmond

$$FH = \frac{18 + \sqrt{\frac{P}{1\,000}}}{4 + \sqrt{\frac{P}{1\,000}}}$$

$$FH = \frac{18 + \sqrt{\frac{26}{1\,000}}}{4 + \sqrt{\frac{26}{1\,000}}} = 4.364$$

- Caudal de diseño

$$Q_{Dis} = No. Habitantes * FQM * FH$$

$$Q_{Dis} = 26 * 0,00326923 * 4,364 = 0,371 \text{ l/s}$$

- Diámetro de tubería

$$\emptyset = 6 \text{ Pulg} = 0,1501 \text{ m}$$

Tubos Novafort PVC norma ASTM f-949

- Coeficiente de Manning

$$n = 0,009$$

- Pendiente de la tubería

$$S_{\text{Tubería}} = 19,00 \%$$

- Velocidad a sección llena

$$V = \frac{\left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n}$$

Donde:

V = Velocidad a sección llena (m/s)

D = Diámetro de la tubería (m)

S = Pendiente de la tubería (m/m)

n = Coeficiente de Manning

$$V = \frac{\left(\frac{0,1501}{4}\right)^{\frac{2}{3}} * 0,19^{\frac{1}{2}}}{0,009} = 5,484 \text{ m/s}$$

- Caudal a sección llena

$$Q = A * V$$

Donde:

Q = Caudal a sección llena

A = Área de la sección del tubo

V = Velocidad a sección llena

$$Q = \frac{\pi}{4} * (0,1501)^2 * 5,484 * 1000$$

$$Q = 100,036 \text{ l/s}$$

- Relación de caudales

$$\frac{q}{Q} = \frac{Q_{Dis}}{Q} = \frac{0,371}{100,036} = 0,003709$$

Con la tabla de relaciones hidráulicas se procede a obtener las siguientes relaciones:

- Relación de velocidad

$$\frac{v}{V} = 0,236362$$

- Relación de tirante

$$\frac{d}{D} = 0,114$$

- Velocidad a sección parcial

$$v = V * \frac{v}{V} = 5,484 * 0,236362 = 1,30 \text{ m/s}$$

- Chequeo de parámetros hidráulicos

Caudal	$Q_{Dis} < Q$	$0,371 < 100,036 \text{ l/s}$	Cumple
Velocidad	$0,60 \leq v \leq 2,50 \text{ m/seg}$	$0,60 \leq 1,30 \leq 3,00 \text{ m/s}$	Cumple
Tirante	$0,10 \leq d/D \leq 0,75$	$0,10 \leq 0,114 \leq 0,75$	Cumple

- Cota invert de salida PV-E1 (CIS)

$$PVE1_{CIS} = 935,63$$

El pozo PV-E1 es pozo inicial por lo que tiene una única salida.

- Cota invert de entrada PV-1 (CIE)

$$PV1_{CIE} = PVE1_{CIS} - (S * DH_{Tramo})$$

$$PV3_{CIE} = 935,63 - (0,19 * 24,10) = 931,05$$

- Profundidad del Pozo PV-1

$$H_{PV-E1} = Cota \text{ Terreno} - PV1_{CIS}$$

$$H_{PV-E1} = 932,78 - 931,05 = 1,76 \text{ m}$$

- Volumen de excavación de zanja

$$V_{Exc} = \left(\frac{h_1 + h_2}{2} \right) * d * a$$

$$V_{Exc} = \left(\frac{1,65 + 1,73}{2} \right) * 24,10 * 0,70$$

$$V_{Exc} = 28,51 m^3$$

2.1.16. Desfogue

En esta oportunidad se hace la recomendación de la construcción de una planta de tratamiento primario, ya que el objetivo de estas unidades es la remoción de sólidos en suspensión, lo que se puede realizar por procesos físicos como la sedimentación (asentamiento), en los que se logra eliminar en un 40 % a un 60 % de sólidos, al agregar agentes químicos (coagulación y floculación) se eliminan entre un 80 % a un 90 % del total de los sólidos. Otro proceso es la filtración.

Para un tratamiento adecuado, previo a la disposición de las aguas negras, hay que tener en cuenta factores como: espacio disponible para las instalaciones, topografía del terreno, costo de la construcción y mantenimiento requerido, para seleccionar las unidades adecuadas a la población.

2.1.17. Planos de la obra

Los planos correspondientes al proyecto son los establecidos por el reglamento del INFOM, los cuales son los siguientes:

- Plano de diseño general de alcantarillado sanitario
- Planta topográfica
- Planta densidad de vivienda
- Planta general de flujo
- Planta y perfiles
- Detalles pozos de visita y conexiones domiciliarias

Ver apéndice sección de planos constructivos, sistema de alcantarillado sanitario.

2.1.18. Presupuesto de la obra

En la integración del presupuesto se consideraron como costos directos; la mano de obra calificada, la no calificada, las prestaciones laborales, los materiales de construcción y el transporte de los mismos. Como costos indirectos se consideraron: la supervisión técnica, los costos de administración y la utilidad, teniendo un porcentaje del 35 % de los costos directos. Los salarios de la mano de obra se estimaron los que la municipalidad asigna para casos similares. En cuanto al precio de los materiales, se tomaron los que se manejan en la región.

Tabla V. Presupuesto de la red de alcantarillado



MUNICIPALIDAD DE CUILAPA
 Centro de las Américas
 Cabecera del Departamento de Santa Rosa



PRESUPUESTO

PROYECTO: DISEÑO DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO
 COLONIA BELLA VISTA, CUILAPA SANTA ROSA.

Renglón Núm.	Descripción	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Precio Total (Q.)	Precio Total (\$)
1.00	PRELIMINARES					
1.01	Rótulo de metal para identificación del proyecto	1,00	unidad	Q 4 023,02	Q 4 023,02	\$ 525,58
1.02	Replanteo topográfico	1,00	global	Q 6 701,54	Q 6 701,54	\$ 875,51
1.03	Trazo zanja para línea de conducción	3 255,70	ml	Q 29,92	Q 97 410,54	\$ 12 726,03
1.04	Trazo domiciliar	1 662,00	ml	Q 23,42	Q 38 924,04	\$ 5 085,17
2.00	EXCAVACIÓN					
2.01	Excavación de zanja para colector de drenaje sanitario	5 750,88	m ³	Q 24,03	Q 138 193,65	\$ 18 054,07
2.02	Excavación de pozos de visita	472,10	m ³	Q 24,03	Q 11 344,56	\$ 1 482,09
2.03	Excavación domiciliar	929,00	m ³	Q 103,76	Q 96 393,04	\$ 12 593,10
3.00	ALCANTARILLADO SANITARIO					
3.01	Colector de PVC de Ø 6" Norma ASTM F-949	2 386,07	ml	Q 319,21	Q 761 657,40	\$ 99 505,44
3.02	Colector de PVC de Ø 8" Norma ASTM F-949	869,63	ml	Q 414,20	Q 360 200,75	\$ 47 057,81
3.03	Construcción de pozos de visita	69,00	unidad	Q 8 231,08	Q 567 944,52	\$ 74 198,15
4.00	CONEXIONES DOMICILIARES					
4.01	Conexión domiciliar	277,00	unidad	Q 2 571,68	Q 712 355,36	\$ 93 064,46
5.00	RELLENO Y COMPACTACIÓN					
5.01	Relleno y compactación de línea central de colector sanitario	5 731,40	m ³	Q 118,98	Q 681 921,97	\$ 89 088,54
5.02	Relleno y compactación de conexiones domiciliarias	731,28	m ³	Q 34,89	Q 25 514,36	\$ 3 333,28
6.00	LIMPIEZA FINAL					
6.01	Limpieza de material sobrante	2 875,67	m ³	Q 37,90	Q 108 987,89	\$ 14 238,54
6.02	Limpieza Final	3 255,70	ml	Q 26,74	Q 87 057,42	\$ 11 373,47
GRAN TOTAL					Q 3 698 630,07	\$ 483 201,24
PRECIO TOTAL EN LETRAS (Q.): Tres millones seiscientos noventa y ocho seiscientos treinta quetzales con siete centavos.						
PRECIO TOTAL EN LETRAS (\$): Cuatrocientos ochenta y tres mil doscientos uno dólares con veinticuatro centavos.						

Nota: Se aplicó una tasa de cambio de Q. 7.65443 por US\$1,00

Fuente: elaboración propia.

2.1.19. Cronograma de ejecución físico-financiero

A continuación se describe el cronograma de ejecución físico-financiero.

Tabla VI. Cronograma de ejecución físico-financiero



MUNICIPALIDAD DE CUILAPA
Centro de las Américas
Cabecera del Departamento de Santa Rosa



CRONOGRAMA FISICO-FINANCIERO
PROYECTO: DISEÑO DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO
SANITARIO EN LA COLONIA BELLA VISTA, CUILAPA SANTA ROSA

No	DESCRIPCION	MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	MES 5	MES 6	MES 7	PRECIO TOTAL	PORCENTAJE DE AVANCE
1.00	PRELIMINARES								Q 147,059.14	
1.01	Rótulo de metal para identificación del proyecto								Q 4,023.02	0,11 %
1.02	Replanteo topográfico								Q 6,701.54	0,29 %
1.03	Trazo zanja para línea de conducción								Q 97,410.54	2,92 %
1.04	Trazo domiciliar								Q 38,924.04	3,98 %
2.00	EXCAVACIÓN								Q 245,931.25	
2.01	Excavación de zanja para colector de drenaje sanitario								Q 138,193.65	7,71 %
2.02	Excavación de pozos de visita								Q 11,344.56	8,02 %
2.03	Excavación domiciliar								Q 96,393.04	10,63 %
3.00	ALCANTARILLADO SANITARIO								Q1,689,802.67	
3.01	Colector de PVC de Ø 6" Norma ASTM F-949								Q 761,657.40	31,22 %
3.02	Colector de PVC de Ø 8" Norma ASTM F-949								Q 360,200.75	40,96 %
3.03	Construcción de pozos de visita								Q 567,944.52	56,31 %
4.00	CONEXIONES DOMICILIARES								Q 712,355.36	
4.01	Conexión domiciliar								Q 712,355.36	75,57 %
5.00	RELLENO Y COMPACTACIÓN								Q 707,436.33	
5.01	Relleno y compactación de línea central de colector sanitario								Q 681,921.97	94,01 %
5.02	Relleno y compactación de conexiones domiciliarias								Q 25,514.36	94,70 %
6.00	LIMPIEZA FINAL								Q 196,045.31	
6.01	Limpieza de material sobrante								Q 108,987.89	97,65 %
6.02	Limpieza Final								Q 87,057.42	100,00 %
	TOTAL								Q3,698,630.07	

Fuente: elaboración propia.

2.1.20. Evaluación socio-económica

A continuación se describe la evolución socio-económica.

2.1.20.1. Valor presente neto (VPN)

Esta es una alternativa para toma de decisiones de inversión, lo cual permite determinar de ante mano si una inversión vale la pena o no, realizarla, y no hacer así malas inversiones que provoquen en un futuro pérdidas. Es muy utilizado por dos razones: la primera porque es de muy fácil aplicación y la segunda porque todos los ingresos y egresos futuros se transforman al presente y así puede verse fácilmente, si los ingresos son mayores que los egresos.

$$f = p * (1 + i)^n$$

Donde:

VPN = Valor presente neto

p = Valor presente de la inversión

i = Interes

n = Tiempo

$$VPN = 0 - 3,698,630.07 * (1 + 0.01)^{30} = -4,985,194.53$$

Como el VPN es menor que cero, nos indica que el proyecto no es rentable, esto es debido a que, por ser un proyecto de carácter social, no se estipulan ingresos.

2.1.20.2. Tasa interna de retorno (TIR)

Se define como la tasa de interés donde la persona que va a invertir tiene equilibrio, es decir, que los ingresos y egresos tengan el mismo valor, cuando se analiza una alternativa de inversión. Si se usa con valor presente es la tasa donde el valor presente es igual a cero $VP=0$.

Para este proyecto, por ser de carácter social, no se contempla algún tipo de utilidad, por lo que no se puede calcular la TIR, mediante ninguna fórmula.

2.1.20.3. Evaluación de impacto ambiental

Una definición de impacto ambiental podría definirse como la alteración, modificación o cambio en el ambiente, o en alguno de sus componentes, con cierta magnitud y complejidad, originado o producido por los efectos de la acción o actividad humana.

Es importante aclarar que el término impacto, no implica negatividad, ya que este puede ser tanto positivo como negativo.

Actualmente, se ha visto afectada tanto la salud de los pobladores, como el paisaje del lugar, porque las aguas residuales son descargadas sobre la superficie del suelo, provocando la formación de lodo y con el agua estancada, en algunos puntos, la proliferación de zancudos que transmiten enfermedades; por lo que la población está teniendo una participación negativa en el ambiente.

Este proyecto no tendrá impacto ambiental negativo permanente; este solo sucederá durante el periodo de construcción, donde el suelo sufrirá un leve

cambio por ser removido al momento de la excavación, provocando dificultades en el tránsito y posibles problemas de polvo debido al viento.

Como impacto ambiental positivo, se tiene la eliminación de aguas residuales, que fluyen sobre la superficie del suelo, eliminando con esto la posibilidad de contaminación de la capa freática. Además, la eliminación de fuentes de proliferación de enfermedades, mosquitos y zancudos, y con ello la eliminación de enfermedades que estos puedan transmitir a los habitantes del lugar.

- Evaluación de Impacto Ambiental (EIA)

Instrumento de política, gestión ambiental y toma de decisiones formado por un conjunto de procedimientos capaces de garantizar, desde el inicio de la planificación, que se efectue un examen sistemático de los impactos ambientales de un proyecto o actividad y sus opciones, así como las medidas de mitigación o protección ambiental que sean necesarias para la opción de ser desarrollada.

Una evaluación de impacto ambiental es hacer un diagnóstico del área en donde se realizara o realizó la construcción de un proyecto, determinando en detalle la situación ambiental actual del medio biótico y abiótico que será impactada directamente por la obra.

La importancia de esta, radica en permitir analizar cada una de las actividades a desarrollar en el proyecto, definiendo el área impactada y el efecto o impacto para cada uno de los factores ambientales.

Entre las actividades que ingresan al sistema de Evaluación de Impacto Ambiental, se presentarán a lo menos uno de los siguientes efectos, características o circunstancias:

- Riesgo para la salud de la población, debido a la cantidad y calidad de los efluentes, emisiones o residuos.
- Resaneamiento de comunidades humanas, o alteraciones significativas de los sistemas de vida y costumbres de grupos humanos.
- Localización próxima a población, recursos y áreas protegidas susceptibles de ser afectados, así como el valor ambiental del territorio en que se pretenden emplazar.
- Alteración significativa, en términos de magnitud o duración, del valor paisajístico o turístico de una zona.
- Alteración de monumentos, sitios con valor antropológico, arqueológico, histórico, en general, los pertenecientes al patrimonio cultural.

Existen diversos formatos para elaborar informes de impacto ambiental; sin embargo, en nuestra legislación es muy común utilizar la matriz modificada de Leopold, la cual analiza los diversos elementos (medio ambiente, sociales, económicos), etc. que interactúan en la obra civil, dichos elementos se encuentran estratégicamente clasificados, para que el profesional que haga el estudio, sepa identificar el impacto que tendrá la obra, así como la magnitud de la misma. A continuación, se proponen las medidas de mitigación que se adoptarán para reducir el impacto adverso que ocasionará el proyecto civil respectivo.

Tabla VII. **Matriz modificada de Leopold, red de alcantarillado sanitario**

ELEMENTOS AMBIENTALES	ETAPA DE CONSTRUCCIÓN			ETAPA DE FUNCIONAMIENTO		
	A	B	N	A	B	N
I. MEDIO AMBIENTE						
1. Tierras						
a. Topografía			*			*
b. Suelo	-			-		
c. Erosión y Sedimentación	-			-		
2. Micro-Clima			*			*
3. Aguas						
a. Ríos			*			*
b. Agua Subterránea	-			-		
c. Calidad del Agua			*			*
4. Ecosistema						
a. Flora						
* Vegetación Natural	-			-		
* Cultivos	-			-		
b. Fauna						
* Mamíferos y Aves			*			*
* Peces Y Organismos Acuáticos			*			*
c. Biodiversidad						
* Peligro de Extinción			*			*
* Especies Migratorias			*			*
5. Desastres Naturales			*			*
II. MEDIO DE AMBIENTE SOCIO-ECONÓMICO						
1. Población						
a. Población en peligro			*			*
b. Re-asentamiento			*			*
c. Población migratoria			*			*
2. Uso de la Tierra	-			-		
3. Uso del Agua			*			*
4. Actividades Productivas						
a. Agricultura			*			*
b. Pecuaria			*			*
c. Pesca			*			*
d. Agro-Industria			*			*
e. Mercado y Comercio		+			+	
5. Empleo		+			+	
6. Aspectos Culturales			*		+	
7. Historia y Arqueología			*			*
8. Turismo			*			*
III. PROBLEMAS AMBIENTALES						
1. Contaminación del Aire			*	-		
2. Contaminación del Agua			*	--		
3. Contaminación del Suelo	-					*
4. Ruido	-					*
5. Hundimiento del Suelo			*			*
6. Mal Olor			*	--		

Fuente: elaboración propia.

La metodología empleada para la identificación y valorización de la incidencia de las diferentes fases de desarrollo del proyecto en el entorno ambiental se realiza por medio de la matriz de Leopold.

La matriz representa las actividades más importantes relacionadas con las fases del proyecto y su interacción con los principales componentes del medio físico, biótico y socioeconómico (cultural) ubicada en el área de influencia del proyecto, con el objeto de identificar, clasificar, cuantificar y jerarquizar las relaciones causa-efecto. Para ellos tenemos la siguiente nomenclatura.

- Nomenclatura:
 - ++ Impacto positivo grande
 - + Impacto positivo pequeño
 - * Neutro
 - - Impacto negativo pequeño
 - -- Impacto negativo grande
 - A Adverso
 - B Benéfico
 - N Neutro

A continuación, se proponen las medidas de mitigación que se adoptaran para desaparecer o minimizar el impacto negativo que ocasionara el proyecto civil respectivo.

- Medio ambiente
 - Tierras

El suelo será afectado negativamente en la etapa de construcción debido a excavación de zanja y pozos de visita.

La erosión y sedimentación serán aspectos negativos durante la fase de construcción, por las zanjas excavadas para la instalación de tuberías.

- Medidas de mitigación

El suelo será extraído debido a la excavación por zanjeo, se incorporará de nuevo a las mismas, debidamente compactado y el sobrante se esparcirá al terreno

- Aguas

- Aguas subterráneas

Esas se verán afectadas debido a la colocación de tuberías y construcción de pozos de visita, con materiales como el PVC y el ladrillo.

- Medidas de mitigación

La colocación de tubería se realizará siguiendo las instrucciones del encargado de la obra con las normas de calidad exigida, y así minimizar la posibilidad de ruptura de la tubería y filtración en los puntos de unión de la misma, evitando de esta manera, contaminación del manto freático.

- Ecosistema
 - Vegetación natural y cultivos

La vegetación propia del lugar tendrá un impacto negativo pequeño, ya que cualquier tipo de vegetación o cultivo existente, desaparecerá en la fase de excavación.

- Medidas de mitigación

Se deberá evitar la intervención en las áreas cercanas al área boscosa principalmente con actividades como: la explotación de bancos de material y sitios para el depósito de desperdicio.

Es conveniente que las medidas de mitigación propuestas en el estudio sean compatibles, con el área en mención, como la reforestación, ya que se deberá sembrar árboles nativos para no introducir especies exóticas al área.

2.2. Diseño de un puente vehicular en la aldea La Providencia, Cuilapa, Santa Rosa

A continuación se describe el diseño de un puente vehicular en la aldea La Providencia, Cuilapa, Santa Rosa.

2.2.1. Descripción del proyecto

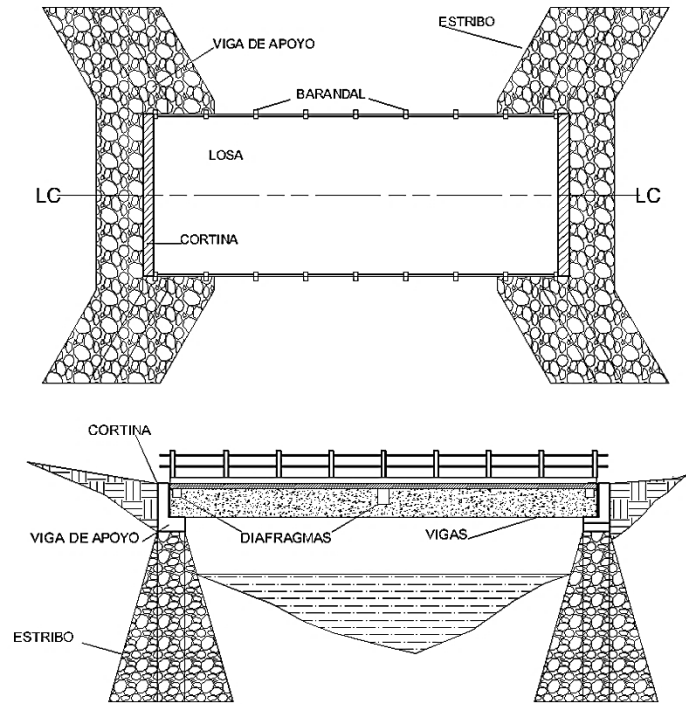
El proyecto consiste en el diseño de un puente vehicular de concreto reforzado, de una vía, para soportar una carga viva AASTHO H15-44, con una luz entre apoyos de 15,00 m. y un ancho de rodadura de 6,00 m.

El puente vehicular estará conformado por:

- Superestructura: es la parte superior del puente que se construye sobre apoyos como son la losa, las vigas, bóveda, estructura metálica, etc. Para transmitir las cargas a la subestructura. Los componentes básicos de la superestructura son los siguientes:
 - Losa
 - Vigas
 - Barandales
 - Diafragmas

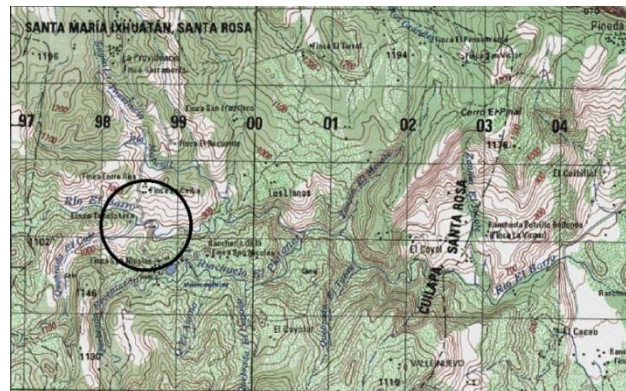
- Subestructura: la subestructura consiste de todos los elementos requeridos para soportar la superestructura y transmitir las cargas al suelo. Los componentes básicos de la subestructura consisten de los siguientes elementos:
 - Cortina
 - Viga de apoyo
 - Estribos

Figura 3. **Planta y sección típica del puente vehicular**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 4. **Ubicación del proyecto**



Fuente: elaboración propia, empleando Google Earth.

2.2.2. Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico es una herramienta indispensable en el diseño de puentes, ya que permite representar gráficamente los posibles puntos de ubicación de la obra y la geometría de las partes del puente que consisten en:

- Levantamiento de la sección transversal en el lugar de paso para ubicación del puente, y para determinar el área hidráulica y nivel de aguas máximas.
- Levantamiento de secciones transversales del río, 100 metros aguas arriba y 50 metros aguas abajo. Con el objeto de observar el comportamiento de la sección hidráulica a lo largo del río.
- Levantamiento de la corriente de agua, con el objeto de determinar la dirección y pendiente del río.

2.2.3. Estudio de suelos

Al suelo del proyecto se le realizó un ensayo de compresión triaxial. Para lo cual fue necesaria la extracción de una muestra inalterada y representativa de suelo de un pie cúbico (1ft³) la cual, después de las pruebas correspondientes generará los siguientes resultados, (datos obtenidos mediante el estudio de compresión triaxial en anexos 4).

<i>Tipo de ensayo</i>	<i>No consolidado y no drenado</i>
<i>Dimensión de la probeta</i>	<i>2,5"x5,0"</i>
<i>Ángulo fricción interna (ϕ)</i>	<i>34,70° \cong 0,6056 rad</i>
<i>Cohesión</i>	<i>3,97Ton/m²</i>
<i>Descripción del suelo</i>	<i>Arena limosa color café oscuro</i>
<i>Limite liquido</i>	<i>N.P</i>
<i>Limite plástico</i>	<i>N.P</i>

- Datos para encontrar el valor soporte del suelo

<i>Base (B)</i>	1,00 m
<i>Peso específico (γ_s)</i>	3,97Ton/m ³
<i>Cohesión (Cu)</i>	3,97Ton/m ²
<i>Desplante (Df)</i>	1,50 m
<i>Factor de seguridad (F.S)</i>	5

- Para el cálculo del valor soporte del suelo se utilizó la ecuación del Dr. Karl Terzaghi.
 - Factor de flujo de carga (Nq)

$$Nq = \frac{e^{(3/2\pi - \theta rad) \tan \phi}}{2 \cos^2(45 + \frac{\phi}{2})}$$

$$Nq = \frac{e^{(3/2\pi - 0,6056) \tan 34,70^\circ}}{2 \cos^2(45 + \frac{34,70^\circ}{2})}$$

$$Nq = 39,88$$

- Factor de flujo de carga última (Nc)

$$Nc = \cot \phi * (Nq - 1)$$

$$Nc = \cot 34,70 * (39,88 - 1)$$

$$Nc = 56,14$$

- Factor de flujo (γ)

$$N\gamma = 2(Nq + 1) \tan \phi$$

$$N\gamma = 2(39,88 + 1) \tan 34,70$$

$$N\gamma = 56,61$$

- Capacidad portante última

$$q_o = 0,4(\gamma_s)(B)(N\gamma) + 1,3(Cu)(Nc) + \gamma_s(Df)(Nq)$$

$$q_o = 0,4\left(1,91 \frac{T}{m^3}\right)(1 m)(54,61) + 1,3(3,97)(56,14) + 1,91 T/m^3(1,5m)(39,88)$$

$$q_o = 445,72 \text{ Ton}/m^2$$

- Capacidad portante neta última

$$q_{on} = q_o - \gamma_s * Df$$

$$q_{on} = 445,72 \frac{\text{Ton}}{m^2} - 1,91 \frac{T}{m^3} * 1,50m$$

$$q_{on} = 442,86 \text{ Ton}/m^2$$

Como se puede observar, el valor de q_{on} es el esfuerzo límite, más no el admisible o de diseño de cimentación. Terzaghi recomienda para q_{adm} un factor de seguridad no menor de tres. Para este caso se utilizó un valor de seguridad de cinco (5), debido a que se está contemplando una capacidad máxima del valor requerido real a que se verá sometido, por lo tanto:

- Valor soporte

$$Vs = \frac{q_{on}}{FS} = \frac{442,86 \text{ Ton}/m^2}{5}$$

$$Vs = 88,57 \text{ Ton}/m^2$$

Sin embargo, debido a lo encontrado en antiguas memorias de cálculo utilizaremos un valor soporte de 50,00 ton/m², ya que al momento de realizar el estudio de comprensión triaxial se denota una capacidad mayor de 56,45 % por lo tanto se diseñó en base al valor soporte convencional donde en esta área genera una capacidad en exceso que tiene el sistema por sobre sus requerimientos.

2.2.4. Estudio hidrológico e hidráulico

Estos estudios establecen las características hidrológicas de avenidas máximas y extraordinarias, así como los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río, permiten definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad permitidos o aceptables para las características particulares de la estructura.

Las investigaciones hidrológicas e hidráulicas para el estudio de puentes deben perseguir los siguientes objetivos:

- Determinación del caudal máximo de diseño para diferentes periodos de retorno, así como su área hidráulica.
- Calcular el nivel de aguas máximas para la avenida de diseño.
- Por último, determinar la velocidad de la corriente para la avenida máxima.

Para llevar a cabo la recolección de datos y su análisis, se deberá realizar trabajos de campo y de oficina, lo cual incluye:

- Reconocimiento del lugar de la obra

- Información Topográfica
- Establecer las características del área tributaria del río (cuenca)
- Información hidrometeorológica
- Evaluación de los caudales

Para el cálculo de los caudales que puedan tener los ríos existen varios métodos, entre los cuales se tiene: aforo directo con molinete, vertederos, volumétrico, aforo químico, sección-pendiente, método racional, etc. El método que se utilizó en el presente proyecto fue el método racional.

2.2.4.1. Cálculo del caudal máximo

- Método racional

Este es un método en el cual se pueden determinar crecidas por medio del análisis de la frecuencia de lluvias intensas, solamente se puede aplicar cuando se ha adquirido previamente un buen conocimiento de la distribución de lluvia en la cuenca.

$$Q = \frac{CIA}{3,60}$$

Donde:

Q =Caudal máximo (m³/s)

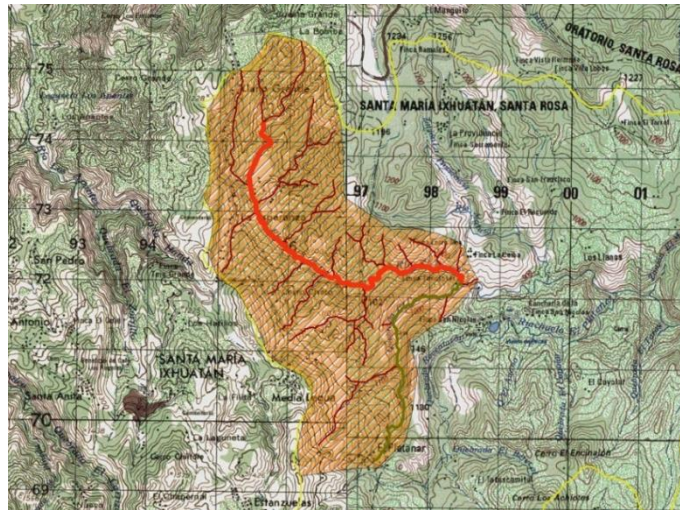
C =Coeficiente de escorrentía

I =Intensidad de lluvia (mm/hr)

A =Área de la cuenca (km²)

Mediante el programa de ArcGis se determinó el área de la cuenca que comprende el río Barro.

Figura 5. Cuenca del río Barro



Fuente: elaboración propia, empleando ArcGis.

Los datos que se cuentan para el cálculo de la crecida máxima son los siguientes:

- Área de la cuenca 12,7315 km²
- Longitud del cauce 5,206 m
- Cota máxima 1,060 m
- Cota mínima 900 m
- Coeficiente de escorrentía (C) 0,30

- Determinación duración de lluvia

Según el método racional la duración de lluvia será igual al tiempo de concentración (T_c) de la cuenca en estudio y se determina mediante la ecuación de Kirpich.

$$T_c = 0.000323 \left[\frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \right]$$

Donde:

T_c =Tiempo de concentración (horas)

L =Longitud del cauce principal (m)

S =Pendiente del cauce (m/m)

- Determinación de la pendiente del cauce

$$S = \frac{\text{cota máxima} - \text{cota mínima}}{\text{longitud del cauce}}$$

$$S = \frac{1\ 060 - 900}{5\ 206}$$

$$S = 0,03073$$

- Determinación del tiempo de concentración " T_c "

$$T_c = 0,000323 \left[\frac{5\ 206^{0.77}}{0,03073^{0.385}} \right]$$

$$T_c = 0,89784 \text{ horas} = 53,87 \text{ min}$$

- Determinación de la intensidad de lluvia “i”

$$i_{tr} = \frac{A}{(B + t)^n}$$

Donde:

i_{tr} = Intensidad de lluvia (mm/h)

A, B, n = Parametros de ajuste

t = Duración (min)

Tabla VIII. **Parámetros mediante estudio de intensidades de precipitación en Guatemala**

Estación Los Esclavos								
Tr	2	5	10	20	25	30	50	100
A	6 986	2 855	1 620	1 532	1 365	1 350	1 327	1 311
B	30	20	12	12	11	11	11	11
n	1,168	0,94	0,812	0,786	0,76	0,755	0,747	0,741
Tr= periodo de retorno (años)								
A,B,n= Parámetros de la estación meteorológica								

Fuente: *Informe de intensidades de precipitación*, Insivumeh.

- Periodo de retorno para 2 años

$$i_2 = \frac{6\,986}{(30 + 53,87)^{1,168}} = 39,58 \text{ mm/h}$$

- Periodo de retorno para 10 años

$$i_{10} = \frac{1,620}{(12 + 53,87)^{0,812}} = 54,04 \text{ mm/h}$$

- Periodo de retorno para 25 años

$$i_{25} = \frac{1\ 365}{(11 + 53,87)^{0,76}} = 57,30 \text{ mm/h}$$

- Periodo de retorno para 100 años

$$i_{100} = \frac{1\ 311}{(11 + 53,87)^{0,741}} = 59,58 \text{ mm/h}$$

Se tomará una intensidad de lluvia para un periodo de retorno de 100 años.

$$i_{100} = 59,58 \text{ mm/h}$$

- Coeficiente de escorrentía

Tabla IX. **Coeficiente de escorrentía**

Factores de clasificación	Valor de "C"
Terreno plano con pendiente de < 5,00 %	0,30

Fuente: *National Engineering hand book*, Sec. 4: Hydrology. p. 125.

- Pendiente del terreno

$$S = 0,03073 \cong 3,073 \%$$

- Coeficiente de escorrentía

$$C = 0,30$$

- Caudal máximo para un periodo de 100 años

$$Q = \frac{CIA}{3,60}$$

Datos:

$$C = 0,30$$

$$I = 59,58 \text{ mm/h}$$

$$A = 12,7315 \text{ km}^2$$

$$Q = \frac{0,30 * 59,58 * 12,7315}{3,60}$$

$$Q = 63,21 \text{ m}^3/\text{s}$$

Se tomará una intensidad de lluvia para un periodo de retorno de 100 años. Este valor solamente deja entender el caudal máximo generado para este río en diferentes periodos de retorno entre los casos más extremos ya que la crecida máxima se determinó mediante marcas de crecimiento del caudal transcurrido en los últimos años, tomando el valor de más incremento de altura.

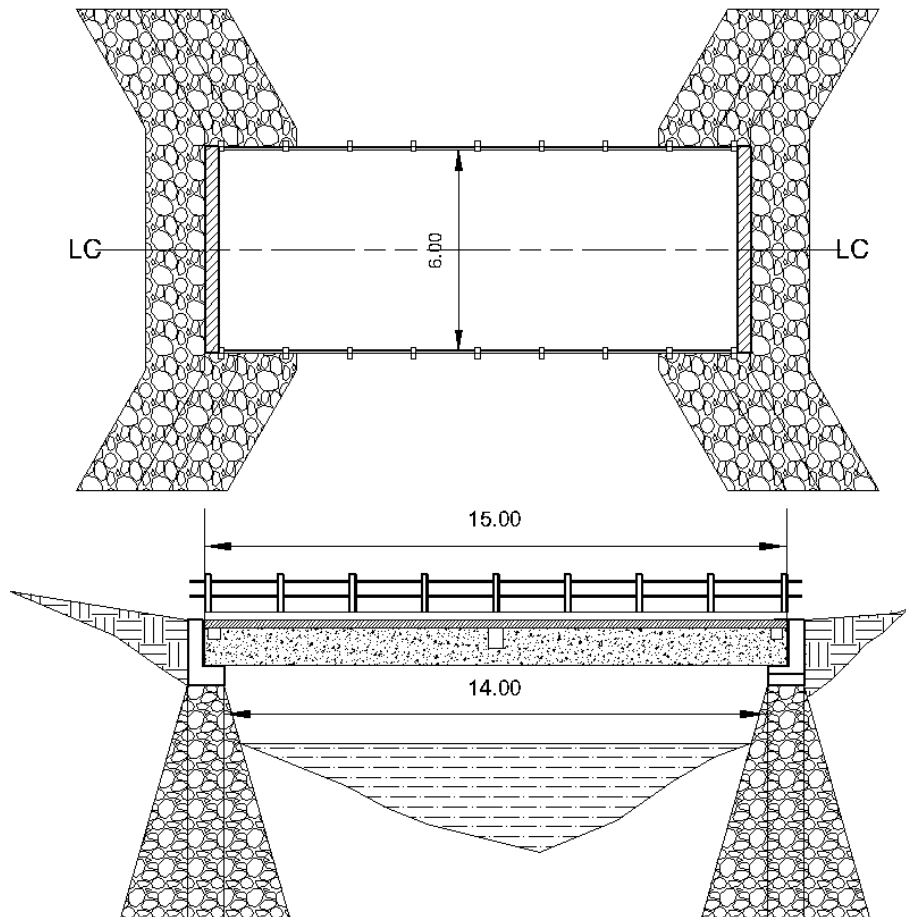
2.2.5. Descripción general de la alternativa propuesta

El puente se construirá en la aldea La Providencia del municipio de Cuilapa, Santa Rosa, el cual estará destinado a salvar el río, El Barro. Cubrirá una luz entre apoyos de 15,00 m y será de una vía con un ancho de rodadura de 4,40 m y un ancho total de 6,00 m. Estará conformado por una superestructura de concreto armado, conformada por una losa plana, banquetas, vigas principales y diafragmas. La subestructura estará conformada por estribos de concreto ciclópeo y vigas de apoyo de concreto armado.

2.2.6. Datos y especificaciones de diseño

• Luz libre	14,00 m
• Luz eficaz	15,00 m
• Ancho total	6,00 m
• Esfuerzo máximo del concreto ($f'c$)	210,00 kg/cm ²
• Esfuerzo máximo del acero (f_y)	2 810,00 kg/cm ²
• Peso volumétrico del concreto ciclópeo (W_{cc})	2 700,00 kg/m ³
• Peso volumétrico del concreto armado (W_c)	2 400,00 kg/m ³
• Capacidad soporte del suelo (V_s) (calculo pag. 55)	50,00 Ton/m ²
• Profundidad de la cimentación (H) (Según estudio hidrológico)	3,00 m
• Sobrecarga (eje más pesado H15-44)	12 000,00 lb

Figura 6. **Planta y sección típica del puente vehicular**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.2.7. **Diseño de la superestructura**

La superestructura está compuesta de los siguientes elementos: vigas principales, diafragmas, losas, barandas, banquetas. Sobre la superestructura se realiza la circulación de los vehículos y de los peatones. Usualmente se le llama tablero del puente.

2.2.7.1. Análisis y diseño de losa

La losa del puente se diseñará aplicando las normas AASHTO. Para esto es necesario determinar cómo trabaja la losa. En este caso la losa trabaja en un solo sentido, que es el sentido corto; por lo tanto el refuerzo principal de la losa es perpendicular al tráfico.

2.2.7.1.1. Sección transversal

Para determinar la cantidad de vigas a emplearse para el diseño de un puente vehicular se utiliza el siguiente análisis, según AASHTO 10.29.1.1

Donde:

$L \leq 12$ Se compone de 2 vigas

$L > 12$ Se compone de 3 vigas

L = Largo total del puente

$L = 15$ m, por lo tanto se usan 3 vigas como lo demuestra la figura Núm.8

- Espaciamiento entre vigas “ S' ”

Según la sección 4.6.2.2.1 de la norma AASHTO, para una separación entre ejes de vigas se puede aplicar un rango de:

$$1.10 \text{ m} \leq S' \leq 4.90 \text{ m}$$

Se tomó un valor intermedio siendo este $S' = 2,00$ m

2.2.7.1.2. Predimensionamiento de viga

- Base de la viga

$$b = 0.0157\sqrt{s'} * L$$

Donde:

b = base de la viga

L = Luz del puente

s' = Espaciamiento entre ejes de vigas

Cálculo:

$$b = 0.0157\sqrt{2} * 15$$

$$b = 0.33 \text{ m} \approx 0.40\text{m}$$

- Altura de la viga

$$H = L/16$$

Donde:

H = Altura de la viga

L = Luz del puente

Cálculo:

$$H = 15/16$$

$$H = 0.94 \text{ m} \approx 1.00\text{m}$$

2.2.7.1.3. Cálculo del espesor de losa

Según especificación AASHTO 8.9.2, para losas con esfuerzo principal perpendicular a la dirección del tráfico se recomienda:

$$t = 1.2 * \frac{s + 3.05}{30} \geq 0.175m$$

Donde:

$t =$ Espesor de la losa en m

$s =$ Espaciamiento entre rostro de vigas

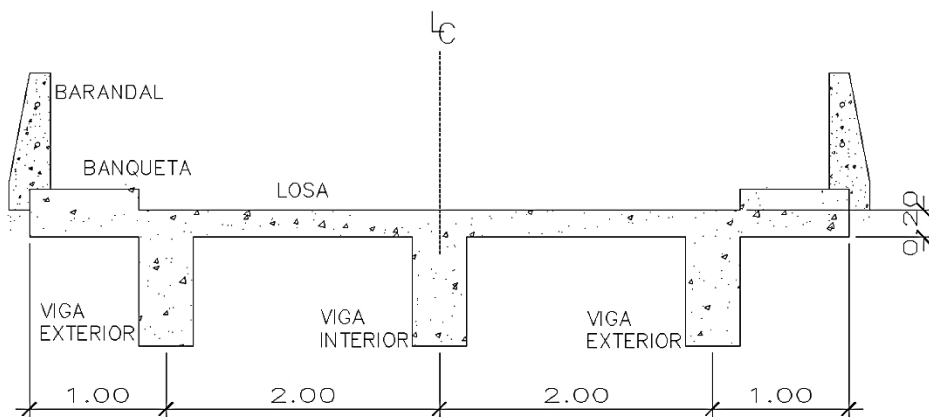
Cálculo:

$$t = 1.2 * \frac{1.60 + 3.05}{30}$$

$$t = 0.186 m \geq 0.175m \text{ si cumple}$$

El espesor de losas para puentes de concreto armado va de 17,50 cm como espesor mínimo, hasta 25 cm como espesor máximo, según AASHTO. Por las características del puente (largo, ancho y cargas que soportara), y para efectos de este proyecto se toma un espesor de losa de 20 cm.

Figura 7. Geometría de la superestructura para losa



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.2.7.1.4. Cálculo del peralte

Tomando un espesor de 20 cm para la losa, se procede a calcular el peralte de la siguiente manera:

Tomando varilla núm. 4 grado 40:

$$d = t - R - \frac{\emptyset}{2}$$

Donde:

d = Peralte efectivo en m

t = Espesor de la losa en m

R = Recubrimiento mínimo en la parte inferior de la losa en 2.50 cm

\emptyset = Diámetro de la varilla usada (núm. 4 = 1.27 cm)

Cálculo:

$$d = 0.20 - 2.50 - \frac{1.27}{2}$$
$$d = 0.1687m \cong 16.87 \text{ cm}$$

2.2.7.1.5. Cálculo de momentos y esfuerzos

- Integración de carga muerta

$$W = Wc * h * b$$

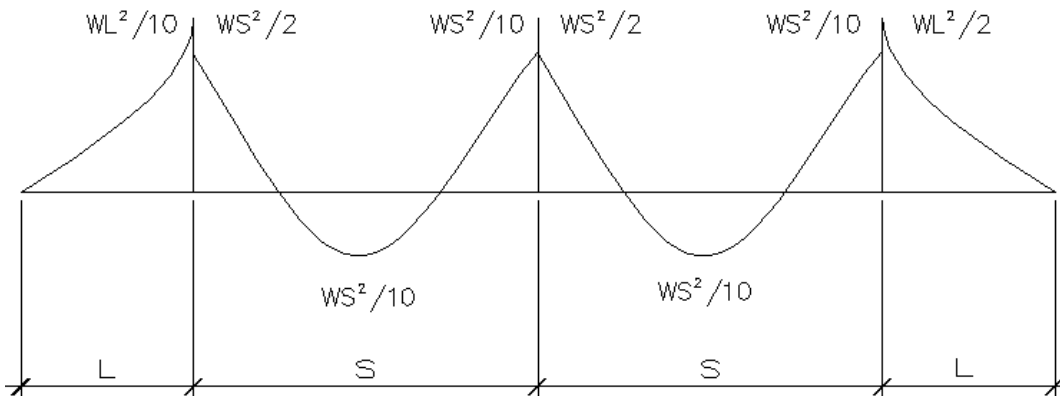
Tabla X. Integración de carga muerta (CM)

Descripción	Wc (kg/m ³)	b (m)	h (m)	W total (kg/m)
Losa	2400.00	0.20	1.00	480.00
Poste luz eléctrica	2400.00	0.15	0.15	54.00
Banqueta	2400.00	0.20	0.80	384.00
Baranda	-	-	-	39.00
∑CM Voladizo				957.00
∑CM Interior				480.00

Fuente: elaboración propia.

- Momento por carga muerta
 - Es aplicable según ACI 318-11 sección 10.6

Figura 8. Diagrama de momento en losa



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

El momento debido a la carga muerta se obtiene por medio de las fórmulas siguientes:

- Momento por voladizo

$$M_{CM \text{ voladizo}} = \frac{W_{CM} * L^2}{2}$$

Donde:

$M_{CM \text{ voladizo}}$ = *Momento carga muerta de voladizo*

W_{CM} = *Carga muerta ultima de voladizo*

L = *Luz de voladizo*

Cálculo:

$$M_{CM \text{ voladizo}} = \frac{957 * 1^2}{2}$$

$$M_{CM \text{ voladizo}} = 478.50 \text{ kg} - \text{m}$$

- Momento Interno

$$M_{CM \text{ interno}} = \frac{W_{CM} * S^2}{10}$$

Donde:

$M_{CM \text{ interno}}$ = *Momento carga muerta interno*

W_{CM} = *Carga muerta ultima interno*

S = *Luz libre entre vigas*

Cálculo:

$$M_{CM \text{ interno}} = \frac{480 * 2^2}{10}$$

$$M_{CM \text{ interno}} = 192,00 \text{ kg} - m$$

Tabla XI. **Tabla resumen de los momentos de carga muerta**

Descripción	Momento (kg-m)
Carga Muerta Voladizo (CMV)	478,50
Carga Muerta Interno (CVI)	192,00

Fuente: elaboración propia.

Basándose en las normas se tiene que hacer uso de la mayor carga que ejerce mayor momento por ser el más crítico, para el cual se toma el valor de:

$$M_{CM} = 478,50 \text{ kg} - m$$

- Momento por carga viva

Según especificación AASHTO 3.24.3 caso A, para refuerzo principal perpendicular a la dirección del tráfico, el momento por carga viva está dado por:

$$M_{CV} = \left[\frac{0,8(S + 2)}{30} \right] * P$$

Donde:

$S =$ Luz libre entre vigas (pies)

$P =$ Peso del eje más pesado del camion (12 000 libras)

Cálculo:

$$M_{CV} = \left[\frac{0,8(5,25 + 2)}{30} \right] * 12\ 000$$

$$M_{CV} = 2\,319,40 \text{ lb} - \text{pie}$$

$$M_{CV} = 321,42 \text{ kg} - \text{m}$$

- 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 % según AASHTO 3.8.2.1

$$I = \frac{15,24}{S + 38}$$

Donde:

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

S = Longitud del tramo donde la carga produce el máximo esfuerzo

Cálculo:

$$I = \frac{15,24}{1,60 + 38} = 0,385 > I_{max}$$

Entonces será tomado el valor de impacto al 30 % ya que el resultado que se obtuvo fue mayor al máximo, además entre más grande es el claro, menor es el impacto.

$$I = 30\%$$

- Momento último

La integración de los momentos producidos por las distintas fuerzas que afectan la estructura, las normas AASHTO 1.2.22 lo simplifican con la siguiente fórmula:

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

Cálculo:

$$M_u = 1.30 \left[478,50 + \frac{5}{3} (321,42 * 1,30) \right]$$

$$M_u = 1\ 527,38\ kg - m$$

Tabla XII. **Tabla resumen de los momentos generados**

Descripción	Momento (kg-m)
Carga Muerta (CM)	478.5
Carga Viva (CV)	321.42
Impacto (I)	417.85
Momento Último	1527.38

Fuente: elaboración propia.

2.2.7.1.6. Cálculo del refuerzo

- Refuerzo principal en la cama inferior

Estas losas se toman como vigas rectangulares para simplificar el análisis, calculando una tira de 1,00 m de ancho y de canto igual al espesor de la losa cortada perpendicularmente a las vigas de apoyo.

- Refuerzo transversal

$$A_s = 0,85 * \frac{f'c * b * d}{f_y} - \sqrt{\frac{(0,85 * f'c * b * d)^2 - \frac{1,7}{0,9} (f'c * b * M_u)}{f_y^2}}$$

Donde:

- $A_s =$ Área de acero en cm^2
 $f'c =$ Resistencia del concreto = 210 kg/cm^2
 $f_y =$ Módulo de fluencia del acero = 2810 kg/cm^2
 $M_u =$ Momento último = $152\,738 \text{ kg} - \text{cm}$; tabla resumen XII
 $b =$ Base de 100 cm
 $d =$ Peralte efectivo = $16,87 \text{ cm}$; calculado en la pagina No.67

Datos:

- $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$
 $M_u = 152\,738 \text{ kg} - \text{cm}$
 $b = 100 \text{ cm}$
 $d = 16,87 \text{ cm}$

Cálculo:

$$A_s = 0,85 * \frac{210 * 100 * 16,87}{2810} - \sqrt{\frac{(0,85 * 210 * 100 * 16,87)^2 - \frac{1,7}{0,9} (210 * 100 * 152\,738)}{2810^2}}$$

$$A_s = 3,58 \text{ cm}^2$$

- Área de acero mínima

$$\frac{0,80 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d \geq \frac{14,1}{f_y} * b * d$$

$$6,96 \text{ cm}^2 \geq 8,47 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 8,47 \text{ cm}^2$$

- Área de acero máxima

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d$$

$$\rho_{bal} = \frac{0,85 * \beta * f'c}{fy} \left[\frac{6120}{6120 + fy} \right]$$

Donde:

ρ_{bal} = Factor que delimita el área de acero

ρ_{max} = Factor que garantiza que el acero fluya antes

β = Factor que depende de la resistencia del concreto $\beta = 0,85$

$f'c$ = Resistencia del concreto en kg/cm^2

fy = Módulo de fluencia del acero en kg/cm^2

Cálculo:

$$\rho_{bal} = \frac{0,85 * 0,85 * 210}{2,810} \left[\frac{6120}{6120 + 2,810} \right]$$

$$\rho_{bal} = 0,037004180$$

$$\rho_{max} = \rho_{bal} * 0,50 \text{ (Factor sísmico)}$$

$$\rho_{max} = 0,037004180 * 0,50$$

$$\rho_{max} = 0,01850209$$

Cálculo:

$$A_{s_{max}} = 0,01850209 * 100 * 16,87$$

$$A_{s_{max}} = 31,21 \text{ cm}^2$$

El normativo ACI 318-2011 indica lo siguiente:

$$A_{s_{min}} \leq A_s \leq A_{s_{max}}$$

El área calculada tiene que ser mayor que el área de acero mínima y menor que el área de acero máxima, como no cumple debido a que el área mínima es mayor que el área calculada, se usa el valor del área de acero mínimo.

$$A_{s_{min}} = 8,47 \text{ cm}^2$$

- Distribución de varillas

La separación entre varillas no deberá ser mayor que el espaciamiento máximo. El espaciamiento máximo es $2t$.

$$2t = 0,40\text{m.}$$

$$8,47 \text{ cm}^2 \text{-----} 1\text{m}$$

$$1,27\text{cm}^2 \text{-----} X$$

$$X=15,00 \text{ cm}$$

Utilizar varilla núm. 4 grado 40 @ 15 cm (cama inferior)

- Refuerzo principal en la cama superior

$$A_{s_{temp}} = 0,002 * b * t$$

$$A_{s_{temp}} = 4,00\text{cm}^2$$

- Distribución de varillas

$$\begin{array}{l}
 4,00 \text{ cm}^2 \text{-----} 1 \text{ m} \\
 1,27 \text{ cm}^2 \text{-----} X \\
 X = 31,75 \text{ cm}
 \end{array}$$

Utilizar varilla núm. 4 grado 40 @ 30 cm (cama superior)

- Refuerzo longitudinal para cama superior y cama inferior

De acuerdo a la AASHTO 3.24.10.2, se recomienda la siguiente ecuación:

$$FL = \frac{2,20}{\sqrt{S}}$$

Donde:

$FL =$ Factor longitudinal ($FL \leq 0,67$)

$S =$ Espaciamiento entre vigas en pies ($1,60 \text{ m} = 5,248 \text{ pie}$)

Cálculo:

$$FL = \frac{2,20}{\sqrt{5,248}}$$

$$FL = 0,96 > 0,67 \quad \text{no cumple}$$

Como el factor longitudinal obtenido anteriormente es mayor que el permisible se opta por utilizar el factor máximo

$$FL = 0,67$$

$$As = 8.47 * 0.67$$

$$As = 5.67 \text{ cm}^2$$

- Distribución de varillas

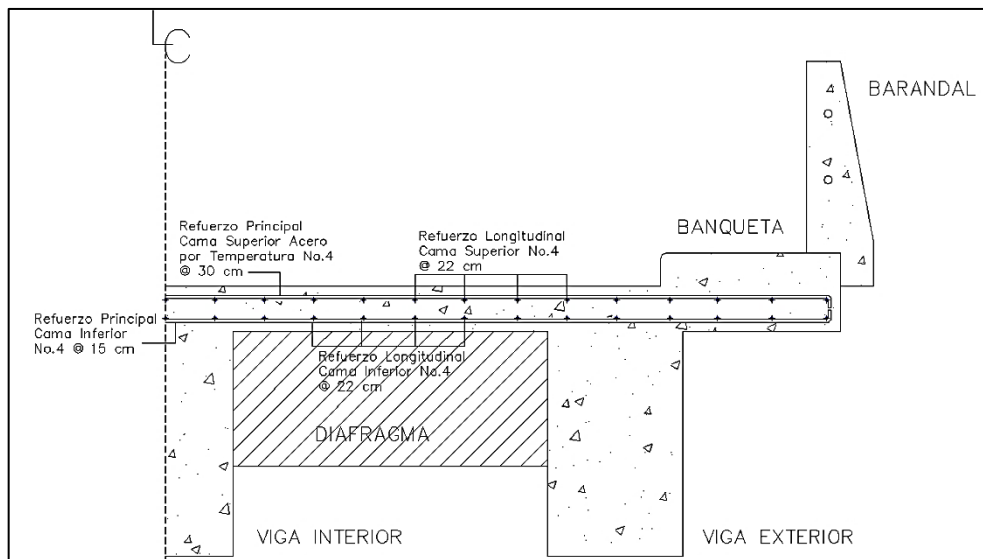
$$5.67 \text{ cm}^2 \text{-----} 1\text{m}$$

$$1.27 \text{ cm}^2 \text{-----} X$$

$$X = 22.39 \approx 22 \text{ cm}$$

Utilizar varilla núm. 4 grado 40 @ 22 cm (ambos sentidos longitudinalmente)

Figura 9. **Distribución de refuerzo longitudinal y transversal de la losa**

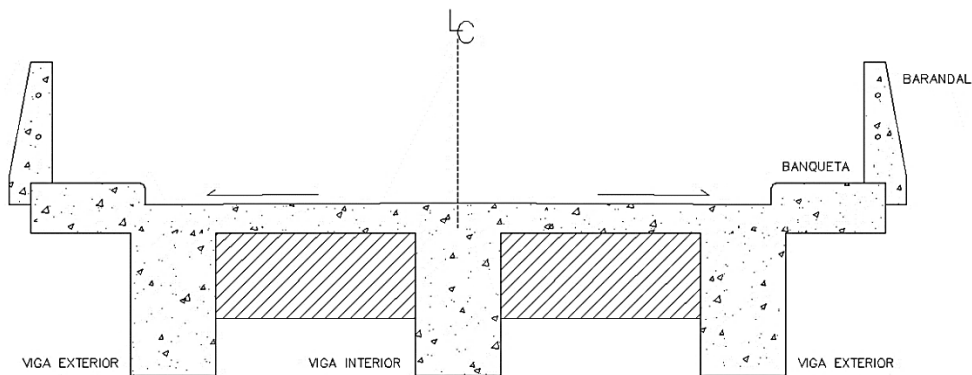


Fuente: elaboración propia.

