



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

**DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR SECTOR CANSHAC Y
MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERÍO LOS
AGUACATILLOS, MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO, HUEHUETENANGO**

Jaime Francisco Morales Díaz

Asesorado por el Ing. Juan Merck Cos

Guatemala, mayo de 2006

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR SECTOR CANSHAC Y
MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERÍO LOS
AGUACATILLOS, MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO, HUEHUETENANGO**

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

JAIME FRANCISCO MORALES DÍAZ

ASESORADO POR EL ING. JUAN MERCK COS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MAYO DE 2006

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

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

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO:	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
EXAMINADOR	Ing. Angel Roberto Sic García
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivonne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR SECTOR CANSHAC Y
MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERÍO LOS
AGUACATILLOS, MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO, HUEHUETENANGO,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil con fecha 6 de mayo de 2005.

JAIME FRANCISCO MORALES DÍAZ

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala, 28 de marzo de 2006
Ref. EPS. C. 136.03.06

Ing. Angel Roberto Sic Garcia
Coordinador Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Sic Garcia,

Por este medio atentamente le informo que como Asesor y Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.) del estudiante universitario de la Carrera de Ingeniería Civil, JAIMÉ FRANCISCO MORALES DÍAZ, procedí a revisar el informe final de la práctica de EPS, cuyo título es "DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR SECTOR CANSHAC Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERÍO LOS AGUACATELLOS, MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO, HUEHUETENANGO".

Es de mencionar que las soluciones planteadas en este trabajo, constituyen un valioso aporte de nuestra Universidad a uno de los muchos problemas que padece el área rural del país, beneficiando así a los pobladores del Municipio de Huehuetenango.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Se y Enseñad a todos"

Ing. J. Sánchez Cos
Asesor - Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



cc. Archivo
JMC: jmc

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala, 28 de marzo de 2006
Ref. EPS. C. C. 136.03.06

Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Escobar Álvarez:

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado "DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR SECTOR CANSHAC Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERÍO LOS AGUACATILLOS, MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO, HUEHUETENANGO" que fue desarrollado por el estudiante universitario JAIME FRANCISCO MORALES DIAZ, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el Ing. Juan Merck Cos.

Por lo que habiendo cumplido con los objetivos y requisitos de ley del referido trabajo, en mi calidad de asesor y coordinador apruebo su contenido, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Se y Enseñad a Todos"

Ing. Ángel Roberto Sic García
Coordinador Unidad de EPS



cc. Archivo
ARSG/jm

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala, 5 de mayo de 2006

Ingeniero
Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Escobar Álvarez.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL PUEBTE VEHICULAR SECTOR CANSHAC Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERIO LOS AGUACATILLOS, MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO, HUEHUETENANGO**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Jaime Francisco Morales Díaz, quien contó con la asesoría del Ing. Juan Merck Cos.

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 darte el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

"TODOS POR TI CAROLINGITA MIA"
Dr. Carlos Martínez Durán, 2006 centenario de su nacimiento

bbdeb

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Aseñor Ing. Juan Merck Cos y del Coordinador de E.P.S. Ing. Ángel Roberto Sic García, al trabajo de graduación del estudiante Jaime Francisco Morales Díaz, titulado DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR SECTOR CANSHAC Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERIO LOS AGUACATILLOS, MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO, HUEHUETENANGO, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

Ing. Oswaldo Romeo Escobar Abare



Guatemala, mayo 2006.

/bbdeb.

Universidad de San Carlos
de Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref. DTG. 162-2006.

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 PUENTE VEHICULAR SECTOR CANSHAC Y MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA HACIA EL CASERÍO LOS AGUACATILLOS, MUNICIPIO DE HUEHUETENANGO, HUEHUETENANGO**, presentado por el estudiante universitario **Jaime Francisco Morales Díaz**, procede a la autorización para la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olimpo Pérez
DECANO



Guatemala, mayo 17 de 2,006

/gdech

Firma por el Centenario 2006
Dr. Carlos Martínez Durán
2006: Centenario de su Nacimiento

AGRADECIMIENTOS A

Dios	Por darme la vida, la fe y la inteligencia, para culminar mis estudios, y así alcanzar la meta propuesta.
Mis padres	Por ser guía y ejemplo en mi camino de lucha y superación. Por su apoyo, amor incondicional, que me brindaron a lo largo de mi formación.
Mis hermanas	Por su apoyo y cariño que me brindaron siempre.
Mis abuelitos	Por sus sabios consejos, amor y comprensión. Especialmente por darme cobijo y resguardo a lo largo de mi carrera.
Sindy Anabella Paz Chacón	Por su cariño, apoyo y comprensión en mi vida estudiantil.
Mi cuñado	Por su ayuda y colaboración incondicional.
Mis compañeros y amigos	Por su apoyo y amistad en las duras jornadas estudiantiles.
Ing. Juan Merck Cos	Por su colaboración en el desarrollo de mi E.P.S, así como en el presente trabajo de graduación.

ACTO QUE DEDICO A

Dios

Mis padres

Jaime Ocelí Morales Mérida
Johanna Aracely Díaz de Morales

Mis hermanas

María Johanna
Hellen Anahí

Mis abuelitos

Oscar Domingo Díaz y Díaz
Blanca Rosa Valiente de Díaz (Q.E.P.D.)
José Carlos Morales López (Q.E.P.D.)
Odilia Deluvia Mérida Alvarado

Mi familia

Sindy Anabella Paz Chacón

Mi cuñado

Luis Felipe Morales

Mis compañeros y amigos

Mi patria

LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
GLOSARIO	VII
RESUMEN	XIII
OBJETIVOS	XV
INTRODUCCIÓN	XVII
1. INVESTIGACIÓN	
1.1 Monografía de la aldea La Estancia San Lorenzo, del Municipio de Huehuetenango	
1.1.1 Antecedentes históricos	1
1.1.2 Ubicación geográfica	1
1.1.3 Extensión territorial	1
1.1.4 Idioma	2
1.1.5 Topografía	2
1.1.6 Población	2
1.1.7 Uso de la tierra	2
1.1.8 Recursos hídricos	2
1.1.9 Actividades pecuarias	3
1.1.10 Vivienda	3
1.1.11 Salud	3
1.1.12 Educación	3
1.1.13 Infraestructura vial y transporte	3

1.2 Investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura del Caserío Los Aguacatillos

1.2.1 Descripción de las necesidades	4
1.2.2 Priorización de las necesidades	4

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño de puente vehicular sector Canshac

2.1.1 Descripción del proyecto	7
2.1.2 Criterios y especificaciones para el diseño de puentes de concreto reforzado	7
2.1.3 Levantamiento topográfico	9
2.1.4 Geometría del puente	9
2.1.5 Selección del tipo de estructura	10
2.1.6 Cálculo de caudales máximos	11
2.1.6.1 Método sección pendiente	11
2.1.7 Diseño del puente vehicular	13
2.1.7.1 Datos para diseño	13
2.1.7.2 Pre-dimensionamiento	13
2.1.7.3 Diseño de la superestructura	17
2.1.7.3.1 Diseño de losa	17
2.1.7.3.2 Diseño de viga principal	22
2.1.7.3.3 Diseño de diafragmas	32
2.1.7.4 Diseño de la subestructura	34
2.1.4.1 Diseño de la viga de apoyo	34
2.1.4.2 Diseño del estribo de concreto ciclópeo	40
2.1.7.5 Diseño de barandal	47