2.2.7.2. Análisis y diseño de vigas

Para el diseño del puente, la superestructura cuenta con tres vigas, dos exteriores y una interior, para cada viga se integran las cargas correspondientes y se diseñan de acuerdo a las especificaciones como se describe a continuación.

Figura 10. Sección transversal de la superestructura



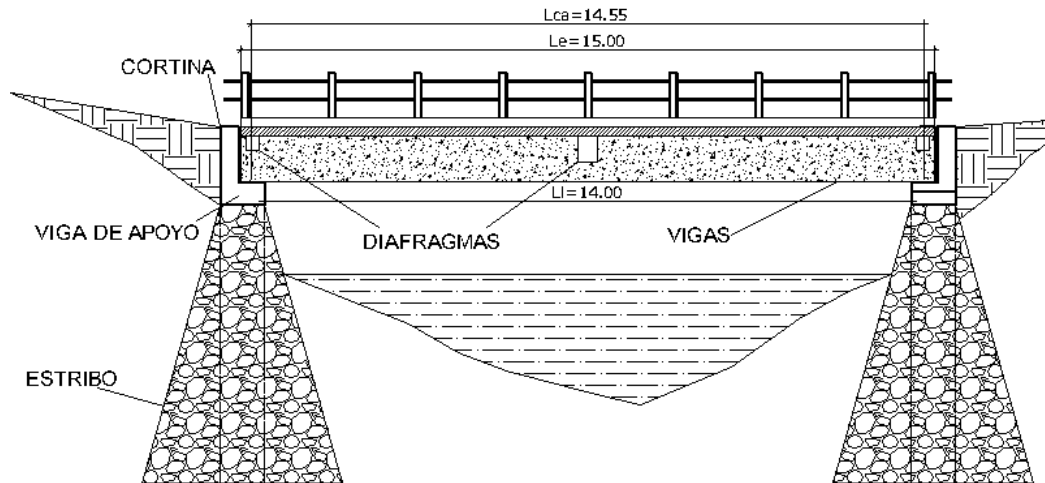
Fuente: elaboración propia.

2.2.7.2.1. Dimensionamiento de la viga interior y exterior

Para el dimensionamiento de las vigas el ACI sugiere un peralte igual al 8% de la luz para no chequear deflexiones, y para la base $\frac{1}{2} d$.

Luz a línea central de apoyos	$Lca = 14,55 \text{ m}$
Luz libre	$LI = 14,00 \text{ m}$
Luz eficaz	$Le = 15,00 \text{ m}$

Figura 11. **Sección transversal de la superestructura**



Fuente: elaboración propia.

- Altura

$$h = 8 \% * L_{ca}$$

$$h = 1,164$$

$$h \cong 1,20m$$

- Base

$$b = 1/2 * h$$

$$b = 1/2 * 1,20$$

$$b = 0,60m$$

2.2.7.2.2. Factor de distribución

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

- Viga interior

$$\text{Puente una vía} = \frac{S}{6,5} \text{ si } S < 6'$$

$$\text{Puente dos vías} = \frac{S}{6} \text{ si } S < 10'$$

Donde:

$S = \text{espaciamiento entre vigas a ejes en pies}$

Cálculo:

$$FD = \frac{S}{6,5}$$

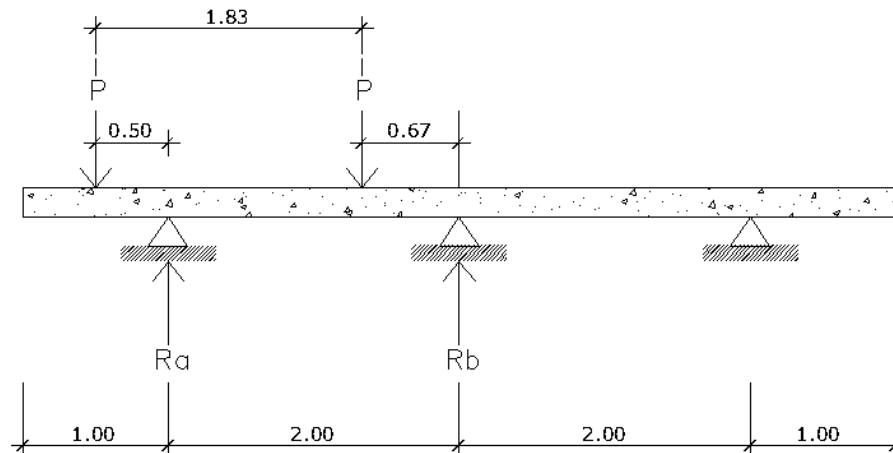
$$FD = \frac{2 * 3,28}{6,5}$$

$$FD = 1,0092$$

- Viga exterior

Para vigas exteriores basta con determinar la reacción en función de "P".

Figura 12. **Distribución de distancias y cargas para cálculo de factor de distribución**



Fuente: elaboración propia.

$$\begin{aligned} \sum M_b &= 0 \\ 2R_a - 2,50P - 0,67P &= 0 \\ 2R_a &= 3,17P \\ R_a &= FD = 1,585P \\ FD &= 1,585 \end{aligned}$$

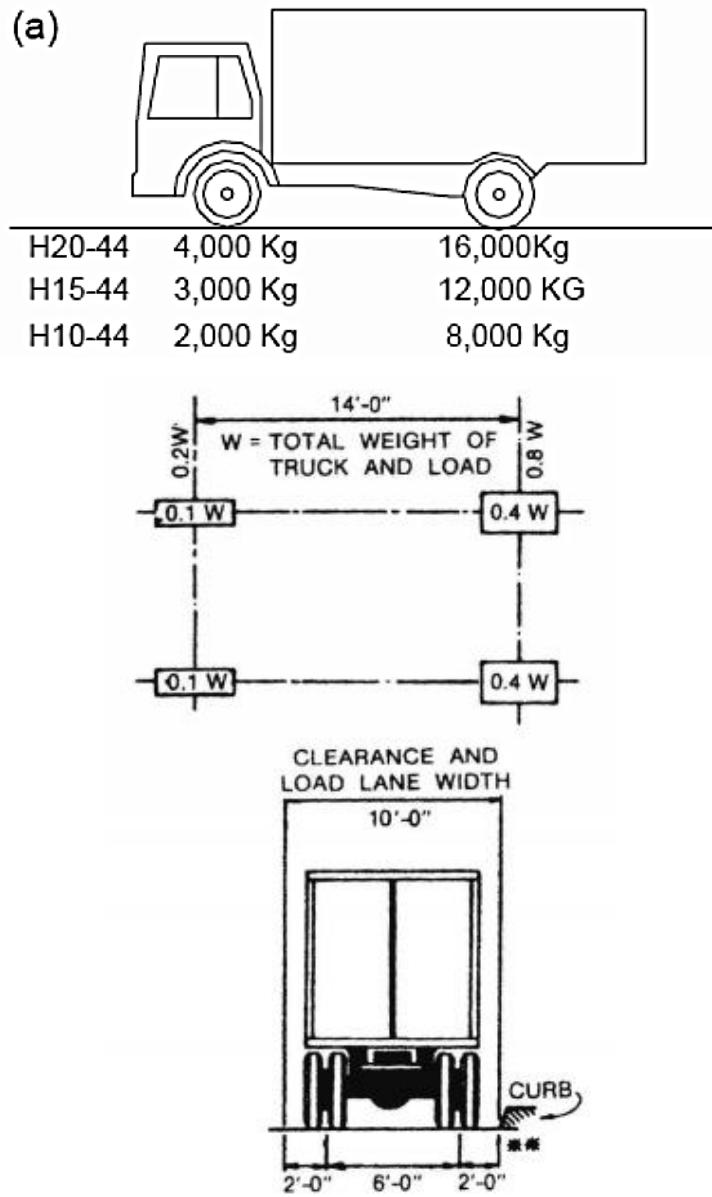
2.2.7.2.3. Cálculo de momentos

- Momento por carga viva

De acuerdo a la AASHTO, se utilizó un camión H15-44 para el cálculo del momento de la carga viva. Esta situación se da cuando el camión se encuentra en el lugar crítico, que provoca el máximo momento en las vigas. Este lugar

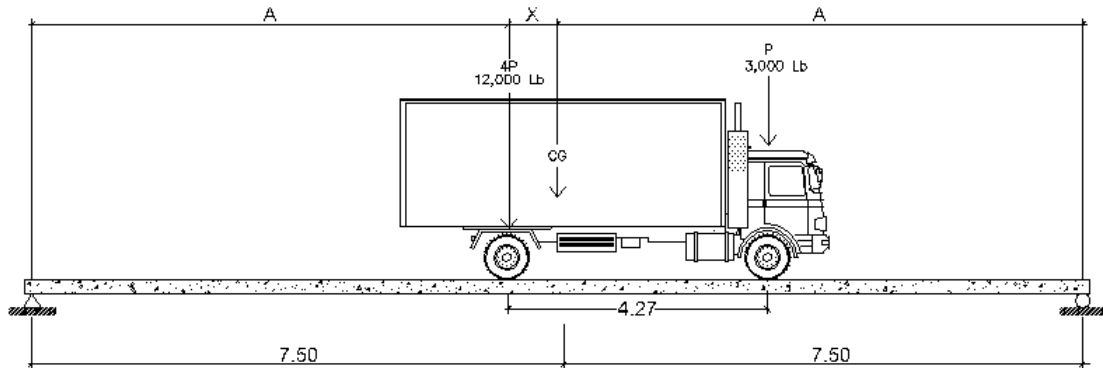
crítico ocurre cuando la mayor carga del camión se encuentra a la misma distancia de un apoyo, como el centro de gravedad del otro apoyo.

Figura 13. Carga para camiones H15-44, AASHTO 3.24.3 caso "a"



Fuente: AASHTO 3.24.3 caso "a".

Figura 14. Diagrama de camión en lugar crítico "A"



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Para poder encontrar los valores de A y X, se hace sumatoria de momentos en CG:

$$4P = 12\,000\text{ lbs} = 5\,454,55\text{ kg}$$

$$P = 3\,000\text{ lbs} = 1\,363,64\text{ kg}$$

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

$$5\,454,55X - 1\,363,64(4,27 - X) = 0$$

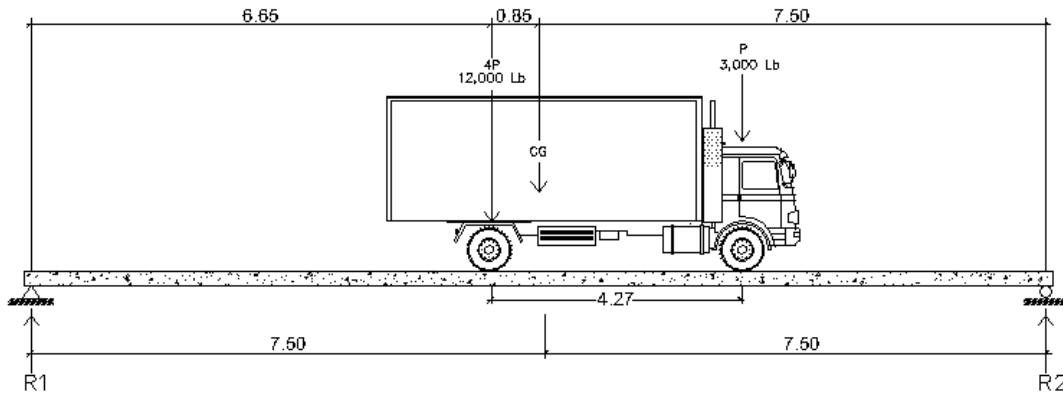
$$X = 0,85\text{ m}$$

Al realizar el cálculo de sumatoria de fuerzas se obtiene el valor de "A":

$$A + X = 7,5$$

$$A = 6,65\text{ m}$$

Figura 15. Diagrama de camión en lugar crítico "B"



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Ya se ha encontrado el valor de X y de A, ahora se procederá al cálculo del valor de las reacciones en los apoyos R_1 y R_2 , para calcular el momento máximo.

$$4P = 12\,000 \text{ lbs} = 5,454.55 \text{ kg}$$

$$P = 3,000 \text{ lbs} = 1,363.64 \text{ kg}$$

$$\sum M_{R1} = 0$$

$$-4p(6.65) - P(10.92) + R_2(15) = 0$$

$$-5,454.55(6.65) - 1,363.64(10.92) + R_2(15) = 0$$

$$R_2 = 3,410.92 \text{ kg}$$

$$\sum F_y = 0 \quad \uparrow +$$

$$R_1 + R_2 - P_{CG} = 0$$

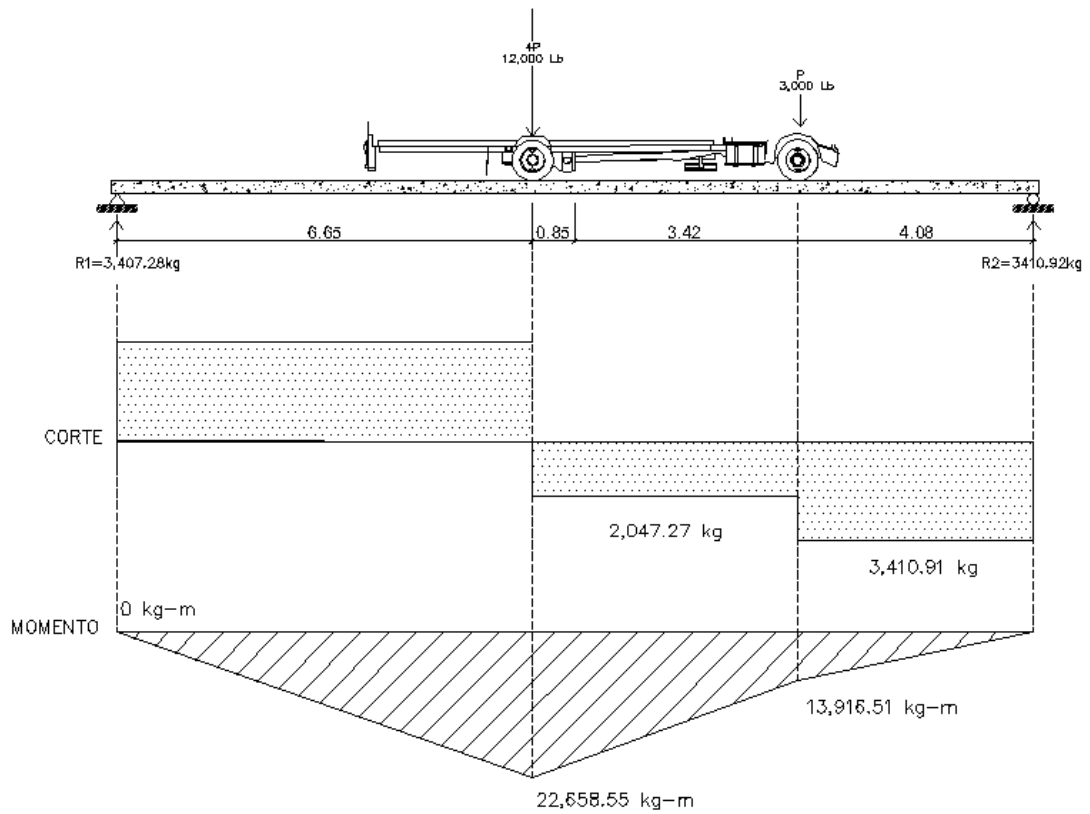
$$R_1 + 3,410.92 - 6,818.19 = 0$$

$$R_1 = 3,407.28 \text{ kg}$$

- Momento máximo generado

Cálculo de momento máximo generado en la parte de mayor momento.

Figura 16. Diagrama de corte y momento producido por carga viva



Fuente: elaboración propia.

$$M_{vivo(max)} = 22,658.55 \text{ kg} - m$$

$$M_{vivo(L/4)} = R_1 * \frac{L}{4} = 3,407.28 * \frac{15}{4} = 12,777.30 \text{ kg} - m$$

Tabla XIII. **Tabla momentos generados por carga viva**

Descripción	Momento (kg-m)
$M_{CV (max)}$	22,658.55
$M_{CV (L/4)}$	12,777.30

Fuente: elaboración propia.

- 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 % según AASHTO 3.8.2.1

$$I = \frac{15.24}{L + 38}$$

Donde:

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

$L =$ Luz de vigas en metros

Cálculo:

$$I = \frac{15.24}{15 + 38}$$

$$I = 0.29 < I_{max} \text{ Cumple}$$

$$I = 29\%$$

- Momento impacto de carga viva generado viga exterior

$$M_{\text{impacto viga exterior}} = M_{\text{vivo}} * I * FD_{\text{exterior}}$$

$$M_{\text{impacto viga exterior (máximo)}} = 22,658.55 \text{ kg} - m * 1.29 * 1.585$$

$$M_{\text{impacto viga exterior (máximo)}} = 46,328.80 \text{ kg} - m$$

$$M_{\text{impacto viga exterior (L/4)}} = 12,777.30 \text{ kg} - m * 1.29 * 1.585$$

$$M_{\text{impacto viga exterior (L/4)}} = 26,125.11 \text{ kg} - m$$

- Momento impacto de carga viva generado viga interior

$$\begin{aligned} M_{\text{impacto viga interior}} &= M_{\text{vivo}} * I * FD_{\text{interior}} \\ M_{\text{impacto viga interior (m\u00e1ximo)}} &= 22,658.55 \text{ kg} - m * 1.29 * 1.0092 \\ M_{\text{impacto viga interior (m\u00e1ximo)}} &= 29,499.34 \text{ kg} - m \\ M_{\text{impacto viga interior (L/4)}} &= 12,777.30 \text{ kg} - m * 1.29 * 1.0092 \\ M_{\text{impacto viga interior (L/4)}} &= 16,634.87 \text{ kg} - m \end{aligned}$$

2.2.7.2.4. Dise\u00f1o de viga interna

- C\u00e1lculo de momentos generado por carga muerta

El momento que ejerce el peso propio de la viga como simplemente apoyada, tomando en cuenta la carga puntual que ejercen los diafragmas sobre la viga.

$$M_{CM} = \frac{W_{cm} * L^2}{8} + Pa$$

Donde:

W_{cm} = Carga muerta

L = Longitud total de la viga (15.00m)

P = Peso muerto que transmiten los diafragmas

a = Distancia del diafragma al apoyo

W_{losa} = Carga de losa

$W_{carpeta}$ = Carga de carpeta sfaltica

W_{viga} = Carga de vigas

Cálculo:

$$W_{cm} = W_{losa} + W_{viga}$$

$$W_{cm} = 585kg/m + 1440kg/m$$

$$W_{cm} = 2,025.00 kg/m$$

- Diafragma interior

$$P_{Diafragma Interior} = \frac{720kg}{m} * 1.8m$$

$$P_{Diafragma Interior} = 1,296.00 kg$$

- Diafragma exterior

$$P_{Diafragma Exterior} = \frac{432kg}{m} * 1.8m$$

$$P_{Diafragma Exterior} = 777.60 kg$$

- Momento máximo

$$M_{CM(max)} = \frac{2,025 kg/m * 15^2}{8} + (1296 * 7.5) + (777.60 * 2.5 * 2)$$

$$M_{CM(max)} = 70,561.13 kg - m$$

- Momento a L/4

$$M_{CM(L/4)} = \frac{2,025 kg/m * 3.75^2}{8} + (1296 * 7.5) + (777.60 * 2.5 * 2)$$

$$M_{CM(L/4)} = 17,167.57 kg - m$$

Tabla XIV. **Tabla momentos generados carga muerta**

Descripción	Momento (kg-m)
$M_{CM} (\text{max})$	70,561.13
$M_{CM} (L/4)$	17,167.57

Fuente: elaboración propia.

- Momento actuante viga interna

La integración de los momentos producidos por las distintas fuerzas que afectan la estructura, las normas AASHTO 1.2.22 lo simplifican con la siguiente fórmula:

$$Mu = 1.3(M_{CM} + \frac{5}{3}(M_{CV} * I * FD))$$

$$Mu = 1.3(70,561.13 + \frac{5}{3}(22,658.55 * 1.29 * 1.0092))$$

$$Mu = 155,644.70 \text{ kg} - m$$

$$M_{(L/4)} = 1.3(45,644.13 + \frac{5}{3}(12,777.30 * 1.29 * 1.0092))$$

$$M_{(L/4)} = 95,379.58 \text{ kg} - m$$

- Cálculo del refuerzo de la viga interna parte central

Se tiene una viga rectangular de 1,20 x 0,60 m respectivamente, se procederá con el cálculo del refuerzo de la viga y se asignara un recubrimiento de 5,00 cm según ACI 318-11 sección 7.7.1.

Tomando varilla núm. 8 grado 40:

$$d = t - R - \frac{\emptyset}{2}$$

Donde:

d = Peralte efectivo en m

t = Espesor en m

R = Recubrimiento de 5.00 cm

\emptyset = Diámetro de la varilla usada (No. 8 = 2.54 cm)

Cálculo:

$$d = 1.20 - 0.05 - \frac{0.0254}{2} = 1.137 \text{ m}$$

Calculando el acero a emplearse en la viga interna

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

Donde:

A_s = Área de acero en cm^2

$f'c$ = Resistencia del concreto en kg/cm^2

f_y = Módulo de fluencia del acero en kg/cm^2

Mu = Momento último en $kg - cm$; calculado en la pagina No. 88

b = Base cm

d = Peralte efectivo en cm; calculado en la pagina No. 88

Datos:

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

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

$Mu = 15,564,470 \text{ kg} - \text{cm}$

$b = 60 \text{ cm}$

$d = 113.7 \text{ cm}$

Cálculo:

$$A_s = 0.85 * \frac{210 * 60 * 113.7}{2,810} - \sqrt{\frac{(0.85 * 210 * 60 * 113.7)^2 - \frac{1.7}{0.9} (210 * 60 * 15,564,470)}{2,810^2}}$$

$$A_s = 58.11 \text{ cm}^2$$

- Área de acero mínima

$$\frac{0.80 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d \geq \frac{14.1}{f_y} * b * d$$

$$\frac{0.80 * \sqrt{210}}{2,810} * 60 * 113.7 \geq \frac{14.1}{2,810} * 60 * 113.7$$

$$28.15 \text{ cm}^2 \geq 34.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 34.23 \text{ cm}^2$$

- Área de acero máxima

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d$$

$$\rho_{bal} = \frac{0.85 * \beta * f'c}{f_y} \left[\frac{6120}{6120 + f_y} \right]$$

Donde:

ρ_{bal} = Factor que delimita el área de acero

ρ_{max} = Factor que garantiza que el acero fluya antes

β = Factor que depende de la resistencia del concreto $\beta = 0.85$

$f'c$ = Resistencia del concreto en kg/cm^2

f_y = Módulo de fluencia del acero en kg/cm^2

$$\rho_{bal} = 0.037004180$$

$$\rho_{max} = \rho_{bal} * 0.50 \text{ (Factor sísmico)}$$

$$\rho_{max} = 0.01850209$$

Cálculo:

$$As_{max} = 0.01850209 * 60 * 113.7$$

$$As_{max} = 126.22 \text{ cm}^2$$

El normativo ACI 318-2011 indica lo siguiente:

$$As_{min} \leq As \leq As_{max}$$

El área calculada cumple con las condiciones del ACI, por lo tanto se utiliza la siguiente área de acero obtenida:

$$As_{flexion} = 58.11 \text{ cm}^2$$

- Cuantificación de varillas
 - Cama Inferior

Se tiene que el área de acero a flexión es 58,11 cm² y para la distribución del acero se utilizará varilla de la siguiente manera:

Utilizando varilla núm. 8 (5.07cm²), se obtiene lo siguiente:

$$5.07 \text{ cm}^2 \text{-----} 1 \text{ var}$$

$$58.11 \text{ cm}^2 \text{-----} X$$

$$X = 11.46 \approx 12 \text{ varillas}$$

Utilizar 12 varillas núm. 8 grado 40 (Cama inferior)

- Cama Superior

Para acero en compresión para vigas se debe de utilizar el 33 % del acero a flexión como lo indica ACI 318-11

$$A_{s_{compresion}} = 33\% * A_{s_{flexion}}$$

$$A_{s_{compresion}} = 33\% * 58.11$$

$$A_{s_{compresion}} = 19.18 \text{ cm}^2$$

El normativo ACI 318-2011 indica lo siguiente:

$$A_{s_{min}} \leq A_{s_{compresion}} \leq A_{s_{max}}$$

El área calculada tiene que ser mayor que el área de acero mínima y menor que el área de acero máxima, como no cumple debido a que el área mínima es mayor que el área calculada, se usa el valor del área de acero mínimo.

$$A_{s_{min}} = 34.23 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla núm. 8 (5.07cm²), se obtiene lo siguiente:

$$5.07 \text{ cm}^2 \text{-----} 1 \text{ var}$$

$$34.23 \text{ cm}^2 \text{-----} X$$

$$X = 6.75 \approx 7 \text{ varillas}$$

Utilizar 7 varillas núm. 8 grado 40 (Cama superior)

- Refuerzo adicional

Según AASHTO es necesario reforzar la viga con acero adicional por ser el peralte tan grande, reforzando el área intermedia de la viga, para no dejar un área grande de concreto sin acero, por tal razón se recomienda un refuerzo adicional de 0,25 plg² por cada pie de alto (5,37cm² por metro de alto).

$$R_{ad} = (1.20m)(5.37cm^2)$$

$$R_{ad} = 6.44cm^2$$

Utilizando varilla núm. 5 (1.98 cm²), se obtiene lo siguiente:

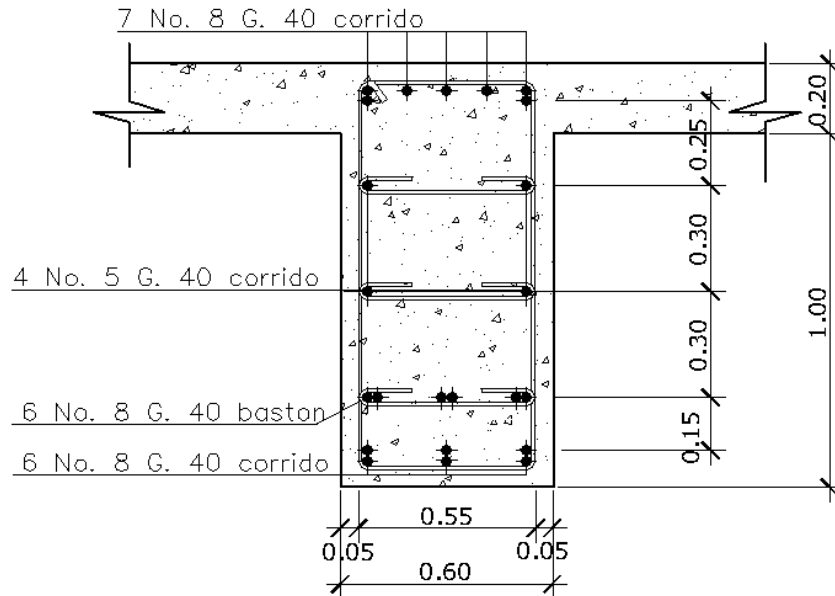
$$1.98 \text{ cm}^2 \text{-----} 1 \text{ var}$$

$$6.44 \text{ cm}^2 \text{-----} X$$

$$X = 3.25 \approx 4 \text{ varillas}$$

Utilizar 4 varillas núm. 5 grado 40 (Refuerzo adicional)

Figura 17. Detalle de refuerzo viga interna parte central



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Cálculo del refuerzo de la viga interna a L/4 del apoyo

Se tiene una viga rectangular de 1,20 x 0,60 m respectivamente, se procederá con el cálculo del refuerzo de la viga y se asignara un recubrimiento de 5,00 cm según ACI 318-11 sección 7.7.1.

Donde:

A_s = Área de acero en cm^2

$f'c$ = Resistencia del concreto en kg/cm^2

f_y = Módulo de fluencia del acero en kg/cm^2

M_u = Momento último en $kg - cm$; calculado en la pagina No. 88

b = Base cm

$d =$ Peralte efectivo; calculado en la página No.88

Datos:

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

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

$$Mu = 9,537,958 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$d = 113.7 \text{ cm}$$

Resultado:

$$As = 0.85 * \frac{210 * 60 * 113.7}{2,810} - \sqrt{\frac{(0.85 * 210 * 60 * 113.7)^2 - \frac{1.7}{0.9} (210 * 60 * 9,537,958)}{2,810^2}}$$

$$As = 34.55 \text{ cm}^2$$

- Área de acero mínima

$$\frac{0.80 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d \geq \frac{14.1}{fy} * b * d$$

$$\frac{0.80 * \sqrt{210}}{2,810} * 60 * 113.7 \geq \frac{14.1}{2,810} * 60 * 113.7$$

$$28.15 \text{ cm}^2 \geq 34.23 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 34.23 \text{ cm}^2$$

- Área de acero máxima

$$As_{max} = \rho_{max} * b * d$$

$$\rho_{bal} = \frac{0.85 * \beta * f'c}{fy} \left[\frac{6120}{6120 + fy} \right]$$

Donde:

ρ_{bal} = Factor que delimita el área de acero

ρ_{max} = Factor que garantiza que el acero fluya antes

β = Factor que depende de la resistencia del concreto $\beta = 0.85$

$f'c$ = Resistencia del concreto en kg/cm^2

f_y = ódulo de fluencia del acero en kg/cm^2

$$\rho_{bal} = 0.037004180$$

$$\rho_{max} = \rho_{bal} * 0.50 \text{ (Factor sísmico)}$$

$$\rho_{max} = 0.01850209$$

Cálculo:

$$As_{max} = 0.01850209 * 60 * 115$$

$$As_{max} = 127.66 \text{ cm}^2$$

El normativo ACI 318-2011 indica lo siguiente:

$$As_{min} \leq As \leq As_{max}$$

El área calculada cumple con las condiciones del ACI, por lo tanto se utiliza la siguiente área de acero obtenida:

$$As_{flexion} = 34,55 \text{ cm}^2$$

- Cuantificación de varillas
 - Cama Inferior

Se tiene que el área de acero a flexión es 34,55 cm² y para la distribución del acero se utilizará varilla de la siguiente manera:

Utilizando varilla núm. 8 (5.07cm²), se obtiene lo siguiente:

$$\begin{aligned} 5,07 \text{ cm}^2 & \text{-----} 1 \text{ var} \\ 34,55 \text{ cm}^2 & \text{-----} X \\ X & = 6,81 \approx 7 \text{ varillas} \end{aligned}$$

Utilizar 7 varillas Núm. 8 grado 40 (Cama inferior)

- Cama Superior

Para acero en compresión para vigas se debe de utilizar el 33 % del acero a flexión como lo indica ACI 318-11.

$$A_{s_{compresion}} = 33 \% * A_{s_{flexion}}$$

$$A_{s_{compresion}} = 33 \% * 34,55$$

$$A_{s_{compresion}} = 11,40 \text{ cm}^2$$

El normativo ACI 318-2011 indica lo siguiente:

$$A_{s_{min}} \leq A_{s_{compresion}} \leq A_{s_{max}}$$

El área calculada tiene que ser mayor que el área de acero mínima y menor que el área de acero máxima, como no cumple, debido a que el área mínima es mayor que el área calculada, se usa el valor del área de acero mínimo.

$$A_{s_{min}} = 34.55 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla núm. 8 (5,07 cm²), se obtiene lo siguiente:

$$\begin{array}{r} 5,07 \text{ cm}^2 \text{-----} 1 \text{ var} \\ 34,55 \text{ cm}^2 \text{-----} X \end{array}$$

$$X = 6.81 \approx 7 \text{ varillas}$$

Utilizar 7 varillas núm. 8 grado 40 (Cama superior)

- Refuerzo adicional

Según AASHTO es necesario reforzar la viga con acero adicional por ser el peralte tan grande, reforzando el área intermedia de la viga, para no dejar un área grande de concreto sin acero, por tal razón se recomienda un refuerzo adicional de 0,25 plg² por cada pie de alto (5,37 cm² por metro de alto).

$$R_{ad} = (1.20 \text{ m})(5.37 \text{ cm}^2) = 6,44 \text{ cm}^2$$

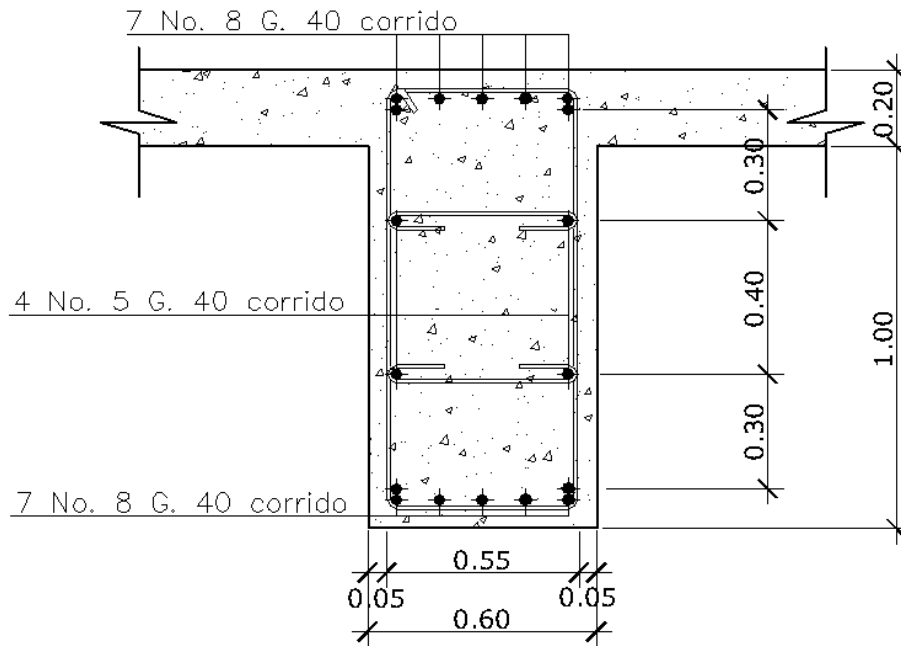
Utilizando varilla núm.5 (1.98 cm²), se obtiene lo siguiente:

$$\begin{array}{r} 1,98 \text{ cm}^2 \text{-----} 1 \text{ var} \\ 6,44 \text{ cm}^2 \text{-----} X \end{array}$$

$$X = 3,25 \approx 4 \text{ varillas}$$

Utilizar 4 varillas núm. 5 grado 40 (Refuerzo adicional)

Figura 18. **Detalle de refuerzo viga interna a L/4 del apoyo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Diseño a corte

El corte total es producido por los cortes de carga muerta, carga viva e impacto.

- Corte debido a carga muerta

$$V_{cm} = \frac{WL}{2} + \frac{\sum P}{2}$$

Donde:

W = Carga distribuida debido a la carga muerta de la losa y viga

L = Longitud total de la viga

$P = \text{Peso que transmiten los diafragas}$

Datos:

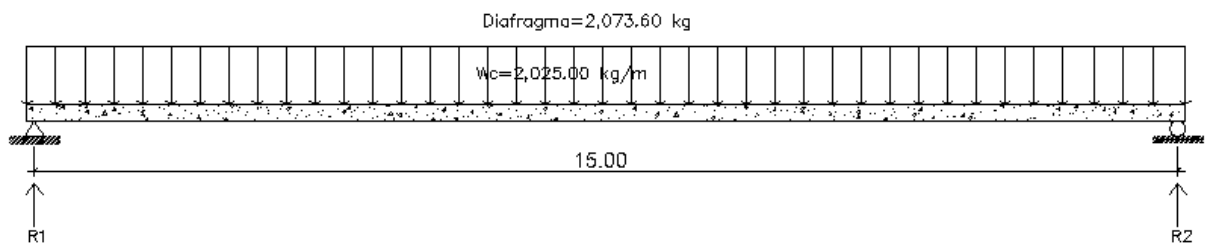
$$W = 2,025.00 \text{ kg/m}$$

$$L = 15.00 \text{ m}$$

$$P \text{ diaf int} = 1,296 \text{ kg}$$

$$P \text{ diaf ext} = 777.60 \text{ kg}$$

Figura 19. **Carga distribuida para corte de viga interna**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD

Cálculo:

$$V_{cm} = \frac{2,025 * 15}{2} + \frac{(1,296 * 1 + 777.60 * 2)}{2}$$

$$V_{cm} = R1 = R2 = 16,613.10 \text{ kg}$$

$$V_{\left(\frac{L}{4}\right)} = 16,613.10 - [2,025(3.75) + 2,073.60]$$

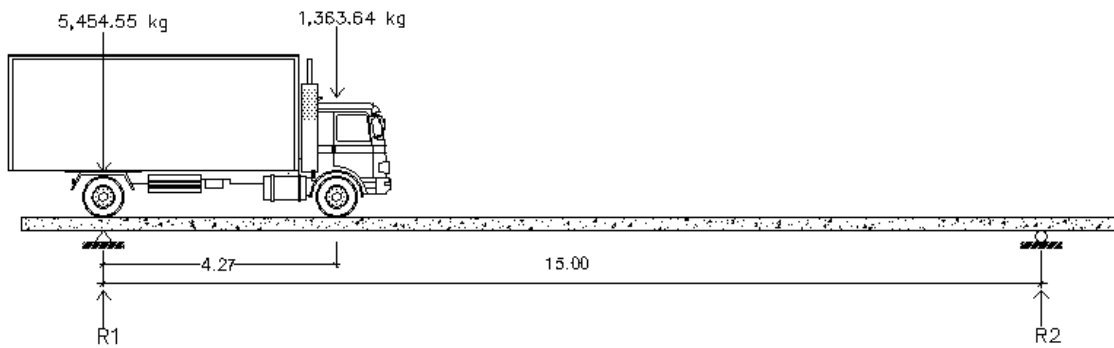
$$V_{\left(\frac{L}{4}\right)} = 6,945.75 \text{ kg}$$

- Corte debido a carga viva

El corte máximo se da cuando la carga mayor o eje trasero de la carrocería del camión está ejerciendo fuerza sobre el apoyo afectado.

Para este caso, el corte máximo será el valor de la reacción R1, la cual se calcula haciendo sumatoria de momentos en el apoyo R2.

Figura 20. **Diagrama de cuerpo libre de carga viva para corte de viga interna**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Carga por factor de distribución

$$5,454.55 * 1.585 = 8,645.46 \text{ kg}$$

$$1,363.64 * 1.585 = 2,161.37 \text{ kg}$$

Cálculo de reacciones "R1" y "R2"

$$\sum M_{R2} = 0$$

$$R1(15) - 8,645.46(15) - (2,161.37)(15 - 4.27) = 0$$

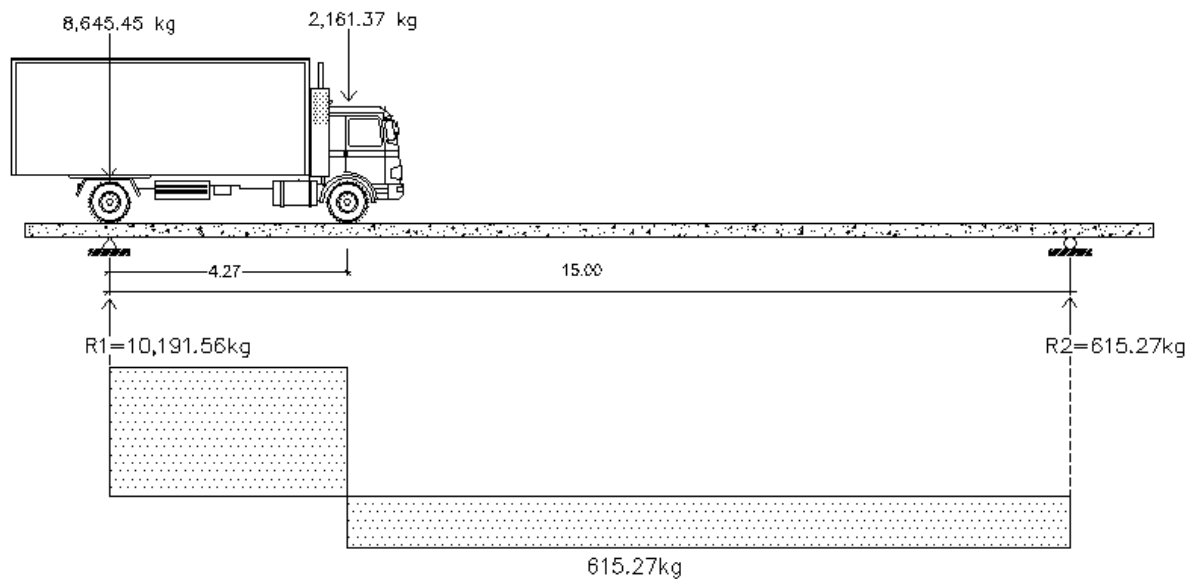
$$R1 = V_{cv} = 10,191.56 \text{ kg}$$

$$\sum F_y = 0 \quad +\uparrow$$

$$10,191.56 + R2 - 8,645.46 - 2,161.37 = 0$$

$$R2 = 615.27 \text{ kg}$$

Figura 21. Diagrama de corte producido por la carga viva de viga interna



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Corte por impacto:

$$V_I = V_{cv} * I$$

$$V_I = 10,191.56 * 1.29$$

$$V_I = 13,147.11 \text{ kg}$$

- Diseño a corte:

$$V_u = 1.3[V_{cm} + \frac{5}{3}(V_{cv} * I)]$$

$$V_{u \text{ max}} = 1.3[16,613.10 + \frac{5}{3}(13,147.11)]$$

$$V_{u\ max} = 50,082.44\ kg$$

- Cortante que resiste el concreto:

$$V_{cu} = 0.53 * \gamma * \sqrt{f'c} * bd$$

$$V_{cu} = 0.53 * 0.85 * \sqrt{210} * 60 * 115$$

$$V_{cu} = 45,045.72\ kg$$

- Cortante faltante (V_s):

$$V_s = V_u - V_{cu}$$

$$V_s = 50,082.44 - 45,045.72$$

$$V_s = 5,036.72\ kg$$

- Calculo de espaciamento:

$$S = \frac{2 * \emptyset * fy * d}{V_s}$$

Donde:

S = Espaciamento de estribos

\emptyset = Diametro de varila propuesto en cm^2

d = Peralte efectivo en cm

V_s = Cortante faltante en kg

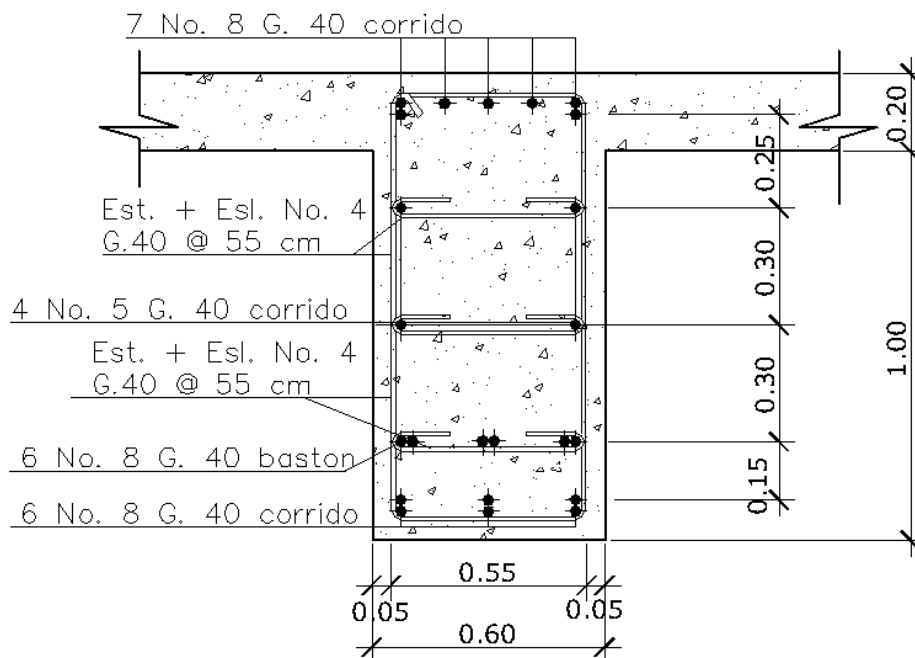
$$S = \frac{2 * 1.27 * 2,810 * 115}{5,036.72} = 162.96\ cm$$

- Espaciamiento de refuerzo para viga interna parte central, ACI 318-11 sección 11.5

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{115}{2} = 57.5 \cong 55 \text{ cm}$$

Colocar estribos y eslabones de varilla Núm.4 Grado 40 @ 55 cm

Figura 22. **Detalle de estribos y eslabones de viga interna parte central**



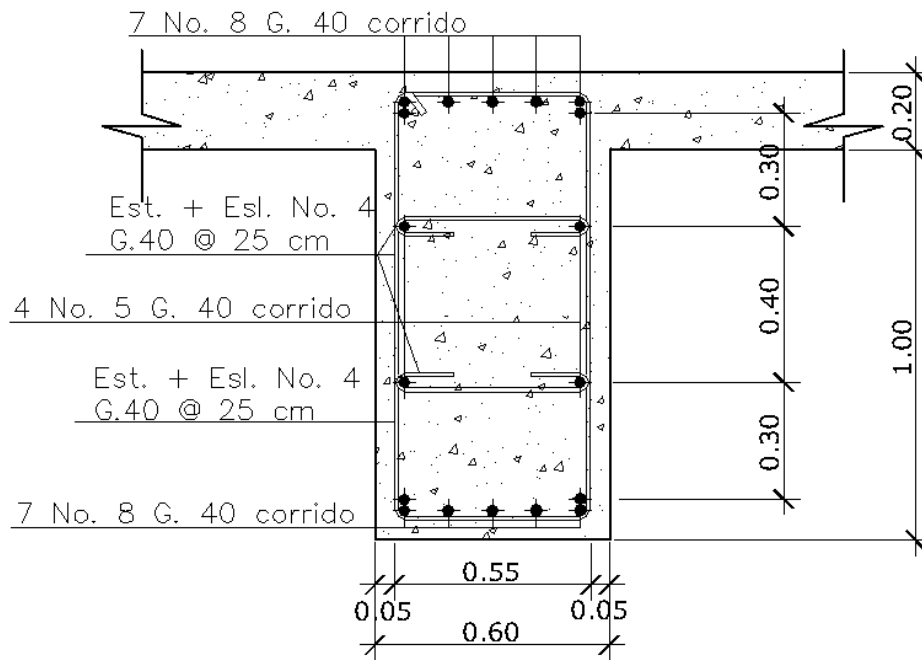
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Espaciamiento de refuerzo para viga interna a L/4 del apoyo

$$S_{L/4} = \frac{S_{max}}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \cong 25 \text{ cm}$$

Para L/4 colocar estribos y eslabones de varilla núm.4 G40 @ 25 cm

Figura 23. **Detalle de estribos y eslabones de viga interna a L/4 del apoyo**

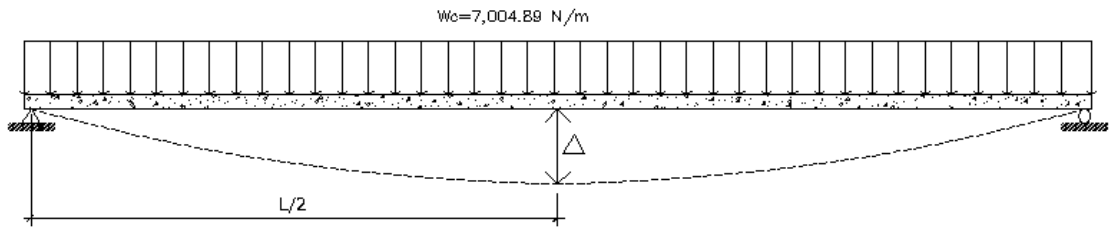


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- **Deflexión**

La máxima deflexión deberían estar cargados todos los elementos portantes de igual manera utilizando la carga viva vehicular incluyendo el incremento por carga dinámica.

Figura 24. **Detalle de contraflecha de viga**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

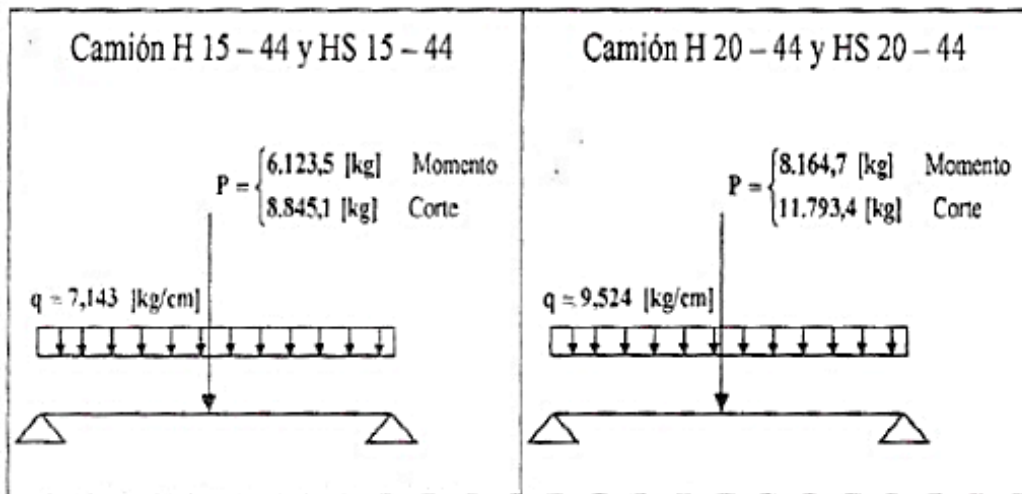
Tabla XV. **Tabla de límites de deflexión según AASHTO sección 2.5.2.6.2**

Carga vehicular, general	$L/800$
Cargas vehiculares y/o peatonales	$L/1000$
Carga vehicular sobre voladizos	$L/300$
Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos	$L/375$

L en (mm)

Fuente: elaboración propia.