2.1.7.6	Elaboración de los planos	47
2.1.7.7	Elaboración del presupuesto	48
2.2 Diseño de la carretera de pavimento rígido del caserío Los Aguacatillos		
2.2.1	Descripción del proyecto	55
2.2.2	Preliminar de campo	55
2.2.2.1	Selección de ruta	55
2.2.2.2	Levantamiento topográfico de preliminar	55
2.2.3	Cálculo topográfico de preliminar	57
2.2.3.1	Cálculo planimétrico	57
2.2.3.2	Cálculo altimétrico	58
2.2.3.3	Cálculo de secciones transversales	59
2.2.4	Dibujo de preliminar	59
2.2.4.1	Planimétrico	59
2.2.4.2	Altimétrico	60
2.2.4.3	Curvas de nivel	61
2.2.5	Diseño de localización	61
2.2.6	Cálculo de Localización	64
2.2.6.1	Cálculo de elementos de curva horizontal	64
2.2.6.2	Cálculo de elementos de curva vertical	71
2.2.7	Movimiento de tierras	73
2.2.7.1	Diseño de subrasante	73
2.2.7.2	Cálculo de correcciones por curva vertical a subrasante	76
2.2.7.3	Cálculo de áreas de secciones transversales	77
2.2.7.4	Cálculo de volúmenes de movimiento de tierras	79
2.2.8	Drenajes	80
2.2.8.1	Diseño de drenaje transversal	81
2.2.9	Suelos	84

2.2.9.1	Ensayo de compactación	85
2.2.9.2	Ensayo de razón soporte California	86
2.2.9.3	Ensayo de límites de Atterberg	89
2.2.9.4	Análisis de resultados	91
2.2.10	Diseño de pavimento	92
2.2.10.1	Criterios de pavimento	92
2.2.10.2	Selección de tipo de pavimento	93
2.2.10.3	Diseño de capa de rodadura	97
2.2.10.3.1	Método de capacidad	97
2.2.10.3.2	Método simplificado	97
2.2.10.3.3	Diseño del espesor de losa	101
2.2.10.3.4	Diseño de juntas	106
2.2.11	Elaboración de planos	108
2.2.12	Elaboración de presupuesto	108
CONCLUSIONES		115
RECOMENDACIONES		117
BIBLIOGRAFÍA		119
APÉNDICE 1 (cálculo de valor soporte y planos)		121

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Mapa de localización de la República de Guatemala Departamento de Huehuetenango	5
2. Mapa del departamento de Huehuetenango Localización del municipio de Huehuetenango	5
3. Localización del sector Canshac y el caserío Los Aguacatillos.	6
4. Diagrama de momentos en losa del puente	17
5. Diseño de la viga principal	22
6. Sección de la viga principal del puente	22
7. Diagrama de momento máximo	23
8. Diagrama de fuerzas de la sección del puente	25
9. Diagrama de fuerzas de la viga principal	28
10. Diagrama longitudinal de fuerzas con carga en el extremo	29
11. Esquema de viga de apoyo	34
12. Diagrama de fuerzas sobre la cortina de la viga de apoyo	36
13. Geometría del estribo de concreto ciclópeo	41
14. Presiones sobre el muro	42
15. Sección transversal con cargas actuantes	44
16. Deflexión angular	63
17. Grado de curva tura	64
18. Elementos de la curva horizontal	68
19. Elementos de curva vertical	70
20. Área de secciones transversales	75

21. Dimensionamiento de juntas	103
22. Tipo de junta triangular	104
23. Resultados para cálculo de valor soporte	123

TABLAS

I. Cálculo del momento total	44
II. Presupuesto del puente	48
III. Cálculo planimétrico	56
IV. Cálculo altimétrico	57
V. Cálculo de secciones transversales	58
VI. Cálculo de áreas secciones transversales	76
VII. Clasificación general	85
VIII. Resultados de laboratorio de mecánica de suelos	87
IX. Categorías de carga por ejes	99
X. Interrelaciones aproximadas de las clasificaciones de suelos y los valores de soporte	100
XI. Tipos de suelos de subrasante y valores aproximados de k	101
XII. TPDC permisible, carga por categoría 1 de pavimentas con junta de trabe por agregados (no necesita dovela)	101
XIII. Valores de K para diseños de bases no tratadas	102
XIV. Presupuesto de la carretera	105
XV. Factores de capacidad de carga de Terzaghi	125

GLOSARIO

ASSHTO	Siglas de la American Association State Highway and Transportation Officials.
Acera	Parte de la estructura dedicada exclusivamente al paso de peatones.
Altura	Distancia vertical entre la parte más baja de la superestructura, y el nivel de las aguas en estiaje.
Ángulo	Es la menor o mayor abertura que forman entre sí dos líneas o dos planos que se cortan. Las líneas que forman el ángulo se llaman lados y el punto de encuentro, vértice. Su mayor o menor abertura se mide en grados.
Área	Espacio de tierra comprendido entre ciertos límites.
Baranda	Es la armadura o muro construido a manera de remate de las aceras, que protegen a los vehículos y peatones.
Bombeo	Es la pendiente transversal que se le da al piso de las carreteras, para permitir que drenen las aguas superficiales.

Cabezales	Muro central de entrada y salida de las tuberías, diseñado y construido para sostener y proteger los taludes y encauzar las aguas.
Coordenadas	Son líneas que sirven para determinar la posición de un punto y los ejes o planos a que se refieren aquellas líneas.
Corte	Es la excavación que se realiza en el terreno, da conformidad al trazo de la carretera o camino. Se realiza a media ladera o en trinchera.
Cota de Terreno	Número que en los planos topográficos, indica la altura de un punto, sobre el nivel del mar, o sobre otro plano de referencia.
Diafragma	También llamada viga transversal, están colocadas perpendicularmente a la línea central del puente, se apoyan en las vigas principales.
Distancia	Espacio o intervalo de lugar o tiempo entre dos cosas o sucesos.
Drenajes	Controlan las condiciones de flujo de agua en carreteras y mejoran las condiciones de estabilidad de cortes y terraplenes.
Estiaje	Término hidrológico que se refiere al río que se encuentra en su nivel mínimo de caudal.

Estribo	Es cada una de las estructuras que sirve de apoyo a la superestructura.
Excavaciones	Deben ser construidas cuidadosamente, ajustándose a la línea y pendiente señaladas. Las caras laterales serán verticales.
Hidrología	Parte de las ciencias naturales que trata de las aguas.
Infraestructura	Base material sobre la que se asienta algo.
Límite líquido	Es el que está entre el estado líquido de un suelo y su estado plástico.
Límite plástico	En un suelo, es el contenido de agua que tiene el límite inferior de su estado plástico.
Luz	Distancia horizontal interna, entre dos estribos.
Monografía	Breve descripción sobre las características físicas, económicas, sociales y culturales de una región o pueblo.
Presión	Es la fuerza ejercida sobre la superficie de algún elemento estructural.

Proctor	Se creó para determinar la humedad óptima con que el suelo puede alcanzar su máxima densidad posible.
Puentes	Estructuras mayores de 6 metros, construidos para salvar depresiones del terreno.
Rasante	Es el nivel de la superficie de rodamiento de una carretera o camino.
Relleno	Es el material especial o de terracería uniformemente colocado y compactado en la partes laterales y superiores de las cajas.
Sección Típica	En toda la extensión de la carretera tiene una sección que permanece uniforme la mayoría de las veces. A ésta se le llama típica.
Subrasante	Es el nivel del terreno sobre el que se asientan los diferentes elementos del pavimento (subbase o base y carpeta) de una carretera o camino.
Subestructura	Es la parte inferior del puente, formado por las cimentaciones y estribos.
Superestructura	Es la parte superior del puente, formada por las vigas, losa, diafragmas, acera y barandal.

Terraplén	Son los depósitos de material que se realizan sobre el terreno natural, para alcanzar el nivel de la subrasante.
Topografía	Ciencia y arte de determinar posiciones relativas de puntos situados encima de la superficie terrestre, sobre dicha superficie y debajo de la misma.
Viga de apoyo	Es la parte superior del estribo sobre la que se apoya la superestructura.
Viga principal	Es una de las vigas de soporte de la estructura colocada paralelamente a la línea central del puente; se asienta en los apoyos de subestructura y recibe la carga de la losa.

RESUMEN

La falta de infraestructura vial y de transporte, ha ocasionado muchas dificultades para los pobladores del sector Canshac y los del caserío Los Aguacatillos, ambos del municipio de Huehuetenango, del departamento de Huehuetenango; afectados principalmente en su economía; porque no cuentan con una vía de comunicación eficiente para el transporte de alimentos, medicinas, productos de consumo diario y para el comercio de los productos que manufacturan los habitantes del lugar; siendo mas peligroso realizar dichas actividades en época lluviosa.

En el capítulo 1 se presenta la monografía del caserío los Aguacatillos, municipio de Huehuetenango, del departamento de Huehuetenango; también una investigación diagnóstica sobre necesidades de servicios básicos y de infraestructura del caserío. La priorización de las necesidades se realizó por medio de una encuesta y entrevistas a los pobladores.

En el capítulo 2 se desarrolla el diseño de un puente vehicular el en sector Canshac y el mejoramiento de la carretera hacia el caserío Los Aguacatillos, mediante la aplicación de normas y herramientas de cálculo apropiadas. El resultado final consiste en un juego de planos para cada diseño, los cuales se muestran en el Apéndice 1, así como los presupuestos correspondientes.

Al final, las conclusiones y recomendaciones mas importantes, para la ejecución de dichos estudios.

OBJETIVOS

- **GENERAL**

Diseñar el puente vehicular para el sector Canshac y mejoramiento de la carretera hacia el caserío Los Aguacatillos, municipio de Huehuetenango, Huehuetenango.

- **ESPECÍFICOS**

1. Desarrollar una investigación de tipo monográfica y un diagnóstico sobre necesidades en cuanto a infraestructura y servicios básicos del caserío Los Aguacatillos.
2. Capacitar a los miembros del comité del caserío Los Aguacatillos, referente al mantenimiento de la carretera.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de graduación contiene la descripción de actividades de diseño, de un puente vehicular que beneficiará a los habitantes del sector Canshac y el mejoramiento de la carretera hacia el caserío Los Aguacatillos; para llegar a determinar la importancia de estos proyectos se tomaron en cuenta muchos factores, tales como: la falta de vías de comunicación a los centros comerciales y educativos, peligro para los pobladores al caminar sobre la quebrada en época lluviosa y no contar con una carretera en buen estado; los estudios son la respuesta de las autoridades municipales a la solicitudes hechas por los habitantes de estas comunidades, para contar con infraestructura vial y de transporte, que vendrá a satisfacer las necesidades de sus pobladores.

Estas necesidades de los dos lugares del municipio de Huehuetenango, Huehuetenango, son la razón de ser de este trabajo, el cual cuenta con planes y métodos de trabajo para proponer una solución a las mismas.

Cuenta con dos capítulos, en el primero se presenta una breve monografía del caserío Los Aguacatillos, así como los resultados de una investigación diagnóstica del mismo. El segundo capítulo contiene el diseño del puente vehicular en el sector Canshac y el mejoramiento de la carretera hacia el caserío Los Aguacatillos; al final se presentan las conclusiones, recomendaciones y planos.

1. INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del Caserío Los Aguacatillos del municipio de Huehuetenango

1.1.1 Antecedentes Históricos

El nombre de Los Aguacatillos se deriva por la gran cantidad de árboles de aguacate pequeño que había n en el lugar. En las décadas de 1950 a 1970, la comunidad de Los Aguacatillos era nombrado paraje, por haber en éste grandes extensiones de bosques y pocas casas, los terrenos eran de propiedad municipal. Fue en el año de 1970 cuando la corporación municipal presidida por el entonces alcalde Carol Galicia, donó a personas residentes en el lugar los terrenos respectivos, inscribiéndose así el Caserío Los Aguacatillos.

1.1.2 Ubicación Geográfica

El caserío Los Aguacatillos está situado al noroccidente de la República de Guatemala, al noreste del casco urbano del municipio de Huehuetenango del departamento de Huehuetenango, con las siguientes coordenadas UTM, en el eje de las "X" 665,900 metros y en el eje de las "Y" 1,695,800 metros, con una altura promedio de 1900 m.s.n.m.

1.1.3 Extensión Territorial

El caserío Los Aguacatillos tiene una extensión territorial aproximada de 5 kilómetros cuadrados.

1.1.4 Idioma

El idioma predominante en un 90 por ciento es el español y 10 por ciento lo conforma alguna lengua nativa de los habitantes del caserío .

1.1.5 Topografía

Se pueden distinguir dos sectores, de los cuales el sector predominante es bastante montañoso con pendientes mayores del 15 por ciento, y el otro sector es ondulado, con pendientes menores del 10 por ciento.

1.1.6 Población

La población total es de 722 habitantes, 368 son mujeres y 354 son hombres; con una tasa de crecimiento del 3.10 por ciento anual, según datos del INE.

1.1.7 Uso de la tierra

Grandes extensiones son bosques y una minoría de tierra está destinada para actividades agrícolas, siendo los principales cultivos que se producen en la comunidad el maíz y frijol, con técnicas de siembra y cultivo tradicionales.

1.1.8 Recursos Hídricos

En los límites del caserío escurren dos ríos por la quebrada llamada Zanjón Aguacate, además los pobladores cuentan con agua potable proveniente de un pozo mecánico y un nacimiento aún no explotado.