Figura 25. **Carga distribuida equivalente al flujo vehicular según especificación AASHTO 3.7.1.2**



Fuente: Figura 2.5, AASHTO 3.7.1.2

- Deflexión de la viga

$$\Delta = \frac{5 * W * L^4}{384 * E * I}$$

Donde:

$W =$ Carga distribuida $\left(\frac{N}{m}\right)$ para camion H15 - 44

$L =$ Longitud total de la viga (m)

$E =$ Modulo de young del concreto ($N \cdot m^2$)

$I =$ Inercia (m^2)

Datos:

$$W = 7004.89 \text{ N/m}$$

$$L = 15.00 \text{ m}$$

$$E = 5100 * \sqrt{f'c} = 21444339420 \text{ N/m}^2$$

$$I = \frac{1}{12} * b * h = \frac{1}{12} * 0.60 * 1.20 = 0.06 \text{ m}^2$$

Cálculo:

$$\Delta = \frac{5 * W * L^4}{384 * E * I}$$

$$\Delta = 0.0035 \text{ m} \cong 3.5 \text{ mm}$$

- Deflexión máxima de la viga

Según la tabla XV se toma el límite para cargas vehiculares y/o peatonales siendo esta:

$$\Delta_{max} = \frac{L}{1\ 000}$$

Donde:

Δ_{max} = Deflexión máxima según AASHTO 2.5.2.6.2

L = Longitud total de la viga (mm)

Datos:

$L = 15,000 \text{ mm}$

$$\Delta_{max} = \frac{15\ 000}{1\ 000} = 15 \text{ mm}$$

En comparación del resultado obtenido con la deflexión máxima respecto a la deflexión permisible se obtiene:

$$\Delta \leq \Delta_{max}$$

$$3,5 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm}$$

La sección de la viga sí es adecuada por deflexión.

2.2.7.2.5. Diseño de viga exterior

A continuación se describe el diseño de la viga exterior.

- Cálculo de momentos generado por carga muerta

Tabla XVI. **Tabla de integración de cargas muertas**

$W_1 = \text{Barandal (39 kg/m)}$
$W_2 = \text{Poste (54 kg/m)}$
$W_3 = \text{Banqueta (240 kg/m)}$
$W_4 = \text{Carpeta Asfáltica (105 kg/m)}$
$W_5 = \text{Losa voladizo (480 kg/m)}$
$W_6 = \text{Losa interior (480 kg/m)}$
$W_7 = \text{Peso viga (1,440 kg/m)}$
$\sum W_n = 2,838 \text{ kg/m}$

$P_1 \text{ diaf int} = 1,296 \text{ kg}$
$P_2 \text{ diaf ext} = 777,60 \text{ kg}$

$$M_{CM} = \frac{W_{cm} * L^2}{8} + P * a$$

Donde:

$W_{cm} = \text{Carga muerta}$

$L = \text{Longitud total de la viga (15,00m)}$

$P = \text{Peso muerto que transmiten los diafragmas}$

$a = \text{Distancia del diafragma al apoyo}$

Cálculo:

$$M_{CM(\max)} = \frac{2,838 * 15^2}{8} + (1296 * 7.5) + (777.60 * 2.5)$$

$$M_{CM(\max)} = 91,482.75 \text{ kg} - m$$

$$M_{CM(L/4)} = \frac{2,838 * 7.5^2}{8} + (1296 * 7.5) + (777.60 * 2.5)$$

$$M_{CM(L/4)} = 31,562.44 \text{ kg} - m$$

- Momento actuante viga exterior

La integración de los momentos producidos por las distintas fuerzas que afectan la estructura, las normas AASHTO 1.2.22 lo simplifican con la siguiente fórmula:

Datos:

$$M_{CVmax} = 22,658.55 \text{ kg} - m; \text{ Calculado en la página Núm. 84}$$

$$I = 1.29 ; \text{ Calculado en la página Núm. 85}$$

$$FD = 1.585 ; \text{ Calculado en la página Núm. 80}$$

$$M_{CV \text{ a } L/4} = 12,777.30 \text{ kg} - m ; \text{ Calculado en la página Núm. 84}$$

$$Mu = 1.3(M_{CM} + \frac{5}{3}(M_{CV} * I * FD))$$

$$Mu = 1.3(91,482.75 + \frac{5}{3}(22,658.55 * 1.29 * 1.585))$$

$$Mu = 219,306.64 \text{ kg} - m$$

$$M_{(L/4)} = 1.3(31,562.44 + \frac{5}{3}(12,777.30 * 1.29 * 1.585))$$

$$M_{(L/4)} = 97,635.57 \text{ kg} - m$$

- Cálculo del refuerzo de la viga externa parte central

Se tiene una viga rectangular de 1,20 x 0,60 m respectivamente; se procederá con el cálculo del refuerzo de la viga y se asignará un recubrimiento de 5.00 cm según ACI 318-11 sección 7.7.1.

Tomando varilla Núm. 8 grado 40:

$$d = t - R - \frac{\emptyset}{2}$$

Donde:

d = Peralte efectivo en m

t = Espesor en m

R = Recubrimiento de 5.00 cm

\emptyset = Diámetro de la varilla usada (No. 8 = 2.54 cm)

Cálculo:

$$d = 1,20 - 0,05 - \frac{0,0254}{2} = 1,137 \text{ m}$$

- Calculando el acero a emplearse

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

Donde:

$f'c$ = Resistencia del concreto en kg/cm^2

f_y = Módulo de fluencia del acero en kg/cm^2

Mu = Momento último en $kg - cm$

b = Base cm

d = Peralte efectivo en cm

Datos:

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

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

$$Mu = 21,930,664 \text{ kg} - \text{cm}; \text{ calculado en la pagina No. 108}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$d = 113.7 \text{ cm}; \text{ calculado en la pagina No. 109}$$

Cálculo:

$$As = 0.85 * \frac{210 * 60 * 113.7}{2,810} - \sqrt{\frac{(0.85 * 210 * 60 * 113.7)^2 - \frac{1.7}{0.9} (210 * 60 * 21,930,665.09)}{2,810^2}}$$

$$As = 84.51 \text{ cm}^2$$

- Área de acero mínima

$$\frac{0.80 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d \geq \frac{14.1}{fy} * b * d$$
$$\frac{0.80 * \sqrt{210}}{2,810} * 60 * 113.7 \geq \frac{14.1}{2,810} * 60 * 113.7$$
$$28.15 \text{ cm}^2 \geq 34.23 \text{ cm}^2$$
$$As_{min} = 34.23 \text{ cm}^2$$

- Área de acero máxima

$$As_{max} = \rho_{max} * b * d$$

$$\rho_{bal} = \frac{0.85 * \beta * f'c}{fy} \left[\frac{6120}{6120 + fy} \right]$$

Donde:

ρ_{bal} = Factor que delimita el área de acero

ρ_{max} = Factor que garantiza que el acero fluya antes

β = Factor que depende de la resistencia del concreto $\beta = 0.85$

$f'c$ = Resistencia del concreto en kg/cm^2

fy = Módulo de fluencia del acero en kg/cm^2

$$\rho_{bal} = 0.037004180$$

$$\rho_{max} = \rho_{bal} * 0.50 \text{ (Factor sísmico)}$$

$$\rho_{max} = 0.01850209$$

Cálculo:

$$As_{max} = 0.01850209 * 60 * 113.7$$

$$As_{max} = 126.22 \text{ cm}^2$$

El normativo ACI 318-2011 indica lo siguiente:

$$As_{min} \leq As \leq As_{max}$$

El área calculada cumple con las condiciones del ACI por lo tanto se utiliza la siguiente área de acero obtenida:

$$As_{flexion} = 84.51 \text{ cm}^2$$

- Cuantificación de varillas
 - Cama Inferior

Se tiene que el área de acero a flexión es 84,51 cm^2 y para la distribución del acero se utilizará varilla de la siguiente manera:

Utilizando varilla núm. 8 (5.07cm²), se obtiene lo siguiente:

$$\begin{aligned} 5.07 \text{ cm}^2 & \text{-----} 1\text{var} \\ 84.51 \text{ cm}^2 & \text{-----} X \\ X & = 16.66 \approx 17 \text{ varillas} \end{aligned}$$

Utilizar 17 varillas núm. 8 grado 40 (Cama inferior)

- Cama Superior

Para acero en compresión para vigas se debe de utilizar el 33 % del acero a flexión como lo indica ACI 318-11

$$A_{s_{compresion}} = 33\% * A_{s_{flexion}}$$

$$A_{s_{compresion}} = 33\% * 84.51$$

$$A_{s_{compresion}} = 27.89 \text{ cm}^2$$

El normativo ACI 318-2011 indica lo siguiente:

$$A_{s_{min}} \leq A_{s_{compresion}} \leq A_{s_{max}}$$

El área calculada tiene que ser mayor que el área de acero mínima y menor que el área de acero máxima, como no cumple debido a que el área mínima es mayor que el área calculada, se usa el valor del área de acero mínimo.

$$A_{s_{min}} = 34.23 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla núm. 8 (5.07cm²), se obtiene lo siguiente:

$$\begin{array}{r} 5.07 \text{ cm}^2\text{-----}1\text{var} \\ 34.23 \text{ cm}^2\text{-----}X \\ X=6.75\approx 7 \text{ varillas} \end{array}$$

Utilizar 7 varillas núm. 8 grado 40 (Cama superior)

– **Refuerzo adicional**

Según AASHTO es necesario reforzar la viga con acero adicional por ser el peralte tan grande, reforzando el área intermedia de la viga, para no dejar un área grande de concreto sin acero; por tal razón se recomienda un refuerzo adicional de 0,25 plg² por cada pie de alto (5,37 cm² por metro de alto).

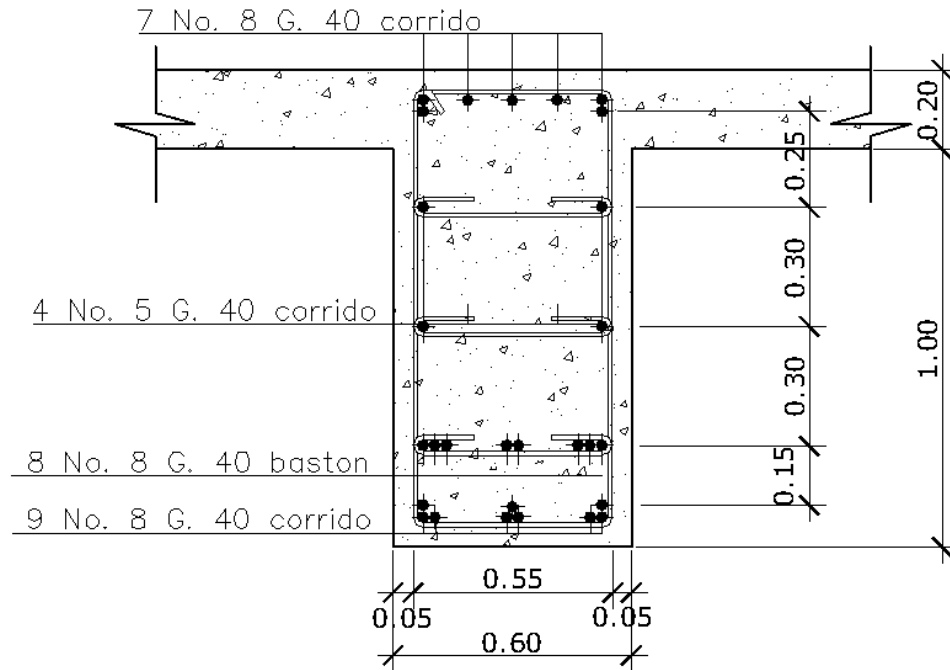
$$R_{ad} = (1,20m)(5,37cm^2) = 6,44cm^2$$

Utilizando varilla núm.5 (1,98 cm²), se obtiene lo siguiente:

$$\begin{array}{r} 1,98 \text{ cm}^2\text{-----}1\text{var} \\ 6,44 \text{ cm}^2\text{-----}X \\ X=3,25 \approx 4 \text{ varillas} \end{array}$$

Utilizar 4 varillas núm. 5 grado 40 (Refuerzo adicional)

Figura 26. **Detalle de refuerzo viga externa parte central**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Cálculo del refuerzo de la viga externa a L/4 del apoyo

Se tiene una viga rectangular de 1.20 x 0.60 m respectivamente, se procederá con el cálculo del refuerzo de la viga y se asignara un recubrimiento de 5.00 cm según ACI 318-11 sección 7.7.1.

$$A_s = 0.85 * \frac{f'_c * b * d}{f_y} - \sqrt{\frac{(0.85 * f'_c * b * d)^2 - \frac{1.7}{0.9} (f'_c * b * Mu)}{f_y^2}}$$

Donde:

$A_s = \text{Área de acero en } cm^2$

$f'c = \text{Resistencia del concreto en } kg/cm^2$

$f_y = \text{Módulo de fluencia del acero en } kg/cm^2$

$M_u = \text{Momento último en } kg - cm; \text{ calculado en la pagina No. 108}$

$b = \text{Base } cm$

$d = \text{Peralte efectivo en } cm; \text{ calculado en la pagina No. 109}$

Datos:

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

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

$M_u = 9,763,557 \text{ } kg - cm$

$b = 60 \text{ } cm$

$d = 113.7 \text{ } cm$

Cálculo:

$$A_s = 0.85 * \frac{210 * 60 * 113.7}{2,810} - \sqrt{\frac{(0.85 * 210 * 60 * 113.7)^2 - \frac{1.7}{0.9} (210 * 60 * 9,763,557)}{2,810^2}}$$
$$A_s = 35.40 \text{ } cm^2$$

- Área de acero mínima

$$\frac{0.80 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b * d \geq \frac{14.1}{f_y} * b * d$$

$$\frac{0.80 * \sqrt{210}}{2,810} * 60 * 113.7 \geq \frac{14.1}{2,810} * 60 * 113.7$$

$$28.15 \text{ } cm^2 \geq 34.23 \text{ } cm^2$$

$$A_{s_{min}} = 34.23 \text{ } cm^2$$

- Área de acero máxima

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d$$

$$\rho_{bal} = \frac{0.85 * \beta * f'c}{f_y} \left[\frac{6120}{6120 + f_y} \right]$$

Donde:

ρ_{bal} = Factor que delimita el área de acero

ρ_{max} = Factor que garantiza que el acero fluya antes

β = Factor que depende de la resistencia del concreto $\beta = 0.85$

$f'c$ = Resistencia del concreto en kg/cm^2

f_y = Módulo de fluencia del acero en kg/cm^2

$$\rho_{bal} = 0.037004180$$

$$\rho_{max} = \rho_{bal} * 0.50 \text{ (Factor sísmico)}$$

$$\rho_{max} = 0.01850209$$

Cálculo:

$$A_{s_{max}} = 0.01850209 * 60 * 115$$

$$A_{s_{max}} = 127.66 \text{ cm}^2$$

El normativo ACI 318-2011 indica lo siguiente:

$$A_{s_{min}} \leq A_s \leq A_{s_{max}}$$

El área calculada cumple con las condiciones del ACI por lo tanto se utiliza la siguiente área de acero obtenida:

$$A_{s_{flexion}} = 35.40 \text{ cm}^2$$

- Cuantificación de varillas
 - Cama Inferior

Se tiene que el área de acero a flexión es 35,40 cm² y para la distribución del acero se utilizará varilla de la siguiente manera:

Utilizando varilla núm. 8 (5.07cm²), se obtiene lo siguiente:

$$\begin{aligned}
 5.07 \text{ cm}^2 & \text{-----} 1\text{var} \\
 35.40 \text{ cm}^2 & \text{-----} X \\
 X & = 6.98 \approx 7 \text{ varillas}
 \end{aligned}$$

Utilizar 7 varillas núm. 8 grado 40 (Cama inferior)

- Cama Superior

Para acero en compresión para vigas se debe de utilizar el 33% del acero a flexión como lo indica ACI 318-11

$$\begin{aligned}
 A_{s_{compresion}} & = 33\% * A_{s_{flexion}} \\
 A_{s_{compresion}} & = 33\% * 34.62 \\
 A_{s_{compresion}} & = 11.68 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

El normativo ACI 318-2011 indica lo siguiente:

$$A_{s_{min}} \leq A_{s_{compresion}} \leq A_{s_{max}}$$

El área calculada tiene que ser mayor que el área de acero mínima y menor que el área de acero máxima, como no cumple debido a que el área

mínima es mayor que el área calculada, se usa el valor del área de acero mínimo.

$$A_{s_{min}} = 34.62 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla núm. 8 (5.07cm²), se obtiene lo siguiente:

$$\begin{aligned} 5.07 \text{ cm}^2 & \text{-----} 1\text{var} \\ 34.62 \text{ cm}^2 & \text{-----} X \\ X & = 6.83 \approx 7 \text{ varillas} \end{aligned}$$

Utilizar 7 varillas núm. 8 grado 40 (Cama superior)

- Refuerzo adicional

Según AASHTO es necesario reforzar la viga con acero adicional por ser el peralte tan grande, reforzando el área intermedia de la viga, para no dejar un área grande de concreto sin acero, por tal razón se recomienda un refuerzo adicional de 0,25 plg² por cada pie de alto (5,37cm² por metro de alto).

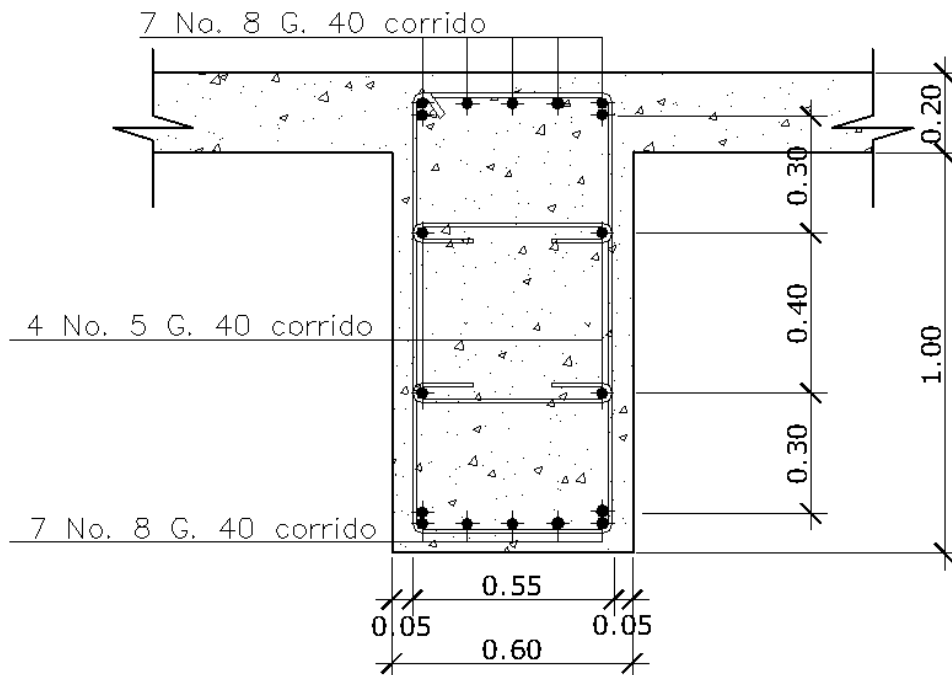
$$R_{ad} = (1.20m)(5.37\text{cm}^2) = 6.44\text{cm}^2$$

Utilizando varilla Núm.5 (1.98 cm²), se obtiene lo siguiente:

$$\begin{aligned} 1.98 \text{ cm}^2 & \text{-----} 1\text{var} \\ 6.44 \text{ cm}^2 & \text{-----} X \\ X & = 3.25 \approx 4 \text{ varillas} \end{aligned}$$

Utilizar 4 varillas núm. 5 grado 40 (Refuerzo adicional)

Figura 27. **Detalle de refuerzo viga externa a L/4 del apoyo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- **Diseño a corte**

El corte total es producido por los cortes de carga muerta, carga viva e impacto.

- **Corte debido a carga muerta**

$$V_{cm} = \frac{WL}{2} + \frac{\sum P}{2}$$

Donde:

W = Carga distribuida debido a la carga muerta de la losa y viga

L = Longitud total de la viga

$P =$ *Peso que transmiten los diafragmas*

Datos:

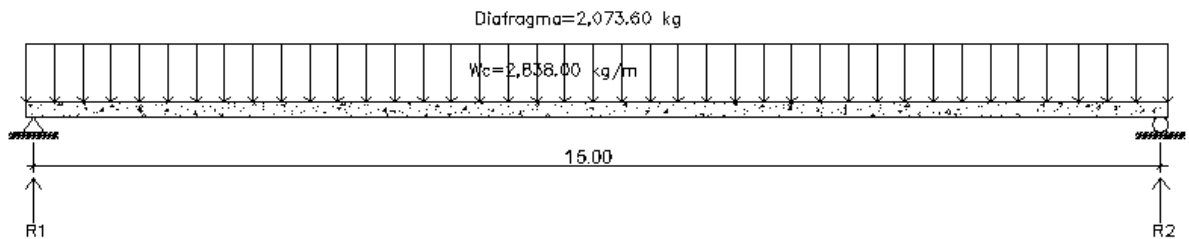
$$W = 2,838 \text{ kg/m}$$

$$L = 15.00 \text{ m}$$

$$P \text{ diaf int} = 1,296 \text{ kg}$$

$$P \text{ diaf ext} = 777.60 \text{ kg}$$

Figura 28. **Carga distribuida para corte de viga externa**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Cálculo:

$$V_{cm} = \frac{2,838 * 15}{2} + \frac{(1,296 * 1 + 777.60 * 2)}{2}$$

$$V_{cm} = R1 = R2 = 22,710.60 \text{ kg}$$

$$V_{\left(\frac{L}{4}\right)} = 22,710.60 - [2,838(3.75) + 2,073.60]$$

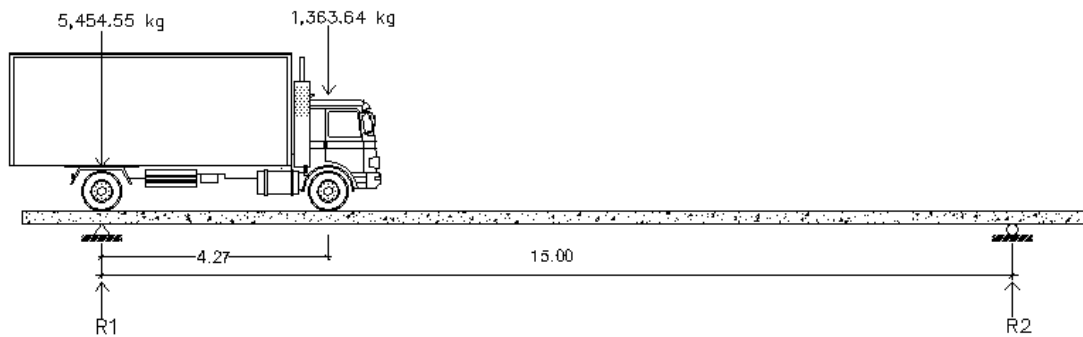
$$V_{\left(\frac{L}{4}\right)} = 9,994.50 \text{ kg}$$

- Corte debido a carga viva

El corte máximo se da cuando la carga mayor o eje trasero de la carrocería del camión está ejerciendo fuerza sobre el apoyo afectado.

Para este caso, el corte máximo será el valor de la reacción R1, la cual se calcula haciendo sumatoria de momentos en el apoyo R2.

Figura 29. **Diagrama de cuerpo libre de carga viva para corte de viga externa**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Carga por factor de distribución

$$5,454.55 * 1.585 = 8,645.46 \text{ kg}$$

$$1,363.64 * 1.585 = 2,161.37 \text{ kg}$$

- Cálculo de reacciones "R1" y "R2"

$$\sum M_{R2} = 0$$

$$R1(15) - 8,645.46(15) - (2,161.37)(15 - 4.27) = 0$$

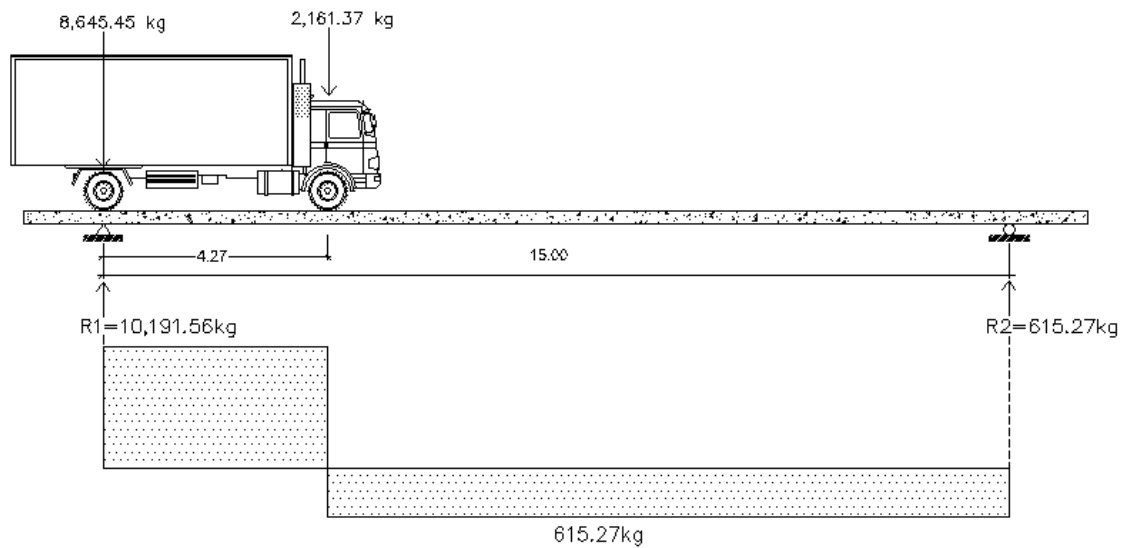
$$R1 = V_{cv} = 10,191.56 \text{ kg}$$

$$\sum F_y = 0 \quad +\uparrow$$

$$10,191.56 + R2 - 8,645.46 - 2,161.37 = 0$$

$$R2 = 615.27 \text{ kg}$$

Figura 30. Diagrama de corte producido por la carga viva de viga externa



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Corte por impacto:

$$V_I = V_{cv} * I$$

$$V_I = 10,191.56 * 1.29$$

$$V_I = 13,147.11 \text{ kg}$$

- Diseño a corte:

$$V_u = 1.3[V_{cm} + \frac{5}{3}(V_{cv} * I)]$$

$$V_{u\ max} = 1.3[22.710.60 + \frac{5}{3}(13,147.11)]$$

$$V_{u\ max} = 58,009.19\ kg$$

- Cortante que resiste el concreto:

$$V_{cu} = 0.53 * \gamma * \sqrt{f'c} * bd$$

$$V_{cu} = 0.53 * 0.85 * \sqrt{210} * 60 * 115$$

$$V_{cu} = 45,045.72\ kg$$

- Cortante faltante (V_s):

$$V_s = V_u - V_{cu}$$

$$V_s = 58,009.19 - 45,045.72$$

$$V_s = 12,963.47\ kg$$

- Cálculo de espaciamiento:

$$S = \frac{2 * \emptyset * f_y * d}{V_s}$$

Donde:

S = Espaciamiento de estribos

\emptyset = Diámetro de varila propuesto en cm^2

d = Peralte efectivo en cm

V_s = Cortante faltante en kg

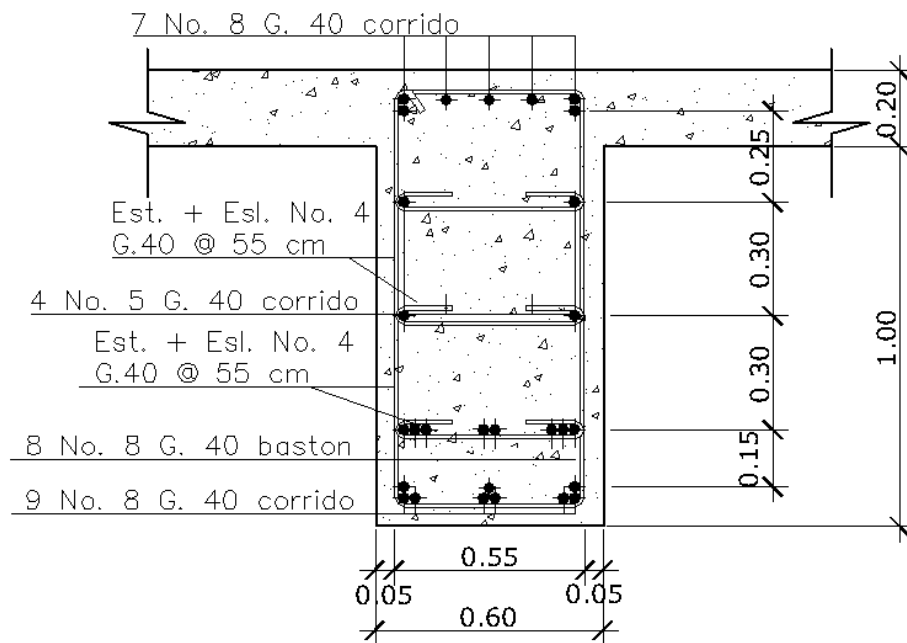
$$S = \frac{2 * 1.27 * 2,810 * 115}{12,963.47} = 63.32 \text{ cm}$$

- Espaciamiento de refuerzo para viga externa parte central, ACI 318-11 sección 11,5.

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{115}{2} = 57.5 \cong 55 \text{ cm}$$

Colocar estribos y eslabones de varilla núm.4 4G0 @ 55 cm

Figura 31. **Detalle de estribos y eslabones de viga externa parte central**



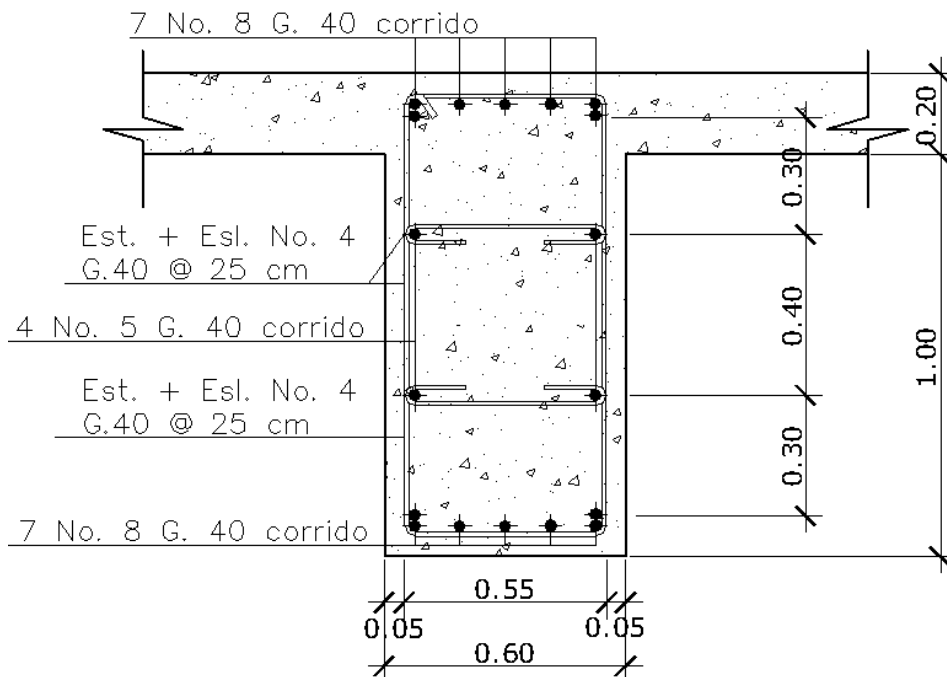
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Espaciamiento de refuerzo para viga externa a L/4 del apoyo

$$S_{L/4} = \frac{S_{max}}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \cong 25 \text{ cm}$$

Para L/4 colocar estribos y eslabones de varilla Núm.4 G40 @ 25 cm

Figura 32. **Detalle de estribos y eslabones de viga externa a L/4 del apoyo**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.2.7.2.6. Diseño de diafragma

La especificación AASHTO 1.7.4 (D) dice, que en construcción, un diafragma intermedio es recomendado en el punto de máximo momento positivo

para luces mayores de 40 pies (12,19 m). Debido a que la luz del puente es de 15 m si se utilizará diafragma intermedio.

Para efectos del proyecto se utilizaran tres diafragmas, a una distancia de 2,50 m de separación del apoyo, dado que la luz del puente es de 15.00 m. Para determinar su altura es necesario conocer la altura de las vigas principales, ya que los diafragmas se hacen aproximadamente $\frac{3}{4}$ de altura de viga. En cualquiera de los casos, la altura mínima será de 50,00 cm.

- Diafragma interior

- Altura

$$H_{diaf} = \frac{3}{4} * H_{viga}$$

$$H_{diaf} = 0,75m \cong 75cm$$

- Base

$$b_{diaf} = 0,5 * H_{diaf}$$

$$b_{diaf} = 0,40m \cong 40cm$$

(Ancho mínimo normal de la base = 0,30m de diafragma)

- Integración carga muerta diafragma interior

$$W_{diaf} = W_c * H_{diaf} * b_{diaf}$$

$$W_{diaf} = 720 \text{ kg} - m$$

- Refuerzo de diafragma interior

Según especificación AASHTO, el refuerzo será equivalente al acero mínimo requerido por la sección, tanto en cama inferior como superior.

Se tiene un diafragma rectangular de 0,75 x 0,40 m respectivamente, se procederá con el cálculo del refuerzo del diafragma y se asignará un recubrimiento de 2,50 cm según ACI 318-11 sección 7.7.1.

Tomando varilla núm. 8 grado 40:

$$d = t - R - \frac{\phi}{2}$$

Donde:

d = Peralte efectivo en m

h = Altura en m

R = Recubrimiento de 2.50 cm

ϕ = Diámetro de la varilla usada (No. 6 = 1.905 cm)

Cálculo:

$$d = 0.75 - 0.025 - \frac{0.01905}{2} = 0.72 \text{ m}$$

- Refuerzo Longitudinal

$$\frac{0.80 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d \geq \frac{14.1}{fy} * b * d$$

Donde:

$d = 72 \text{ cm}$

$b = 40 \text{ cm}$

$$\frac{0.80 * \sqrt{210}}{2,810} * 40 * 72 \geq \frac{14.1}{2,810} * 40 * 72$$

$$11.88 \text{ cm}^2 \geq 14.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 14.45 \text{ cm}^2$$

- Cuantificación de varillas

Utilizando varilla núm.6 (2.85 cm²), se obtiene lo siguiente:

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

$$14.45 \text{ cm}^2 \text{-----} X$$

$$X = 5.07 \approx 5 \text{ varillas}$$

Utilizar 5 varillas núm. 6 grado 40 (Cama superior e inferior)

- Distribución de varillas, ACI 318-11 sección 11.5

$$s_{max} = 0.5 * d$$

Donde:

s = *espaciamiento de estribos*

Cálculo:

$$s_{max} = 0.5 * 0.72 = 0.36 \approx 0.35 \text{ m}$$

Colocar estribos y eslabones de varilla núm. 4 grado 40 @ 35 cm

- Refuerzo adicional

Según AASHTO es necesario reforzar la viga con acero adicional por ser el peralte tan grande, reforzando el área intermedia de la viga, para no dejar un

área grande de concreto sin acero; por tal razón se recomienda un refuerzo adicional de 0.25 plg² por cada pie de alto (5.37cm² por metro de alto).

$$R_{ad} = (0.75m)(5.37cm^2) = 4.03cm^2$$

Utilizando varilla Núm.5 (1.98 cm²), se obtiene lo siguiente:

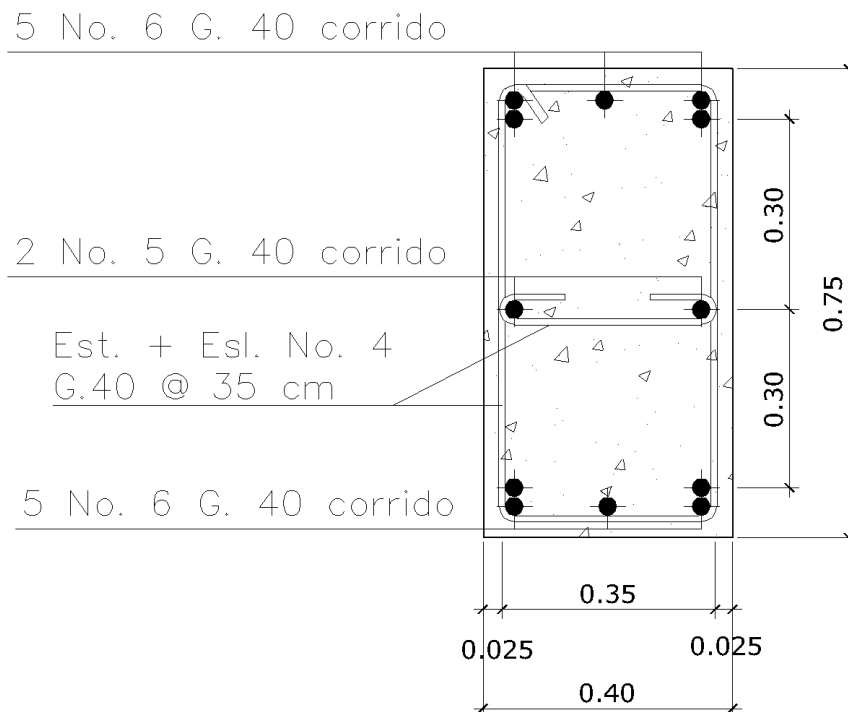
$$1.98 \text{ cm}^2 \text{-----} 1 \text{ var}$$

$$4.03 \text{ cm}^2 \text{-----} X$$

$$X = 2.03 \approx 2 \text{ varillas}$$

Utilizar 2 varillas núm. 5 grado 40 (Refuerzo adicional)

Figura 33. **Detalle de armado de diafragma interior**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Diafragma exterior

- Altura

$$H_{diaf} = 1/2 * H_{viga}$$

$$H_{diaf} = 0.60m \cong 60cm$$

- Base

$$b_{diaf} = 0.5 * H_{diaf}$$

$$b_{diaf} = 0.30m \cong 30cm$$

(Ancho mínimo normal de la base = 0,30 m de diafragma)

- Integración carga muerta diafragma exterior

$$W_{diaf} = Wc * H_{diaf} * b_{diaf}$$

$$W_{diaf} = 432 \text{ kg} - m$$

- Refuerzo de diafragma exterior

Según especificación AASHTO, el refuerzo será equivalente al acero mínimo requerido por la sección, tanto en cama inferior como superior.

Se tiene un diafragma rectangular de 0,60 x 0,30 m respectivamente, se procederá con el cálculo del refuerzo del diafragma y se asignará un recubrimiento de 2,50 cm según ACI 318-11 sección 7.7.1.

Tomando varilla núm. 8 grado 40:

$$d = t - R - \frac{\emptyset}{2}$$

Donde:

$d =$ Peralte efectivo en m

$h =$ Altura en m

$R =$ Recubrimiento de 2.50 cm

$\emptyset =$ Diámetro de la varilla usada (No. 6 = 1.905 cm)

Cálculo:

$$d = 0.60 - 0.025 - \frac{0.01905}{2} = 0.57 \text{ m}$$

- Refuerzo Longitudinal

$$\frac{0.80 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d \geq \frac{14.1}{fy} * b * d$$

Donde:

$d = 57 \text{ cm}$

$b = 30 \text{ cm}$

$$\frac{0.80 * \sqrt{210}}{2,810} * 30 * 57 \geq \frac{14.1}{2,810} * 30 * 57$$

$$7.05 \text{ cm}^2 \geq 8.58 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 8.58 \text{ cm}^2$$

- Cuantificación de varillas

Utilizando varilla núm. 6 (2.85 cm²), se obtiene lo siguiente:

2.85 cm²-----1var

8.58 cm²-----X

$$X=3.01 \approx 3 \text{ varillas}$$

Utilizar 3 varillas núm. 6 grado 40 (Cama superior e inferior)

- Distribución de varillas, ACI 318-11 sección 11.5

$$s_{max} = 0.5 * d$$

Donde:

$s = \text{espaciamiento de estribos}$

Cálculo:

$$s_{max} == 0.5 * 0.57 = 0.285 \approx 0.30 \text{ m}$$

Colocar estribos y eslabones de varilla núm. 4 grado 40 @ 30 cm

- Refuerzo adicional

Según AASHTO es necesario reforzar la viga con acero adicional por ser el peralte tan grande, reforzando el área intermedia de la viga, para no dejar un área grande de concreto sin acero, por tal razón se recomienda un refuerzo adicional de $0,25 \text{ plg}^2$ por cada pie de alto ($5,37 \text{ cm}^2$ por metro de alto).

$$R_{ad} = (0.60 \text{ m})(5.37 \text{ cm}^2) = 3.22 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla Núm.5 (1.98 cm^2), se obtiene lo siguiente:

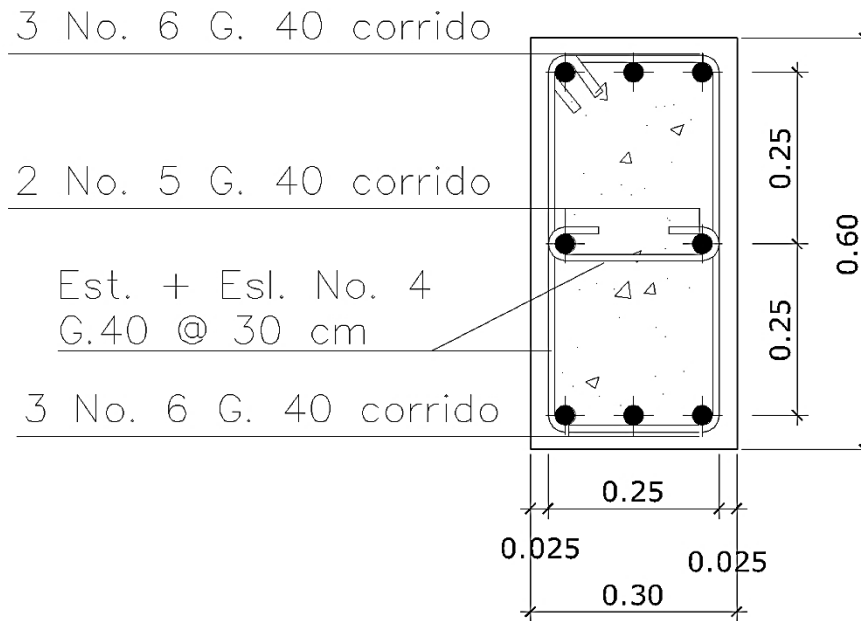
$$1.98 \text{ cm}^2 \text{-----} 1 \text{ var}$$

$$3.22 \text{ cm}^2 \text{-----} X$$

$$X=1.63 \approx 2 \text{ varillas}$$

Utilizar 2 varillas Núm. 5 grado 40 (Refuerzo adicional)

Figura 34. **Detalle de armado de diafragma exterior**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.2.8. Diseño de la subestructura

A continuación se describe el diseño de la subestructura.

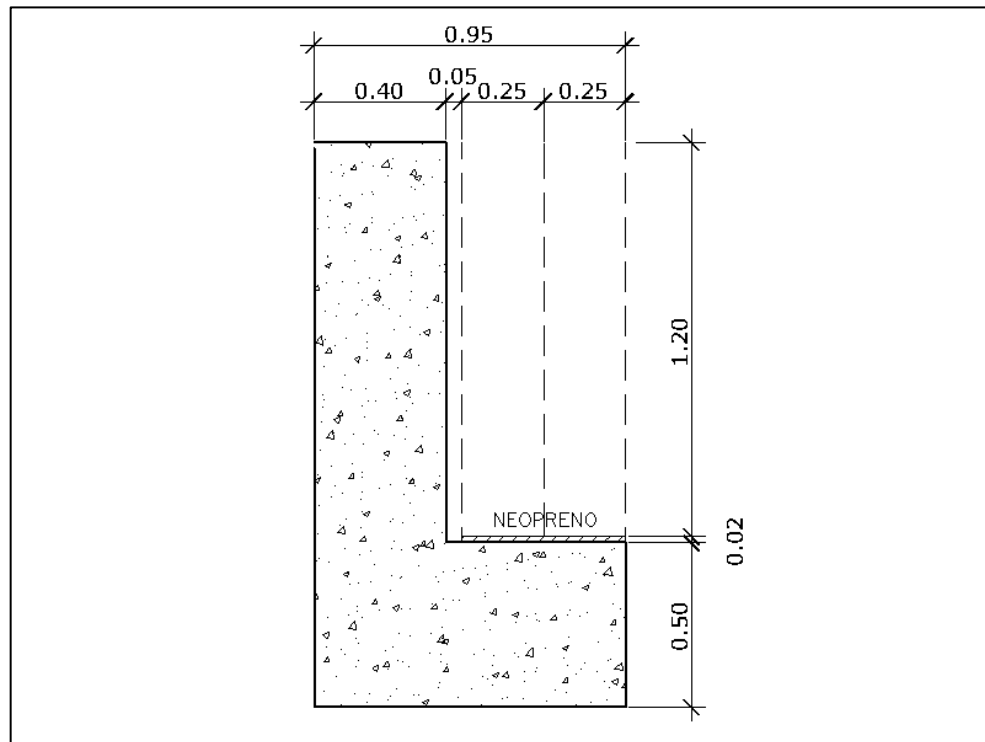
2.2.8.1. Análisis y diseño de estructura de apoyo

Según AASHTO 1.2.22, la cortina está empotrada sobre la viga de apoyo, actuando en ella las fuerzas de: empuje de tierra (E), fuerza de sismo (S), fuerza longitudinal (FL), la cortina debe diseñarse para tener un equivalente líquido de 2 pies de alto, con una presión de 480 kilogramos sobre metro cúbico, según especificación AASHTO 1.1.19:

$$b_{cortina} = 0.30 \text{ m} \rightarrow \text{mínimo}$$

$$H_{cortina} = H_{viga \text{ principal}} = 1.20 \text{ m}; \text{ calculado en la pagina No. 65 y 66}$$

Figura 35. Dimensiones de la cortina y viga de apoyo.



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

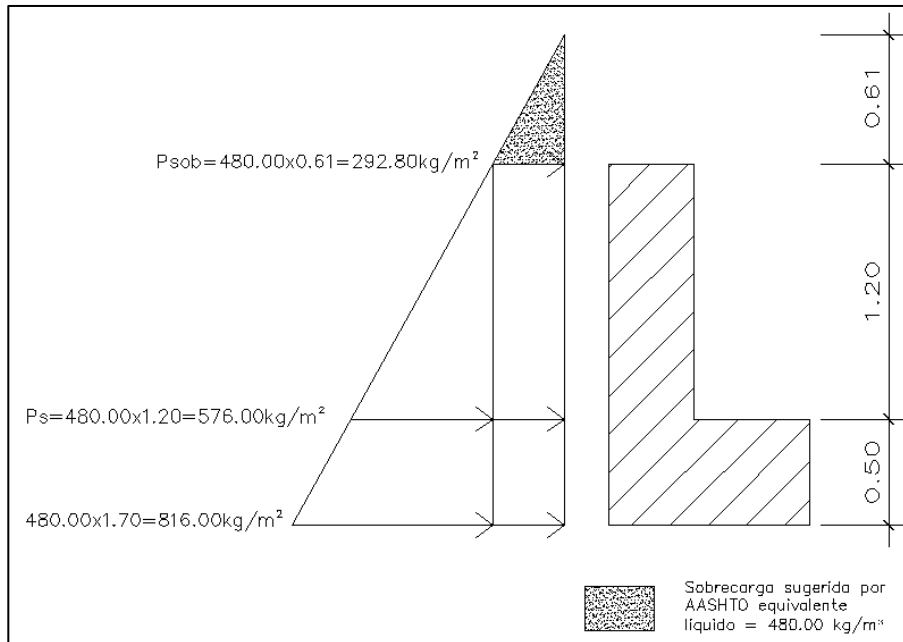
Se asume que la cortina está empotrada sobre la viga de apoyo. Para calcular el momento máximo de empotramiento, se utilizarán los siguientes grupos de cargas: según la AASHTO 3.22.1, los grupos III y VII.

Las fuerzas que intervienen en dichos grupos son:

2.2.8.1.1. Empuje de tierra (E)

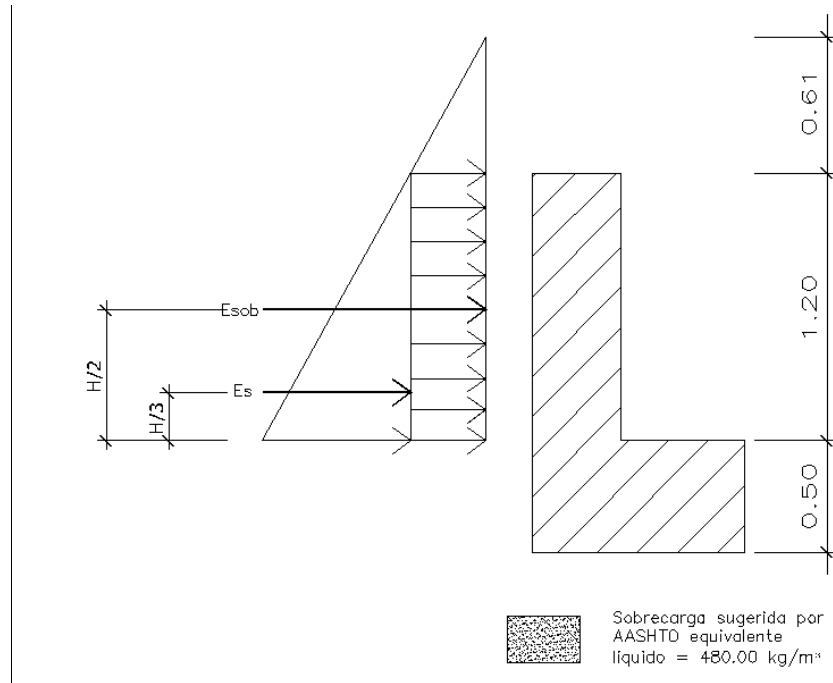
Se incrementará la altura de relleno en 2 pies (0.61 m), y de acuerdo a AASHTO 3,20 la estructura no debe diseñarse para menor de un equivalente líquido igual a 480,00 kg / m³.

Figura 36. Empuje sobre la cortina y viga de apoyo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 37. Evaluación de presiones



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Evaluando presiones:

$$P_{sob} = 480 * 0.61 = 292.80 \text{ kg/m}^2$$

$$P_s = 480 * 1.20 = 576.00 \text{ kg/m}^2$$

Donde:

P_{sob} = Presión de sobrecarga

P_s = Presión de suelo equivalente líquido

- Cálculo de empuje:

$$E = (P_{sob} * H) + (P_s * \frac{H}{2})$$

$$E = (292.80 * 1.20) + (576 * \frac{1.20}{2})$$

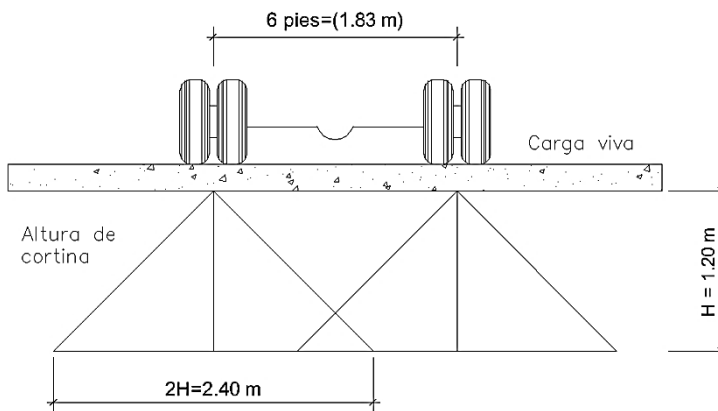
$$E = 696.96 \text{ kg/m}$$

$$E = 696.96 \text{ kg}$$

2.2.8.1.2. Fuerza longitudinal (FL)

Según AASHTO 1.2.13, la fuerza longitudinal debe ser el 5 % de la carga viva y su centro de gravedad, se aplica a 1.83 m (6'), sobre la rodadura.

Figura 38. Fuerza longitudinal en viga de apoyo (FL)



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

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

Donde:

FL = Fuerza longitudinal

P = Carga del camión en kg

H = Altura de la cortina en m

$$FL = \frac{0.05 * 6,818.19 \text{ kg}}{2 * 1.20 \text{ m}}$$

$$FL = 142.05 \frac{kg}{m} * 1.00 m$$

$$FL = 142.05 kg$$

La carga actuante está aplicada a 6,00 pies (1,83 m) sobre la superficie de la losa (AASHTO 3.9.1).

$$\text{Brazo de } FL = \text{brazo} = 1.83 m + 1.20 m = 3.03 m$$

2.2.8.1.3. Cálculo por sismo (EQ)

Se usará un coeficiente sísmico del 12 % siguiendo las especificaciones de AASHTO 3.21, 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 1,00 m de ancho.

$$W_{cortina} = 0.40 \times 1.20 \times 1.00 \times 2,400$$

$$W_{cortina} = 1,152.00 kg$$

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

$$EQ = 12\% * 1,152$$

$$EQ = 0.12 * 1,152$$

$$EQ = 138.24 kg$$

$$\text{Brazo al centro de gravedad} = \frac{H}{2} = \frac{1.20}{2} = 0.60 m$$

2.2.8.1.4. Combinación de cargas para momento

Siguiendo lo especificado en AASHTO 3.22.1, aplican lo siguiente, finalmente cuando existe sismo, se deberán comparar las fórmulas del grupo III y VII, se tomarán en cuenta, para la cuantía, el grupo con el valor más crítico.