1.1.9 Actividades Pecuarias

En la comunidad hay ganado vacuno y porcino, la crianza del mismo es para la comercialización de su carne.

1.1.10 Vivienda

Las viviendas en su mayoría están construidas con adobe, techo de teja y piso de concreto; también, aunque en menor cantidad, existen viviendas de mampostería de block, piso de granito y techo de lámina.

1.1.11 Salud

El caserío no cuenta con un puesto de Salud, quedando a una distancia de 6 kilómetros el servicio de salud más cercano.

1.1.12 Educación

Cuenta con una Escuela Rural Mixta, por lo que la mayoría de los pobladores saben leer y escribir.

1.1.13 Infraestructura vial y transporte

Se localiza a 270 kilómetros de la ciudad capital, de los cuales 265 kilómetros, son carretera asfaltada de la carretera interamericana (CA-1) que de la capital conduce a la cabecera de Huehuetenango, yéndose luego 5 kilómetros al noreste hacia el caserío; donde actualmente no se tiene una carretera adecuada para su acceso, siendo ésta un camino en malas condiciones; hay servicio de transporte colectivo hacia el centro de la ciudad.

1.2 Investigación diagnóstica sobre las necesidades de servicios básicos e infraestructura del Caserío Los Aguacatillos

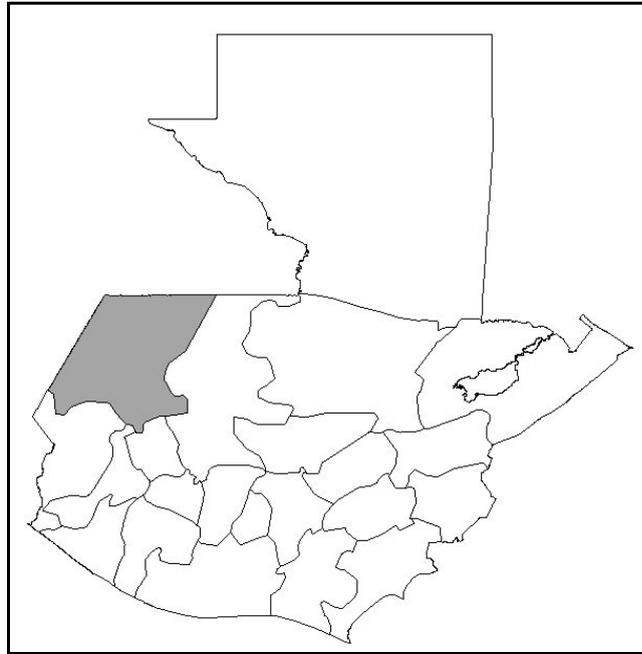
1.2.1 Descripción de las necesidades

En la actualidad no se cuenta con algunos servicios básicos como: red completa de abastecimiento de agua potable, energía eléctrica en algunos sectores del caserío, escuela de educación parvularia y también está el inconveniente que durante todo el año, no hay un acceso apropiado hacia sus viviendas, siendo éste una brecha en malas condiciones para el transporte, que no permite realizar actividades de comercio a plenitud.

1.2.2 Priorización de las necesidades

Dadas las condiciones en que se encuentra la carretera que conduce al caserío Los Aguacatillos, se le ha planteado al comité el proyecto de pavimentación, con el objeto de contribuir a elevar las condiciones de vida de los pobladores, por lo que se incrementará el comercio, contando con una vía de comunicación apropiada en cualquier época del año, el Ejercicio Profesional Supervisado se orientó a la planificación y diseño de éste proyecto.

**Figura 1. Mapa de localización de la República de Guatemala
Departamento de Huehuetenango**



**Figura 2. Mapa del departamento de Huehuetenango
Localización del municipio de Huehuetenango**

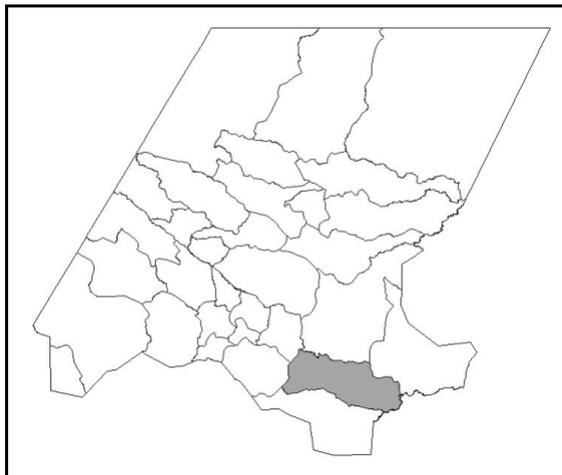
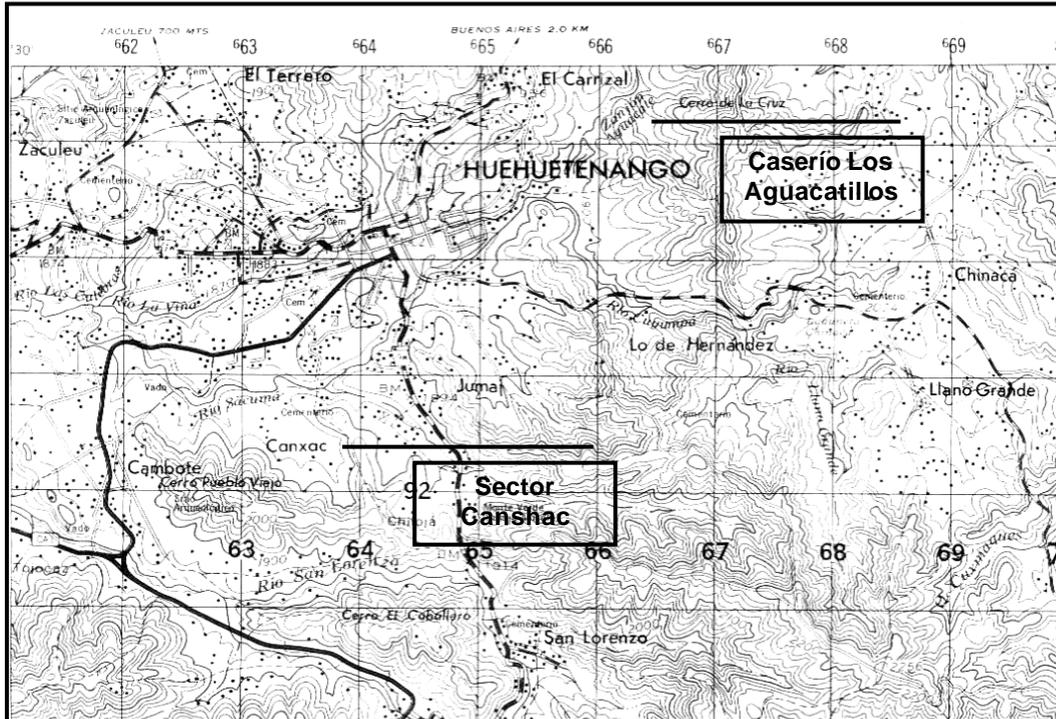


Figura 3. Localización del sector Canshac y el caserío Los Aguacatillos.
Extracción de Hoja Cartográfica 1961 IV escala 1:50,000 IGN.



2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1 Diseño de puente vehicular sector Canshac

2.1.1 Descripción del proyecto

El proyecto consiste en diseñar un puente de 12 metros de luz, de una vía, con una altura de 3.50 metros del centro del río a las vigas principales, los estribos serán de concreto ciclópeo, dos vigas de apoyo, dos vigas principales de sección rectangular, diafragmas, losa plana, banquetas y barandales, todos los elementos de concreto reforzado.

2.1.2 Criterios y especificaciones para el diseño de puentes de concreto reforzado

Para la superestructura se deben tomar en cuenta:

- La acera y el barandal se deben de construir posteriormente a que las vigas se hayan deflectado libremente.
- Se debe colocar una capa de 5 cm de espesor de asfalto para proteger la superficie del concreto y eliminar irregularidades en la superficie del mismo.
- Todos los elementos de acero estructural del puente deberán cubrirse con dos capas de pintura anticorrosivo de diferente color, exceptuando los pernos que deberán dejarse correctamente engrasados.
- Cualquier soldadura que se ejecute deberá ser conforme las normas establecidas en el manual de la American Welding Society y siguiendo el detalle de los planos.

Para la subestructura se debe tomar en cuenta lo siguiente:

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

Requisitos AASHTO para puentes de concreto reforzado:

- Recubrimientos: AASHTO 8.22 medido del rostro de la barra a la superficie del concreto: 8 cm para cimientos y muros. 5 cm para losas arriba y 2.50 cm abajo. 5 cm para columnas y vigas.
- Longitud de desarrollo: AASHTO 8.24.1.2 se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria a partir del punto donde se requieran por diseño, siendo ésta la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra o $L/20$.
- Traslapes: AASTHO 8.25 DGC 509.080. se calculan sobre la base de la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No. 11 de tal modo que desarrollen un 125 por ciento del F_y nominal de la barra, siguiendo la especificación AASTHO 8.33.2 evitando localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea, deberán colocarse alternos a cada 60 cm.
- Ganchos: AASHTO 8.23.22. los dobleces deberán ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre cuando se trata de 180 grados o 12 diámetros cuando se trata de 90 grados.

- Se deberán seguir las normas establecidas para manojos de barras respecto a su cantidad, longitud de desarrollo y recubrimientos, siguiendo los lineamientos del artículo 8.21.5 de AASHTO.

2.1.3 Levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico constituye uno de los elementos básicos para realizar el diseño de puentes, ya que proporciona datos necesarios para la determinación de la geometría de las partes constitutivas del puente.

Para el levantamiento topográfico se utilizó el método de conservación de azimut, obteniendo los resultados en los planos topográficos que se presenta en el **Apéndice 1**.

El equipo utilizado fue el siguiente:

- 1 Teodolito marca Pentax modelo T100
- 1 Cinta métrica 30 mts
- 3 Estadales de 4 mts
- 1 Juego de estacas

2.1.4 Geometría del puente

Contará con los siguientes elementos:

- Superestructura:
 - Dos vigas longitudinales
 - Losa de rodadura con banquetas en ambos lados.
 - Dos diafragmas exteriores.
 - Un diafragma interior.

- Subestructura:
 - Dos vigas de apoyo con cortina.
 - Dos estribos de concreto ciclópeo.
 - Obras de protección.

2.1.5 Selección de tipo de estructura

La selección del tipo de estructura se hizo con base a lo siguiente:

- Con elementos post-tensados, se pueden cubrir grandes luces, pero tienen el inconveniente que se necesita de grúa para su montaje, equipo especial para tensar el puente, mantenimiento frecuente y costoso, etc.
- Con elementos pre-tensados, se pueden cubrir grandes luces, pero tienen el inconveniente que se necesita transporte desde la capital, grúa para su instalación, mantenimiento frecuente y costoso.
- Con elementos de acero, cubren luces grandes y pequeñas, pero se tiene el inconveniente que se necesita grúa para su montaje, transporte desde la capital y mantenimiento frecuente y bastante costoso; además el lugar de construcción debe ser accesible.
- Con elementos de concreto reforzado fundidos In-Situ (en el lugar), se pueden cubrir luces de hasta 25 metros sin necesidad de construir apoyo intermedio, no se utiliza equipo especial para su construcción, se pueden aprovechar materiales del lugar (arena, pedrín, etc.), el mantenimiento es sencillo y económico.

Para el presente diseño se seleccionó la última alternativa, ya que el método sencillo a utilizar es el de Viga rectangular y losa plana simplemente apoyada, de concreto reforzado fundido In-Situ, según las normas AASHTO y ACI para puentes pequeños de hasta 25 metros de luz, por tal razón que la longitud del puente, no permite otra carga simultánea.

2.1.6 Cálculo de caudales máximos

2.1.6.1 Método sección pendiente:

Este método es empírico y es uno de los más sencillos con que se cuenta. Los métodos empíricos, son procedimientos que se basan en informaciones de orden general que se tienen de corrientes de agua ya estudiadas, ya sean de la misma cuenca o de otras de características similares. En éste método se necesita determinar la máxima altura de agua alcanzada por una corriente del pasado, se pueden utilizar los siguientes procedimientos:

- preguntar a los habitantes del lugar,
- buscar señales que hayan dejado grandes crecidas,
- buscar en viejos archivos o en crónicas locales.

Obtenida la altura máxima, se calcula el valor de área "A" de la sección de la corriente en la misma forma como se hace en aforos, luego, se obtiene el caudal máximo por medio de la ecuación $Q = V * A$. La velocidad "V" se obtiene de la ecuación de Manning:

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

Donde:

V = velocidad en m/s

R = radio hidráulico = área / perímetro mojado

S = pendiente

n = coeficiente de rugosidad

Para determinar la pendiente del terreno en la quebrada en estudio, se utilizaron los datos obtenidos en el levantamiento topográfico.

El valor de área "A" de la sección de la corriente, se obtiene a partir de la altura máxima, buscando señales dejadas por grandes crecidas y preguntando a los habitantes del lugar. El área se calcula con la planimetría de la sección de la quebrada.

El valor de coeficiente de rugosidad "n" corresponde a ríos con arrastre de piedras regulares.

Datos para el cálculo:

$$S = 3.75 \%$$

$$n = 0.03$$

Altura de crecida máxima = 1.50 m. con proyección a 5 años.

Área de sección = 6.00 m².

Perímetro mojado = 12.24 m.