- Para momentos:

$$\text{Grupo III: } 1.3(E_{sob1} + E_{s1} + FL_1)$$

$$\text{Grupo VII: } 1.3(E_{sob1} + E_{s1} + EQ)$$

- Para corte:

$$\text{Grupo III: } 1.3(E + FL)$$

$$\text{Grupo VII: } 1.3(E + EQ)$$

Donde:

E_s = Carga del suelo aplicada

E_{s1} = Carga del suelo aplicada (E_s), aplicada a $1/3$ de H

E_{sob} = Carga equivalente del rectángulo

E_{sob1} = Carga equivalente del rectángulo (E_{sob}), aplicada a $1/2$ de H

FL_1 = Momento de fuerza longitudinal

EQ = Momento de fuerza de sismo

FL = Fuerza longitudinal

E = Empuje

- Cálculo para momentos:

$$E_{sob1} = 292.80 * 1.20 * \frac{1.20}{2} = 210.82 \text{ kg} - m$$

$$E_{s1} = \left(\frac{1}{2} * 576.00 * 1.20\right) * \frac{1.20}{3} = 138.24 \text{ kg} - m$$

$$FL_1 = 142.05 * 3.03 = 430.41 \text{ kg} - m$$

$$EQ = 138.24 * 0.60 = 82.94 \text{ kg} - m$$

$$\text{Grupo III: } 1.3(E_{sob1} + E_{s1} + FL_1)$$

$$\text{Grupo III: } 1.3(210.82 + 138.24 + 430.41)$$

$$\text{Grupo III: } 1,013.31 \text{ kg} - m$$

$$\text{Grupo VII: } 1.3(E_{sob1} + E_{s1} + EQ)$$

$$\text{Grupo VII: } 1.3(210.82 + 138.24 + 82.94)$$

$$\text{Grupo VII: } 561.60 \text{ kg} - m$$

- Cálculo para corte:

$$\text{Grupo III: } 1.3(E + FL)$$

$$\text{Grupo III: } 1.3(696.96 + 142.05)$$

$$\text{Grupo III: } 1,090.71 \text{ kg}$$

$$\text{Grupo VII: } 1.3(E + EQ)$$

$$\text{Grupo VII: } 1.3(696.96 + 138.24)$$

$$\text{Grupo VII: } 1,085.76 \text{ kg}$$

El momento máximo y corte máximo se determina al comparar el momento producido por los dos grupos de cargas, el mayor corresponde al Grupo III.

$$M_u: 1,013.31 \text{ kg} - \text{m}$$

2.2.8.1.5. Cálculo del refuerzo

$$A_s = 0.85 * \frac{f'c * b * d}{f_y} - \sqrt{\frac{(0.85 * f'c * b * d)^2 - \frac{1.7}{0.9} (f'c * b * M_u)}{f_y^2}}$$

Donde:

A_s = Área de acero en cm^2

$f'c$ = Resistencia del concreto en kg/cm^2

f_y = Módulo de fluencia del acero en kg/cm^2

M_u = Momento último en $\text{kg} - \text{cm}$

b = Base en cm ; viga de apoyo

d = Peralte efectivo en cm ; cortina

- Peralte efectivo

Se tiene una cortina de 1,22 x 0,40 m respectivamente, se procederá con el cálculo del refuerzo de la cortina y se asignará un recubrimiento de 5.00 cm según ACI 318-11 sección 7.7.1.

Tomando varilla núm. 5 grado 40:

$$d = t - R - \frac{\emptyset}{2}$$

Donde:

d = Peralte efectivo en m

h = Altura en m

R = Recubrimiento de 0.05 m

$\emptyset =$ Diámetro de la varilla usada (No. 5 = 1.5875 cm)

Cálculo:

$$d = 1.22 - 0.05 - \frac{0.015875}{2} = 1.16 \text{ m}$$

Datos:

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

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

$$Mu = 101,331 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$d = 116 \text{ cm}$$

Resultado:

$$As = 0.85 * \frac{210 * 40 * 116}{2,810} - \sqrt{\frac{(0.85 * 210 * 40 * 116)^2 - \frac{1.7}{0.9} (210 * 40 * 101,331)}{2,810^2}}$$

$$As = 0.35 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero mínima**

$$\frac{0.80 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d \geq \frac{14.1}{fy} * b * d$$

Donde:

$$d = 116 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{0.80 * \sqrt{210}}{2,810} * 40 * 116 \geq \frac{14.1}{2,810} * 40 * 116$$

$$19.14 \text{ cm}^2 \geq 23.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 23.28 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero máxima**

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d$$

$$\rho_{bal} = \frac{0.85 * \beta * f'c}{fy} \left[\frac{6120}{6120 + fy} \right]$$

Donde:

ρ_{bal} = Factor que delimita el área de acero

ρ_{max} = Factor que garantiza que el acero fluya antes

β = Factor que depende de la resistencia del concreto $\beta = 0.85$

$f'c$ = Resistencia del concreto en kg/cm^2

fy = Módulo de fluencia del acero en kg/cm^2

$$\rho_{bal} = 0.037004180$$

$$\rho_{max} = \rho_{bal} * 0.50 \text{ (Factor sísmico)}$$

$$\rho_{max} = 0.01850209$$

Cálculo:

$$A_{s_{max}} = 0.01850209 * 40 * 115$$

$$A_{s_{max}} = 85.10 \text{ cm}^2$$

El normativo ACI 318-2011 indica lo siguiente:

$$A_{s_{min}} \leq A_s \leq A_{s_{max}}$$

El área calculada tiene que ser mayor que el área de acero mínima y menor que el área de acero máxima; como no cumple debido a que el área

mínima es mayor que el área calculada, se usa el valor del área de acero mínimo.

$$A_{s_{min}} = 23.08 \text{ cm}^2$$

- **Distribución de varillas**

Utilizando varilla núm.5 (1.98 cm²), se distribuye de la manera siguiente:

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

$$23.08 \text{ cm}^2 \text{-----} X$$

$$X = 11.66 \approx 12 \text{ varillas}$$

Utilizar 12 varillas núm. 5 grado 40, corridas.

2.2.8.1.6. Diseño a corte:

$$V_U = 1,090.71 \text{ kg}$$

- **Cortante que resiste el concreto:**

$$V_{cu} = 0.53 * \gamma * \sqrt{f'c} * bd$$

$$V_{cu} = 0.53 * 0.85 * \sqrt{210} * 40 * 115$$

$$V_{cu} = 30,030.48 \text{ kg}$$

Como $V_u < V_{cu}$ por lo tanto el concreto resiste y no se usará refuerzo

$$\text{Utilizar } S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Colocar estribos y eslabones Núm.3 G40 @ 20 cm.

2.2.8.1.7. Diseño de la viga de apoyo

En la viga transversal, donde se apoyaran las vigas principales (longitudinales), se diseñará por aplastamiento, ya que ésta no soporta flexión.

La base no debe ser menor de 40,00 cm, y se colocará refuerzo longitudinal por temperatura o refuerzo mínimo.

Se tiene una viga de apoyo de 0,95 x 0,50 m respectivamente, se procederá con el cálculo del refuerzo de la cortina y se asignará un recubrimiento de 5,00 cm según ACI 318-11 sección 7.7.1.

Tomando varilla núm. 5 grado 40:

$$d = t - R - \frac{\emptyset}{2}$$

Donde:

d = Peralte efectivo en m

h = Altura en m

R = Recubrimiento de 0.05 m

\emptyset = Diámetro de la varilla usada (No. 5 = 1.5875 cm)

Cálculo:

$$d = 0.50 - 0.05 - \frac{0.015875}{2} = 0.44 \text{ m}$$

- Área de acero mínima

$$\frac{0.80 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d \geq \frac{14.1}{fy} * b * d$$

Donde:

$$d = 44 \text{ m}$$

$$b = 95 \text{ cm}$$

$$\frac{0.80 * \sqrt{210}}{2,810} * 95 * 44 \geq \frac{14.1}{2,810} * 95 * 44$$

$$17.25 \text{ cm}^2 \geq 20.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 20.97 \text{ cm}^2$$

- **Distribución de varillas**

Utilizando varilla núm.5 (1.98 cm²), se distribuye de la manera siguiente:

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

$$11.04 \text{ cm}^2 \text{-----} X$$

$$X = 10.60 \approx 11 \text{ varillas}$$

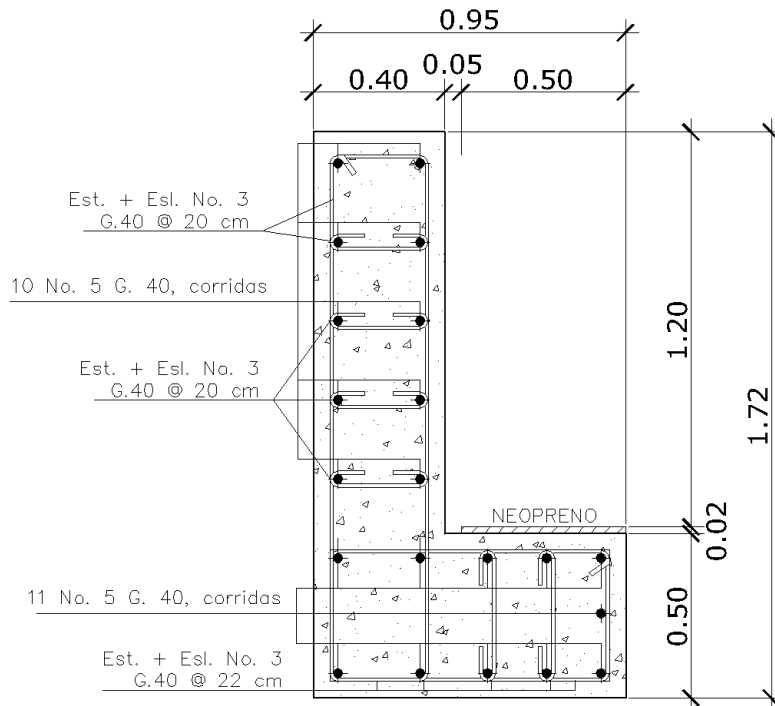
Utilizar 11 varillas núm. 5 grado 40, corridas.

Para el refuerzo transversal se colocan estribos de acero corrugado, a una distancia no menor que h/2.

$$S = \frac{d}{2} = \frac{44}{2} = 22.00 \text{ cm}$$

Colocar estribos y eslabones núm. 3 G40 @ 22 cm.

Figura 39. Armado de la viga de apoyo y cortina.



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.2.8.1.8. Diseño de asentamiento o base de neopreno

Es una especie de caucho, que permite una homogeneidad en la unión de la viga principal con la viga de apoyo, genera un equilibrio de esfuerzos, no es necesario colocar neopreno en toda la superficie de contacto de la viga de la superestructura con la viga de apoyo.

Se calcula de la siguiente forma:

$$A_p = \frac{2P}{\phi * f'c}$$

Donde:

$P = \text{Corte último de diseño } (V_{u \max} = 58,009.19 \text{ kg})$

$A_p = \text{Área de aplastamiento en } cm^2$

$\phi = 0.70 - 0.75 \text{ (compresión)}$

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

Resultado:

$$A_p = \frac{2 * 58,009.19}{0.73 * 210}$$

$$A_p = 756.81 \text{ cm}^2$$

$$\text{como } A_p = b^2$$

$$b = \sqrt{756.81} = 27.51 \text{ cm}$$

Utilizar una base de neopreno de 30 x 30 centímetros con un espesor de $\frac{3}{4}$ de pulgada.

2.2.8.2. Análisis y diseño de estribos

En este caso el estribo a diseñar será de concreto ciclópeo, obteniendo con esto la ventaja de que su diseño es más simple, ya que consiste en asumir su sección y luego verificar tres condiciones.

Los análisis se realizarán con las siguientes formulas:

- **Volteo**

$$\frac{ME}{MV} > 1.50$$

- **Deslizamiento**

$$0.50 * \frac{WE}{Wv} > 1.50$$

- **Presiones**

$$\frac{W}{A} \left[1 \pm \left(6 * \frac{e}{b} \right) \right] < 88,570 \text{ kg/m}^2$$

Donde:

ME = Momento estabilizante

MV = Momento de volteo

W = Fuerza resistente

E = Fuerzas horizontales

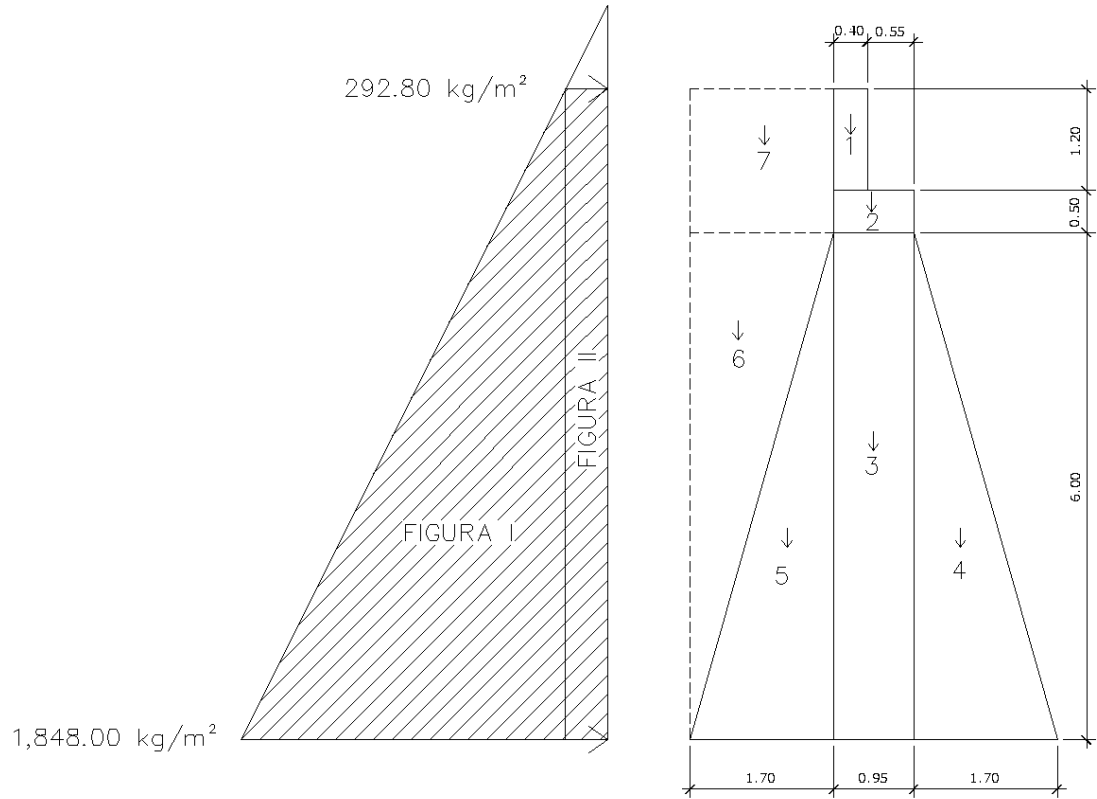
*A = Área = B * b*

e = $\frac{b}{2} - a$ = excentricidad siendo $a = \frac{(ME - MV)}{W}$

Datos:

Peso volumétrico del concreto ciclópeo (Wcc)	2,700.00 kg/m ³
Peso volumétrico del concreto armado (Wc)	2,400.00 kg/m ³
Peso del suelo (Ws)	1,800.00 kg/m ³
Equivalente líquido	480.00 Kg/m ³
Capacidad soporte del suelo (Vs)	50,000 kg/m ²

Figura 40. Diagrama y geometría de presiones en el estribo



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Tabla XVII. Presiones, momentos y empujes en el estribo

Sección	Altura (m)	Presión (kg/m ²)	Empuje Wv	Brazo (m)	Momento MV (kg-m)
I	7.70	292.90	2,255.33	3.85	8,683.02
II	3.85	3696.00	14,229.60	2.57	36,527.38
			16,484.93		45,210.40

Fuente: elaboración propia.

Tabla XVIII. **Cálculo del momento estabilizante (ME)**

Sección	Dimensiones (m)		Área (m ²)	Peso Vol. (kg/m ³)	Peso WE (kg)	Brazo (m)	Momento ME (kg-m)
1	0.40	1.20	0.48	2,400.00	1,152.00	2.45	2,822.40
2	0.95	0.50	0.48	2,400.00	1,140.00	2.18	2,479.50
3	0.95	6.00	5.70	2,700.00	15,390.00	2.18	33,473.25
4	1.70	6.00	10.20	2,700.00	27,540.00	1.13	31,202.82
5	1.70	6.00	10.20	2,700.00	27,540.00	3.22	88,596.18
6	1.70	6.00	10.20	1,800.00	18,360.00	3.78	69,455.88
7	1.70	1.70	2.89	1,800.00	5,202.00	3.50	18,207.00
					96,324.00		246,237.03

Fuente: elaboración propia

2.2.8.2.1. Revisión del estribo

- **Sin considerar la sobrecarga (sin superestructura)**

- **Volteo**

$$\frac{ME}{MV} = \frac{246,237.03}{45,210.40} = 5.45 > 1.50 \rightarrow \text{Resiste volteo}$$

- **Deslizamiento**

$$0.50 * \frac{WE}{Wv} = 0.50 * \frac{96,324}{16,484.93} = 2.92 > 1.50$$

→ Resiste deslizamiento

- **Presiones**

$$\alpha = \frac{ME - MV}{WE} = \frac{246,237.03 - 45,210.40}{96,324.00} = 2.086$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{4.35}{2} - 2.086 = 0.088$$

$3a > b$; significa que no existen presiones negativas.

$$3a = 3 * 2.086 = 6.26 \text{ m} > 4.35 \text{ m} \rightarrow \text{si chequea}$$

$$P = \frac{W}{A} \left[1 \pm \left(6 * \frac{e}{b} \right) \right] < 50,000 \text{ kg/m}^2$$

$$P = \frac{96,324.00}{4.35 * 1.00} \left[1 \pm \left(6 * \frac{0.088}{4.35} \right) \right] < 50,000 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{max} = 24,831.70 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} < 50,000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{Si chequea}$$

$$P_{min} = 19,455.20 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} > 0.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

\rightarrow No hay presiones negativas

La presión máxima es menor que la capacidad soporte del suelo y la presión mínima es mayor que cero.

El suelo resiste el peso del estribo de concreto ciclópeo sin sufrir asentamientos, por lo que las dimensiones del muro son aptas para su construcción.

- **Comprobación del muro con superestructura y carga viva**

La siguiente comprobación que se hará al estribo es sumarle su propio peso, el peso propio de la superestructura y la carga viva.

La carga viva es la reacción que resulta cuando el eje trasero de la sobrecarga está en el apoyo $R1 = 10,191.56 \text{ kg}$, y su punto de aplicación (brazo) será el punto medio de la base del estribo (2.175 m).

– **Peso de la superestructura**

Carga muerta

$$W_{losa} = 2,400 * 0.20 * \frac{15}{2} * 3.90 = 14,040 \text{ kg}$$

$$W_{Accesorios} = (54 + 240 + 39) * 7.50 = 2,497.50 \text{ kg}$$

$$W_{Viga} = 2,400 * 1.20 * 0.60 * 7.50 = 12,960.00 \text{ kg}$$

$$W_{diafragma} = 2,400 * [(0.60 * 0.30) + (0.40 * 0.75)] * 1.40 = 1,612.80 \text{ kg}$$

$$\sum W = 31,110.30 \text{ kg}$$

Luego de integrar las cargas, se obtiene un nuevo momento estabilizante (M_2), que es el que produce la aplicación de la carga viva y la carga muerta.

La suma de ME_2 y ME (peso propio del estribo), dará como resultado el momento estabilizante total.

$$ME_2 = (CV + CM) * brazo$$

$$ME_2 = (10,191.56 + 31,110.30) * 2.175$$

$$ME_2 = 89,831.55 \text{ kg} - m$$

$$MET = ME_2 + ME$$

$$MET = 89,831.55 + 246,237.03$$

$$MET = 336.068.58 \text{ kg} - m$$

$$WE_2 = W + CV + CM$$

$$WE_2 = 96,324.00 + 10,191.56 + 31,110.30$$

$$WE_2 = 137,625.86 \text{ kg}$$

Chequeo:

- **Volteo**

$$\frac{ME_2}{MV} = \frac{89,831.55}{45,210.40} = 1.99 > 1.50 \rightarrow \text{Resiste volteo}$$

- **Deslizamiento**

$$0.50 * \frac{WE_2}{Wv} = 0.50 * \frac{137,625.86}{16,484.93} = 4.17 > 1.50$$

→ Resiste deslizamiento

- **Presiones**

$$a = \frac{MET - MV}{WE_2} = \frac{336.068.58 - 45,210.40}{137,625.86} = 2.1134$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{4.35}{2} - 2.1133 = 0.0616$$

$3a > b$; significa que no existen presiones negativas.

$$3a = 3 * 2.1133 = 6.34 \text{ m} > 4.35 \text{ m} \rightarrow \text{si chequea}$$

$$P = \frac{WE_2}{A} \left[1 \pm \left(6 * \frac{e}{b} \right) \right] < 50,000 \text{ kg/m}^2$$

$$P = \frac{137,625.86}{4.35 * 1.00} \left[1 \pm \left(6 * \frac{0.0617}{4.35} \right) \right] < 50,000 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{max} = 34,326.38 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} < 50,000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{Si chequea}$$

$$P_{min} = 28,949.88 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} > 0.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{No hay presiones negativas}$$

- **Revisión del muro con sismo**

La tercera y última verificación se hará por sismo; para esta prueba no se considerará la carga viva, se sumará el peso del muro (W) y la carga muerta (CM), para obtener una carga total (W_3). Así mismo, se sumará el momento estabilizante (ME) y el generado por la carga muerta (CM x brazo), para obtener el momento estabilizante (ME_3), también se calcula la fuerza horizontal (FH) que se produce, aplicándose el factor por sismo del 8 %.

$$W_3 = WE + CM$$

$$W_3 = 96,324.00 + 31,110.30$$

$$W_3 = 127,434.30 \text{ kg}$$

$$ME_3 = ME + (CM * \text{brazo})$$

$$ME_3 = 246,237.03 + (31,110.30 * 2.175)$$

$$ME_3 = 313,901.93 \text{ kg} - m$$

$$FH = 1.08W_v + 0.08W_2$$

$$FH = 1.08 * 16,484.93 + 0.08 * 137,625.86$$

$$FH = 28,813.79 \text{ kg}$$

Tabla XIX. **Cálculo del momento estabilizante (ME)**

Sección	Dimensiones (m)		Área (m ²)	Peso Vol. (kg/m ³)	Peso WE	Brazo (m)	Momento ME (kg-m)
1	0.40	1.20	0.48	2,400.00	1,152.00	7.10	8,179.20
2	0.95	0.50	0.48	2,400.00	1,140.00	6.25	7,125.00
3	0.95	6.00	5.70	2,700.00	15,390.00	3.00	46,170.00
4	1.70	6.00	10.20	2,700.00	27,540.00	4.00	110,160.00
5	1.70	6.00	10.20	2,700.00	27,540.00	4.00	110,160.00
6	1.70	6.00	10.20	1,800.00	18,360.00	4.00	73,440.00
7	1.70	1.70	2.89	1,800.00	5,202.00	7.10	36,934.20
					96,324.00		392,168.40

Fuente: elaboración propia.

$$MEQ = 0.08ME$$

$$MEQ = 0.08 * 392,168.40 = 31,373.47 \text{ kg} - m$$

$$MV_3 = 1.08MV + 0.08(CM * h') + MEQ$$

$$MV_3 = 1.08 * 45,210.40 + 0.08(31,110.30 * h') + MEQ$$

$$MV_3 = 95,133.65 \text{ kg} - m$$

Chequeo:

- **Volteo**

$$\frac{ME_3}{MV_3} = \frac{313,901.93}{95,133.65} = 3.30 > 1.50 \rightarrow \text{Resiste volteo}$$

- **Deslizamiento**

$$0.50 * \frac{WE_3}{FH} = 0.50 * \frac{127,434.30}{28,813.79} = 2.21 > 1.50 \rightarrow \text{Resiste deslizamiento}$$

- **Presiones**

$$a = \frac{ME_3 - MV_3}{WE_3} = \frac{313,901.93 - 95,133.65}{127,434.30} = 1.717$$

$$e = \frac{b}{2} - a = \frac{4.35}{2} - 1.717 = 0.4583$$

$3a > b$; significa que no existen presiones negativas.

$$3a = 3 * 1.717 = 5.15 \text{ m} > 4.35 \text{ m} \rightarrow \text{si chequea}$$

$$P = \frac{WE_3}{A} \left[1 \pm \left(6 * \frac{e}{b} \right) \right] < 50,000 \text{ kg/m}^2$$

$$P = \frac{127,434.30}{4.35 * 1.00} \left[1 \pm \left(6 * \frac{0.4583}{4.35} \right) \right] < 50,000 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{max} = 47,813.87 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} < 50,000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{Si chequea}$$

$$P_{min} = 10,7776.61 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} > 0.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{No hay presiones negativas}$$

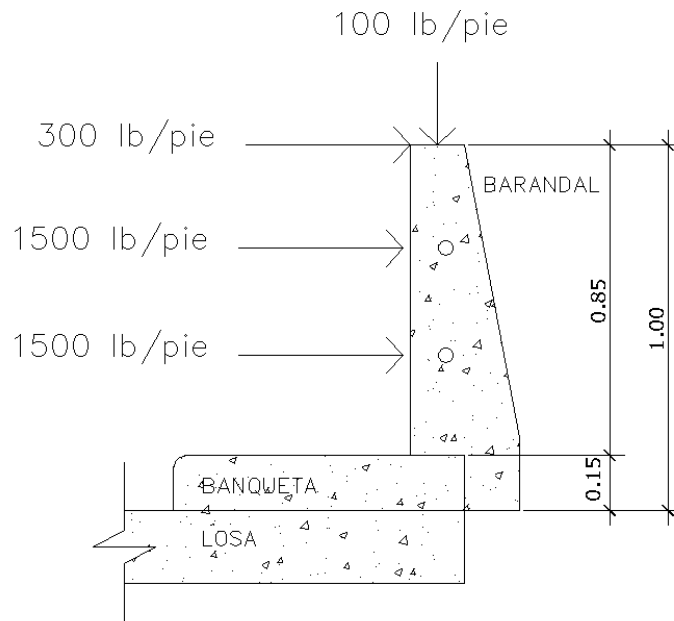
Con los resultados anteriores, se puede concluir que los valores de las fuerzas no sobrepasan el valor soporte, por lo que se tiene las dimensiones del muro propuesto son aptas para soportar la superestructura.

2.2.8.3. Diseño del barandal

La dimensión variable es la separación centro a centro de los postes, con el objeto de ajustar la separación de los mismos a la longitud de la superestructura, dicha distancia varía de un mínimo de 1,50 m a un máximo de 2,40 m. Para el diseño de este proyecto la separación que se utilizó es de 1,85 m (6,068 pies).

Además de la carga del camión estandarizado, AASHTO recomienda para el diseño de los postes una carga vertical de 100 lb / pie = 148,80 kg / m y una carga horizontal de 300 lb / pie = 446,39 kg / m.

Figura 41. Fuerzas aplicadas al barandal



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- **Cálculo de la resistencia de los tubos y postes**

Datos:

$$F = 20,000 \text{ PSI}$$

$$W_{hg \text{ } \emptyset 2"} = 3.65 \text{ lb/pie}$$

$$\emptyset_{\text{ext}} = 2.375 \text{ plg}$$

$$\emptyset_{\text{int}} = 2.067 \text{ plg}$$

$$I = 0.665 \text{ plg}^4$$

$$C = \frac{\emptyset_{\text{ext}}}{2} = 1.2 \text{ plg}$$

Cálculo:

$$\frac{I}{C}(F) \geq \frac{WL^2}{10}$$

$$\frac{0.665}{1.2}(20,000) \geq \frac{(150 + 3.65)(6.068)^2}{10}$$

$$11,083.33 \geq 565.75 \rightarrow \text{Si Cumple}$$

- **Integrando cargas**

$$W_{cm} = 1.30 * W_{cm}$$

$$W_{cm} = 1.30(2,400 * 0.15 * 0.30 * 1) = 140.04 \text{ kg} = 308.09 \text{ lb}$$

$$W_{\text{tubos}} = 1.30(3.65 * 6.068 * 2 \text{ tubos}) = 57.59 \text{ lb}$$

$$W_{cv \text{ } 100 \text{ lb/pie}} = 100 * 0.6557 = 65.57 \text{ lb}$$

$$\sum W = 431.25$$

$$W_{cv \text{ } 300 \text{ lb/pie}} = 300 * 3 = 900 \text{ lb}$$

$$\sum W = 900 \text{ lb}$$

- **Momento total**

$$M_{t1} = 900 * 1.5 + 227.72 * 0.246 + 1,500 * 1.50$$

$$M_{t1} = 3,656.02 \text{ lb} - \text{pie} = 506.65 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_{t2} = 900 * 1.5 + 1500 * 1.5 + 1500 * 3$$

$$M_{t2} = 8,100 \text{ lb} - \text{pie} = 1,122.51 \text{ kg} - \text{m}$$

- **Diseño a flexión**

Datos:

$$Mu = 1,122.51 \text{ kg} - \text{m} = 112,251 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$d = t - \text{rec} \text{ (según AASHTO min 2.5 cm)}$$

$$d = 20 - 2.5 = 17.5 \text{ cm} = 6.89 \text{ pulg}$$

$$As = 0.85 * \frac{f'c * b * d}{fy} - \sqrt{\frac{(0.85 * f'c * b * d)^2 - \frac{1.7}{0.9} (f'c * b * Mu)}{fy^2}}$$

Donde:

$$As = \text{Área de acero en cm}^2$$

$$f'c = \text{Resistencia del concreto en kg/cm}^2$$

$$fy = \text{Módulo de fluencia del acero en kg/cm}^2$$

$$Mu = \text{Momento último en kg} - \text{cm}$$

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

$$d = \text{Peralte efectivo en cm} = t - \text{rec} \text{ (según AASHTO min 2.5 cm)}$$

Datos:

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

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

$$Mu = 112,251 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 17.5 \text{ cm}$$

Resultado:

$$As = 0.85 * \frac{210 * 30 * 17.5}{2,810} - \sqrt{\frac{(0.85 * 210 * 30 * 17.5)^2 - \frac{1.7}{0.9} (210 * 30 * 112,251)}{2,810^2}}$$

$$As = 2.64 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero mínima**

$$\frac{0.80 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d \geq \frac{14.1}{fy} * b * d$$

Donde:

$$d = 17.5 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{0.80 * \sqrt{210}}{2,810} * 30 * 17.5 \geq \frac{14.1}{2,810} * 30 * 17.5$$

$$2.17 \text{ cm}^2 \geq 2.63 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 2.63 \text{ cm}^2$$

- **Área de acero máxima**

$$As_{max} = \rho_{max} * b * d$$

$$\rho_{bal} = \frac{0.85 * \beta * f'c}{fy} \left[\frac{6120}{6120 + fy} \right]$$

Donde:

ρ_{bal} = Factor que delimita el área de acero

ρ_{max} = Factor que garantiza que el acero fluya antes

β = Factor que depende de la resistencia del concreto $\beta = 0.85$

$f'c$ = Resistencia del concreto en kg/cm^2

f_y = Módulo de fluencia del acero en kg/cm^2

$$\rho_{bal} = 0.037004180$$

$$\rho_{max} = \rho_{bal} * 0.50 \text{ (Factor sísmico)}$$

$$\rho_{max} = 0.01850209$$

Cálculo:

$$As_{max} = 0.01850209 * 30 * 17.5$$

$$As_{max} = 9.71 \text{ cm}^2$$

El normativo ACI 318-2011 indica lo siguiente:

$$As_{min} \leq As \leq As_{max}$$

El área calculada cumple con las condiciones del ACI por lo tanto se utiliza la siguiente área de acero obtenida:

$$As_{flexion} = 2.64 \text{ cm}^2$$

- **Cuantificación de varillas**

Se tiene que el área de acero a flexión es $2,64 \text{ cm}^2$ y para la distribución del acero se utilizará varilla de la siguiente manera:

Utilizando varilla núm. 3 ($0,71 \text{ cm}^2$), se obtiene lo siguiente:

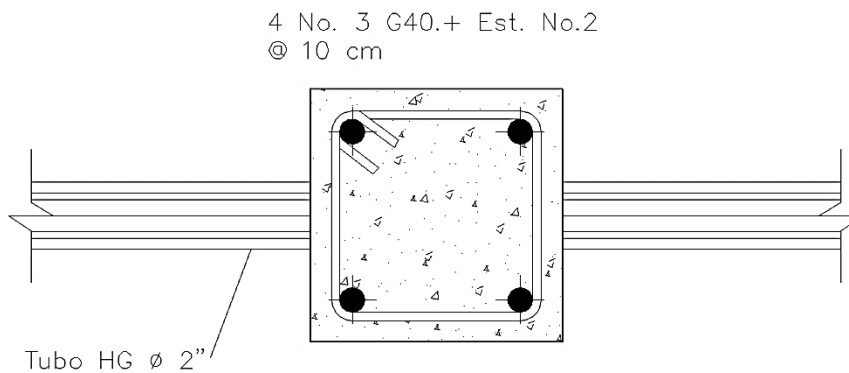
0.71 cm²-----1var

2.64 cm²-----X

X=3.72 ≈4 varillas

Utilizar 4 varillas núm. 3 grado 40 + estribo núm.2 @ 10 cm.

Figura 42. **Detalle de armado barandal**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

2.2.9. Planos de la obra

Los planos del puente que se elaboraron son los siguientes:

- Ubicación de la aldea en el municipio y especificaciones generales.
- Planta curvas de nivel, perfil del terreno y puente sobre el perfil.
- Planta de conjunto, planta de losa planta acotada y planta de cimentación.
- Elevación de estribo y secciones.
- Detalles de viga interna y externa.

- Detalles de diafragma interior y exterior, cortina, viga de apoyo y barandal.

Ver apéndice sección de planos constructivos, puente vehicular.

2.2.10. Presupuesto de la obra

En la integración del presupuesto se consideraron como costos directos: la mano de obra calificada, la no calificada, las prestaciones laborales, los materiales de construcción y el transporte de los mismos. Como costos indirectos se consideraron: la supervisión técnica, los costos de administración y la utilidad, teniendo un porcentaje del 35 % de los costos directos. Los salarios de la mano de obra se estimaron los que la municipalidad asigna para casos similares. En cuanto al precio de los materiales, se tomaron los que se manejan en la región.

Tabla XX. Presupuesto de puente vehicular de concreto armado.



MUNICIPALIDAD DE CUILAPA

Centro de las Américas
Cabecera del Departamento de Santa Rosa



PRESUPUESTO

PROYECTO: DISEÑO DE UN PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LA PROVIDENCIA,
CUILAPA SANTA ROSA.

Renglón	Descripción	Cantida d	Unidad	Precio Unitario	Precio Total (Q.)	Precio Total (\$)
Núm.						
1.00	PRELIMINARES					
1.01	Rótulo de metal para identificación del proyecto	1.00	unidad	Q 4,023.02	Q 4,023.02	\$ 525.58
1.02	Replanteo topográfico	1.00	global	Q 5,696.73	Q 5,696.73	\$ 744.24
1.03	Trazo	53.00	ml	Q 47.22	Q 2,502.66	\$ 326.96
2.00	SUB-ESTRUCTURA					
2.01	Estribos y aletón	477.00	m ³	Q 1,613.01	Q 769,405.77	\$ 100,517.71
3.00	SUPER-ESTRUCTURA					
3.01	Viga de apoyo y cortina	12.00	ml	Q 2,761.89	Q 33,142.68	\$ 4,329.87
3.02	Bases de neopreno	6.00	unidad	Q 4,442.18	Q 26,653.08	\$ 3,482.05
3.03	Viga interior	15.00	ml	Q 4,005.41	Q 60,081.15	\$ 7,849.20
3.04	Viga exterior	30.00	ml	Q 4,005.41	Q 120,162.30	\$ 15,698.40
3.05	Diafragma interior	4.60	ml	Q 2,038.97	Q 9,379.26	\$ 1,225.34
3.06	Diafragma exterior	5.60	ml	Q 1,872.11	Q 10,483.82	\$ 1,369.64
3.07	Losa + banqueteta	93.00	m ²	Q 3,698.12	Q 343,925.16	\$ 44,931.52
3.08	Barandal	30.00	ml	Q 2,243.47	Q 67,304.10	\$ 8,792.83
4.00	RELLENO Y COMPACTACIÓN					
4.01	Relleno + compactación	40.00	m ³	Q 197.54	Q 7,901.60	\$ 1,032.29
GRAN TOTAL					Q 1,460,661.33	\$ 190,825.63
PRECIO TOTAL EN LETRAS (Q.): Un millón cuatrocientos sesenta mil seiscientos sesenta y uno quetzales con treinta y tres centavos.						
PRECIO TOTAL EN LETRAS (\$.): Ciento noventa mil ochocientos veinticinco dólares con sesenta y tres centavos.						

Nota: Se aplicó una tasa de cambio de Q. 7,65443 por US\$1.,00

Fuente: elaboración propia.

2.2.1. Cronograma de ejecución físico-financiero

Tabla XXI. Cronograma de ejecución físico-financiero



MUNICIPALIDAD DE CUILAPA

Centro de las Américas
Cabecera del Departamento de Santa Rosa



PRESUPUESTO

PROYECTO: DISEÑO DE UN PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LA PROVIDENCIA,
CUILAPA SANTA ROSA.

No	DESCRIPCION	MES 1	MES 2	MES 3	MES 4	MES 5	MES 6	MES 7	PRECIO TOTAL	PORCENTAJE DE AVANCE
1.00	PRELIMINARES									
1.01	Rótulo de metal para identificación del proyecto								Q 4,023.02	0.28%
1.02	Replanteo topográfico								Q 5,696.73	0.67%
1.03	Trazo								Q 2,502.66	0.84%
2.00	SUB-ESTRUCTURA									
2.01	Estribos y aletón								Q769,405.77	53.51%
3.00	SUPER-ESTRUCTURA									
3.01	Viga de apoyo y cortina								Q 33,142.68	55.78%
3.02	Bases de neopreno								Q 26,653.08	57.606%
3.03	Viga interior								Q 60,081.15	61.719%
3.04	Viga exterior								Q120,162.30	69.946%
3.05	Diafragma interior								Q 9,379.26	70.588%
3.06	Diafragma exterior								Q10,483.82	71.305%
3.07	Losa + banquetas								Q343,925.16	94.851%
3.08	Barandal								Q67,304.10	99.459%
4.00	RELLENO Y COMPACTACIÓN									
4.01	Relleno + compactación								Q 7,901.60	100.00%
TOTAL									Q 1,460,661.33	

Fuente: elaboración propia.

2.2.2. Evaluación socioeconómica

2.2.2.1. Valor presente neto (VPN)

Esta es una alternativa para toma de decisiones de inversión, lo cual permite determinar de ante mano si una inversión vale la pena o no, realizarla, y no hacer así malas inversiones que provoquen en un futuro pérdidas. Es muy utilizado por dos razones: la primera porque es de muy fácil aplicación y la segunda porque todos los ingresos y egresos futuros se transforman al presente y así puede verse fácilmente, si los ingresos son mayores que los egresos.

$$f = p * (1 + i)^n$$

Donde:

VPN = Valor presente neto

p = Valor presente de la inversión

i = Interes

n = Tiempo

$$VPN = 0 - 1,460,661.33 * (1 + 0.01)^{30} = -1,968,750.79$$

Como el VPN es menor que cero, nos indica que el proyecto no es rentable, esto es debido a que, por ser un proyecto de carácter social, no se estipulan ingresos.

2.2.2.2. Tasa interna de retorno (TIR)

La tasa interna de retorno, como su nombre lo indica, es el interés que hace que los ingresos y los egresos tengan el mismo valor, cuando se analiza una alternativa de inversión.

La tasa interna de retorno puede calcularse mediante las ecuaciones siguientes:

$$a) \quad (P - L) * \left(\frac{R}{P}, i\%, n \right) + L * i + D = I$$

Donde:

P = Inversión inicial

L = Valor de rescate

D = Serie uniforme de todos los costos

I = Ingresos anuales

R/P = Valor presente dada una anualidad

b) Valor Presente de Costos = Valor Presente de Ingresos

c) Costo anual = Ingreso anual

En las tres formas el objetivo es satisfacer la ecuación, a través de la variación de la tasa de interés. La tasa de interés que cumpla con la igualdad, es la tasa interna de retorno del proyecto que se está analizando.

Como puede observarse en las tres fórmulas mencionadas anteriormente, todas requieren de un valor de ingreso, y para este proyecto, por ser de carácter social, no se prevé ningún tipo de ingreso, por lo que no se

puede hacer el cálculo de la TIR mediante el uso de las fórmulas. Lo que procede para este caso, es tomar el valor de la TIR igual a 4,5 %, que representaría, treinta y siete mil quinientos cuarenta y ocho quetzales con noventa y ocho centavos, (Q. 37 548,98) el cual simboliza el costo que el estado debe desembolsar para la ejecución de dicho proyecto.

Esta tasa fue calculada tomando en cuenta la tasa libre de riesgo de Guatemala que corresponde a la inversión en títulos públicos que actualmente pagan esa cantidad y es lo que le cuesta al Estado captar esos fondos para invertirlos en obra pública.

2.2.3. Evaluación de impacto ambiental

Las actividades desarrolladas por el ser humano causan algún tipo de impacto al medio ambiente en todos los sistemas que componen la naturaleza, pudiendo ser el impacto positivo, negativo o poco significativo. Esta situación hace necesario que se determinen la naturaleza, tipo, cantidad, así como las medidas de mitigación que se pueden aplicar para reducir el impacto que generan estas actividades.

El término impacto no implica negatividad, ya que este puede ser tanto positivo como negativo. La evaluación del impacto ambiental está destinada a predecir, identificar cuáles acciones pueden causar la calidad de vida del hombre y su entornúm.

Dentro de las herramientas existentes para poder evaluar los impactos que causará determinado proyecto se pueden mencionar las siguientes:

- Estudio de impacto ambiental no significativo (evaluación rápida)
- Estudio de impacto ambiental significativo (evaluación general)

- **Evaluación de Impacto Ambiental del Proyecto “Diseño de un puente vehicular en la aldea La Providencia, Cuilapa, Santa Rosa”**

Por las características, tipo del proyecto y de la zona donde se ubicará, se puede realizar un estudio del tipo evaluación rápida, que permita conocer los impactos positivos, negativos o pocos significativos, así como las medidas de mitigación necesarias para el mismo; incluye la fase de construcción, operación y mantenimiento del proyecto.

Tabla XXII. **Información del proyecto**

Datos del proyecto	
Nombre de la comunidad	Aldea La Providencia
Municipio	Cuilapa
Departamento	Santa Rosa
Tipo de proyecto	Puente vehicular de concreto armado

Fuente: elaboración propia.

- **Consideraciones especiales:** se deben tomar durante la visita al sitio del proyecto.
- **Consideraciones sobre áreas protegidas:** el proyecto no se ubica dentro de alguna 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 identificando las actividades de mitigación previstas y los responsables de las mismas.

Tabla XXIII. Impactos ambientales negativos generados durante la construcción

Proyecto puente vehicular aldea La Providencia			
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 del drenaje superficial	x		
v. Contaminación de cuerpos de agua por causa de los insumos utilizados durante la construcción	x		
vi. Contaminación del aire a causa del polvo generado en la construcción	x		
vii. Alteración del paisaje como consecuencia de los cortes	x	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.

Tabla XXIV. **Impactos ambientales negativos generados durante la operación**

Proyecto puente vehicular aldea La Providencia			
Impacto ambiental	Responsable		
	Ejecutor	Comunidad	Municipalidad
x. Erosión de cortes	X	X	
xi. Accidentes de tránsito	X		
xii. Accidentes a peatones	X		
xiii. Reasentamiento involuntario			X

Fuente: elaboración propia.

- **Recomendaciones de la evaluación de impacto ambiental y la viabilidad ambiental del proyecto**

Después de analizar los impactos ocasionados (significativos y no significativos), se considera el proyecto ambientalmente viable; los impactos sociales son de carácter positivo al mejorar el enlace de comunicación vial entre las comunidades aledañas, así también la generación de empleos para los habitantes del área.

CONCLUSIONES

1. La construcción de un sistema óptimo de drenaje sanitario contrarrestará la problemática que existe en la colonia Bella Vista, por cuanto las aguas servidas ya no serán vertidas sobre la superficie del terreno.
2. El proyecto del puente vehicular incrementará, de manera exponencial, el desarrollo agrícola de las aldeas y caseríos aledaños, debido a que se tendrá una ruta de acceso viable para los traslados de productos agrícolas y la libre locomoción.
3. El costo total de la red de alcantarillado sanitario asciende a la cantidad de tres millones seiscientos noventa y ocho mil seiscientos treinta quetzales con siete centavos. (Q. 3 698 630,07), teniéndose un precio de un mil ciento treinta y un quetzales con ocho centavos. (Q. 1 131,08) por metro lineal de alcantarillado sanitario, beneficiando a 1 662 habitantes.
4. el costo total del puente vehicular asciende a la cantidad de un millón cuatrocientos sesenta mil seiscientos sesenta y uno quetzales con treinta y tres centavos. (Q. 1 460 661,33), beneficiando a las aldeas y caseríos aledaños a la aldea La Providencia.
5. Los criterios utilizados para el diseño del alcantarillado sanitario se basan en las normas del INFOM, así como de las especificaciones técnicas referente a la tubería de PVC norma ASTM F949. En los criterios utilizados para el diseño del puente vehicular se basan en las normas

que establecen la *American Association State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) y el *American Concrete Institute* (ACI). La estructura que conforma el puente fue diseñada para soportar una carga H15-44 debido al flujo vehicular que transitara en esa área.

6. EL desarrollo de la planificación del diseño del puente vehicular conlleva un estudio de sitio, mediante el cual se analizó la propuesta más efectiva para establecer la comunicación entre las aldeas aledañas para compartir con el desarrollo del municipio.
7. La integración de la planificación del sistema de alcantarillado sanitario conlleva diferentes sistemas de análisis, por lo que respecta al desarrollo del municipio, ya que se está suministrando un estudio de diseño para su ejecución y puesta en marcha.

RECOMENDACIONES

1. Es necesario mantener una supervisión técnica en la construcción de los proyectos, respetando los parámetros de diseños para lo que fueron diseñados, ya que son proyectos de envergaduras mayores.
2. Manejar mano de obra local para la ejecución del proyecto, ya que esto crea fuentes de trabajo en el municipio, así también beneficiar a los distribuidores de materiales de construcción por medio de la compra de los mismos.
3. Considerar que si la construcción no es en corto plazo, se deberá actualizar los precios de los materiales, por la fluctuación de precios que se da en el mercado; esto para estimar correctamente los fondos necesarios para la ejecución de los proyectos.
4. Es importante que se establezca un control de sitio en el lugar del puente vehicular, con el fin de evitar que se a utilizado como basurero.
5. En el sistema de alcantarillado sanitario es importante generar supervisiones preventivas anuales para garantizar el funcionamiento y desarrollo.
6. Implementar un plan de mantenimiento anual para preservar en buenas condiciones los proyectos, y así garantizar el buen funcionamiento de los mismos.

BIBLIOGRAFÍA

1. AASHTO. The American Association of State (Highway and Transportation Official). *Standard Specifications for Highway Brioges*. Estados Unidos 1985. 130 p.
2. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, *Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario*. ACI 318-2011.
3. GÓMEZ FUENTES, Dony Alexander. *Diseño y planificación de puente vehicular, aldea El Bijagual y edificio para escuela secundaria, caserío Sunzapote, Morazán, El Progreso*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Ingeniería, Guatemala 2007.
4. INSTITUTO DE FOMENTO MUNICIPAL (INFOM). *Normas generales para diseño de Alcantarillados*. Guatemala: INFOM, 2001.
5. MÉRIDA Felix; RODERICO, Jeovany. *Diseño del sistema de alcantarillado sanitario aldea lo de Hernández y puente vehicular aldea el Terrero del municipio de Huehuetenango, Huehuetenango*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala. Facultad de Ingeniería, Guatemala 2004.
6. Ministerio de transportes y comunicaciones. *Manual de diseño de puentes*. Lima, Perú, 2003.

7. RAMOS GARCÍA, Héctor Kelinton. *Manual práctico para el pre-dimensionamiento de puentes en acero y concreto, para una luz menor a 15 metros*. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil. Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 2010.

8. SANDOVAL POLANCO, José Marianúm. *Diseño del puente vehicular para la colonia Linda Vista, municipio de Jalapa, departamento de Jalapa*. Trabajo de graduación de Ingeniería Civil. Facultad de Ingeniería. Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 2010.

9. SIMMONS, Charles S. *Clasificación de Reconocimiento de los Suelos de la República de Guatemala*. Guatemala: Ministerio de Educación Pública. 1985. 188 p.

APÉNDICES


Planos constructivos de:

DISEÑO DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA COLONIA BELLA VISTA Y DISEÑO DE UN PUENTE VEHICULAR EN LA ALDEA LA PROVIDENCIA, CUILAPA, SANTA ROSA.

Nota: La escala indicada en los planos son originales para un formato A-1, por lo que los dibujos dentro de los planos, no corresponden a la escala indicada. Se han tenido que reducir para poder incorporarlos en el presente trabajo de graduación.

DE	A	COTA DE TERRENO		D.H. (m)	9% TERRENO	VIVIENDAS		No. HABITANTES		FACTOR DE HARMOND		F.Q.M.	q DE DISEÑO		DIAMETRO TUBERIA (plg)	9% TUBERIA	SECCIÓN LLENA		RELACION q/Q		v DE DISEÑO		RELACION d/D		COTAS INVERT		ALTURA	
		INICIAL	FINAL			LOCAL	ACUMULADA	ACTUAL	FUTURA	ACTUAL	FUTURA		ACTUAL	FUTURO			VEL. (m/s)	Q (l/s)	ACTUAL	FUTURA	ACTUAL	FUTURA	ACTUAL	FUTURA	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL
PV-1	PV-3	1113.02	1111.52	74.20	2.02%	8	15	75	166	4.276	4.176	0.002	0.641	1.387	6	1.68%	1.614	28.563	0.02245	0.04854	0.66	0.83	0.103	0.149	1111.62	1110.37	1.40	1.15
PV-2	PV-1	1124.14	1113.02	77.82	14.29%	7	7	35	78	4.344	4.272	0.002	0.304	0.666	6	14.22%	4.696	83.101	0.00366	0.00802	1.11	1.40	0.044	0.063	1122.74	1111.67	1.40	1.35
PV-2	PV-5	1124.14	1113.96	84.77	12.01%	7	7	35	78	4.344	4.272	0.002	0.304	0.666	6	11.95%	4.305	76.180	0.00399	0.00875	1.03	1.32	0.045	0.066	1122.74	1112.61	1.40	1.35
PV-3	PV-4	1111.52	1112.09	40.04	-1.42%	2	31	155	343	4.186	4.053	0.002	1.298	2.780	6	1.00%	1.245	22.037	0.05889	0.12617	0.68	0.85	0.164	0.239	1110.32	1109.92	1.20	2.17
PV-4	PV-5	1112.09	1113.96	44.61	-4.19%	3	34	170	377	4.173	4.034	0.002	1.419	3.042	6	1.00%	1.245	22.037	0.06438	0.13803	0.70	0.87	0.171	0.250	1109.87	1109.42	2.22	4.54
PV-5	PV-15	1113.96	1113.39	97.13	0.59%	7	77	385	853	4.030	3.843	0.002	3.103	6.557	6	0.40%	0.788	13.938	0.22264	0.47045	0.63	0.78	0.320	0.482	1109.37	1108.98	4.59	4.41
PV-6	PV-7	1146.92	1144.62	90.47	2.54%	6	6	30	66	4.355	4.289	0.002	0.261	0.566	6	2.54%	1.985	35.121	0.00744	0.01612	0.58	0.73	0.061	0.088	1145.57	1143.27	1.35	1.35
PV-7	PV-8	1144.62	1135.00	57.79	16.65%	3	9	45	100	4.324	4.244	0.002	0.389	0.849	6	16.56%	5.068	89.678	0.00434	0.00946	1.25	1.59	0.047	0.068	1143.22	1133.65	1.40	1.35
PV-8	PV-9	1135.00	1124.98	88.92	11.27%	6	15	75	166	4.276	4.176	0.002	0.641	1.387	6	11.21%	4.170	73.783	0.00869	0.01879	1.28	1.62	0.066	0.095	1133.60	1123.63	1.40	1.35
PV-9	PV-5	1124.98	1113.96	75.39	14.62%	6	29	145	321	4.196	4.066	0.002	1.217	2.610	6	14.55%	4.750	84.060	0.01448	0.03105	1.71	2.14	0.084	0.120	1123.58	1112.61	1.40	1.35
PV-10	PV-9	1134.72	1124.98	34.08	28.58%	4	4	20	44	4.380	4.326	0.002	0.175	0.381	6	24.03%	6.105	108.027	0.00162	0.00352	1.12	1.42	0.030	0.043	1131.87	1123.68	2.85	1.30
PV-11	PV-4	1111.50	1112.09	45.04	-1.31%	3	14	70	155	4.283	4.186	0.002	0.600	1.298	6	1.28%	1.409	24.932	0.02405	0.05205	0.59	0.74	0.106	0.155	1110.35	1109.77	1.15	2.32
PV-12	PV-9	1127.20	1124.98	49.35	4.50%	4	4	20	44	4.380	4.326	0.002	0.175	0.381	6	4.60%	2.671	47.264	0.00371	0.00805	0.63	0.80	0.044	0.063	1126.00	1123.73	1.20	1.25
PV-12	PV-17	1127.20	1116.86	50.85	16.40%	2	10	22	44	4.415	4.375	0.002	0.088	0.192	6	16.30%	5.028	88.971	0.00099	0.00216	0.78	1.00	0.023	0.034	1126.00	1117.71	1.20	1.15
PV-13	PV-11	1115.58	1111.50	70.19	5.81%	6	11	55	122	4.306	4.219	0.002	0.474	1.029	6	5.67%	2.965	52.474	0.00903	0.01962	0.92	1.17	0.067	0.097	1114.38	1110.40	1.20	1.10
PV-14	PV-15	1115.11	1113.39	66.35	2.59%	5	5	25	55	4.367	4.306	0.002	0.218	0.474	6	2.67%	2.035	36.009	0.00606	0.01315	0.56	0.71	0.055	0.080	1113.91	1112.14	1.20	1.25
PV-15	PV-21	1113.39	1115.00	88.85	-1.81%	7	95	475	1053	3.986	3.785	0.002	3.786	7.972	6	0.35%	0.737	13.037	0.29042	0.61148	0.64	0.77	0.369	0.564	1108.93	1108.62	4.46	6.38
PV-16	PV-15	1118.40	1113.39	74.17	6.75%	6	6	30	66	4.355	4.289	0.002	0.261	0.566	6	6.75%	3.236	57.254	0.00456	0.00989	0.81	1.03	0.048	0.070	1117.20	1112.19	1.20	1.20
PV-17	PV-19	1118.86	1115.16	87.86	4.21%	8	10	50	111	4.315	4.231	0.002	0.431	0.939	6	4.15%	2.537	44.893	0.00961	0.02092	0.80	1.02	0.069	0.100	1117.66	1114.01	1.20	1.15
PV-18	PV-13	1122.96	1115.58	40.47	18.24%	5	5	25	55	4.367	4.306	0.002	0.218	0.474	6	18.10%	5.298	93.755	0.00233	0.00505	1.08	1.38	0.035	0.051	1121.76	1114.43	1.20	1.15
PV-18	PV-20	1122.96	1121.00	30.29	6.47%	4	4	20	44	4.380	4.326	0.002	0.175	0.381	6	6.30%	3.126	55.313	0.00317	0.00688	0.71	0.89	0.041	0.059	1121.76	1119.85	1.20	1.15
PV-19	PV-23	1115.16	1114.92	12.99	1.85%	1	11	55	122	4.306	4.219	0.002	0.474	1.029	6	1.46%	1.505	26.628	0.01779	0.03866	0.57	0.73	0.092	0.134	1113.96	1113.77	1.20	1.15
PV-20	PV-25	1121.00	1119.20	29.87	6.03%	3	7	35	78	4.344	4.272	0.002	0.304	0.666	6	5.85%	3.012	53.301	0.00570	0.01250	0.81	1.03	0.054	0.078	1119.80	1118.05	1.20	1.15
PV-21	PV-22	1115.00	1114.99	39.17	0.03%	2	100	500	1108	3.974	3.771	0.002	3.974	8.356	6	0.30%	0.682	12.070	0.32926	0.69230	0.61	0.74	0.394	0.611	1108.57	1108.45	6.43	6.54
PV-22	PV-27	1114.99	1114.78	21.80	0.96%	2	119	595	1319	3.934	3.719	0.002	4.682	9.811	6	0.74%	1.071	18.957	0.24696	0.51756	0.89	1.08	0.338	0.510	1108.40	1108.24	6.59	6.54
PV-23	PV-22	1114.92	1114.99	45.38	-0.15%	4	17	85	188	4.262	4.158	0.002	0.725	1.563	6	1.50%	1.525	26.990	0.02685	0.05792	0.66	0.83	0.112	0.163	1112.29	1111.61	2.63	3.38
PV-24	PV-23	1115.97	1114.92	23.80	4.41%	2	2	10	22	4.415	4.375	0.002	0.088	0.192	6	10.00%	3.938	69.688	0.00127	0.00276	0.66	0.85	0.026	0.038	1114.77	1112.39	1.20	2.53
PV-25	PV-26	1119.20	1111.71	72.60	10.32%	10	17	85	188	4.262	4.158	0.002	0.725	1.563	6	10.25%	3.987	70.553	0.01027	0.02216	1.29	1.62	0.071	0.102	1118.00	1110.56	1.20	1.15
PV-26	PV-33	1111.71	1109.11	15.81	16.45%	2	19	95	211	4.250	4.139	0.002	0.807	1.747	6	16.12%	5.000	88.479	0.00913	0.01974	1.55	1.97	0.067	0.097	1110.51	1107.96	1.20	1.15
PV-27	PV-28	1114.78	1114.73	17.92	0.28%	2	121	605	1341	3.930	3.714	0.002	4.756	9.962	6	0.50%	0.881	15.583	0.30518	0.63927	0.77	0.93	0.379	0.581	1108.19	1108.10	6.59	6.63
PV-28	PV-29	1114.73	1114.68	26.81	0.19%	3	124	620	1374	3.924	3.707	0.002	4.866	10.186	6	0.50%	0.881	15.583	0.31228	0.65369	0.78	0.94	0.383	0.589	1108.05	1107.92	6.68	6.76
PV-29	PV-30	1114.68	1114.00	29.76	2.28%	5	129	645	1429	3.915	3.695	0.002	5.050	10.559	6	0.50%	0.881	15.583	0.32408	0.67764	0.79	0.95	0.391	0.603	1107.87	1107.72	6.81	6.28
PV-30	PV-31	1114.00	1111.00	52.32	5.73%	4	133	665	1474	3.907	3.685	0.002	5.197	10.863	6	0.51%	0.889	15.738	0.33021	0.69028	0.80	0.96	0.395	0.610	1107.67	1107.40	6.33	3.60
PV-31	PV-32	1111.00	1110.70	14.78	2.03%	1	134	670	1485	3.905	3.683	0.002	5.233	10.938	6	0.50%	0.881	15.583	0.33584	0.70191	0.79	0.95	0.399	0.617	1107.35	1107.28	3.65	3.42
PV-32	PV-33	1110.70	1109.11	21.07	7.55%	2	136	680	1507	3.902	3.678	0.002	5.306	11.086	6	1.05%	1.276	22.581	0.23499	0.49093	1.04	1.27	0.329	0.494	1107.23	1107.01	3.47	2.10
PV-33	PV-34	1109.11	1107.90	8.76	13.81%	1	156	780	1728	3.867	3.634	0.002	6.032	12.560	6	4.68%	2.694	47.674	0.12654	0.26346	1.84	2.27	0.240	0.350	1106.96	1106.55	2.15	1.35
PV-34	PV-35	1107.90	1106.54	9.81	13.86%	2	158	790	1751	3.864	3.630	0.002	6.105	12.712	12	7.40%	5.352	373.250	0.01636	0.03406	1.99	2.48	0.089	0.126	1106.50	1105.77	1.40	0.77
PV-36	PV-21	1120.54	1115.00	77.34	7.16%	3	3	15	33	4.396	4.348	0.002	0.132	0.287	6	7.10%	3.318	58.720	0.00225	0.00489	0.68	0.85	0.035	0.050	1119.34	1113.85	1.20	1.15
PV-35	PV-37	1106.54	1100.30	80.00	7.80%	0	158	790	1751	3.864	3.630	0.002	6.105	12.712	12	7.40%	5.352	373.250	0.01636	0.03406	1.99	2.48	0.089	0.126	1105.14	1099.22	1.40	1.08


TABLA DE DISEÑO
 SIN ESCALA

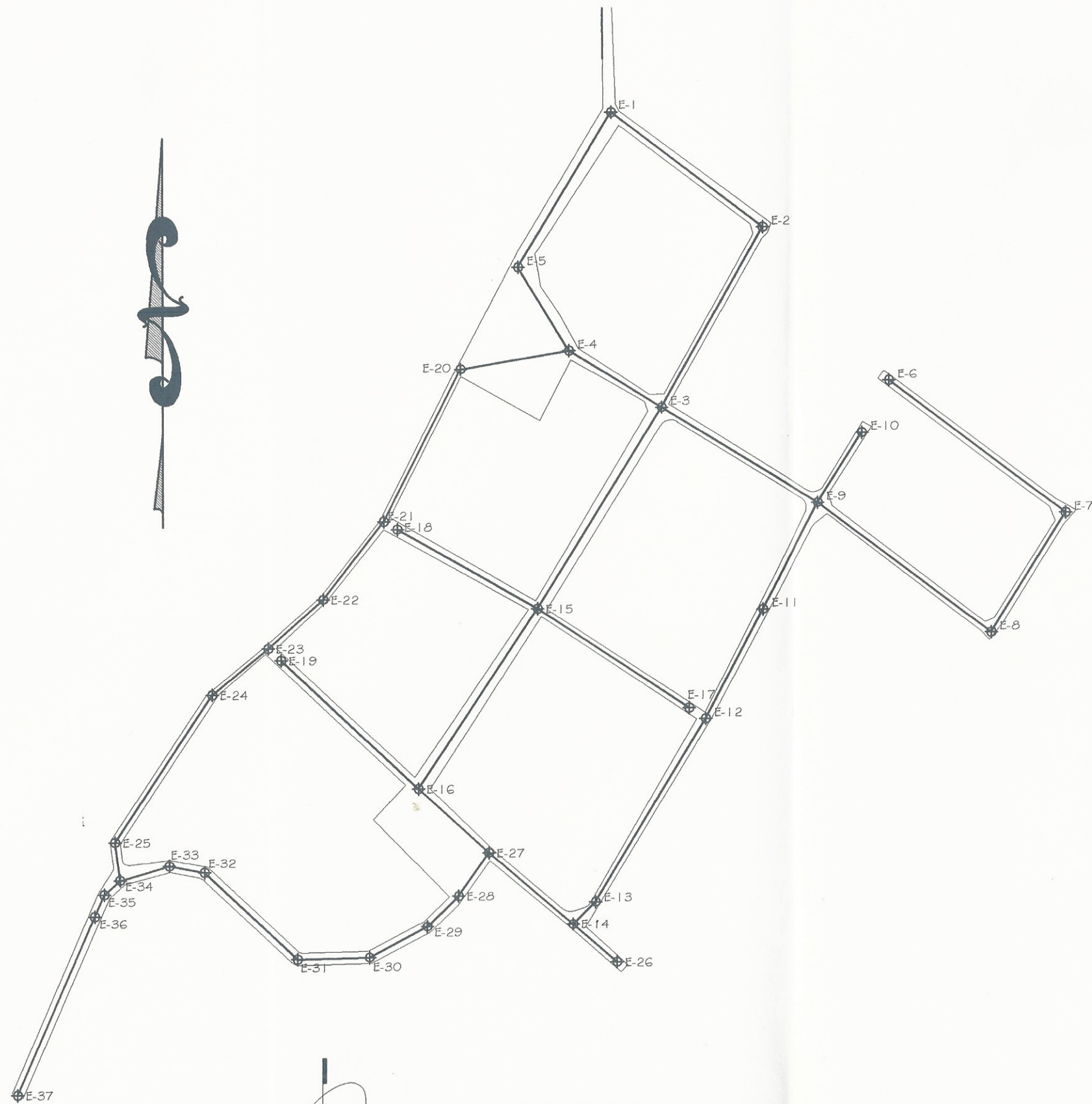


Estado de San Luis Potosí
 Municipio de San Nicolás de los Ríos
 Ayuntamiento de San Nicolás de los Ríos
 Calle de la Independencia No. 100
 San Nicolás de los Ríos, S.L.P.

Proyecto: DISEÑO DE UNA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO DE LA ALDEA LAGUNA SECA
 Ubicación: ALDEA LAGUNA SECA, CUILAPA.

TABLA DE DISEÑO
 Hoja No. 01 de 01

Diseno: MATV	Cliente: MAAO	Fecha: ABRIL DE 2016
Elaboro: MAAO	Revisado: MAAO	Cada: Indefinida
Dibujo: MATV	Modificado: MAAO	No. Proyecto: 1



PLANTA TOPOGRAFICA

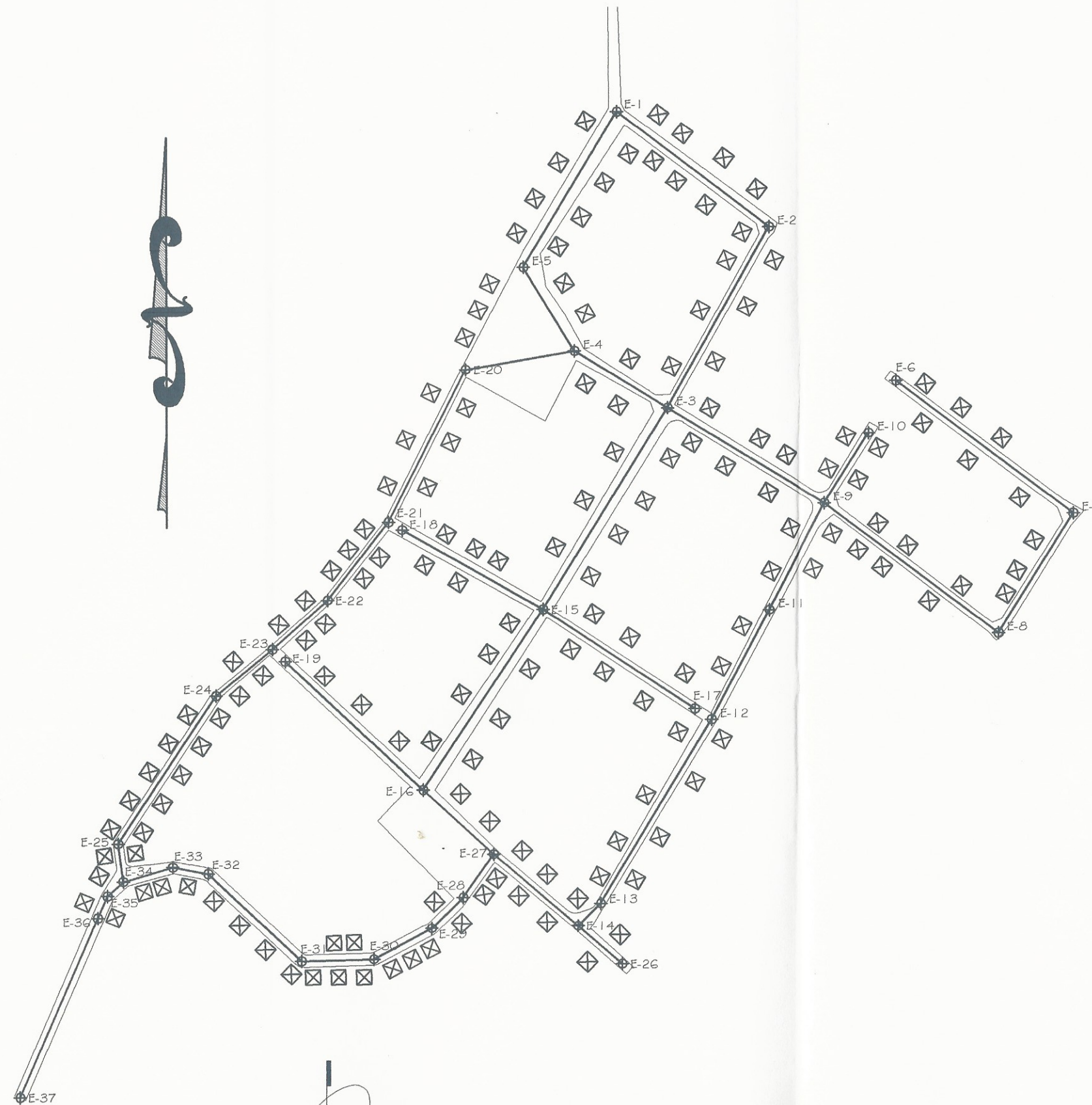
ESCALA: 1/1,000

DATOS TOPOGRAFICOS					
EST	PO	AZIMUT	DISTANCIA	COORDENADAS EST	COORDENADAS PO
E-1	E-2	127° 18' 12"	77.82	N 101.367, E 16.720	N 54.203, E 60.623
E-2	E-3	29° 05' 46"	64.77	N 54.203, E 60.623	N -19.873, E 39.400
E-3	E-4	121° 33' 28"	44.61	N -19.873, E 39.400	N 3.476, E 1.364
E-4	E-5	328° 43' 59"	40.04	N 3.476, E 1.364	N 37.705, E -19.400
E-5	E-1	30° 54' 45"	74.20	N 37.705, E -19.400	N 101.367, E 16.720
E-6	E-7	306° 57' 32"	90.47	N -63.340, E 205.192	N -63.340, E 205.192
E-7	E-8	211° 38' 59"	57.79	N -63.340, E 205.192	N -112.539, E 174.866
E-8	E-9	306° 52' 38"	66.92	N -112.539, E 174.866	N -59.176, E 103.736
E-9	E-10	212° 05' 08"	34.08	N -59.176, E 103.736	N -30.303, E 121.836
E-9	E-11	207° 35' 48"	49.35	N -59.176, E 103.736	N -102.912, E 80.875
E-11	E-12	207° 35' 48"	50.85	N -102.912, E 80.875	N -147.976, E 57.319
E-12	E-13	210° 56' 23"	67.86	N -147.976, E 57.319	N -223.331, E 12.149
E-13	E-14	45° 00' 48"	12.99	N -223.331, E 12.149	N -232.515, E 2.960
E-9	E-3	301° 25' 17"	75.39	N -59.176, E 103.736	N -19.873, E 39.400
E-3	E-15	211° 31' 39"	97.13	N -19.873, E 39.400	N -102.663, E -11.389
E-15	E-16	213° 34' 34"	66.85	N -102.663, E -11.389	N -176.689, E -60.527
E-16	E-27	132° 17' 43"	39.17	N -176.689, E -60.527	N -203.048, E -31.554
E-17	E-15	303° 24' 19"	74.17	N -148.497, E 50.526	N -102.663, E -11.389
E-15	E-18	299° 34' 11"	66.35	N -102.663, E -11.389	N -69.921, E -69.096
E-16	E-19	313° 10' 41"	77.34	N -176.689, E -60.527	N -123.769, E -116.925
E-4	E-20	260° 18' 8"	45.04	N 3.476, E 1.364	N -4.110, E -43.009
E-20	E-21	26° 52' 30"	70.19	N -66.720, E -74.738	N -4.110, E -43.009
E-21	E-22	217° 50' 32"	40.47	N -66.720, E -74.738	N -98.683, E -99.569
E-22	E-23	228° 23' 07"	30.29	N -98.683, E -99.569	N -118.802, E -122.216
E-23	E-24	230° 19' 33"	29.87	N -118.802, E -122.216	N -137.873, E -145.210
E-24	E-25	213° 27' 22"	72.60	N -137.873, E -145.210	N -196.442, E -165.233
E-25	E-34	172° 29' 22"	15.81	N -196.442, E -165.233	N -214.117, E -163.166
E-26	E-14	310° 45' 36"	23.60	N -248.057, E 20.991	N -232.515, E 2.960
E-14	E-27	310° 29' 22"	45.38	N -232.515, E 2.960	N -203.048, E -31.554
E-27	E-28	214° 58' 02"	21.80	N -203.048, E -31.554	N -220.910, E -44.045
E-28	E-29	45° 44' 28"	17.92	N -220.910, E -44.045	N -233.419, E -56.882
E-29	E-30	62° 03' 16"	26.81	N -233.419, E -56.882	N -245.961, E -80.562
E-30	E-31	88° 30' 49"	29.76	N -245.961, E -80.562	N -246.753, E -110.311
E-31	E-32	133° 14' 50"	52.32	N -246.753, E -110.311	N -210.907, E -146.420
E-32	E-33	100° 35' 59"	14.78	N -210.907, E -146.420	N -208.199, E -162.944
E-33	E-34	73° 39' 44"	21.07	N -208.199, E -162.944	N -214.117, E -163.166
E-34	E-35	227° 37' 28"	8.76	N -214.117, E -163.166	N -220.024, E -189.641
E-35	E-36	203° 22' 10"	9.81	N -220.024, E -189.641	N -229.031, E -193.533
E-36	E-37	203° 22' 10"	80.00	N -229.031, E -193.533	N -302.460, E -295.266



Universidad de Cuilapa
 DISEÑO DE UNA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO
 EN LA ALDEA LAGUNA SECA
 ALDEA LAGUNA SECA, CUILAPA.
 PLANTA TOPOGRAFICA

Diseño:	MATV	Curso:	ADRA DE 2.016
Elaboró:	MAAO	Curso:	Indicada
Dibujó:	MATV	No. Proyecto:	1



PLANTA DENSIDAD DE VIVIENDA

ESCALA: 1/1,000

NOMENCLATURA

	DETALLE ESTACIÓN
E-17	NUMERACION ESTACIÓN
	VIVIENDA
—	LINEA CENTRAL



Ciudad de Cuilapa
 Proyecto: DISEÑO DE UNA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA ALDEA LAGUNA SECA, CUILAPA.
 ALDEA LAGUNA SECA, CUILAPA.
 PLANTA DENSIDAD DE VIVIENDA

Diseño: MATV	Fecha: ABRIL DE 2016
Plan: MATV	Escala: Indefinida
Dibujo: MATV	No. Proyecto: 1

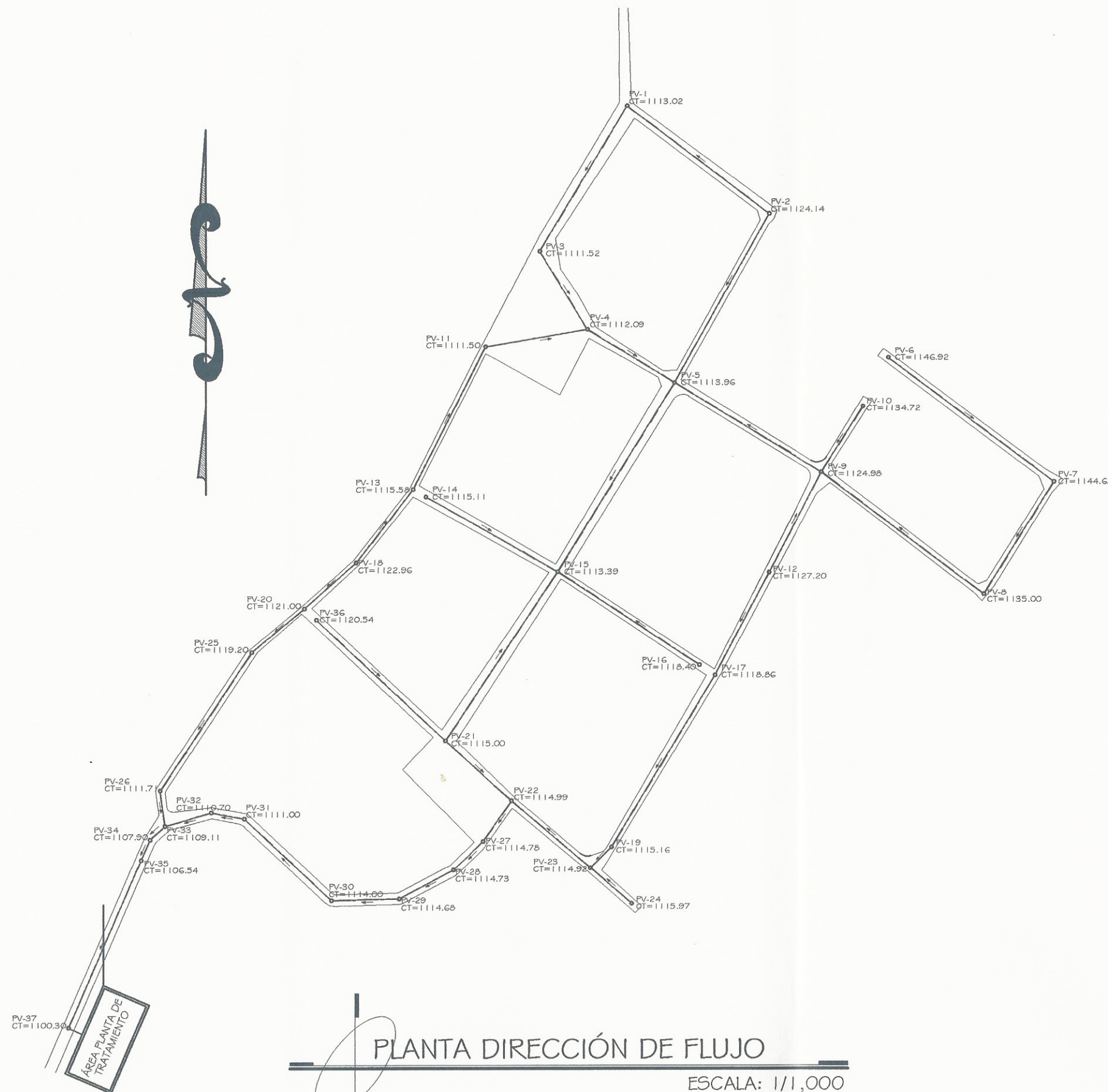
Hoja No. De: 2
 De: 15

PARAMETROS DE DISEÑO

DOTACIÓN	100 LITROS/HABITANTE/DÍA
POBLACIÓN ACTUAL	790 HABITANTES
POBLACIÓN FUTURA	1,751 HABITANTES
VIVIENDAS ACTUALES	158 VIVIENDAS
VIVIENDAS FUTURAS	350 VIVIENDAS
PERIODO DE DISEÑO	31 AÑOS
DENSIDAD DE VIVIENDA	5 HABITANTES/VIVIENDA
TASA DE CRECIMIENTO PO.	2.67 PARA CUILAPA
TIPO DE SISTEMA	SEPARATIVO, POR GRAVEDAD
TIPO DE DISTRIBUCIÓN	DOMICILIAR
DIMETRO DE TUBERIA	8 PULGADAS
NORMA DE TUBERIA	PVC NOVAFORT ASTM F949
FC	210 KG/CM2

NOMENCLATURA

→	DIRECCIÓN DE FLUJO
PV-1	NUMERACION POZO
CT	COTA DE TERRENO
≡	LINEA CENTRAL
⊙	POZO DE VISITA



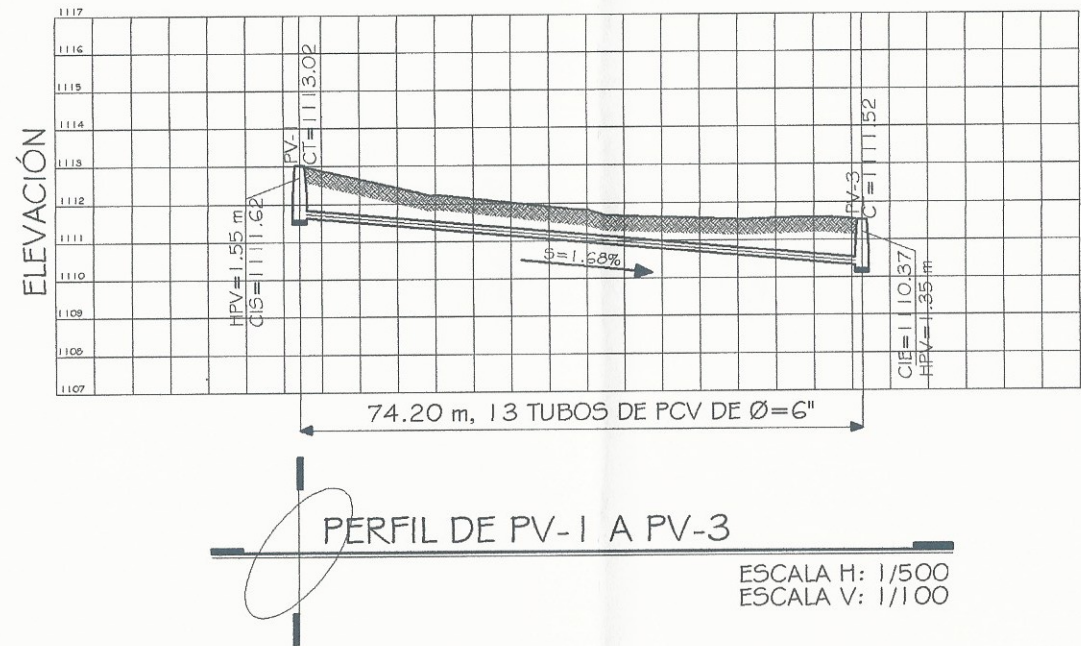
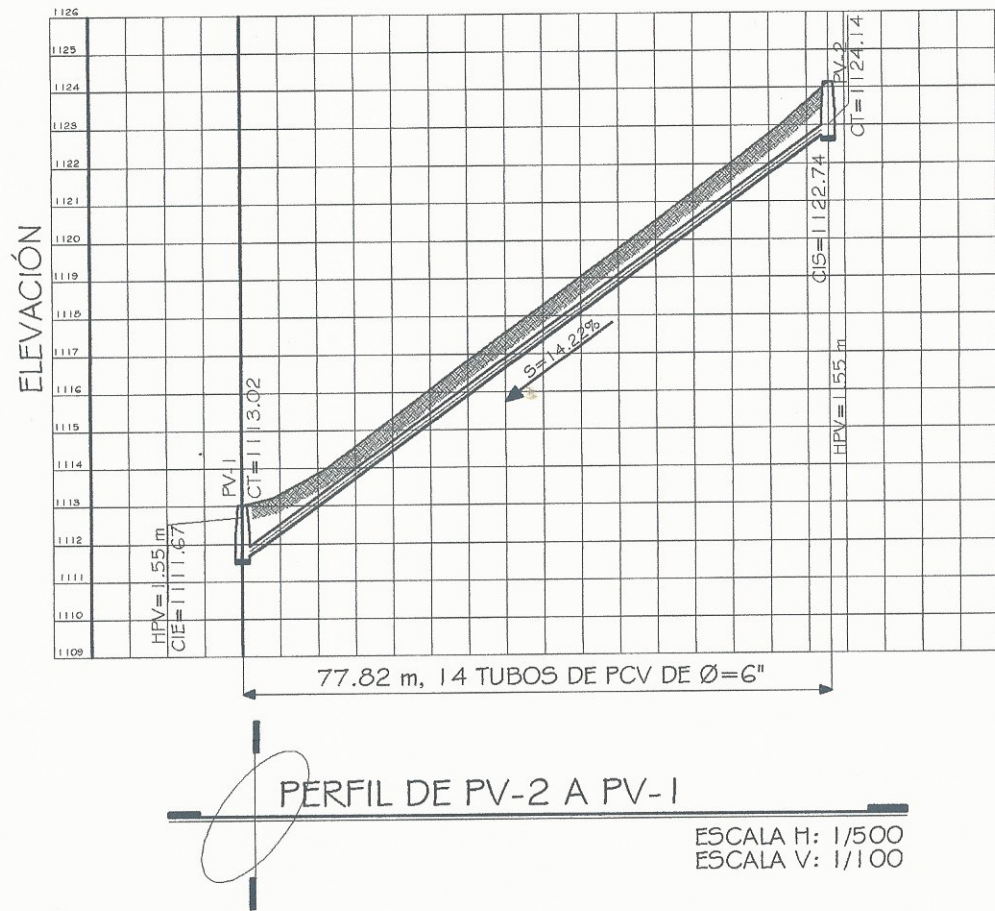
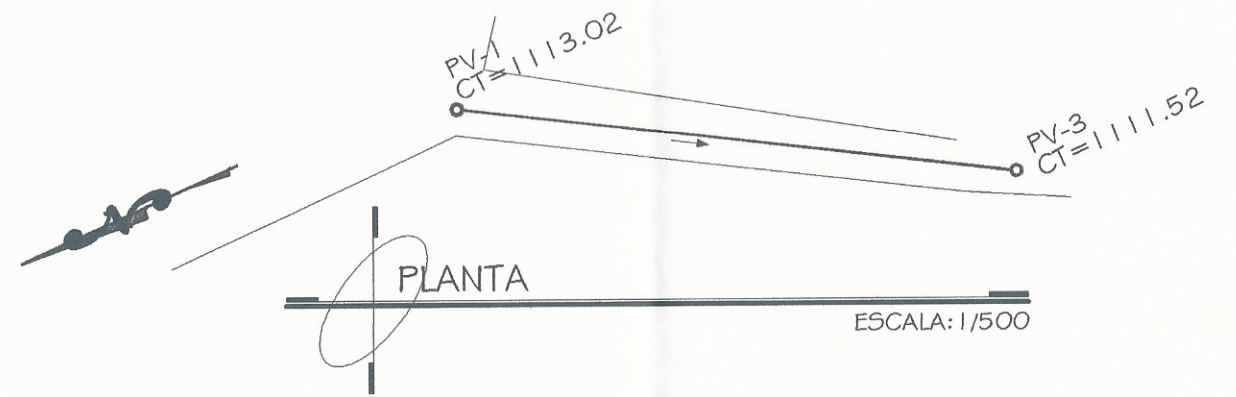
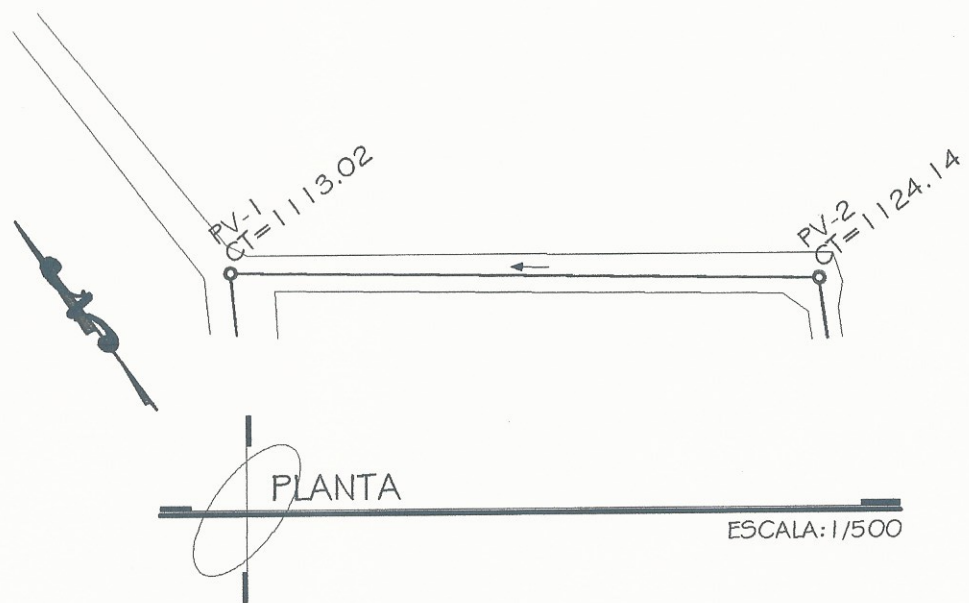
PLANTA DIRECCIÓN DE FLUJO

ESCALA: 1/1,000



Diseño: MATV	Revisó: MAAC	Dibujó: MATV	Fecha: ABRIL DE 2014	Escala: Indefinida	No. Proyecto: 1
--------------	--------------	--------------	----------------------	--------------------	-----------------

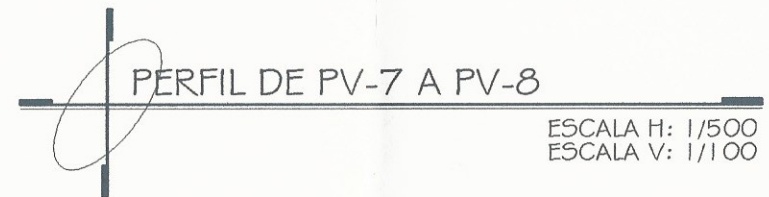
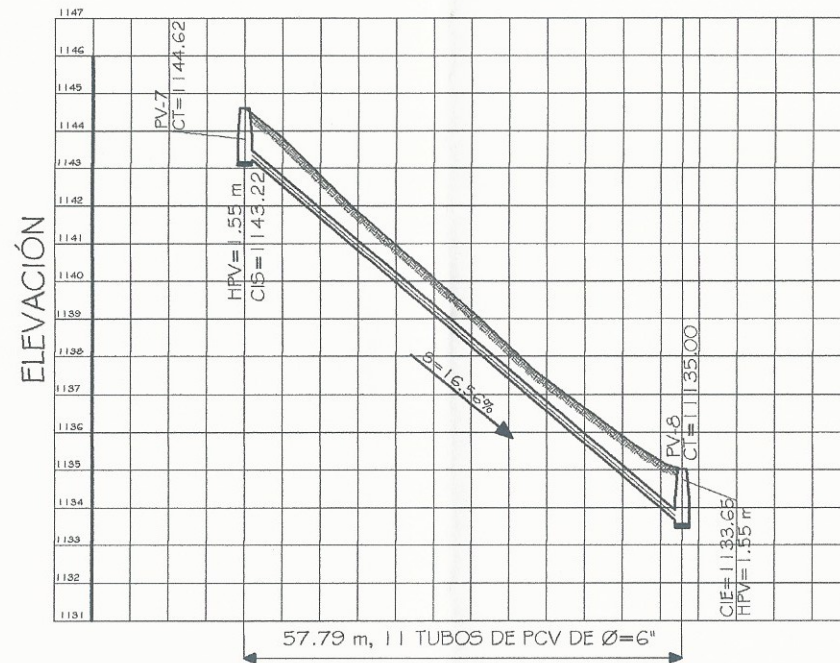
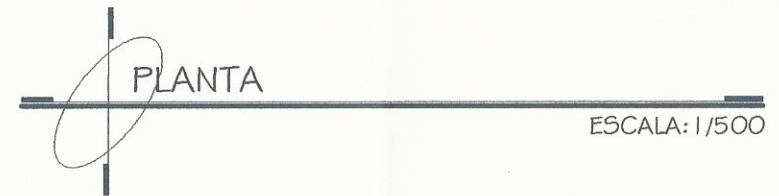
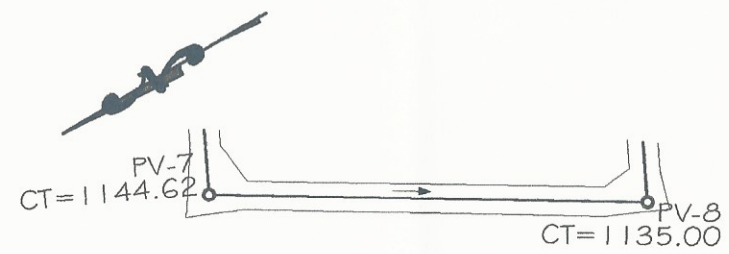
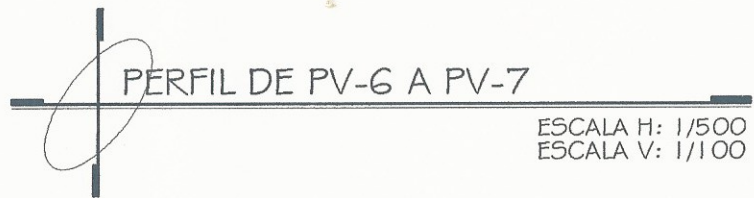
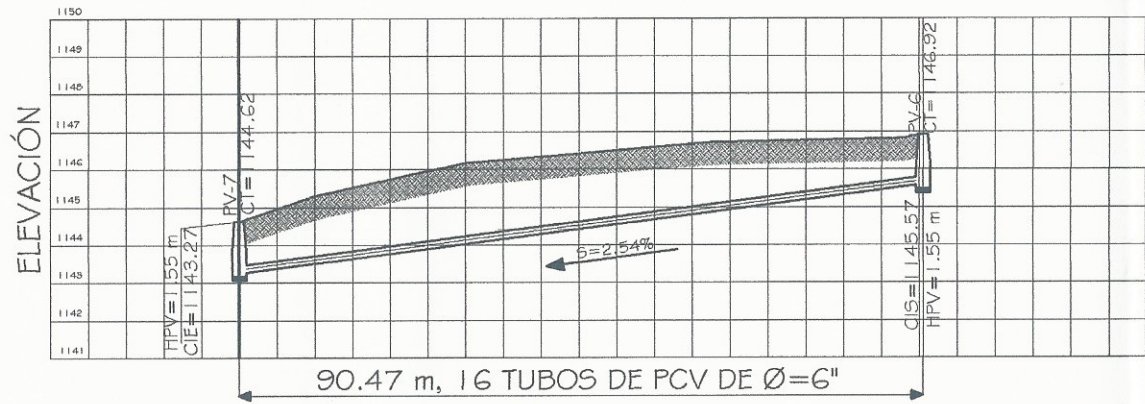
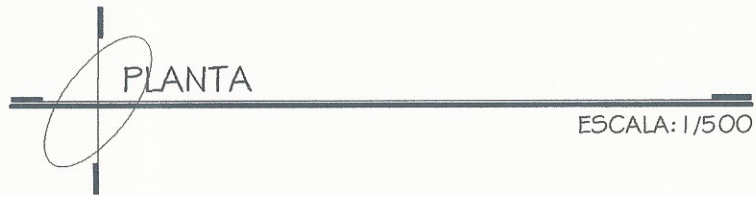
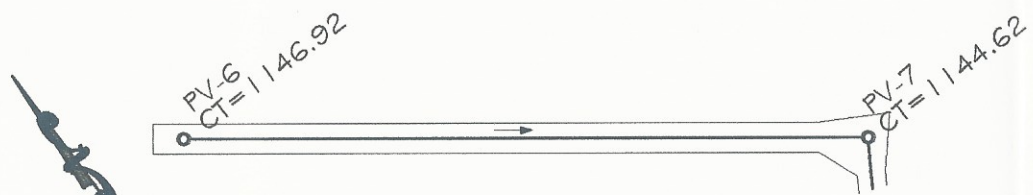
Universidad de Cuilapa
 Proyecto: DISEÑO DE UNA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA ALDEA LAGUNA SECA
 Localidad: ALDEA LAGUNA SECA, CUILAPA.
 PLANTA DIRECCIÓN DE FLUJO
 Hoja No. De: 3 / 15




Estado de Puebla
 Proyecto: DISEÑO DE UNA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA ALDEA LAGUNA SECA
 Ubicación: ALDEA LAGUNA SECA, CUILAPA.
 Contenido: PLANTA + PERFILES

Diseño: MATV	Catálogo:	Diseño:	Fecha: ABRIL DE 2016
Revisión: MAAO	Material:	Hoja No. De: 4	Escala: Indefinida
Dibujo: MATV	Material: MAAO	No. Proyecto: 1	

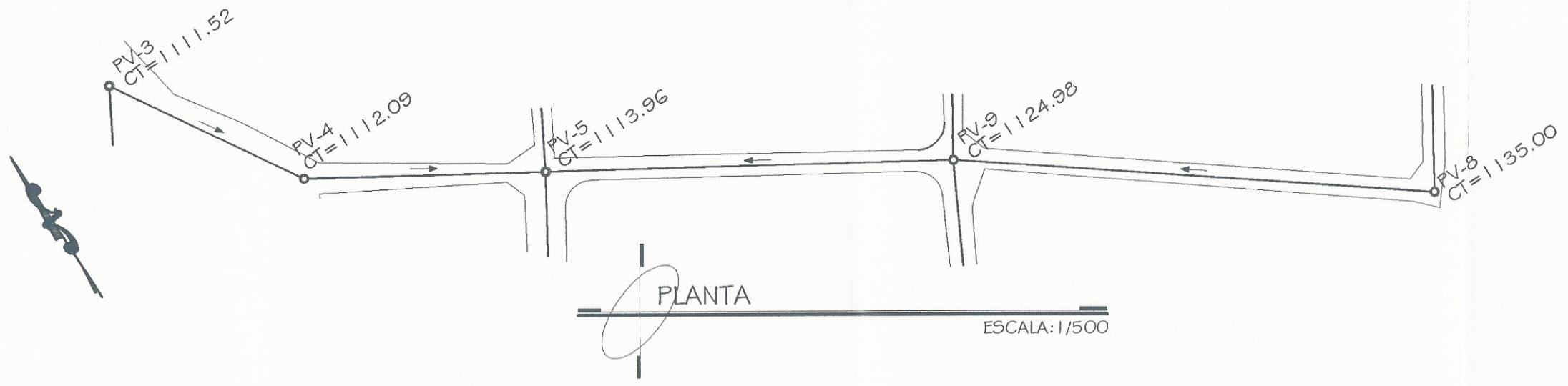




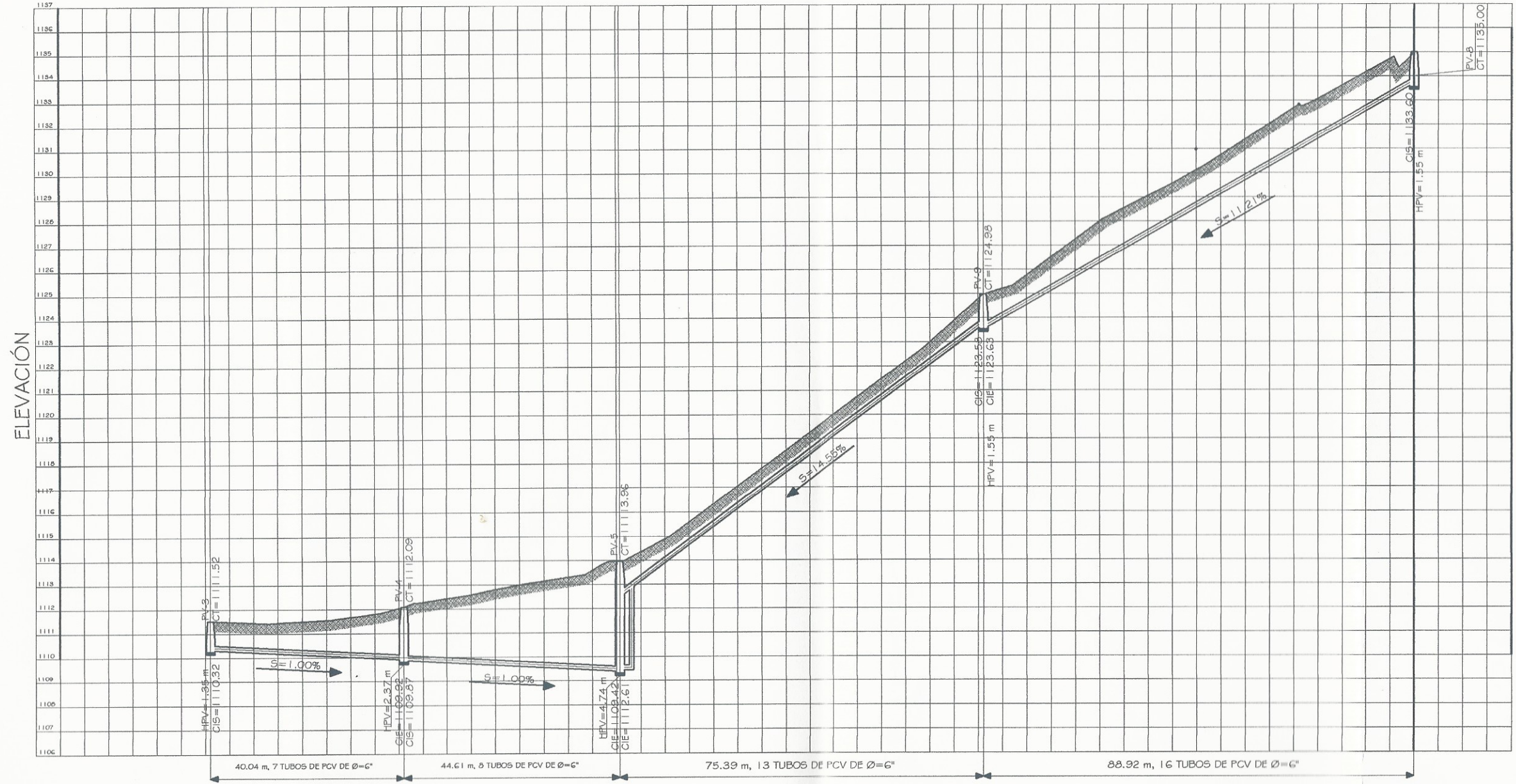

Estado Libre Soberano de Puebla
 Proyecto: ALDEA LAGUNA SECA, CUILAPA.
 Ubicación: ALDEA LAGUNA SECA, CUILAPA.
 Contenido: PLANTA + PERFILES

Diseño: MATV	Cálculo: MAO	Fecha: ABRIL DE 2016
Revisión: MAO	Elaboración: M	Escala: Indefinida
Dibujo: MATV	M	No. Proyecto: 1

Hoja No. De: 5 de 15
 Autor: MARIO TARACENA
 Supervisor:



PLANTA
ESCALA: 1/500



PERFIL
ESCALA H: 1/500
ESCALA V: 1/100



Universidad de Cuilapa

Proyecto: DISEÑO DE UNA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA ALDEA LAGUNA SECA

Ubicación: ALDEA LAGUNA SECA, GUILAPA.