Cálculo de velocidad:
$$V = (1/n) * (R)^{(2/3)} * (S)^{(1/2)}$$

$$R = 6/12.24 = 0.49 \text{ m.}$$

$$V = (1/0.03) * (0.49)^{(2/3)} * (3.75/100)^{(1/2)}$$

$$V = 4.01 \text{ m/s.}$$

$$Q = V * A = (4.01 \text{ m/s.}) * (6.00 \text{ m}^2.)$$

$$Q = 24.06 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Donde:

Q = caudal en m³/s.

V = velocidad en m/s.

A = área en m².

El cálculo de los caudales máximos sirve para determinar la luz del puente y su altura, también para proyectar el nivel que alcanzan las crecidas en el período de diseño establecido.

2.1.7 Diseño del Puente Vehicular

2.1.7.1 Datos para diseño

Luz libre:	11.60 m.
Ancho útil:	4.10 m.
Luz eficaz:	12.00 m.
Ancho total:	5.40 m.
Resistencia del concreto:	f'c: 281 kg/cm ² .
Resistencia del acero:	Fy: 2810 kg/cm ² .
Peso del concreto:	2400 kg/cm ³ .
Peso del concreto ciclópeo:	2400 kg/cm ³ .
Peso del asfalto:	2100 kg/cm ³ .
Capacidad soporte del suelo:	56,410 kg/cm ² .
Carga viva:	H15

2.1.7.2 Pre-dimensionamiento

- Losa

Según AASHTO, el espesor "t" de la losa no será menor de 6 pulgadas ó 0.15 m. y según la tabla 89.2 AASHTO el espesor será:

$$t = 1.2 * (L + 3.05) / 30$$

Donde:

t = espesor de la losa

L = distancia entre vigas

Valuando de obtiene:

$$t = 1.2 * (2.50+3.05) / 30 = 0.22 \text{ m.}$$

Se opta por el espesor mínimo t = 0.16 m.

- Viga principal

La sección de vigas principales se determina basándose en la luz de las mismas; para no tener que hacer un chequeo por deflexiones se recomienda un peralte no menor que L/16 para elementos simplemente apoyados y la base no deberá ser menor que el peralte entre 3.50 para no chequear alabeo. Las secciones en forma de I y las secciones rectangulares son las más idóneas para trabajar a flexión.

Peralte de la viga

$$H = L / 16 = 2 / 16 = 0.75 \text{ m.}$$

Donde:

H = peralte de la viga.

L = luz del puente.

Base de la viga

$$B = H / 3.50 = 0.75 / 3.50 = 0.21 \text{ m.} \sim 0.30 \text{ m.}$$

Donde:

B = base de la viga.

H = peralte de la viga.

- Diafragmas

Los diafragmas se utilizan en los tercios de la luz, el ancho usual recomendado por AASHTO es de 30 cm, el alto de los interiores es de $\frac{3}{4}$ de la altura de las vigas principales; si se colocan diafragmas en los extremos, estos deberán ser de $\frac{1}{2}$ de la altura de las vigas principales.

- Diafragmas externos

La base min. = 0.30

$$H_{\text{diaf.}} = H_{\text{vp}} / 2 = H_{\text{diaf.}} = 0.75/2 = 0.375 \sim 0.4 \text{ m.}$$

Donde:

$H_{\text{diaf.}}$ = peralte del diafragma

H_{vp} = peralte de la viga principal

- Diafragmas internos

La base min. = 0.30

$$H_{\text{diaf.}} = H_{\text{vp}} * \frac{3}{4} = 0.75 * \frac{3}{4} = 0.5625 \sim 0.55 \text{ m.}$$

Donde:

$H_{\text{diaf.}}$ = peralte del diafragma

H_{vp} = peralte de la viga principal

- Viga de apoyo y cortina

La cortina no deberá ser menor de 0.30 m de espesor y se diseña a flexión y corte. La viga de apoyo no podrá ser menor de 0.40 m de espesor, se

chequea por aplastamiento y se coloca refuerzo de acero longitudinal por temperatura.

Cortina:

Espesor = 0.30 m.

H = H de la viga principal = 0.75 m.

Viga de apoyo:

Base min. = 2 cm * cada metro de luz libre del puente

Base min. = 0.02 * 12 = 0.24 = 0.30 m.

Base total = base min. + Base de cortina

Base total = 0.30 m. + 0.30 m. = 0.60 m.

H min. = 0.40 m.

- Determinación de cargas muertas para diseño de elementos estructurales del puente

Las cargas muertas son todos los pesos propios de los elementos de la superestructura.

$W_{cm} = \text{sección del elemento} * \text{peso específico del material}$

$W_{losa} = 0.16 \text{ m.} * 1.00 \text{ m.} * 2400 \text{ kg/m}^3 = 384 \text{ kg/m.}$

$W_{alfalfo} = 0.05 \text{ m.} * 1.00 \text{ m.} * 2100 \text{ Kg/m}^3 = 105 \text{ kg/m.}$

$W_{barandal} = 40 \text{ kg.} * 2/5 \text{ m.} = 16 \text{ kg/m.}$

$W_{diaf. Ext.} = 0.30 \text{ m.} * 0.40 \text{ m.} * 2400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m.}$

$W_{diaf. Int.} = 0.30 \text{ m.} * 0.55 \text{ m.} * 2400 \text{ kg/m}^3 = 396 \text{ kg/m.}$

$W_{viga p.} = 0.30 \text{ m.} * 0.75 \text{ m.} * 2400 \text{ kg/m}^3 = 540 \text{ kg/m.}$

$W_{cortina} = 0.30 \text{ m.} * 0.75 \text{ m.} * 2400 \text{ kg/m}^3 = 540 \text{ kg/m.}$

$W_{base} = 0.30 \text{ m.} * 0.40 \text{ m.} * 2400 \text{ kg/m}^3 = 576 \text{ kg/m.}$

2.1.7.3 Diseño de la superestructura

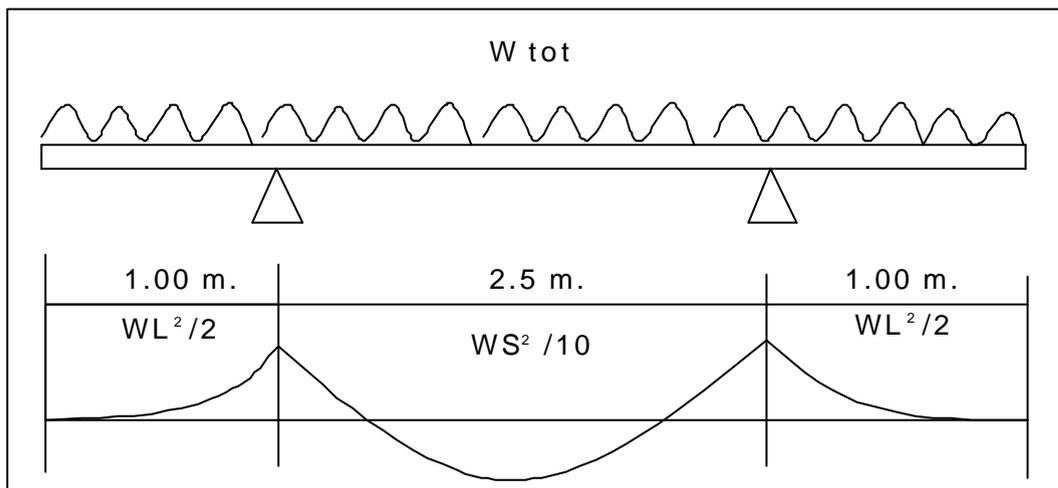
2.1.7.3.1 Diseño de losa

- Carga total (W_{tot})

$$W_{tot} = W_{losa} + W_{asfalto} + W_{barandal}$$

$$W_{tot} = 384 + 105 + 16 = 505 \text{ kg/m.}$$

Figura 4. Diagrama de momentos en losa del puente.