Contenido: PLANTA + PERFILES

Hoja No. De: 15

Fecha: ABRIL DE 2016

Diseno: [Signature]

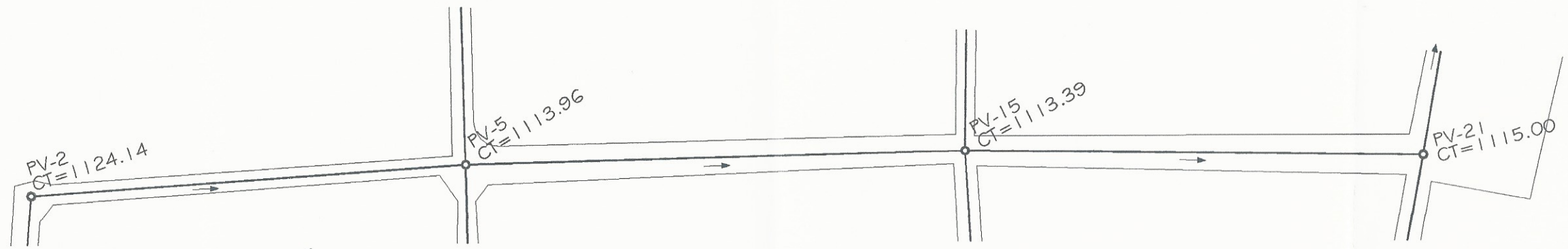
Revisado: [Signature]

Elaborado: [Signature]

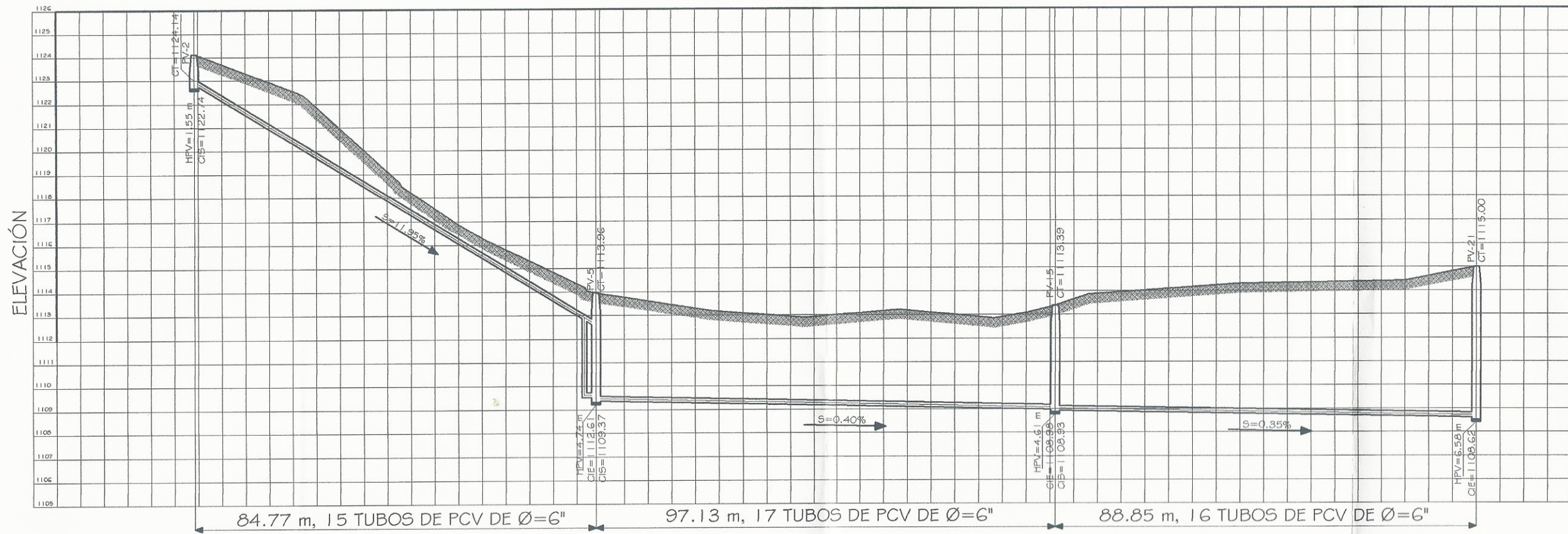
Verificado: [Signature]

Autores: [Signature]

Diseño: MATV	Calificación: MATV	Fecha: ABRIL DE 2016
Revisado: MAO	Calificación: MAO	Diseno: [Signature]
Elaborado: MATV	Calificación: MATV	Revisado: [Signature]



PLANTA
ESCALA: 1/500



PERFIL
ESCALA H: 1/500
ESCALA V: 1/100



Municipalidad de Cuilapa

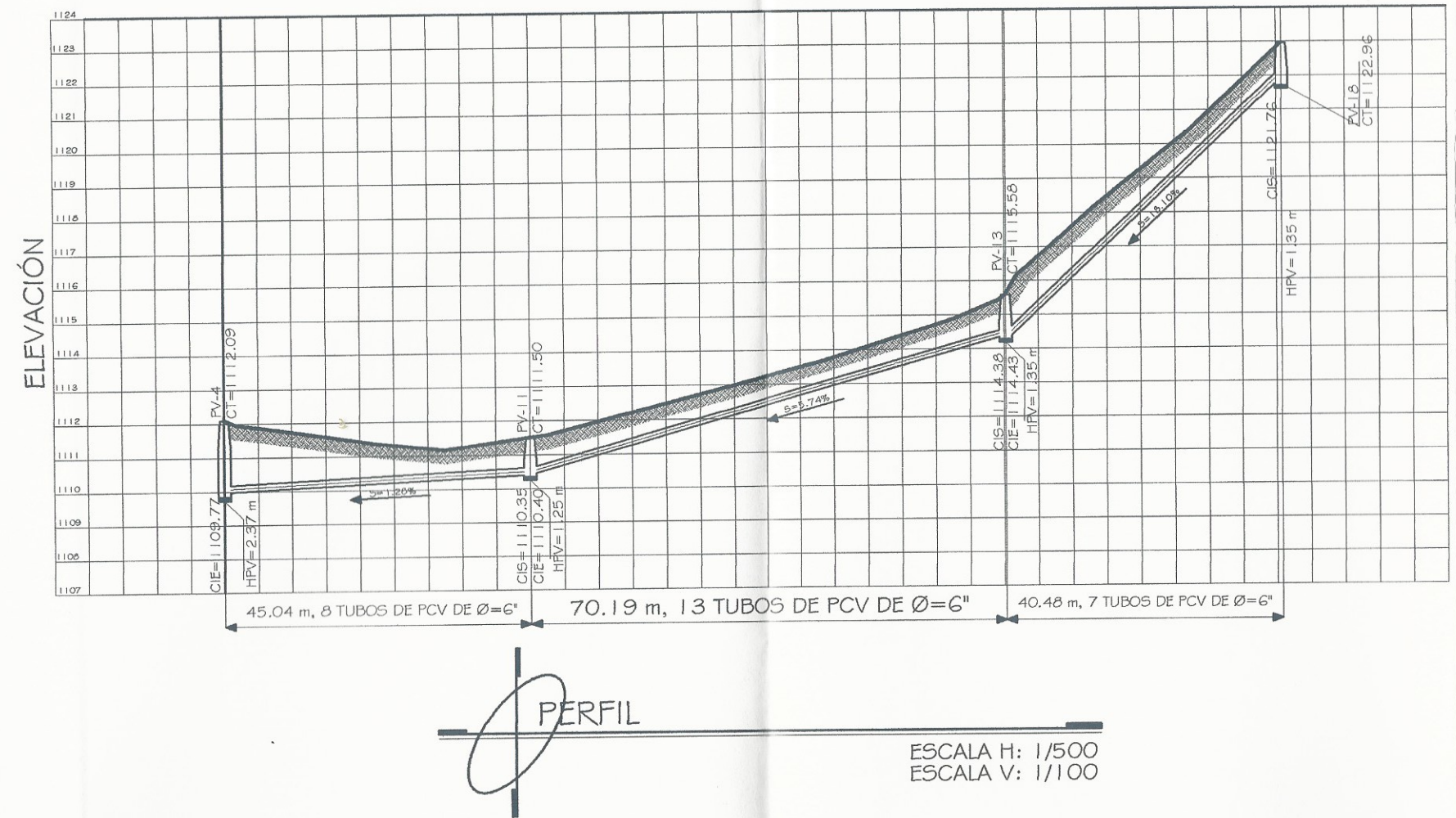
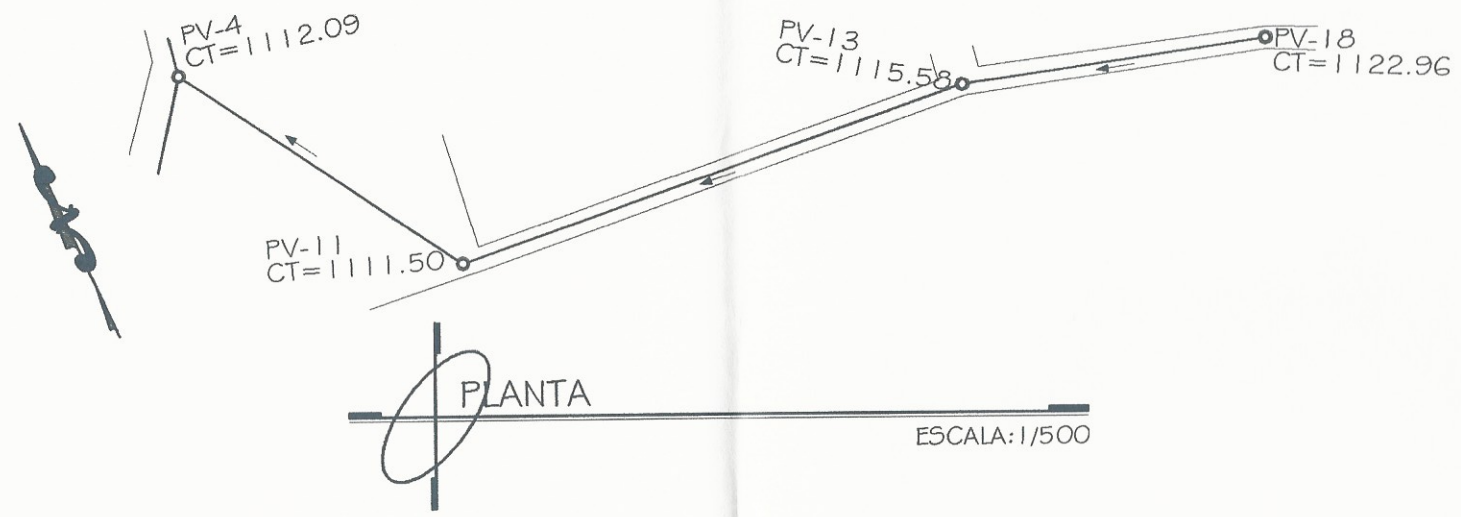
Proyecto: DISEÑO DE UNA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA ALDEA LAGUNA SECA

Ubicación: ALDEA LAGUNA SECA, CUILAPA.

Plantilla: PLANTA + PERFILES

Diseño: MATV	Cálculo: MAO	Fecha: ABRIL DE 2016
Revisó: MAO	Elaboró: MATV	Escala: Indefinida
Dibujo: MATV	Hoja No. De: 15	No. Proyecto: 1

Elaborado por: MARCO TARACDIA



Municipalidad de Cuilapa

DISEÑO DE UNA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA ALDEA LAGUNA SECA

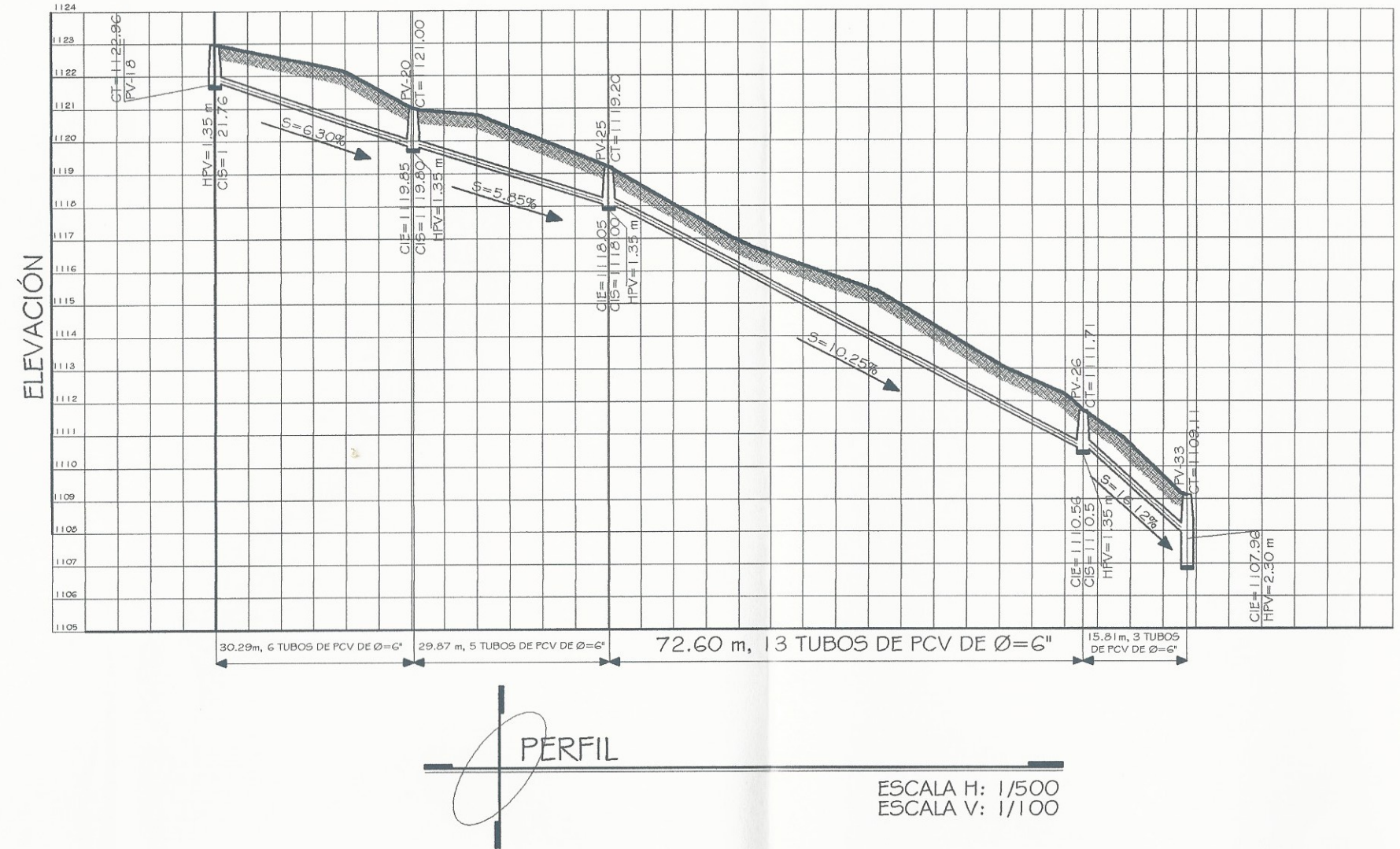
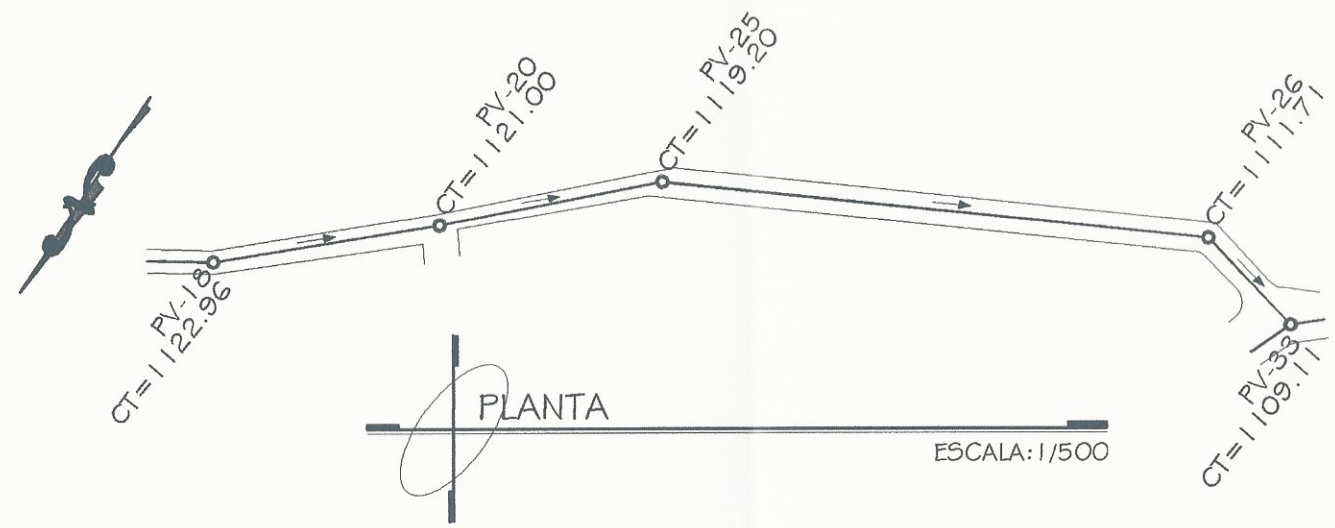
ALDEA LAGUNA SECA, CUILAPA.

PLANTA + PERFILES

Diseño:	MATV	Fecha:	ABRIL DE 2011
Financ:	MAAO	Cuota:	Indicada
Dibujo:	MATV	No. Proyecto:	1

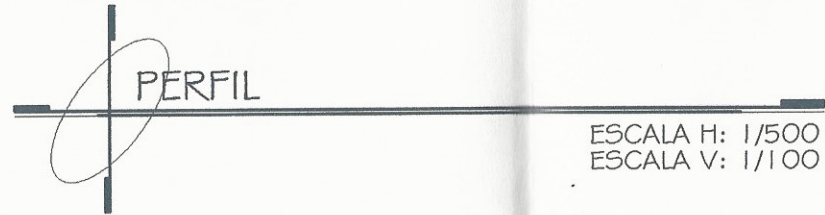
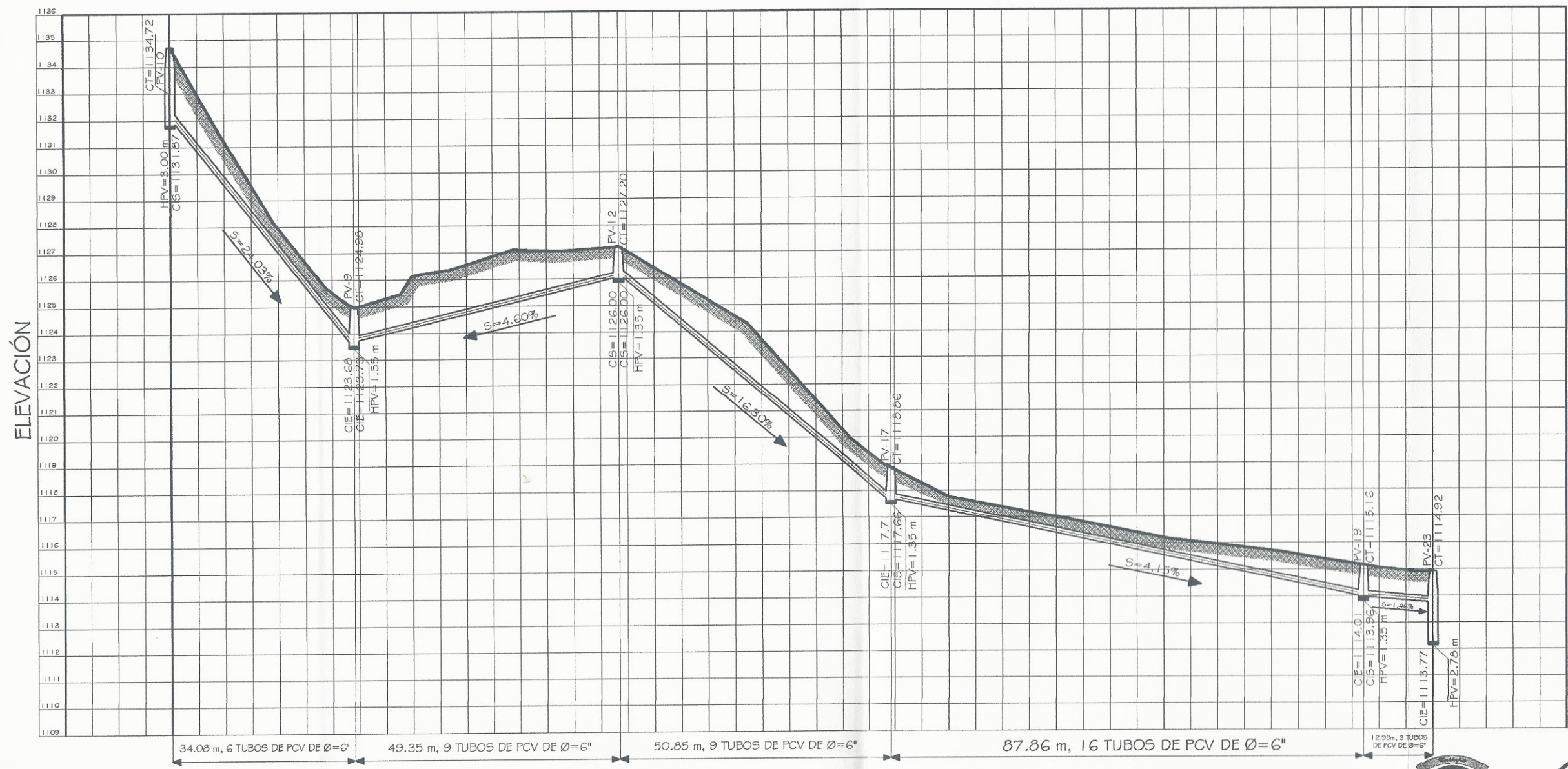
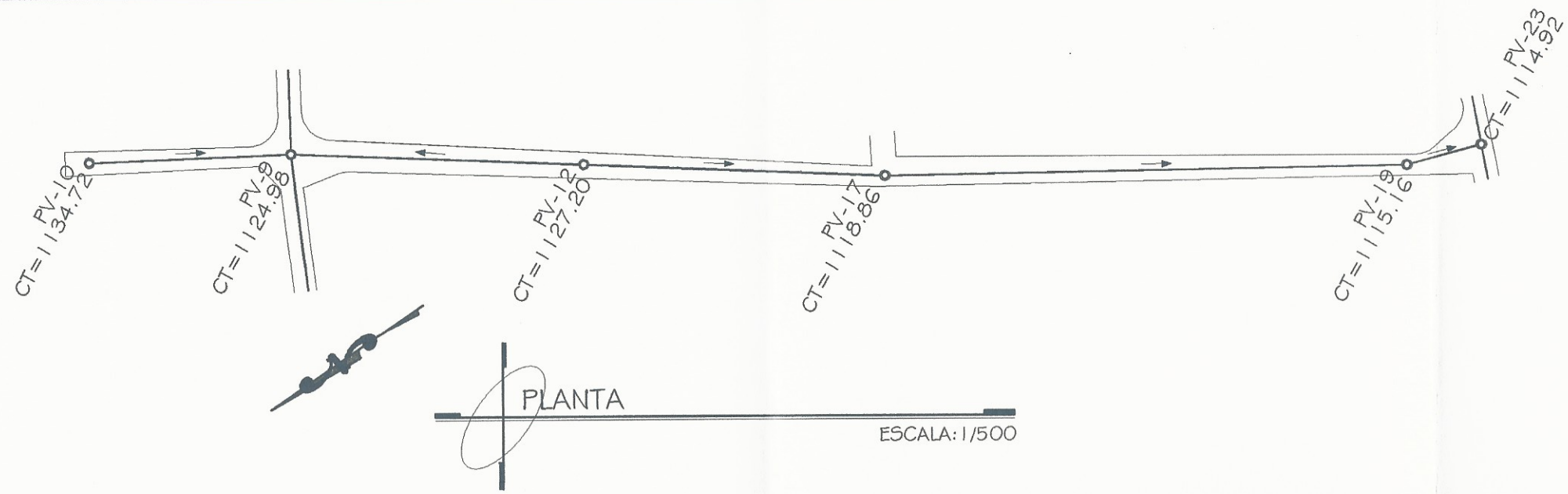
Objeto No. De: 8

15



Universidad de Cuilapa
 Proyecto: DISEÑO DE UNA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA ALDEA LAGUNA SECA
 ALDEA LAGUNA SECA, CUILAPA.
 PLANTA + PERFILES
 Hoja No. 9 de 15
 Fecha: 2016
 Escala: Indefinida
 No. Proyecto: 1

Diseño: MATV	Cálculo: MATV
Revisión: MAAO	Elaboración: MAAO
Dibujo: MATV	Mano de obra: MAAO



Municipalidad de Cuilapa

Proyecto: DISEÑO DE UNA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA ALDEA LAGUNA SECA, CUILAPA.

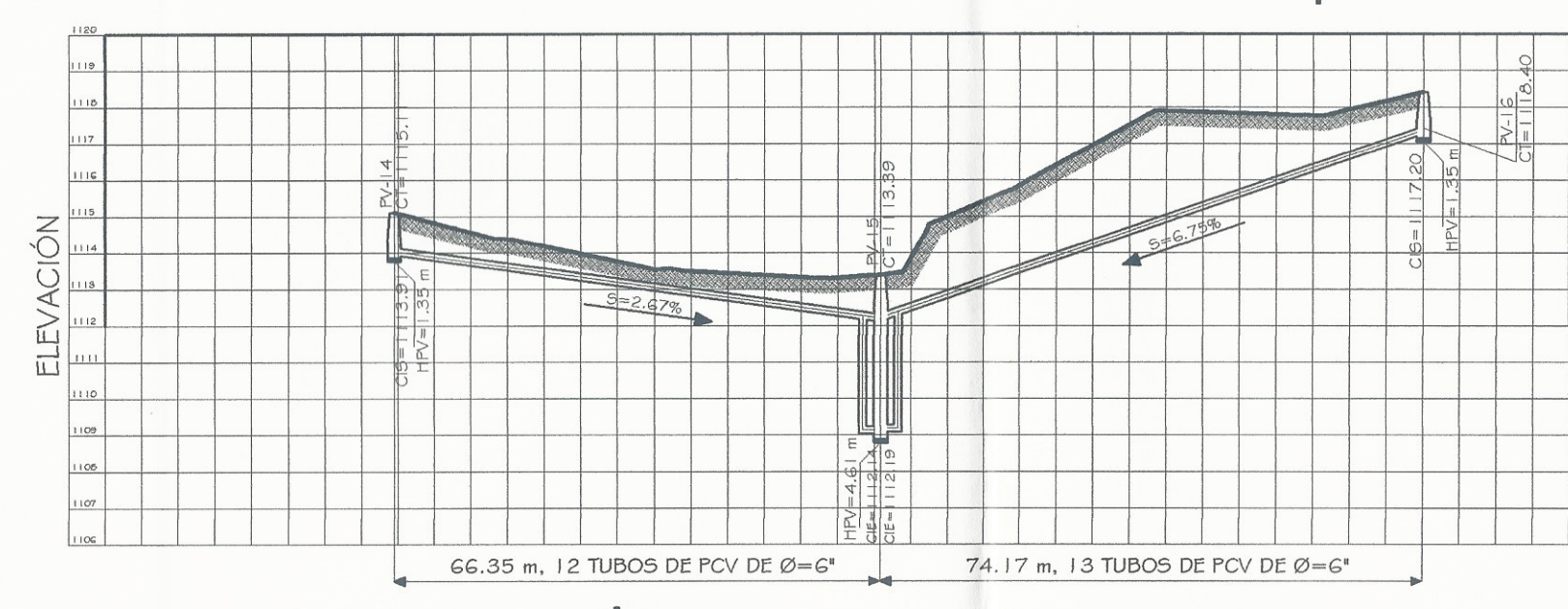
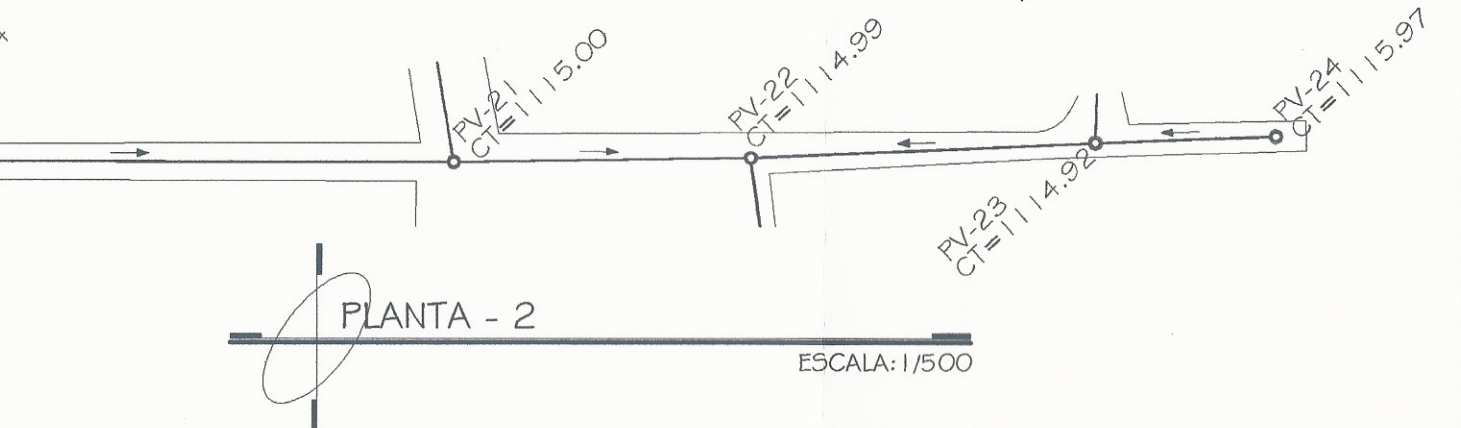
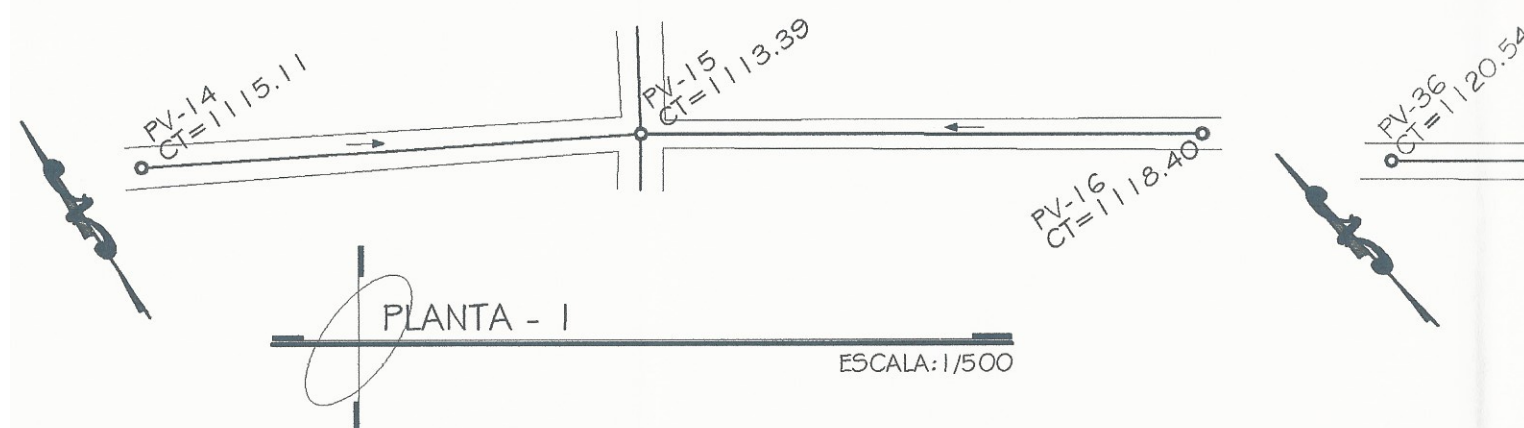
Plantación: ALDEA LAGUNA SECA, CUILAPA.

PLANTA + PERFILES

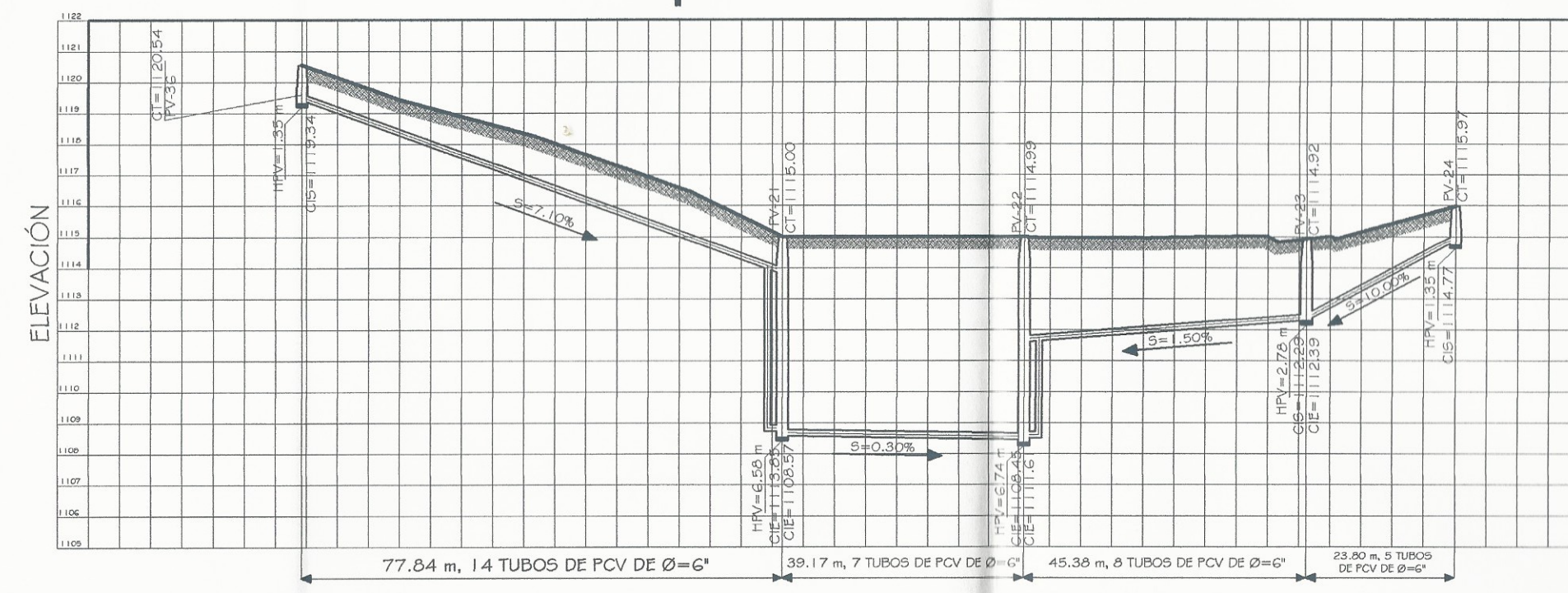
Hoja No. De: 10

No. Proyecto: 1

Diseño: MATV	Calado: MATV	Fecha: ABRIL DE 2016
Trazo: MAAO	Mano de obra: MANUEL ARRIAGA	Escala: Indicada
Obra: MATV	Supervisor: MANUEL ARRIAGA	No. Proyecto: 1

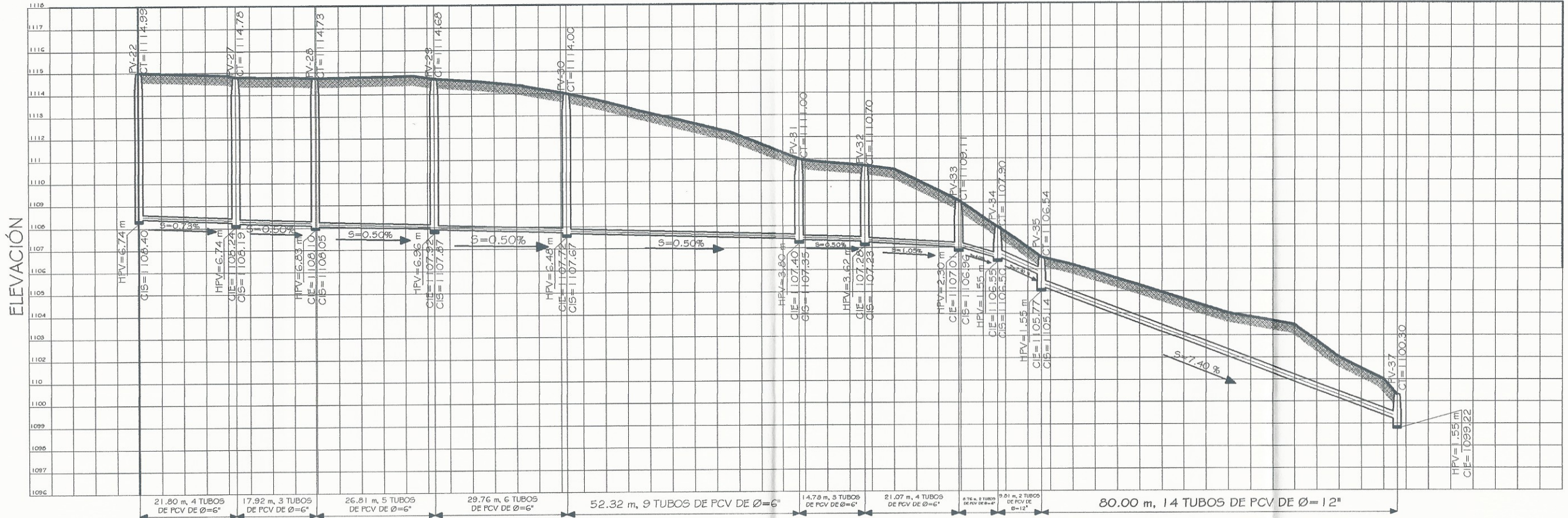


PERFIL - 1
 ESCALA H: 1/500
 ESCALA V: 1/100

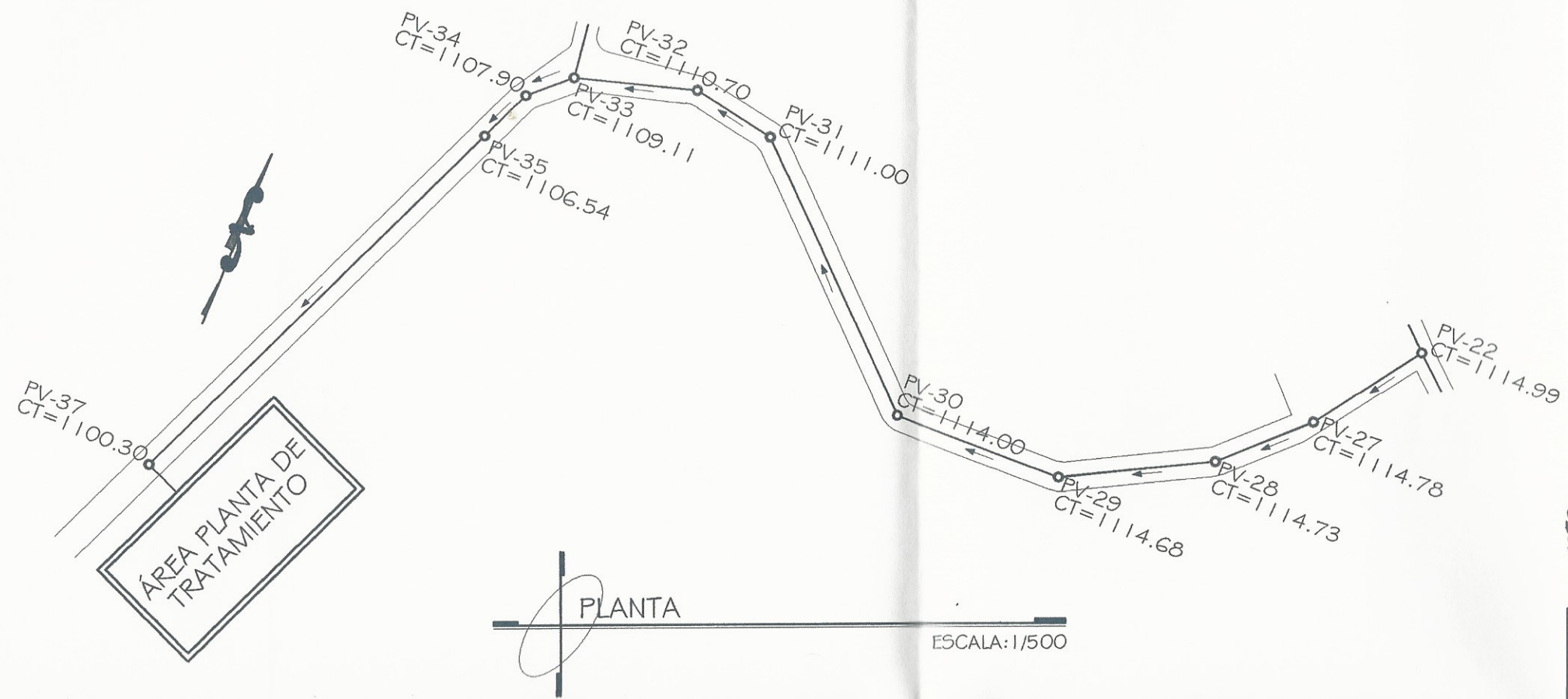


PERFIL - 2
 ESCALA H: 1/500
 ESCALA V: 1/100

Gobierno del Estado de Culiacán
 Proyecto: DISEÑO DE UNA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA ALDEA LAGUNA SECA
 Ubicación: ALDEA LAGUNA SECA, CUILAPA.
 PLANTA + PERFILES
 Hoja No. 15 de 15
 Fecha: ABRIL DE 2016
 Escala: Indefinida
 No. Proyecto: 1



PERFIL
 ESCALA H: 1/500
 ESCALA V: 1/100



PLANTA
 ESCALA: 1/500

Municipio de Cuilapa

Proyecto: DISEÑO DE UNA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA ALDEA LAGUNA SECA, CUILAPA.

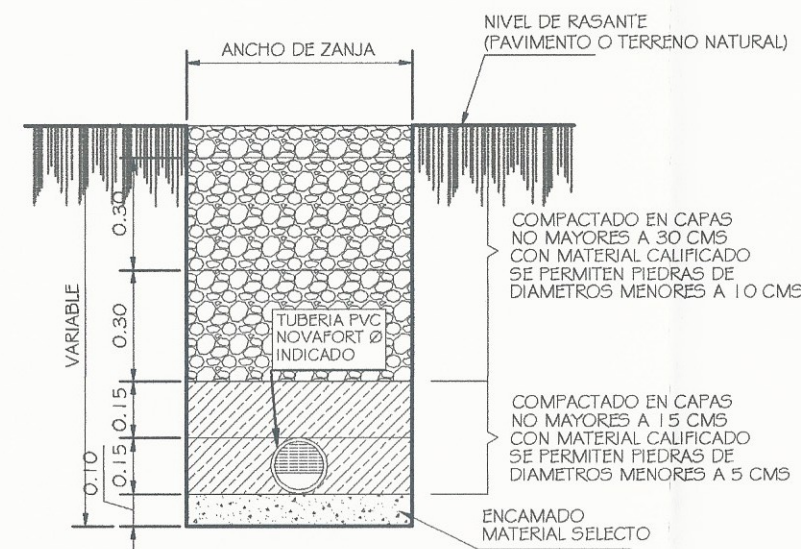
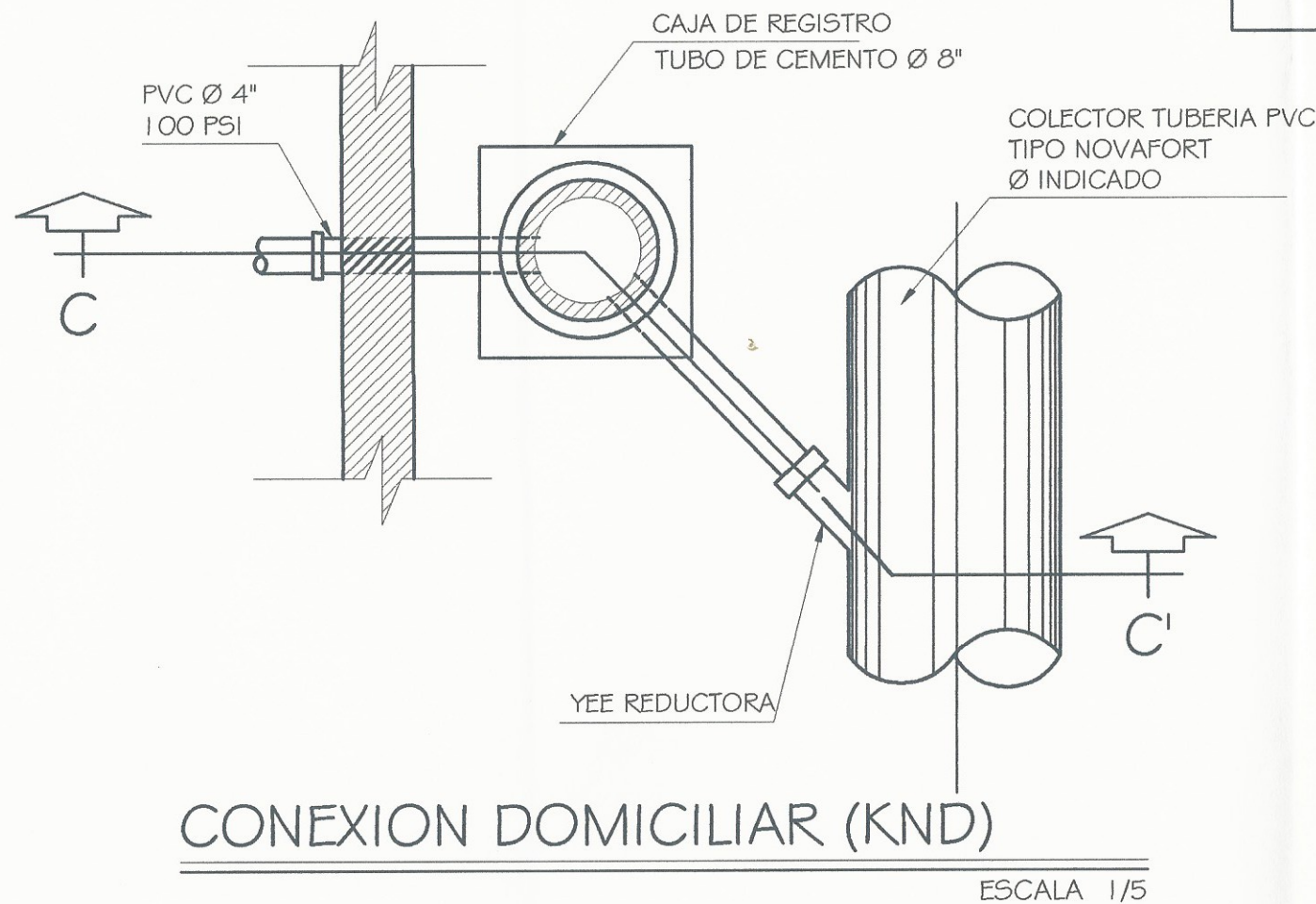
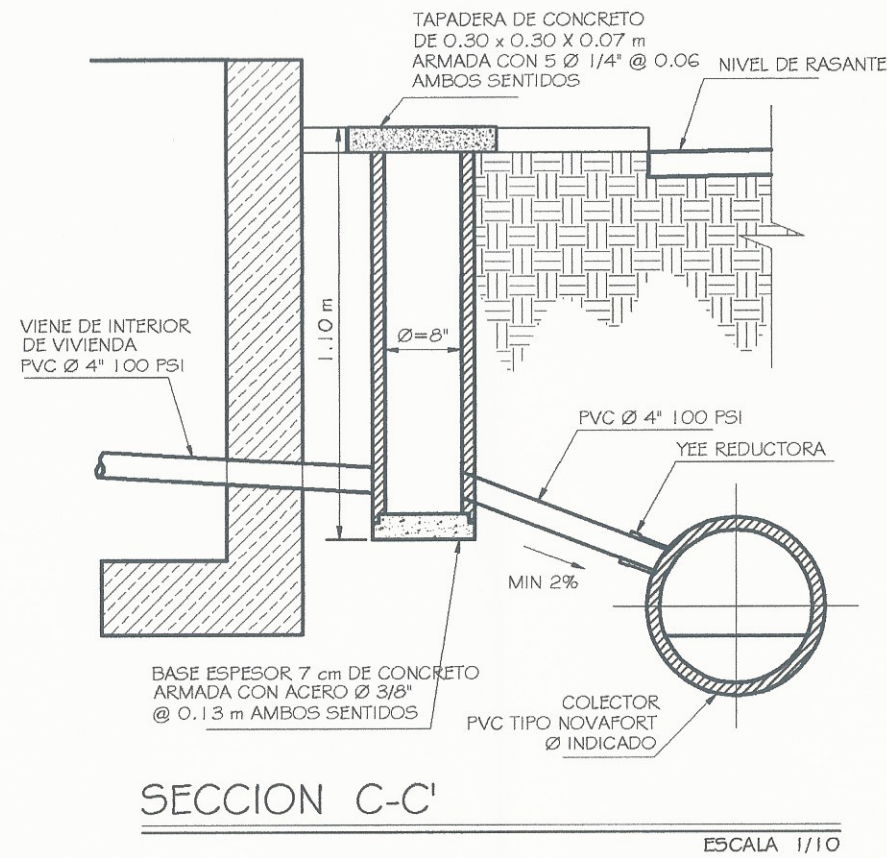
PLANTA + PERFILES

Diseño: MATV	Calculo: MATV	Fecha: ABRIL DE 2016
Carro: MAAD		Escala: Indefinida
Origen: MATV	Municipio de Cuilapa	No. Proyecto: 1

Hoja No. 12 de 15

ESPECIFICACIONES

1. LAS TAPADERAS DE LOS POZOS DEBERAN IDENTIFICARSE CON LA NOMENCLATURA DEL PLANO DE RED GENERAL.
2. EL CONCRETO DEBERA TENER UN $F_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ PROPORCION EN VOLUMEN 1:2:2. CON ESTA PROPORCIÓN SE TIENEN QUE USAR 11.5 SACOS DE CEMENTO, 8 CARRETIILLAS DE ARENA, 8 CARRETIILLAS DE PIEDRÍN Y 148 GALONES DE AGUA APROPIADA PARA LA PREPARACIÓN
3. LA SABIETA DEBERA SER DE CEMENTO Y ARENA DE RIO CON PROPORCION EN VOLUMEN 1:2. SE PREPRERA CON 15.59 SACOS DE CEMENTO, 16.5 CARRETIILLAS DE ARENA CERNIDA DE RIO $\frac{1}{16}$ Y 172 GALONES DE AGUA.
4. LA MEZCLA PARA EL PEGADO DE LADRILLOS DEBERA SER DE CAL Y ARENA DE RIO. PROPORCIÓN 1:3. SE PREPRERA CON 6 SACOS DE CAL Y 5.5 CARRETIILLAS DE ARENA CERNIDA DE RIO $\frac{1}{16}$
5. EL ACERO A UTILIZAR SERA $F_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$.
6. LA TUBERIA PARA LA CONEXION DOMICILIAR DEBE SER DE 4" PVC NOVAFORT PARA ALCANTARILLADO SANITARIO SEGUN NORMA ASTM F949
7. EL CONCRETO PARA LA TAPADERA Y BASE DEBERA TENER UN $F_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ CON UNA PROPORCIÓN 1:2:2. CON ESTA PROPORCIÓN SE TIENEN QUE USAR 11.5 SACOS DE CEMENTO, 8 CARRETIILLAS DE ARENA, 8 CARRETIILLAS DE PIEDRÍN, 148 GALONES DE AGUA APROPIADA PARA LA PREPARACIÓN Y UNA CARRETIILLA DE 0.08 M3 DE VOLUMEN.
8. LA CAJA DE REGISTRO SERA UN TUBO DE CONCRETO DE 8" DE DIAMETRO CON SU RESPECTIVA BASE Y TAPADERA, LA CUAL DEBE TENER UNA PROFUNDIDAD MINIMA DE 0.90 m.



ANCHO DE ZANJA
PARA PROFUNDIDADES MENORES A 1.50 m
EXCAVAR CON UN ANCHO DE 0.70 m

PARA PROFUNDIDADES MAYORES A 1.50 m
EXCAVAR CON UN ANCHO DE 1.00 m

RELLENO DE ZANJA

ESCALA: 1/10



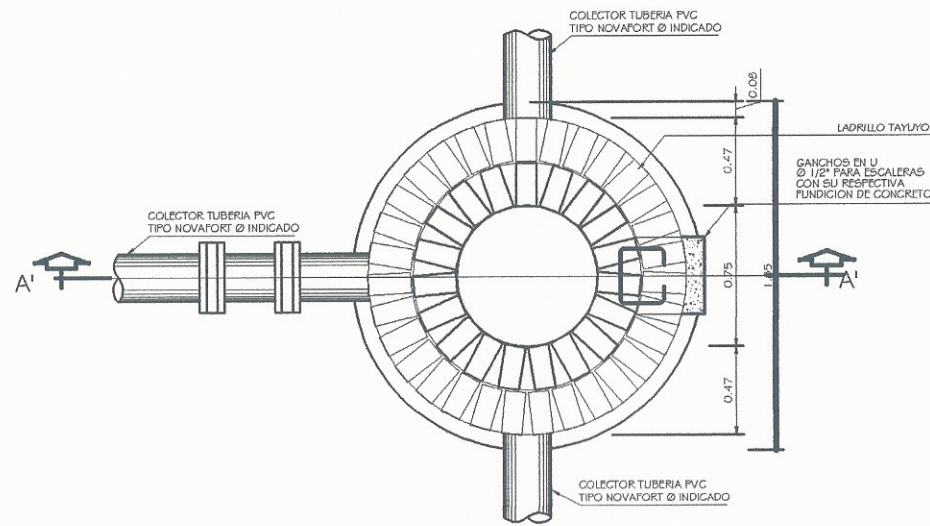
Universidad de Cuilapa

PROYECTO: DISEÑO DE UNA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA ALDEA LAGUNA SECA

ALDEA LAGUNA SECA, CUILAPA.

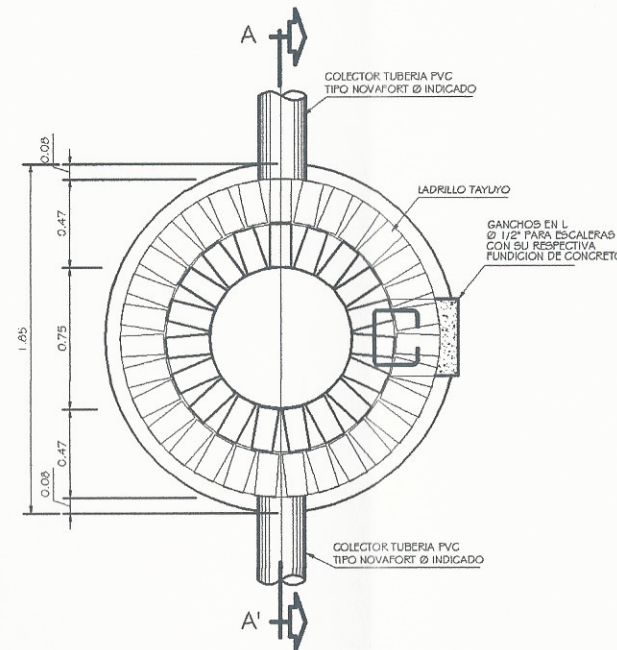
DETALLES ACOMETIDA + ESPECIFICACIONES

Quiso: MATV	Hoja No. De: 13	Folio: 2,01 C
Esbozo: MAAO	15	Esbozo: Indicado
Dibujó: MATV		No. Proyecto: 1



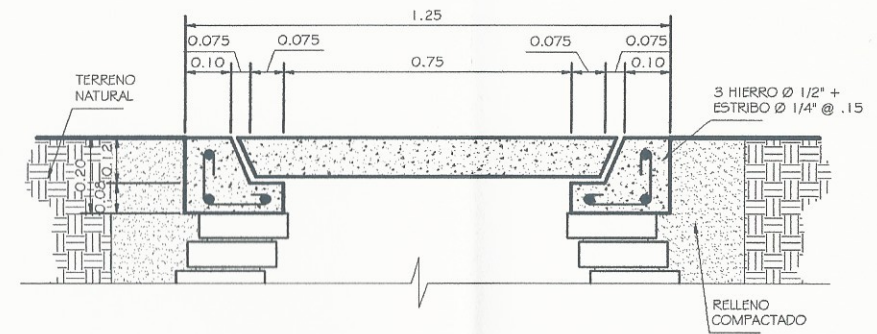
POZO DE VISITA CON CAIDA A 90°

ESCALA: 1/20



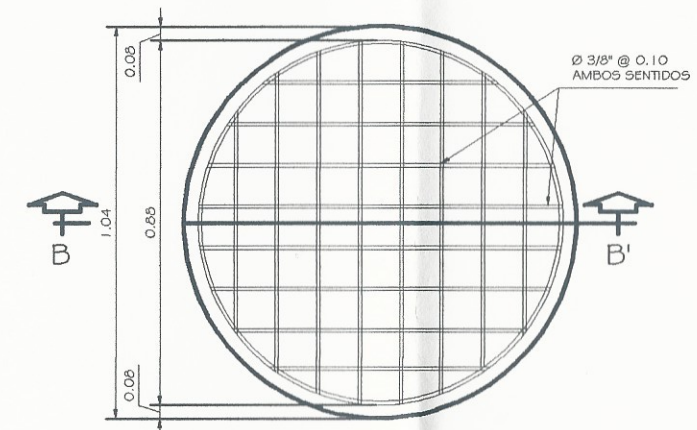
POZO DE VISITA TÍPICO

ESCALA: 1/20



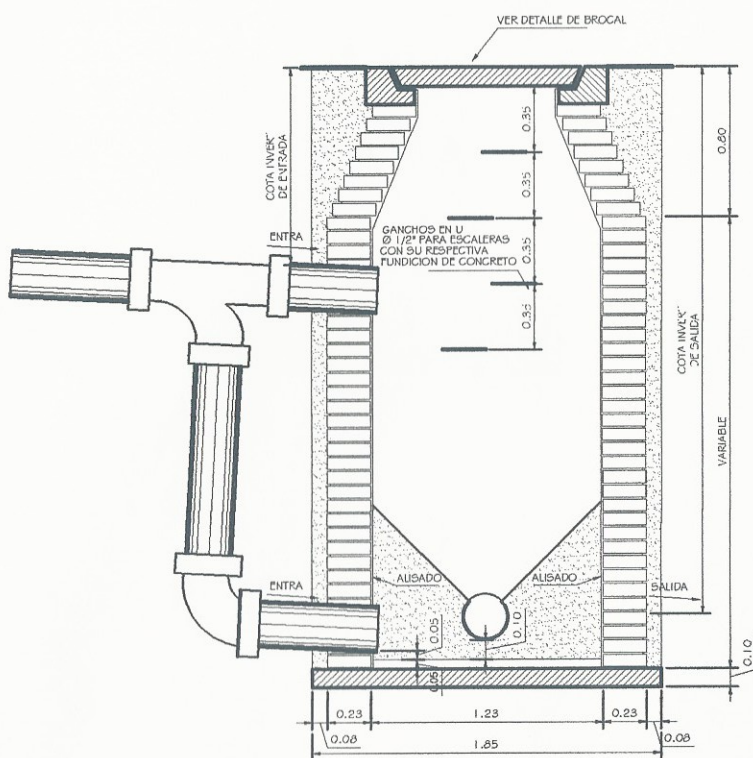
DETALLE DE BROCAL

ESCALA: 1/10



DETALLE DE TAPADERA

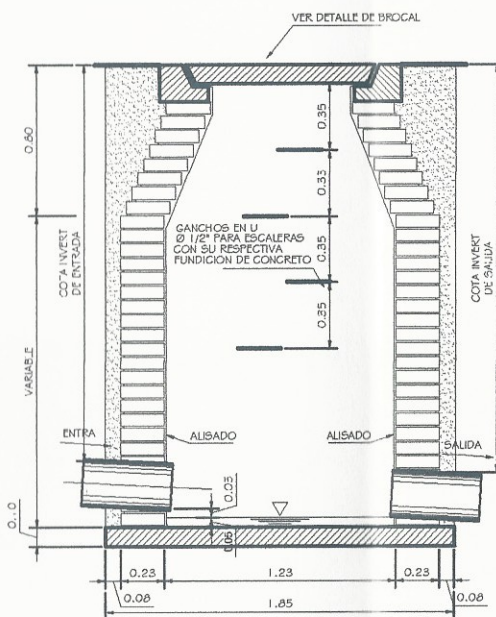
PLANTA ESCALA: 1/10



SECCION A-A'

ELEVACION

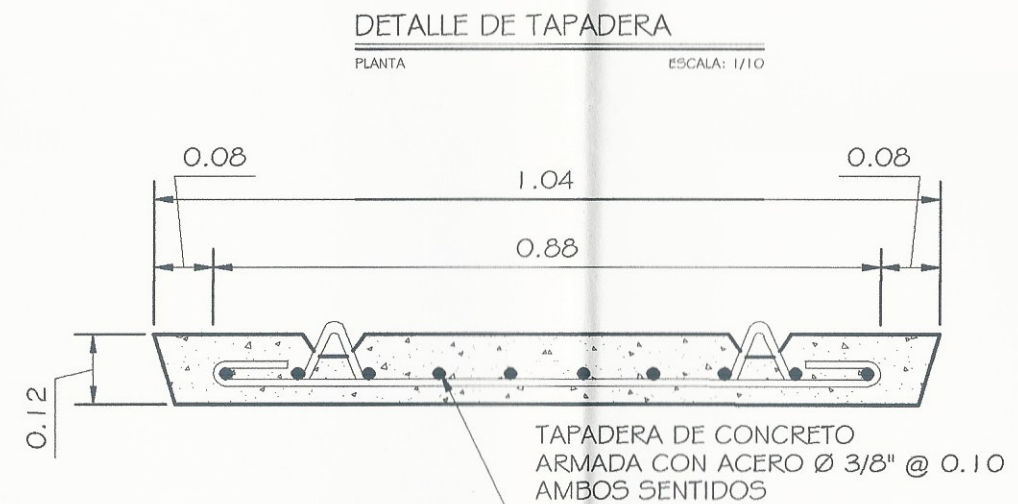
ESCALA: 1/20



SECCION A-A'

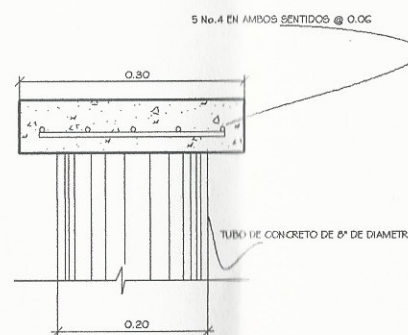
ELEVACION

ESCALA: 1/20



SECCION B-B'

ESCALA: 1/5



CAJA DE REGISTRO DOMICILIAR

ESCALA: 1/5



Universidad de Culiacán

Proyecto: DISEÑO DE UNA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA ALDEA LAGUNA SECA

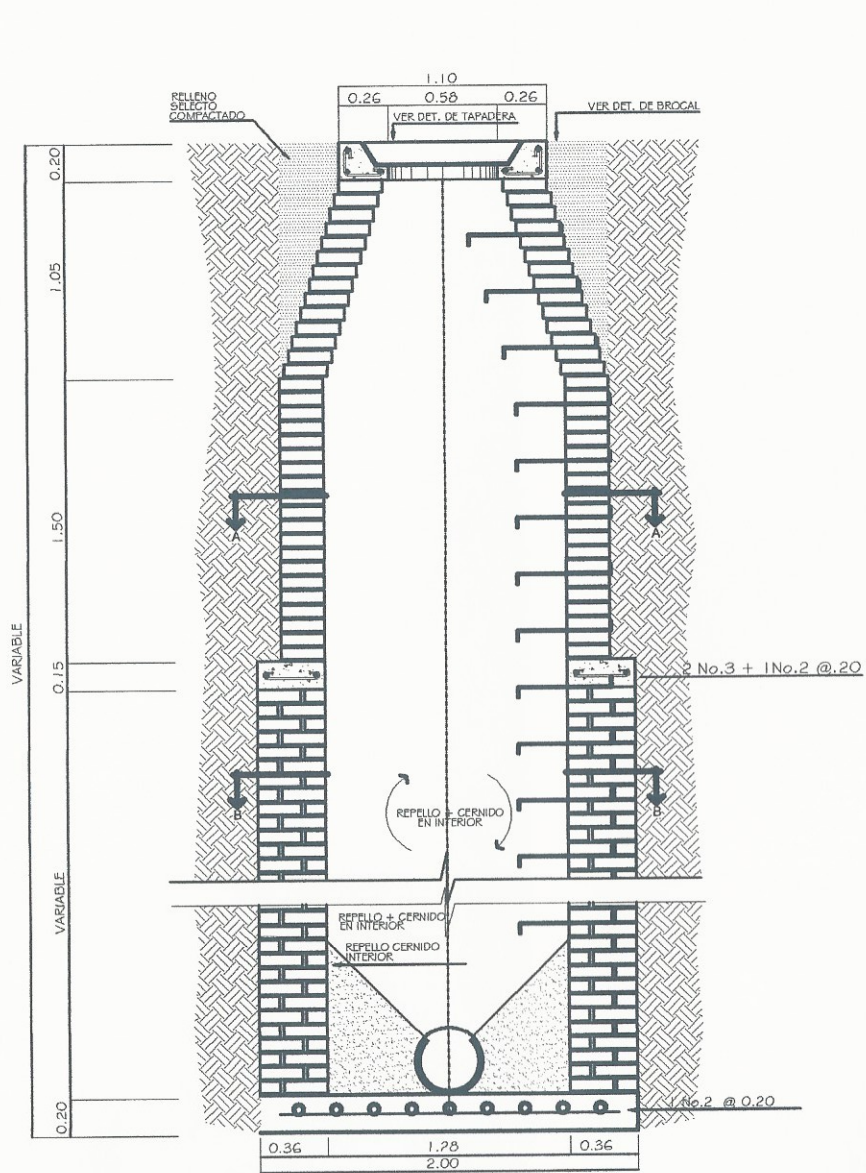
Alcaldía Municipal: ALDEA LAGUNA SECA, CUILAPA.

DETALLES POZOS

Diseño: MATV	Fecha: ABRIL DE 2016
Plan: MAAD	Cuota: Indefinida
Dibujo: MATV	No. Proyecto: 1

14

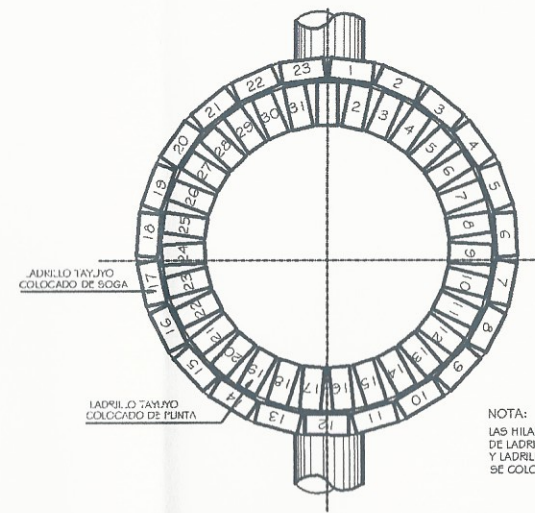
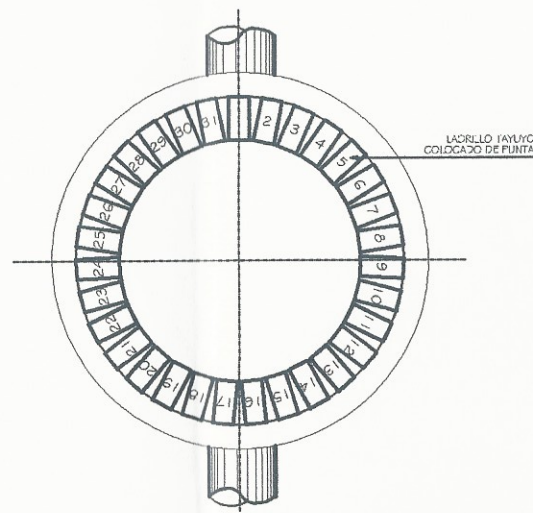
15



PLANTA SECCIÓN A-A

ELEVACION

ESCALA: 1/20

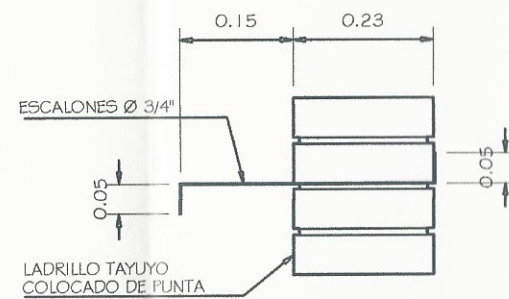


PLANTA SECCIÓN B-B

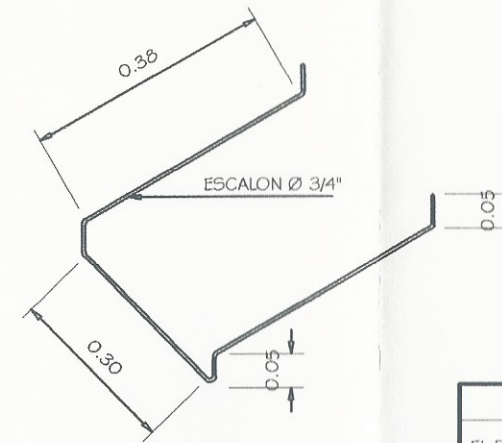
ELEVACION

ESCALA: 1/20

NOTA:
LAS HILADAS DE LADRILLO DE PUNTA Y LADRILLO DE SOGA SE COLOCARAN ALTERNADAMENTE.



SECCIÓN



ISOMETRICO

NOTA:
EL PRIMER ESCALON ESTARA A 0.60 METROS DEL NIVEL EXTERIOR DE LA TAPADERA, LOS DEMAS A 0.30 METROS

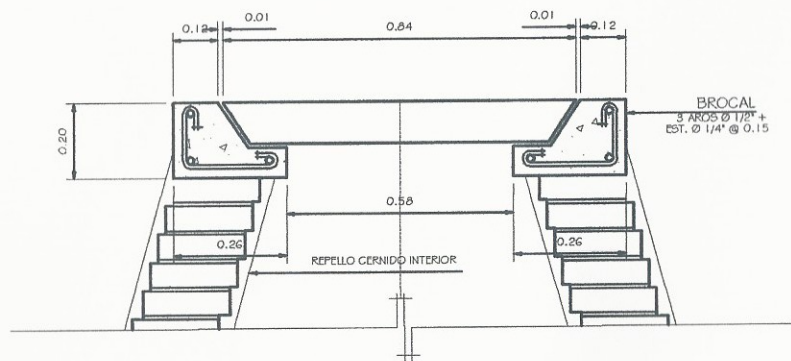
DETALLE POZO DE VISITA H > 5m

ELEVACION

ESCALA: 1/20

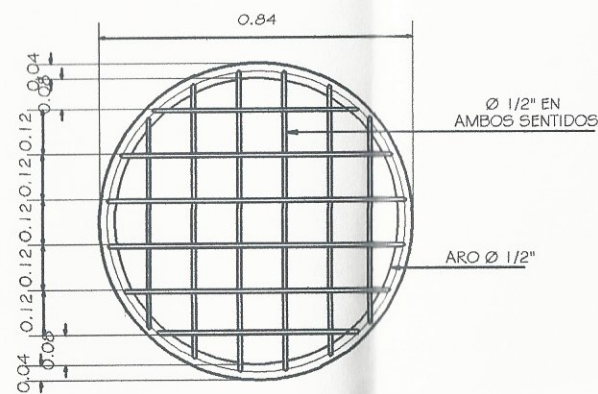
DETALLE DE ESCALON

ESCALA: 1/5

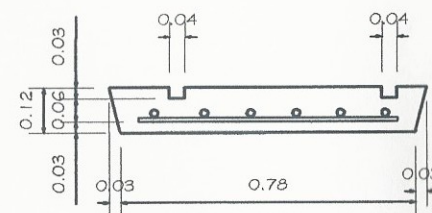


DETALLE DE BROCAL

ESCALA: 1/10



PLANTA

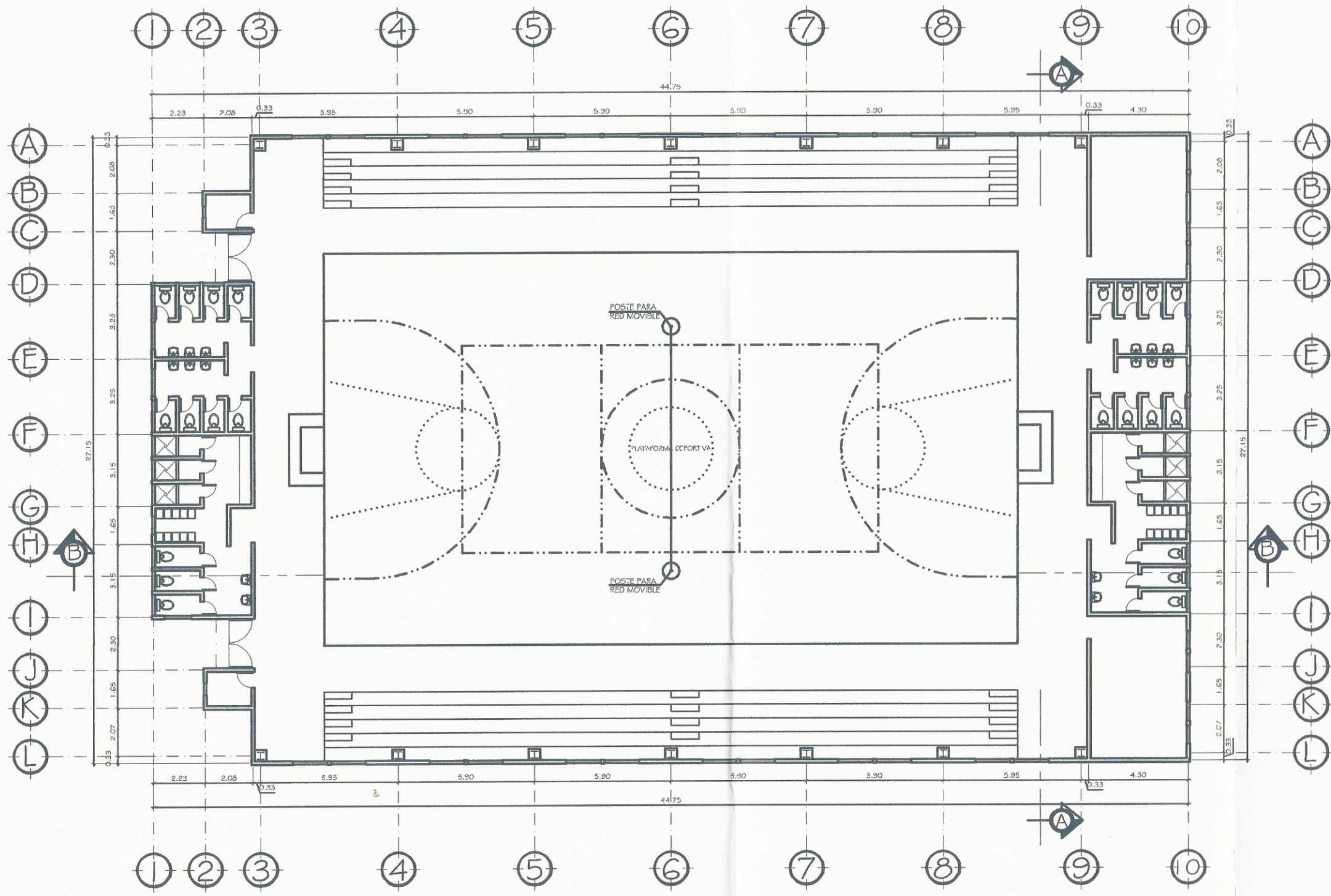


SECCIÓN

DETALLE TAPADERA DE POZO

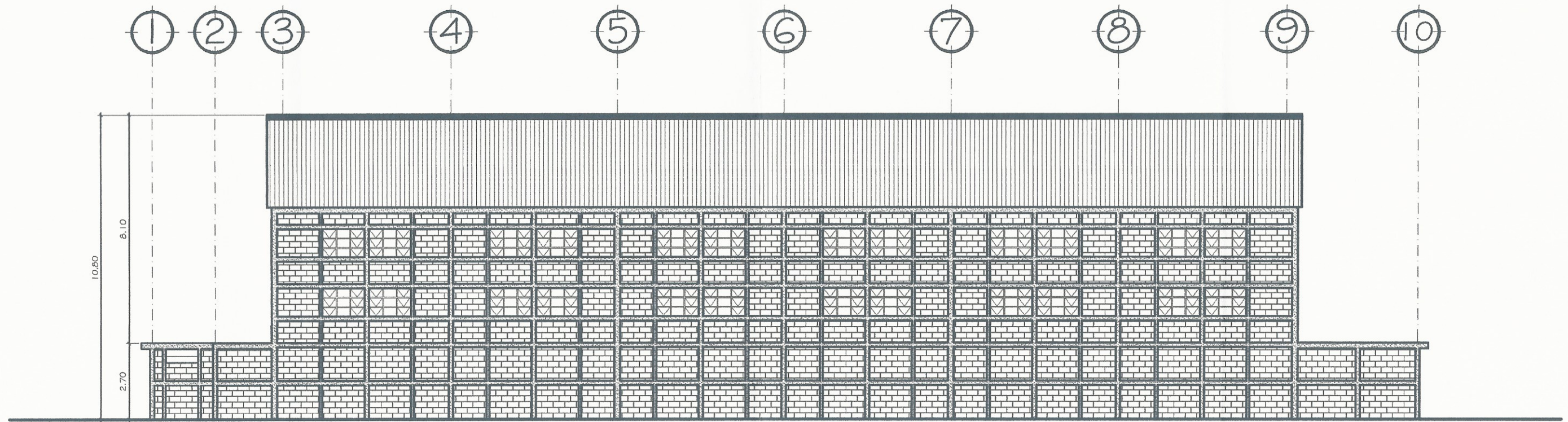
ESCALA: 1/10

Estado de Culiacán
 Proyecto: DISEÑO DE UNA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LA ALDEA LAGUNA SECA
 Aldea Laguna Seca, Culiacán.
 DETALLES POZOS
 Hoja No. 15 de 15
 Fecha: ABRIL DE 2016
 Escala: Indefinida
 No. Proyecto: 1

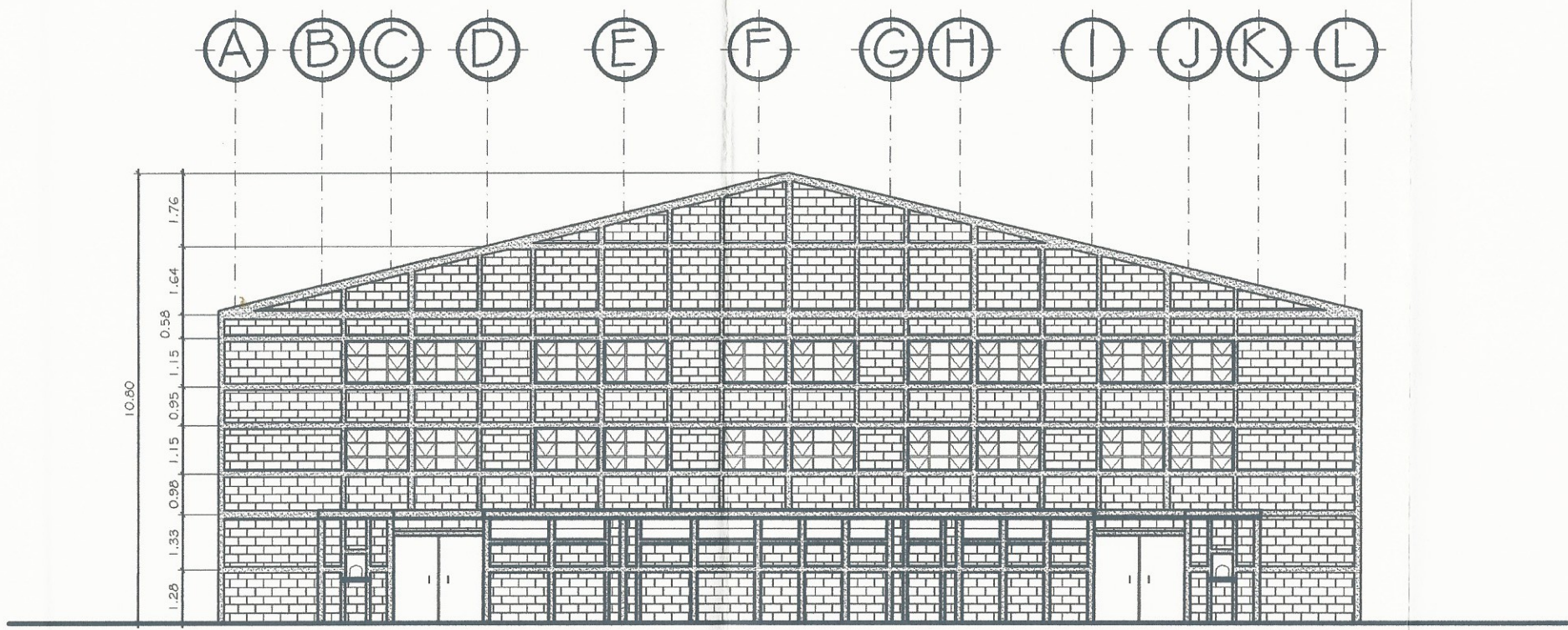


PLANTA AMUEBLADA
 ESCALA: 1/100

Universidad de Guatemala Facultad de Ingeniería		Aldea La Providencia de Cuilapa Proyecto: DISEÑO DE UN GIMNASIO POLIDEPORTIVO, EN LA ALDEA LA PROVIDENCIA Ubicación: ALDEA LA PROVIDENCIA, CUILAPA.	
PLANTA AMUEBLADA		Hoja No. De: 14	
Autor: MATEO Fecha:	Diseñador: MATEO Escala:	No. Proyecto:	Año: 2016



FACHADA LATERAL
 ESCALA: 1/75



FACHADA FRONTAL
 ESCALA: 1/75

Universidad de Cuilapa

Proyecto: DISEÑO DE UN GIMNASIO POLIDEPORTIVO, EN LA ALDEA LA PROVIDENCIA

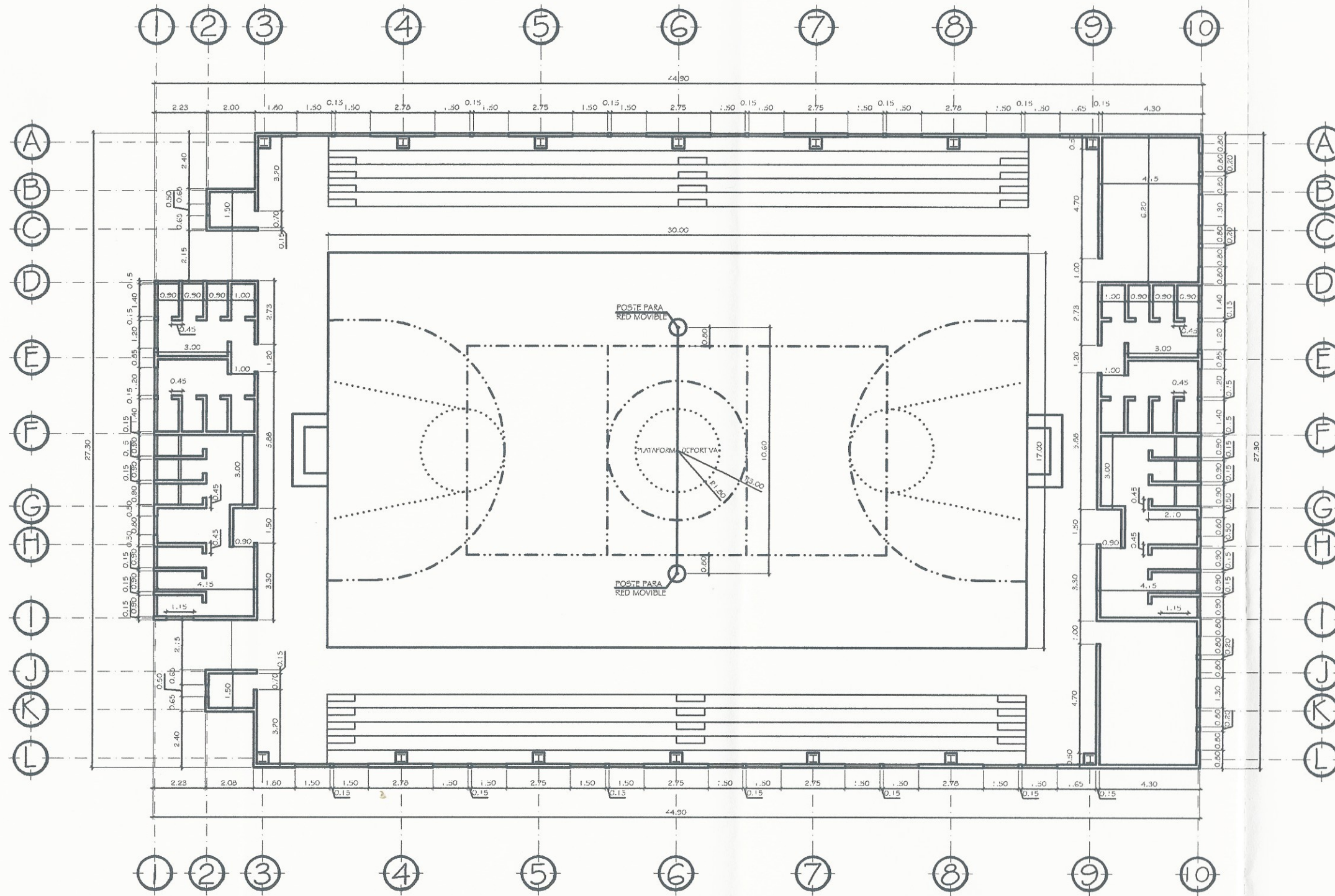
Ciudad: ALDEA LA PROVIDENCIA, CUILAPA.

ELEVACIONES

Usuario:	MATV	Fecha:	ABRIL DE 2016
Proyecto:	MAAG	Escala:	Faltada
Dibujante:	MATV	No. Proyecto:	1

Libro No. De: 2
 Hoja No. De: 14

MANO ARACENA



PLANTA ACOTADA

ESCALA: 1/100



Universidad de Cuilapa

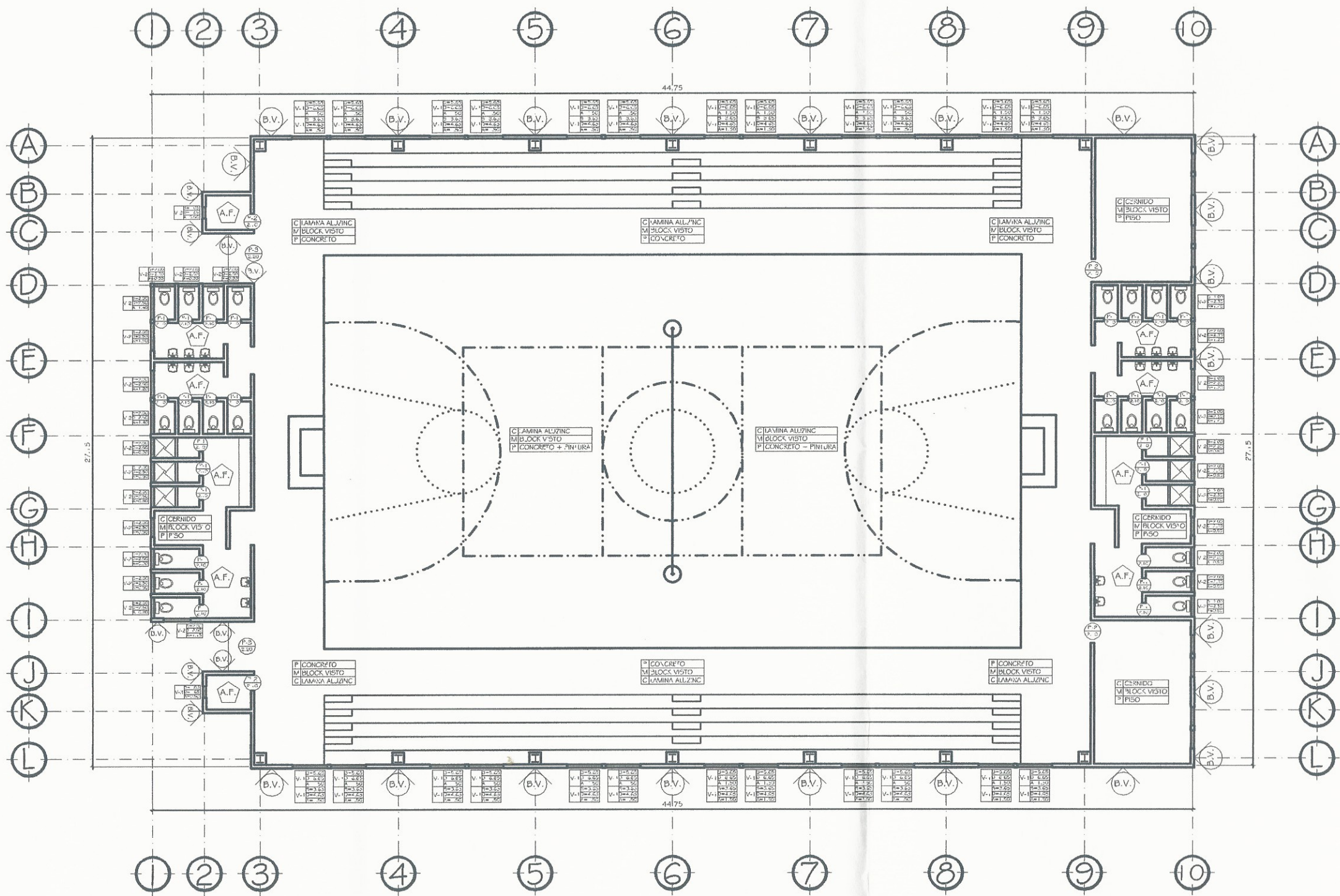
Proyecto: DISEÑO DE UN GIMNASIO POLIDEPORTIVO, EN LA ALDEA LA PROVIDENCIA

Aldea La Providencia, CUILAPA.

PLANTA ACOTADA

Director	MATV	Escuela	AGRE. DE 2014
Revisor	MAA	Escuela	14
Diseño	MAV	Escuela	1





PLANTA DE ACABADOS

ESCALA: 1/100

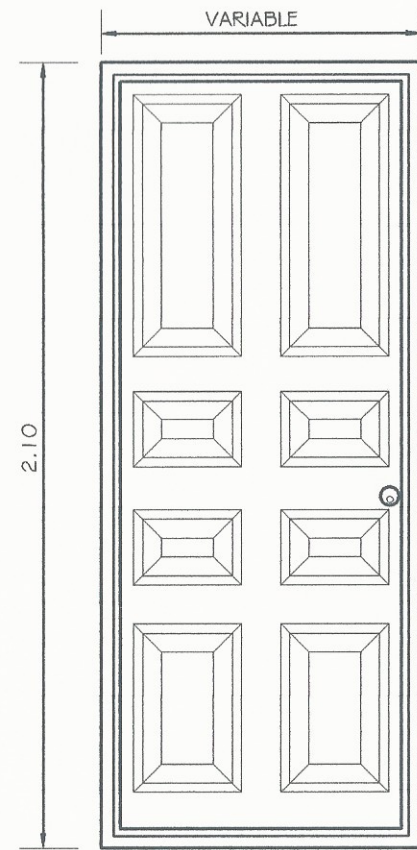
SIMBOLOGÍA

	ACABADO EXTERIOR, BLOCK VISTO + COLUMNAS TALLADAS.
	ACABADOS EN CIELO (C), MUROS (M) Y PISO (P). CIELO: LÁMINA DE ALUZINC, CERNIDO EN BAÑOS. PISO: PISO DE GRANITO EN BAÑOS DE 0.30 X 0.30 M, PISO DE CONCRETO EN CANCHA, APLICAR PINTURA ESPECIAL PARA CANCHAS DEPORTIVAS. MUROS: INTERIORES BLOCK VISTO Y COLUMNAS TALLADAS. COLUMNAS METALICAS, CON 2 MANOS DE PINTURA ANTICORROSIVA.
	ACABADO FINAL EN BAÑOS, CEMENTO ALISADO. ALTURA 1.50 M A NIVEL DE PISO.
	INDICA, TIPO DE PUERTA + ALTURA DEL DINTEL DE LA PUERTA.
	INDICA, TIPO DE VENTANA + ANCHO + ALTURA DEL DINTEL, SILLAR DE LA VENTANA.



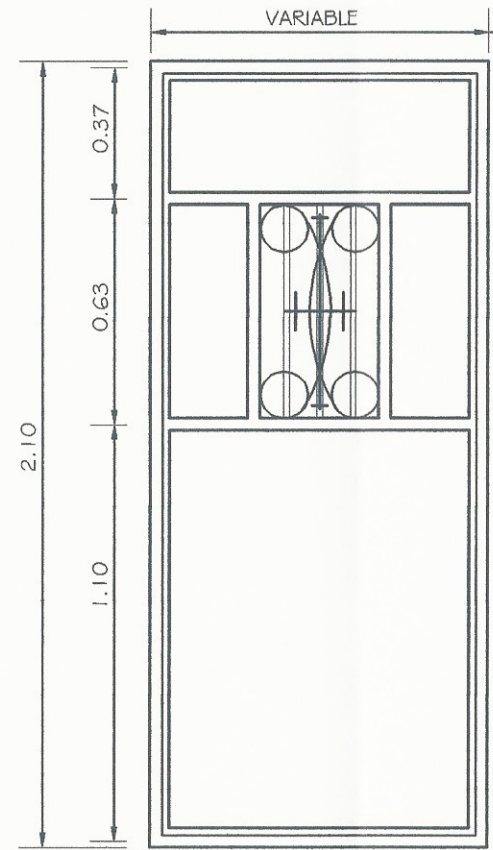
Universidad de Cuilapa
 Proyecto: DISEÑO DE UN GIMNASIO POLIDEPORTIVO, EN LA ALDEA LA PROVIDENCIA
 ALDEA LA PROVIDENCIA, CUILAPA.

Matrícula: MATV	Hoja No. De: 5	Total Hojas: 14
Escuela: MAAO	De: 14	Escala: 1:100
Profesor: MATV	Fecha: 14	No. Proyecto: 1



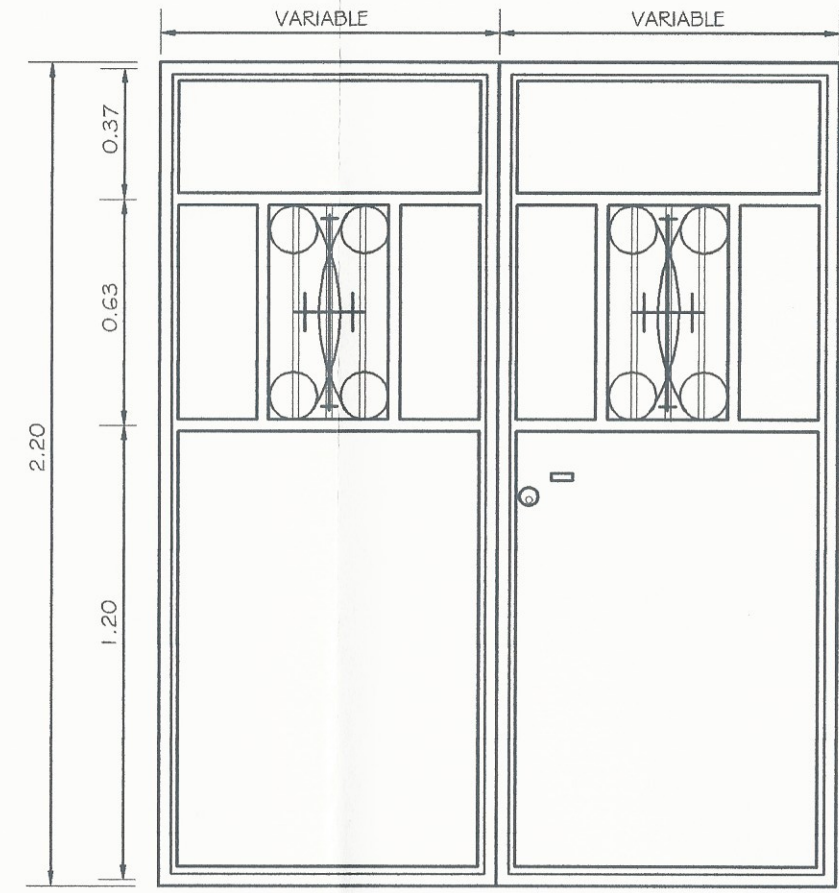
PUERTA DE MADERA MDF (P-1)

ESCALA: 1/10



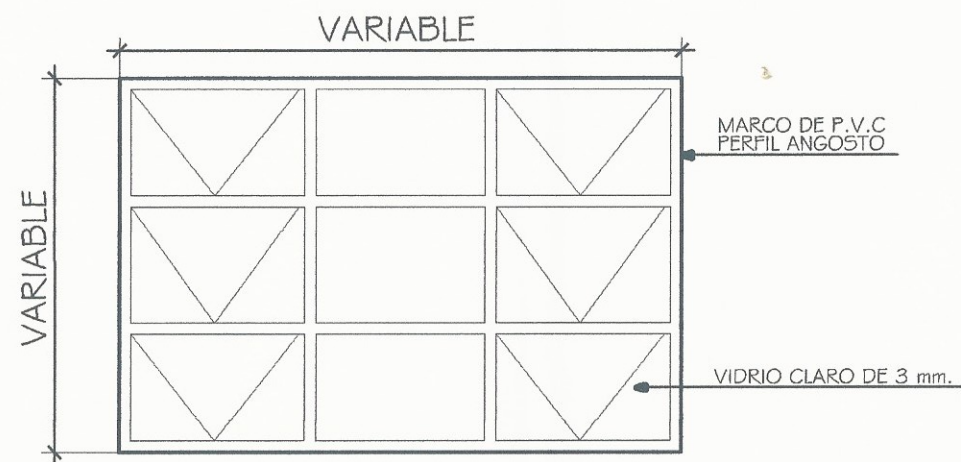
PUERTA METALICA P-2

ESCALA: 1/10



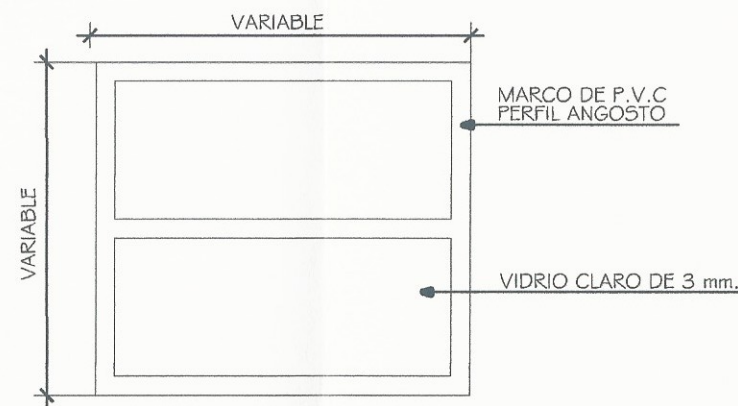
PUERTA METALICA P-3

ESCALA: 1/10



VENTANA TIPO 1 (V-1)

ESCALA: 1/20



VENTANA TIPO 2 Y 3 (V-2,V-3)

ESCALA: 1/20

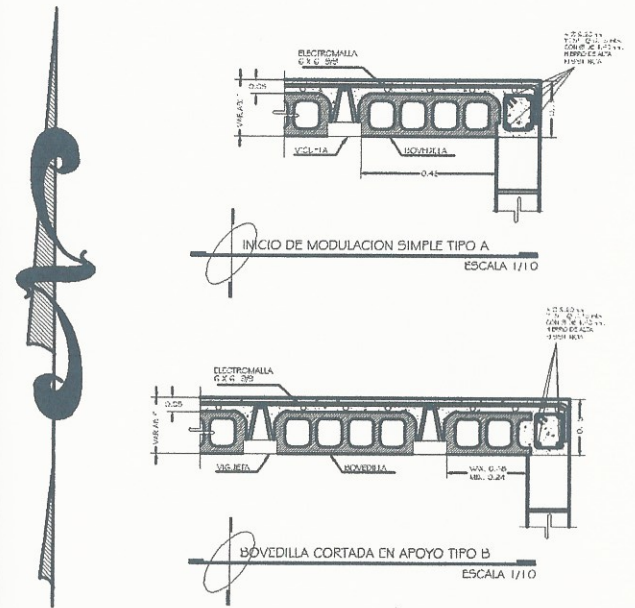
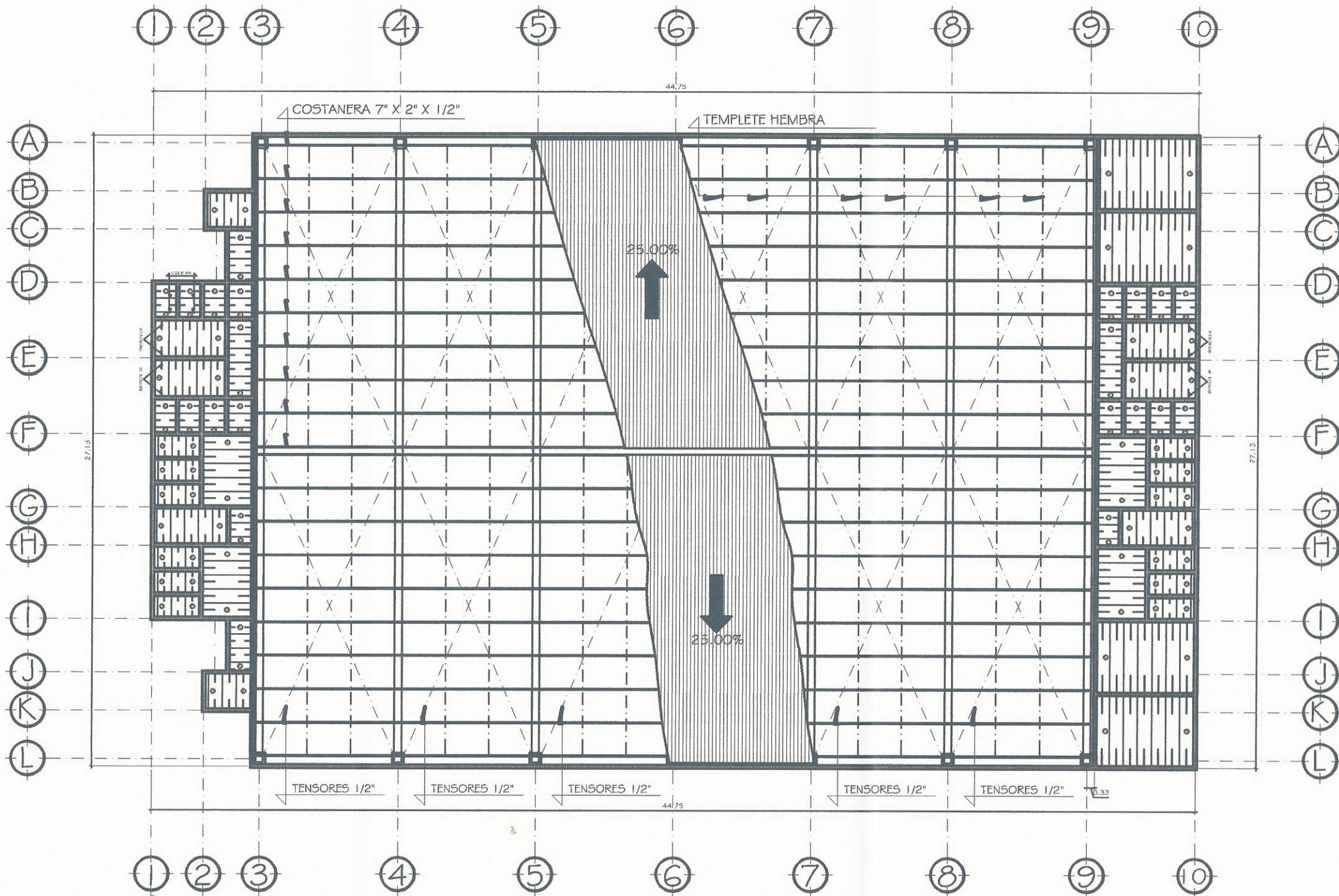
PLANILLA DE VENTANAS				
TIPO	SILLAR	DINTEL	ANCHO	UNIDADES
V-1	VARIABLE	VARIABLE	1.50	40.00
V-2	VARIABLE	VARIABLE	VARIABLE	34.00
V-3	VARIABLE	VARIABLE	0.50	2.00

PLANILLA DE PUERTAS				
TIPO	ANCHO	ALTO	UNIDADES	MATERIALES
P-1	VARIABLE	2.10	28.00	MDF
P-2	VARIABLE	2.10	4.00	METAL
P-3	VARIABLE	2.20	2.00	METAL



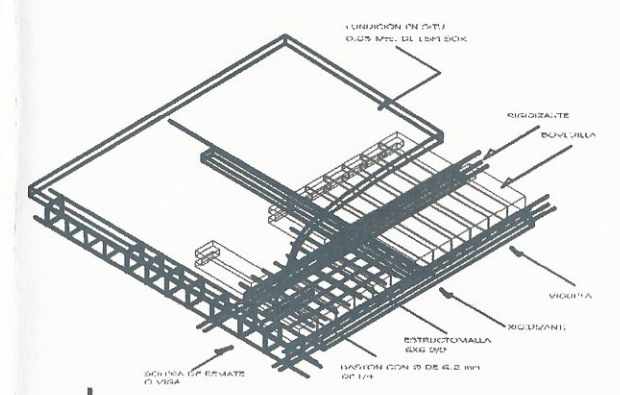
Universidad de Cuilapa
 Proyecto: DISEÑO DE UN GIMNASIO POLIDEPORTIVO, EN LA ALDEA LA PROVIDENCIA.
 ALDEA LA PROVIDENCIA, CUILAPA.
 DETALLE DE PUERTAS Y VENTANAS

Elaboró: MATV	Revisó: MAAO	U.P.P.: MATV	Hoja No. De: 14	Trabaja: AGO. DE 2016	Escala: 1/20	No. Proyecto: 1
---------------	--------------	--------------	-----------------	-----------------------	--------------	-----------------

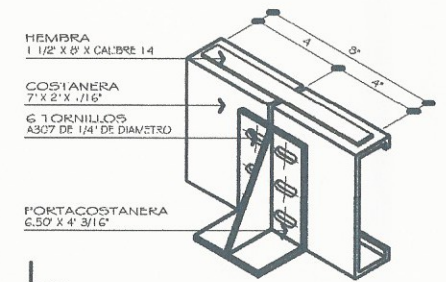


SIMBOLOGÍA

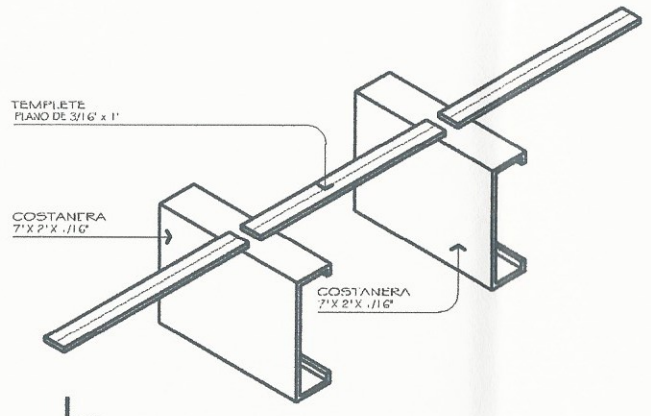
	INDICA SOLERA FINAL
	INDICA VIGUETA
	INDICA BASTON A 1/4 DE LA LUZ
(A)	INDICA INICIO DE MODULACIÓN
(B)	INDICA FINAL DE MODULACIÓN



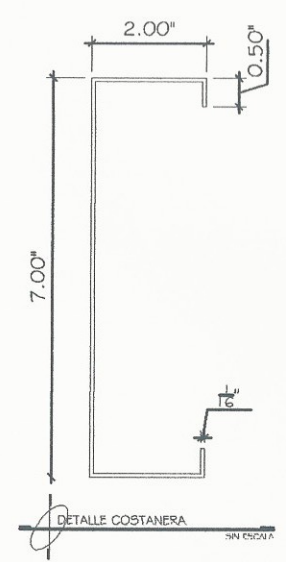
PLANTA DE TECHOS
ESCALA: 1/100



DETALLE TRASLAPE DE COSTANERAS
ESCALA: 1/5



DETALLE INSTALACIÓN TEMPLATE
ESCALA: 1/5



DETALLE COSTANERA
SIN ESCALA

DETALLE ARMADO DE LOSA
SIN ESCALA

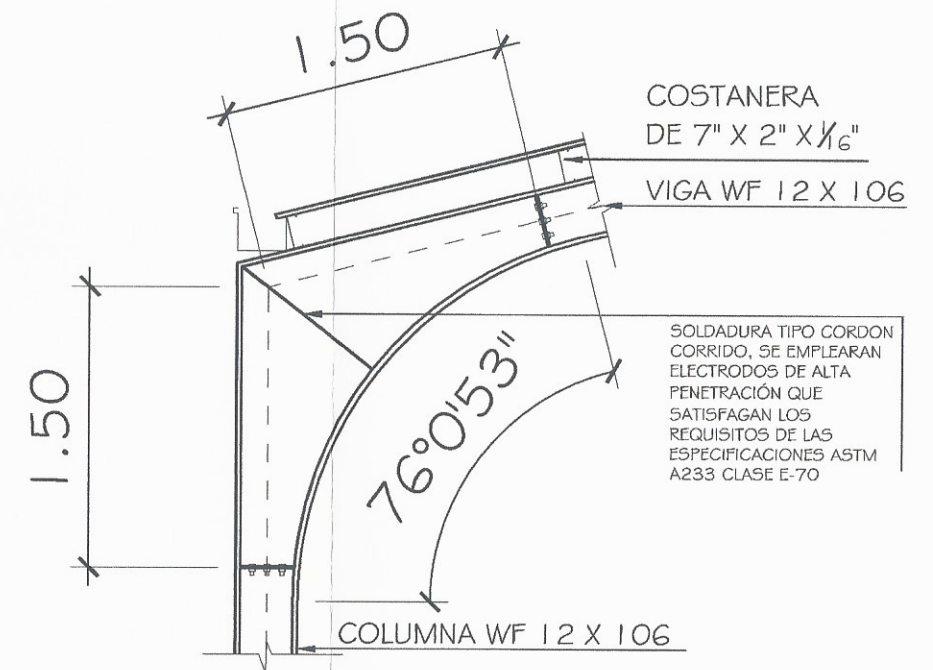
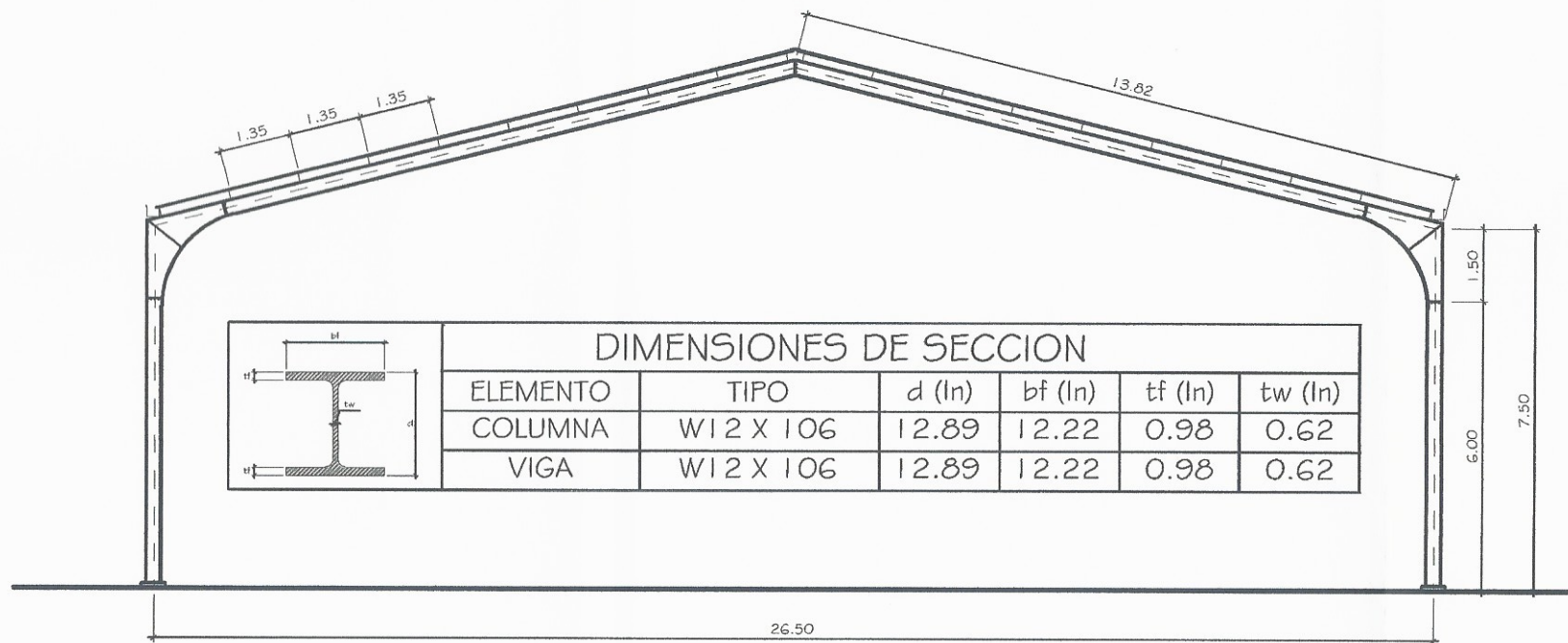
Universidad de San Carlos de Guatemala

Proyecto: DISEÑO DE UN GIMNASIO POLIDEPORTIVO, EN LA ALDEA LA PROVIDENCIA

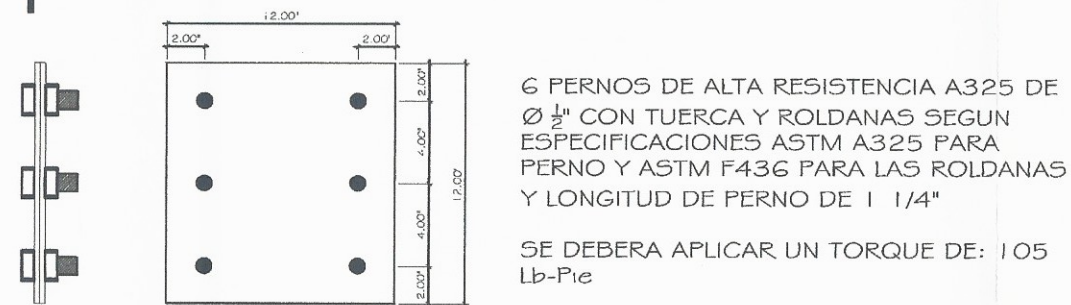
ALDEA LA PROVIDENCIA, CUILAPA.