- Momento por carga muerta (M_{cm})

$$M_{cm} \text{ voladizo} = W L^2 / 2 = (505 \text{ kg/m.}) * (1.00 \text{ m.})^2 / 2 = 252.50 \text{ kg-m.}$$

Donde:

W = carga muerta total

L = la luz que existe en el voladizo

$$M_{cm} \text{ entre vigas} = W S^2 / 10 = (505 \text{ Kg/m.}) * (2.50 \text{ m.})^2 / 10 = 315.625 \text{ Kg-m.}$$

Donde:

W = carga muerta total

S = la luz que existe entre apoyos

Se toma el mayor valor de los dos, es decir que el momento por carga muerta máximo será:

$$M_{cm} = 315.625 \text{ kg-m.}$$

- Momento por carga viva (Mcv)

$$M_{cv} = [0.80 * (S + 2) / 32] * P$$

3.24.3.1 AASHTO

$$M_{cv} = [0.80 * (8.203 + 2) / 32] * 12,000 = 3060.90 \text{ lb-pie. } \acute{o} \text{ 424.03 kg-m.}$$

Donde:

S = es el espaciamiento a rostros internos entre vigas en pies.

P = es la carga de cada llanta de camión H15 en libras.

Por lo tanto el momento por carga viva será:

$$M_{cv} = 424.03 \text{ kg-m.}$$

- Carga de impacto

Son cargas dinámicas producidas por camiones a los puentes. Por esta razón se deben considerar cargas adicionales, denominadas de impacto las cuales se calculan como una fracción de la carga viva, incrementándose en un porcentaje.

$$I = 50 / (L + 125) \text{ L en pies } \acute{o} \text{ } I = 15.24 / (L + 38) \text{ L en metros.}$$

1.2.12 AASHTO

$$I = 15.24 / (12 + 38) = 0.3048 > 0.30$$

AASHTO recomienda utilizar un valor menor o igual que el 30 por ciento entonces el factor de impacto será:

$$I = 1.30$$

- Momento último

El momento último se obtiene para poder calcular el acero por medio de las ecuaciones de flexión conocidas.

$$Mu = 1.3 * [M_{cm} + 5/3 * (M_{cv} * I)]$$

$$Mu = 1.3 * [315.625 + 5/3 * (424.03 * 1.30)] = 1,604.66 \text{ kg-m.}$$

$$Mu = 1,604.66 \text{ kg-m.}$$

Donde:

Mu = momento último en kg-m.

Mcm = momento por carga muerta

Mcv = momento por carga viva

I = carga de impacto

- Cálculo de acero de refuerzo

Se usarán las ecuaciones y datos siguientes:

$$A_s = Mu / \phi * F_y (d - a / 2)$$

$$\text{Donde: } Mu = 160,465.59 \text{ Kg-cm}$$

$$a = A_s * F_y / \beta_1 * f'_c * b$$

$$\phi = 0.90 \quad b = 100 \text{ cms.}$$

$$\rho_{min} = 14.1 / F_y$$

$$d = 13.50 \text{ cms.} \quad \rho_s = 2.1E+06 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * d$$

$$\beta_1 = 0.85 \rightarrow f'_c > \text{ ó igual a } 4,000 \text{ PSI}$$

$$\rho_{max} = 0.5 \rho_{bal}$$

$$F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2 \quad f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\rho_{bal} = \beta_1^2 [0.003 / ((F_y / \rho_s) + 0.003)] * (f'_c / F_y)$$

Determinando el refuerzo, es necesario que sea mayor o igual al refuerzo mínimo. Resolviendo la ecuación y calculando las cuantías de acero se determina:

$$\rho_{\min} = 14.1 / F_y = 14.1 / 2,810 = 0.005$$

$$A_{s\min} = \rho_{\min} * b * d = 0.005 * 100 * 13.5 = 6.77 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{bal}} &= \beta_1^2 [0.003 / ((F_y / \epsilon_s) + 0.003)] * (f'_c / F_y) = 0.05 \\ &= 0.85^2 [0.003 / ((2,810 / 2.1E+06) + 0.003)] * (281 / 2,810) \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0.5 \rho_{\text{bal}} = 0.5 * 0.05 = 0.025$$

$$A_{s\max} = \rho_{\max} * b * d = 0.025 * 100 * 13.5 = 33.75 \text{ cm}^2$$

$$a = A_s * F_y / \beta_1 * f'_c * b = 1.98 * 2810 / 0.85 * 281 * 100 = 0.16$$

$$\begin{aligned} A_s &= M_u / \phi * F_y (d - a / 2) = 160,465.59 / 0.90 * 2,810 (13.5 - 0.08) \\ &= 4.72 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s\min} < A_s < A_{s\max}$$

$$A_{s\min} = 6.77 \text{ cm}^2 > A_s = 4.72 \text{ cm}^2 < A_{s\max} = 33.75 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s\min}$ es mayor que A_s , tomar $A_{s\min} = 6.77 \text{ cm}^2$

No debe ser mayor S al $S_{\max} = 3 * t = 3 * 16 = 48 \text{ cms.}$

- Refuerzo de acero cama inferior transversal

Utilizando la varilla No. 5 con área = 1.98 cm²

$$1 \text{ m. ----- } 6.77 \text{ cm}^2 \quad \} \quad \text{No. 5 @ 0.25 m.}$$

$$X \text{ m. ----- } 1.98 \text{ cm}^2$$

- Refuerzo cama superior transversal

Se calcula el acero por temperatura:

$$A_{temp} = 0.002 * b * t = 0.002 * 100 * 16 = 3.20 \text{ cm}^2$$

Utilizando la varilla No. 4 con área = 1.27 cm²

$$\begin{array}{l} 1 \text{ m. ----- } 3.20 \text{ cm}^2 \\ X \text{ m. ----- } 1.27 \text{ cm}^2 \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} 1 \text{ m.} \\ X \text{ m.} \end{array}} \right\} \text{ No. 4 @ 0.30 m.}$$

- Refuerzo longitudinal

$$A_{sL} = A_s * FL$$

Donde:

A_{sL} = Acero longitudinal

A_s = Acero requerido

FL = Factor longitudinal = $2.20 / v$ (s) \leq 67 por ciento

Según **AASHTO 3.24.10.2**

s = Espaciamiento entre vigas en pies

$FL = 2.20 / v$ (8.20) = 0.77 se toma 0.67

$A_{sL} = 6.77 * 0.67$

$A_{sL} = 4.53 \text{ cm}^2$

Utilizando la varilla No. 4 con área = 1.27 cm²

$$\begin{array}{l} 1 \text{ m. ----- } 4.53 \text{ cm}^2 \\ X \text{ m. ----- } 1.27 \text{ cm}^2 \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} 1 \text{ m.} \\ X \text{ m.} \end{array}} \right\} \text{ No. 4 @ 0.25 m.}$$

- Refuerzo de la acera

El armado de la acera o banqueta del puente, es el mismo que el de la losa, es decir es una continuación del acero de refuerzo.
Ver detalle de armado en planos **(Apéndice 1)**.

2.1.7.3.2 Diseño de viga principal

Figura 5. Diseño de viga principal

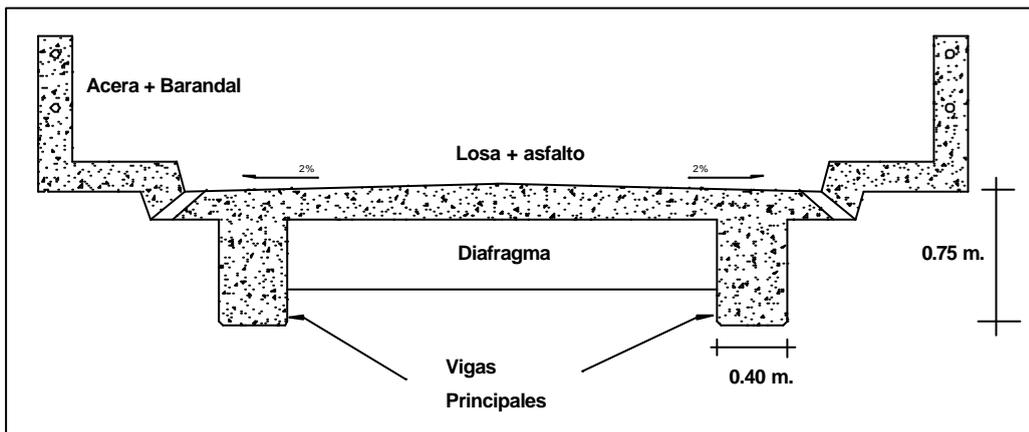
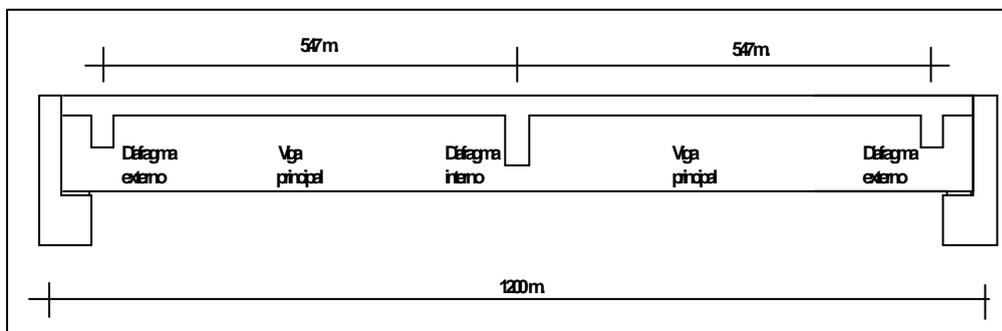


Figura 6. Sección de la viga principal del puente



- Momento por carga muerta

$$W_{tot} = 505 \text{ kg/m.}$$

$$W_{viga \text{ p.}} = 540 \text{ kg/m.}$$

$$W_{diaf. \text{ Int.}} = 396 \text{ kg/m} * 1.25 \text{ m.} = 495 \text{ kg/m.}$$

$$W_{cm} = (505 \text{ kg/m.}) * (2.50 \text{ m.}) + 540 \text{ kg/m.}$$

$$W_{cm} = 1,802.50 \text{ kg/m.}$$

$$M_{cm} = W_{cm} * L^2 / 8 + P * a$$

$$M_{cm} = 1,802.50 * 12^2 / 8 + W_{diaf. \text{ Int.}} * \text{espaciamiento entre diafragmas}$$

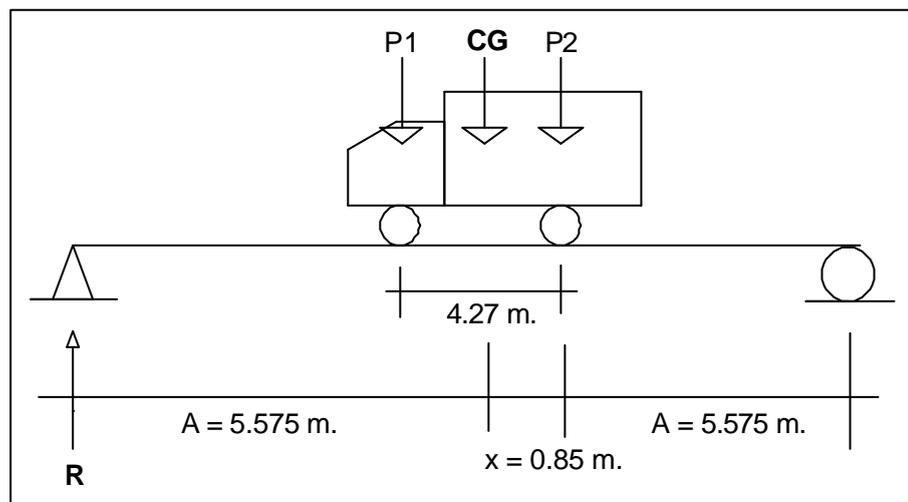
$$M_{cm} = (1,802.50 * 12^2) / 8 + 495 * 5.17$$

$$M_{cm} = 35,004.15 \text{ kg-m.}$$

- Momento por carga viva

El momento máximo por carga viva móvil ocurre en la carga más cercana al centro de gravedad, cuando ésta se encuentra tan lejos del soporte como su centro de gravedad del otro.

Figura 7. **Diagrama de momento máximo**



Encontrando el centro de gravedad (CG):

$$SM_{CG} = 0$$

$$5,442 (x) - 1,360 (4.27 - x) = 0$$

$$x = 0.85 \text{ m.}$$

$$2A + x = 12$$

$$2A + 0.85 = 12$$

$$A = (12 - 0.85) / 2 = 5.58 \text{ m.}$$

$$SM_b = 0$$

$$+ R_a (12) - 6,802 (6.43) = 0$$

$$R_a = 3,644.74 \text{ kg.}$$

$$SF_y = 0$$

$$R_a - CG + R_b = 0$$

$$R_b = CG - R_a$$

$$R_b = 6,802 - 3,644.74$$

$$R_b = 3,157.26 \text{ Kg.}$$

Se calcula el momento a 5.58 m. del apoyo:

$$M_{max} = R \cdot A - W_{\text