PLANTA DE TECHOS + DETALLES

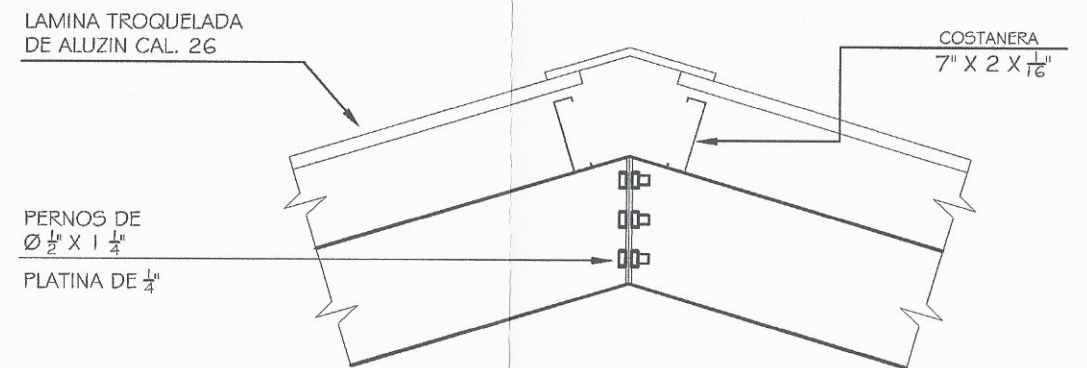
Diseño: MATV	Fecha: ABRIL DE 2016
Revisó: MAAG	Escala: Indecada
Dirección: MATV	No. Proyecto: 1



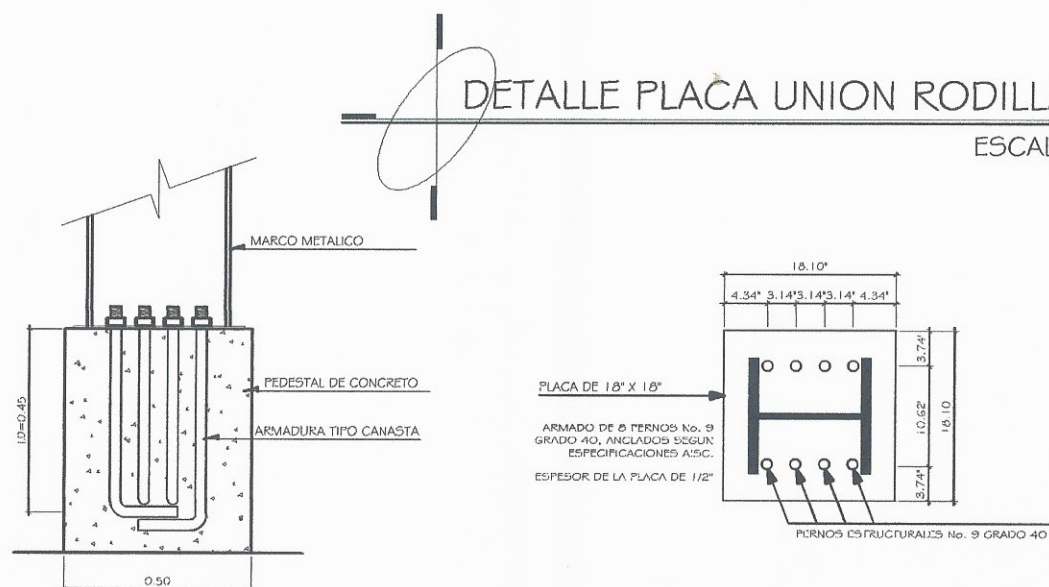
DETALLE MARCO METALICO
ESCALA: 1/75



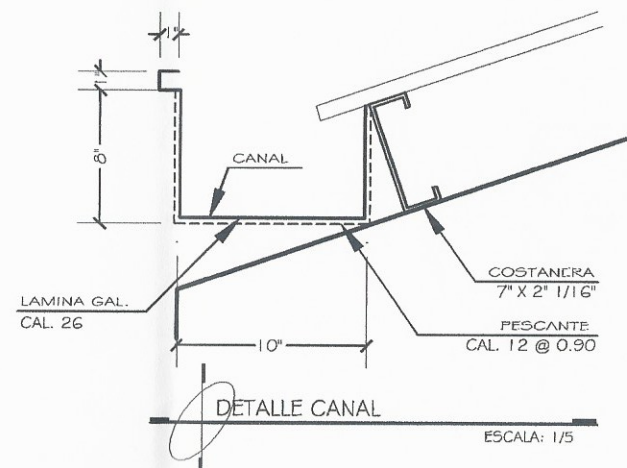
DETALLE DE RODILLA
ESCALA: 1/20



DETALLE PLACA UNION RODILLA
ESCALA: 1/5



DETALLE CUMBRERA
ESCALA: 1/10



DETALLE UNION MARCO-COLUMNA (PLANTA Y ELEVACION)
ESCALA: 1/10

Universidad de San Carlos de Guatemala

Facultad de Ingeniería

Proyecto: DISEÑO DE UN GIMNASIO POLIDEPORTIVO, EN LA ALDEA LA PROVIDENCIA

Ubicación: ALDEA LA PROVIDENCIA, CUILAPA.

Detalle de Marco Metalico

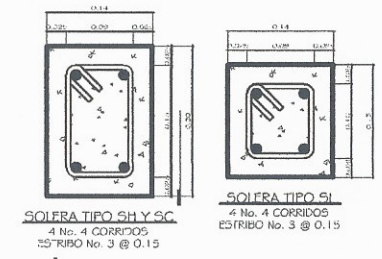
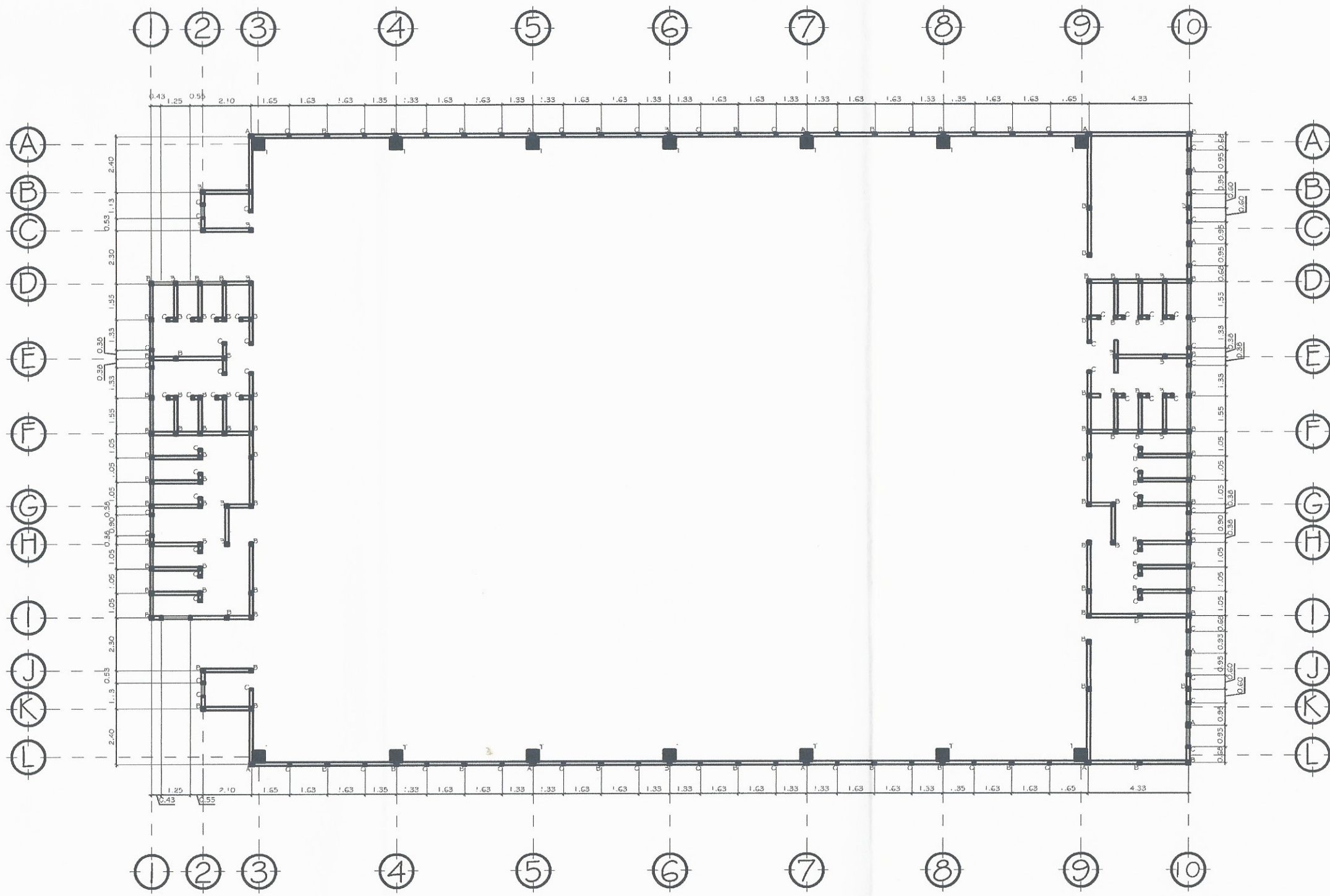
Hoja No. De: 14

Matrícula: 2016

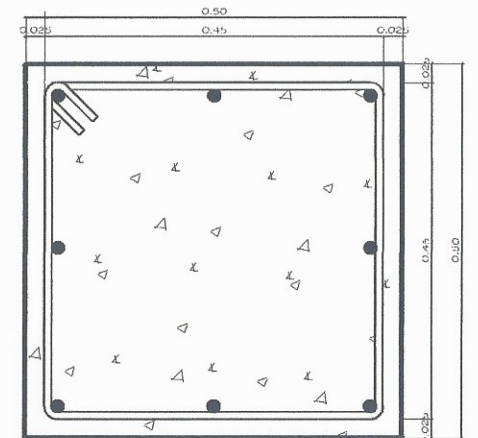
Escala: 1:decada

No. Proyecto: 1

VARO ARANZA

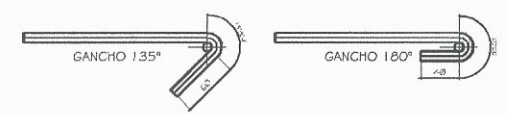


DETALLE DE SOLERAS
ESCALA: 1/10

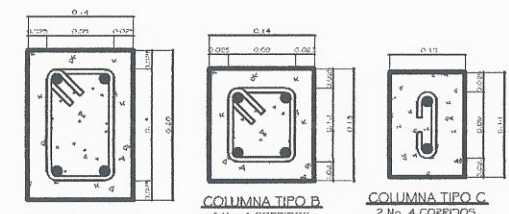


COLUMNA TIPO T
4 No. 6 CORRIDOS
4 No. 8 CORRIDOS
ESTRIBO No. 4 @ 0.15

DETALLE DE COLUMNA
ESCALA: 1/10



DETALLE GANCHOS ESTANDAR
SIN ESCALA



DETALLE DE COLUMNA
ESCALA: 1/10

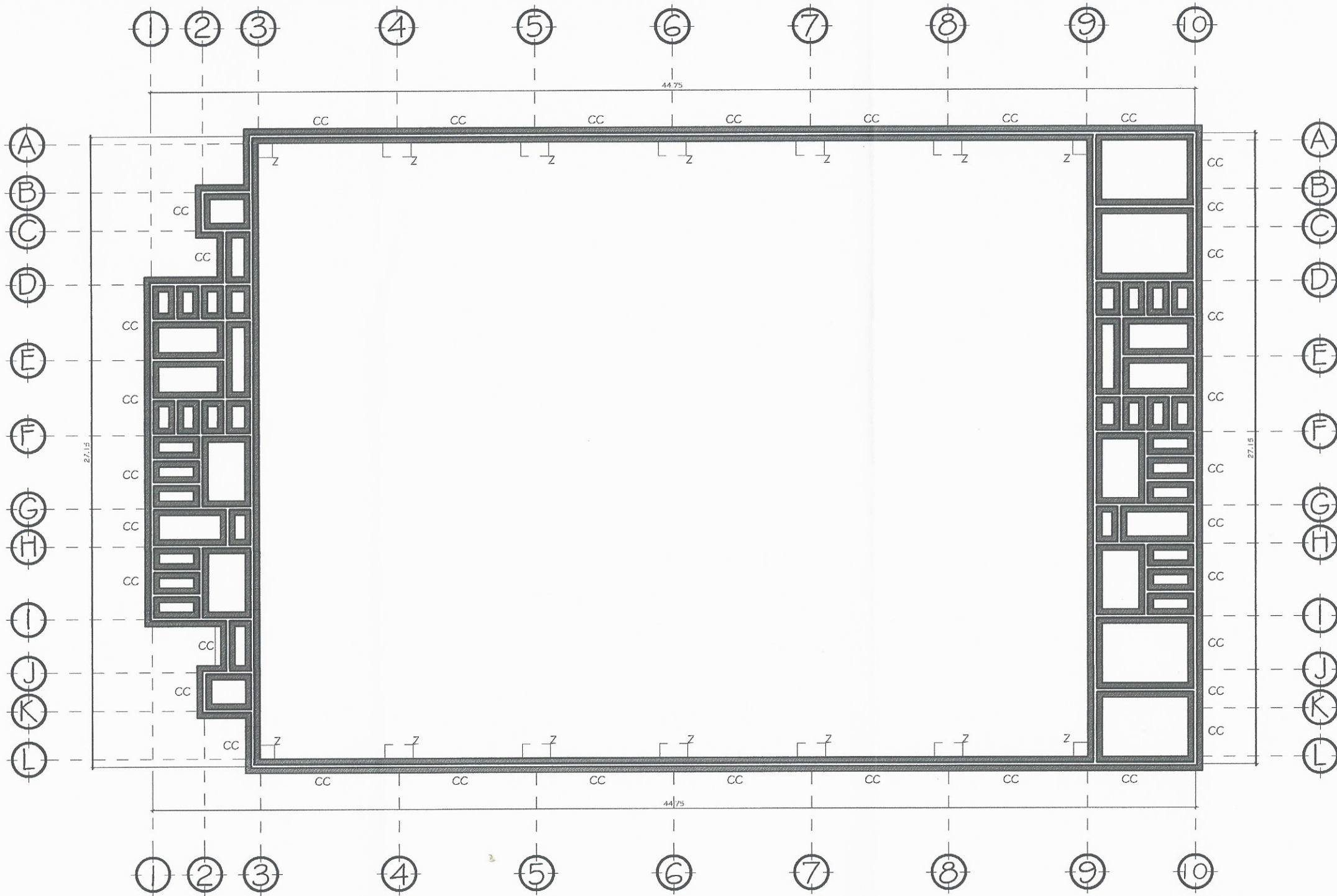
Municipalidad de Cuilapa

Proyecto: DISEÑO DE UN GIMNASIO POLIDEPORTIVO, EN LA ALDEA LA PROVIDENCIA

Ubicación: ALDEA LA PROVIDENCIA, CUILAPA.

PLANTA DE COLUMNAS + DETALLES

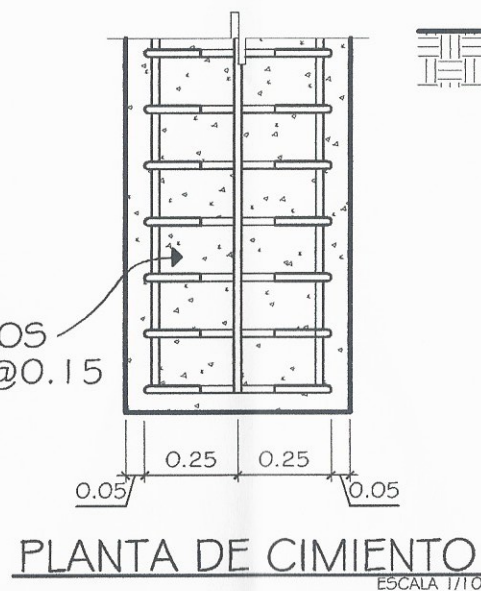
Diseño: MATV	Ejecución: MAAO	Revisión: MATV	Escala: 1/100	Hoja No. 14



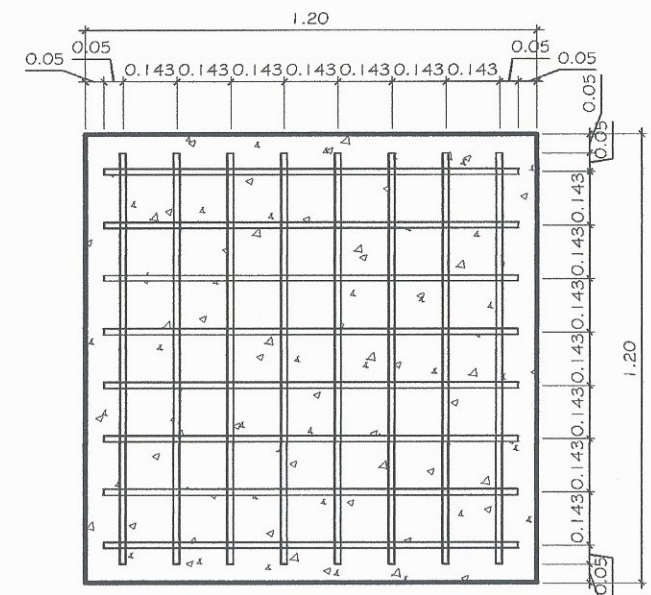
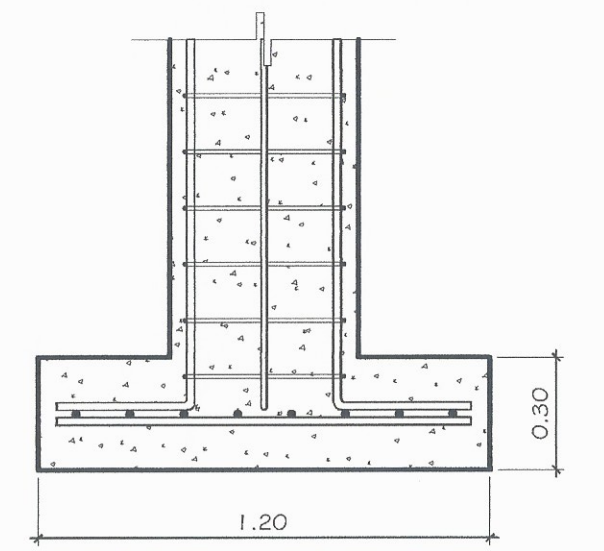
PLANTA DE CIMENTACIONES

ESCALA: 1/100

3 No. 4 CORRIDOS
ESLABONES No.4 @0.15



SIMBOLOGÍA	
	INDICA CIMENTO CORRIDO
	INDICA ZAPATA
CC	CIMENTO CORRIDO
Z	ZAPATA



PLANTA DE ZAPATA

8 No. 5 @ 0.14
EN AMBOS SENTIDOS

Universidad de Cuilapa

Proyecto: DISEÑO DE UN GIMNASIO POLIDEPORTIVO, EN LA ALDEA LA PROVIDENCIA.

Ubicación: ALDEA LA PROVIDENCIA, CUILAPA.

PLANTA DE CIMENTACIONES + DETALLES

Hoy No. De: 10

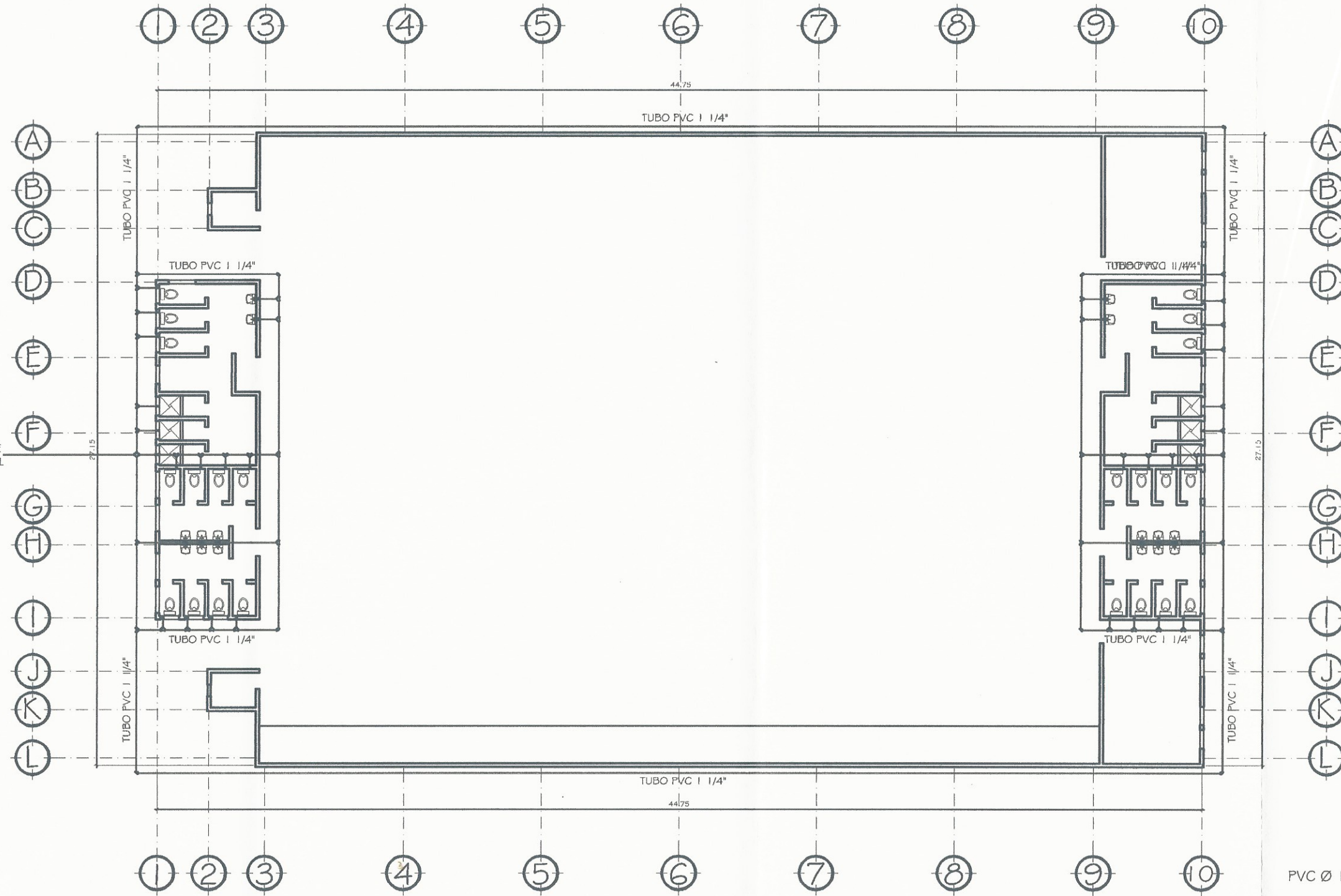
Escala: 1/100

No. Proyecto: 1

MAA ASesor - SUPERVISOR DE EPS

Facultad de Ingeniería

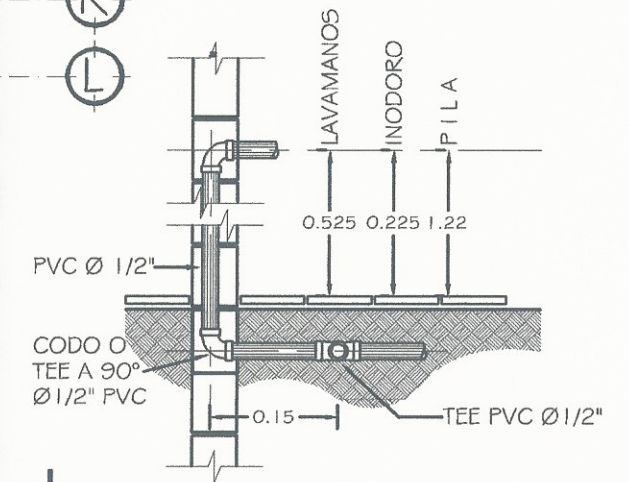
VIENE AGUA POTABLE DE ACOMETIDA MUNICIPAL



SIMBOLOGÍA DE AGUA POTABLE	
	TEE HORIZONTAL
	CODO HORIZONTAL 90°
	GRIFO O CHORRO
	CODO VERTICAL HACIA ARRIBA
	TUBERIA PVC DE 1/4" AGUA POTABLE FRIA

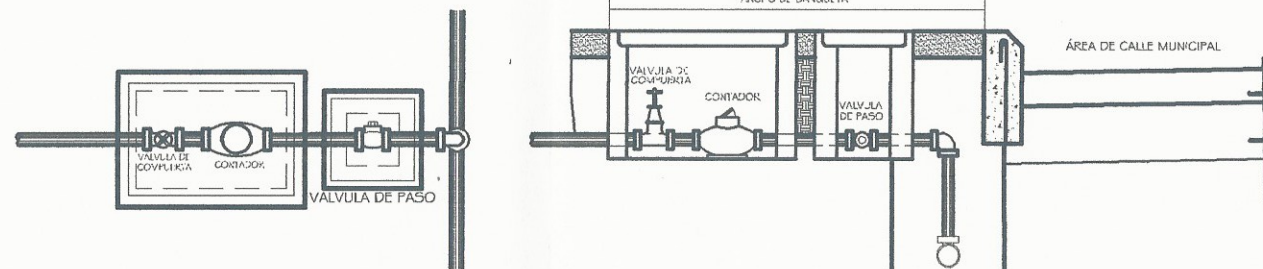
PLANTA DE AGUA POTABLE

ESCALA: 1/100



DETALLE CONEXION ARTEFACTOS

SIN ESCALA



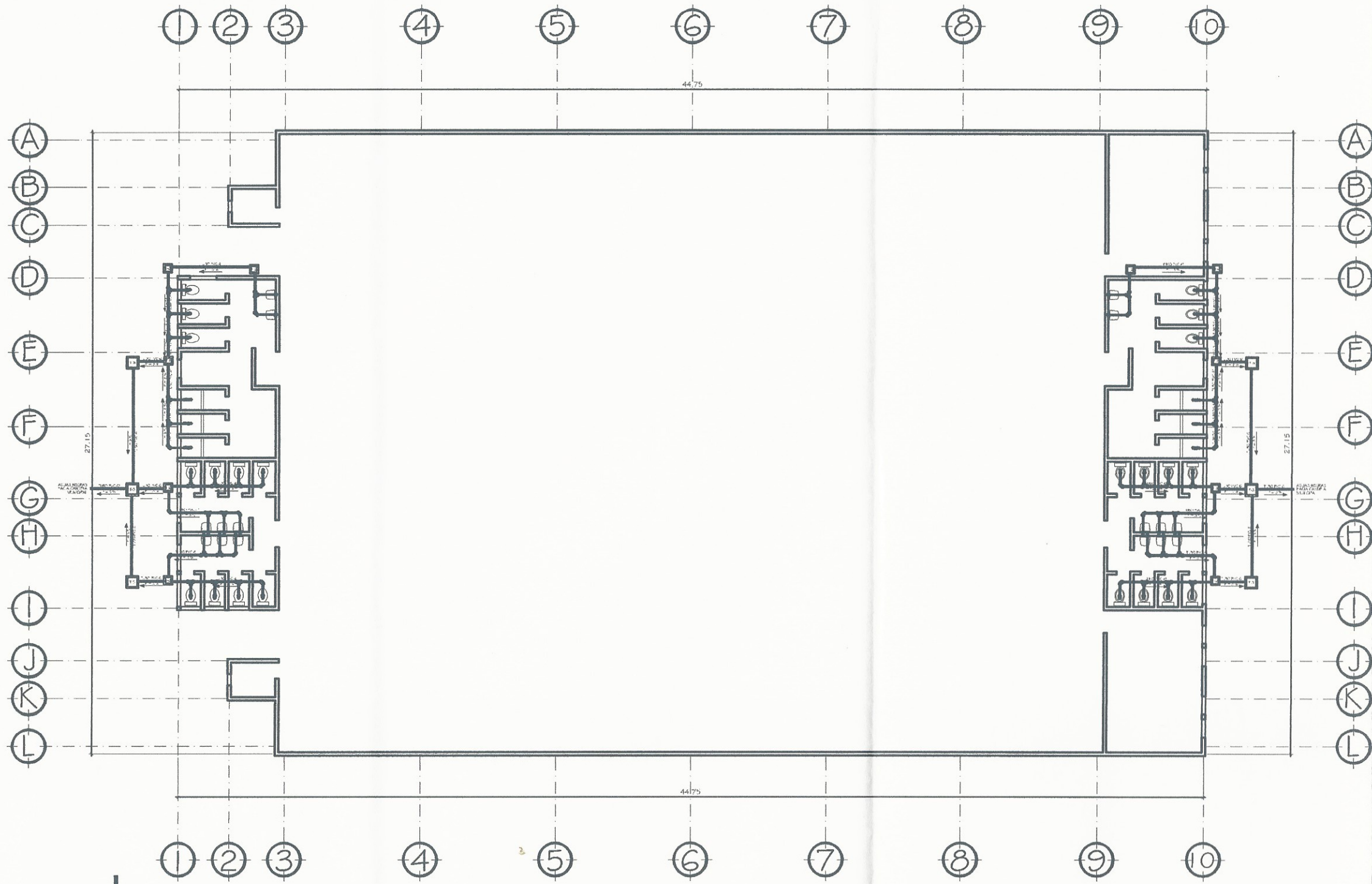
DETALLE CONEXION DE ACOMETIDA (PLANTA Y ELEVACIÓN)

ESCALA: 1/10



Universidad de Cuilapa
 Proyecto: DISEÑO DE UN GIMNASIO POLIDEPORTIVO, EN LA ALDEA LA PROVIDENCIA
 Ubicación: ALDEA LA PROVIDENCIA, CUILAPA.
 Objeto: PLANTA DE AGUA POTABLE + DETALLES

Autor: MATV Asesor: MASCOS Diseñador: MASCOS	Fecha: 11/14 Escala: 1/100 No. Proyecto: 1
--	--

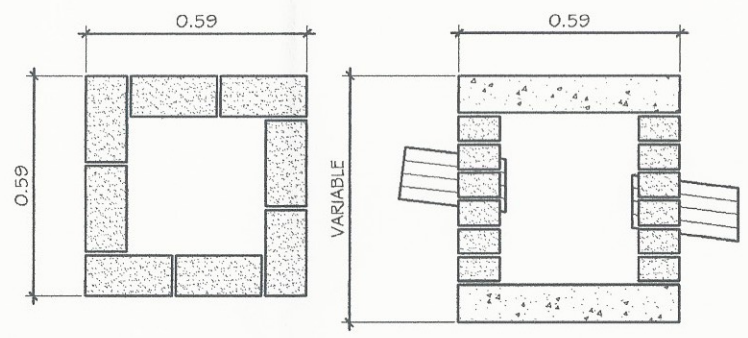


SIMBOLOGÍA DE DRENAJE SANITARIO

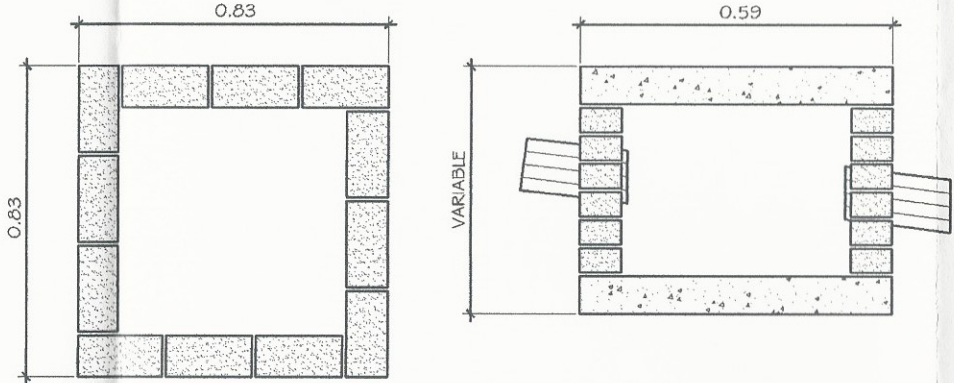
	TEE SANITARIA HORIZONTAL
	REDUCIDOR BUSHING 4" A 2"
	CODO HORIZONTAL 90°
	CODO HORIZONTAL A 45°
	TEE SANITARIA VERTICAL
	CODO VERTICAL HACIA ARRIBA
	SIFON A SEGUIR
	TUBERIA DRENAJE SANITARIO
	TUBERIA DRENAJE PLUVIAL

PLANTA DE AGUA POTABLE

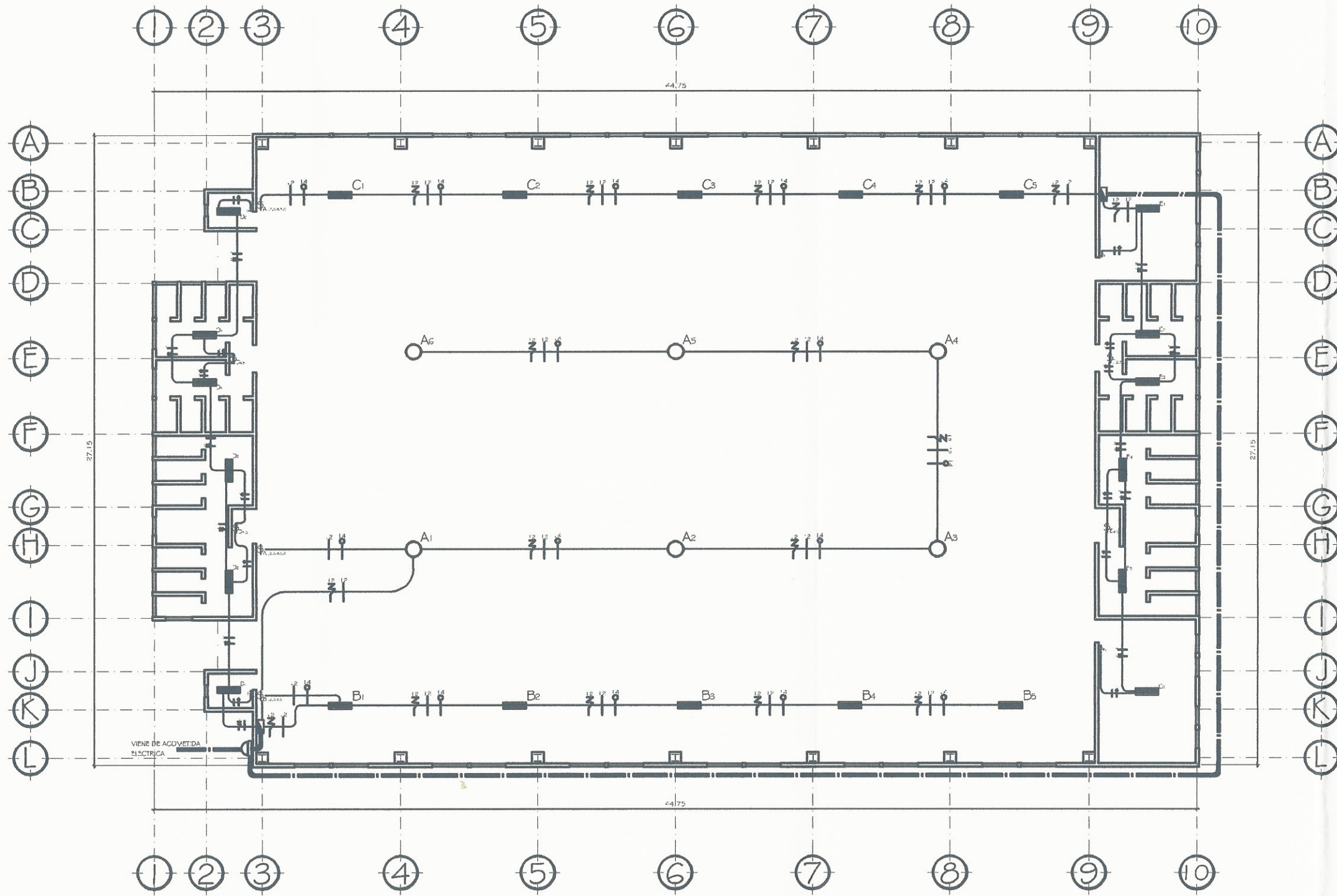
ESCALA: 1/100



PLANTA Y SECCION DE CAJA DE UNION Y REGISTRO (T-2)
ESCALA: 1/10



PLANTA Y SECCION DE CAJA DE UNION Y REGISTRO (T-3)
ESCALA: 1/10



SIMBOLOGÍA ELECTRICA	
	TABLERO DE DISTRIBUCION A 1.50 S.N.P
	TOMA - CORRIENTE DOBLE 120 V
	LAMPARA INDUSTRIAL DE 400 W
	LAMPARA DE NEON 2X40 W
	SWICH SENCILLO A 1.20 S.N.P
	SWICH DOBLE A 1.20 S.N.P
	CONDUCTOR NEUTRO (CALIBRE INDICADO).
	CONDUCTOR ACTIVO (CALIBRE INDICADO)
	CONDUCTOR DE RETORNO (CALIBRE INDICADO)
	TUBERIA EN LOSA POLIDUCTO Ø 1/2"
	TUBERIA SUBTERRANEA Ø 1/2" POLIDUCTO
	CON POLIDUCTO Ø 1"
	CONTADOR

PLANTA DE ILUMINACIÓN

ESCALA: 1/100

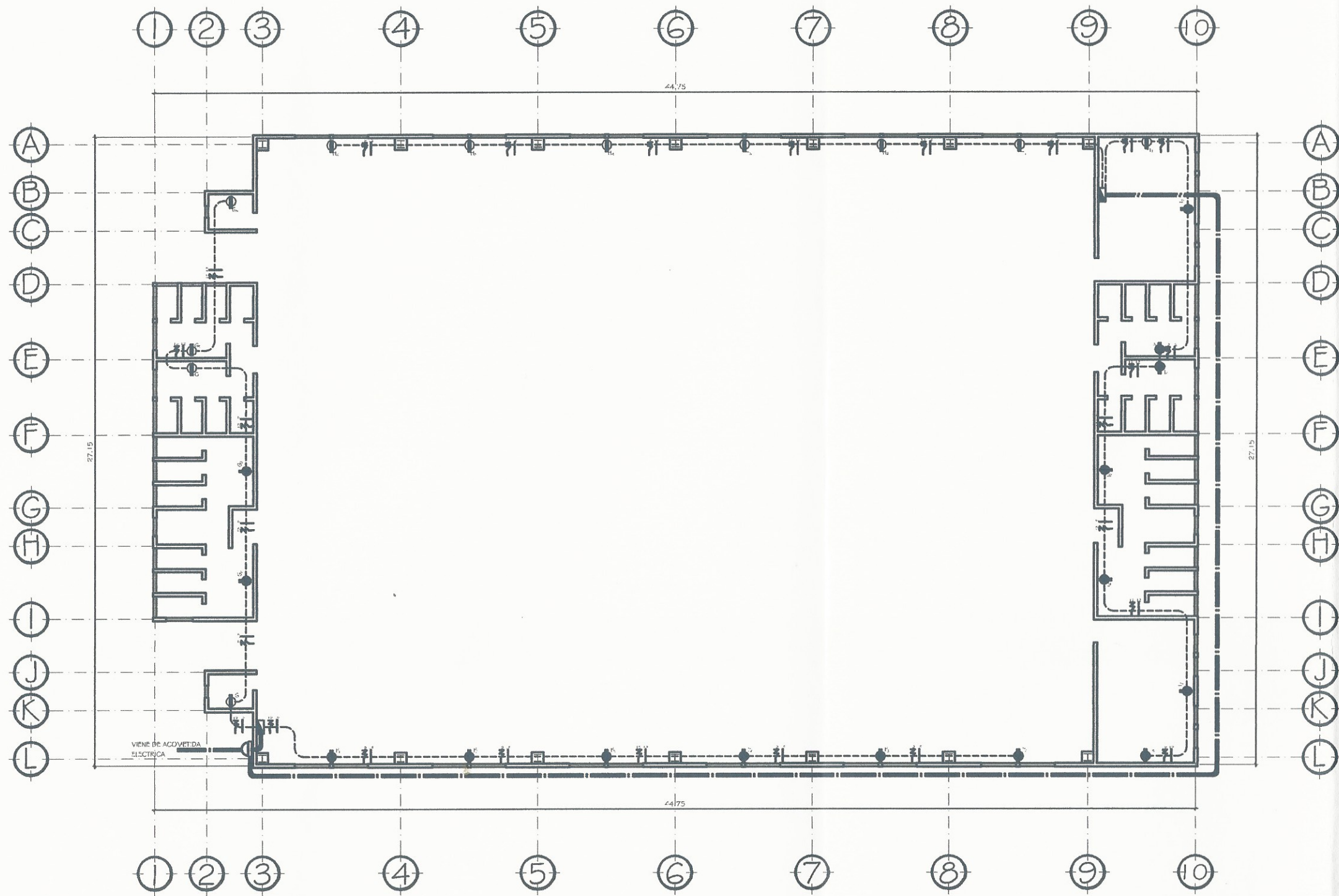
Universidad de Cuilapa

Proyecto: DISEÑO DE UN GIMNASIO POLIDEPORTIVO, EN LA ALDEA LA PROVIDENCIA

Lugar: ALDEA LA PROVIDENCIA, CUILAPA.

PLANTA DE ILUMINACIÓN

Dibujo: MATV Revisó: MATV Diseñó: MATV	Hoja No. De: 14 Total: 13 Escala: Faltante No. Proyecto: 1
--	---



SIMBOLOGÍA ELECTRICA	
	TABLERO DE DISTRIBUCION A 1.50 S.N.P
	TOMA - CORRIENTE DOBLE 120 V
	LAMPARA INDUSTRIAL DE 400 W
	LAMPARA DE NEON 2X40 W
	SWICH SENCILLO A 1.20 S.N.P
	SWICH DOBLE A 1.20 S.N.P
	CONDUCTOR NEUTRO (CALIBRE INDICADO).
	CONDUCTOR ACTIVO (CALIBRE INDICADO)
	CONDUCTOR DE RETORNO (CALIBRE INDICADO)
	TUBERIA EN LOSA POLIDUCTO Ø 1/2"
	TUBERIA SUBTERRANIA Ø 1/2" POLIDUCTO
	CON POLIDUCTO Ø 1"
	CONTADOR

PLANTA DE FUERZA
 ESCALA: 1/100








Universidad de Cuilapa
 Proyecto: DISEÑO DE UN GIMNASIO POLIDEPORTIVO,
 EN LA ALDEA LA PROVIDENCIA
 ALDEA LA PROVIDENCIA, CUILAPA.
PLANTA DE FUERZA

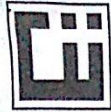
Autor: MATV	Director: MAAO	Revisor: MATV	Hoja No. De: 14	Total ASR. DE 2,016 Escala 1:100 Ho. Proyecto 1
----------------	-------------------	------------------	--------------------	--

ANEXOS

Anexo 1. Ensayo de límites de Atterberg

	CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA				
INFORME No. 527 S.S.		O.T.: 35,370 No. 4697			
Interesado:	Michael Jonathan Sarceño				
Proyecto:	EPS "Diseño de un Puente Vehicular en la Aldea La Providencia, Cuilapa, Santa Rosa"				
Asunto:	ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG				
Norma:	AASHTO T-69 Y T-90				
Ubicación:	Cuilapa, Santa Rosa				
FECHA:	martes, 13 de octubre de 2015				
RESULTADOS:					
ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIFICACION *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	N.P.	N.P.	ML	Arena Limosa Color Café Oscuro
(*) CLASIFICACION SEGÚN CARTA DE PLASTICIDAD					
Observaciones: Muestra proporcionado por el interesado.					
Atentamente,					
Vo.Bo.	 Inga. Telma Marcela Cano Morales DIRECTORA CII/USAC		 Ing. Omar Enrique Médrano Méndez Jefe Sección Mecánica de Suelos		
FACULTAD DE INGENIERÍA --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://cil.usac.edu.gt					

Continuación del Anexo 1.



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



INFORME No. 529 S.S.

O.T.: 35,370

No. **4699**

INTERESADO: Michael Jonathan Sarceño

PROYECTO: EPS "Diseño de un Puente Vehicular en la Aldea La Providencia, Cuilapa, Santa Rosa"

ASUNTO:
ENSAYO DE GRAVEDAD ESPECIFICA DE LOS SOLIDOS DEL SUELO

NORMA: ASTM D854-05

UBICACION: Cuilapa, Santa Rosa

DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Arena Limosa Color Café Oscuro

MUESTRA: 1

FECHA: martes, 13 de octubre de 2015

RESULTADOS:

G_{20°C} : 1.91

OBSERVACIONES:
Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,



Omar Enrique Medrano Méndez
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

Vo. Bo.
Telma Maridela Cano Morales
Inga. Telma Maridela Cano Morales
DIRECTORA CII/USAC

Continuación del Anexo 1.

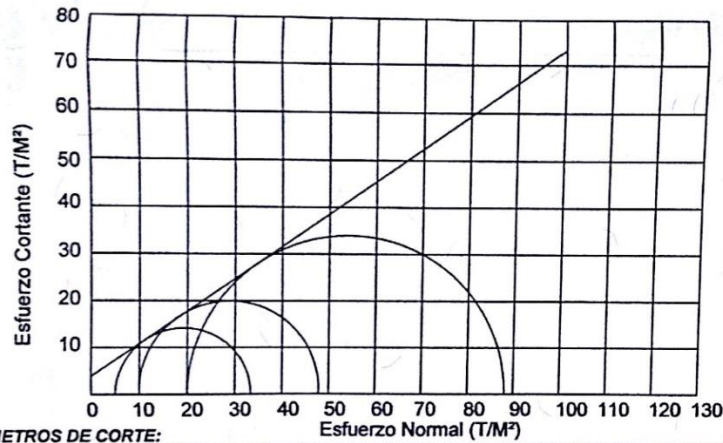


CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR No. 4700

INFORME No.: 530 S.S. O.T.: 35,370
 INTERESADO: Michael Jonathan Sarceño
 PROYECTO: EPS "Diseño de un Puente Vehicular en la Aldea La Providencia, Cuilapa, Santa Rosa"
 UBICACIÓN: Cuilapa, Santa Rosa
 FECHA: martes, 13 de octubre de 2015
 POZO: 1 PROFUNDIDAD: 1.50 m MUESTRA: 1



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 34.70^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 3.97 \text{ Ton/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Arena Limosa Color Café Oscuro
 DIMENSIÓN Y TIPO DE LA PRÓBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PRÓBETA No.	1	2	3
PRESIÓN LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q (T/m ²)	28.40	37.81	68.06
PRESIÓN INTERSTICIAL u (T/m ²)	x	x	x
DEFORMACIÓN EN ROTURA E_r (%)	2.0	3.5	5.0
DENSIDAD SECA (T/m ³)	0.97	0.97	0.97
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1.41	1.41	1.41
HUMEDAD (%H)	45.01	45.01	45.01

Atentamente,

Vo. Bo.

Inga. Telma Maricela Cano Morales
DIRECTORA CI/USAC

Omar Enrique Medrano Méndez
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

FACULTAD DE INGENIERÍA —USAC—
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono Directo: 2418-4115, Planta: 2418-8000 Exts. 86209 y 86221 Fax: 2418-9151
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>



Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería.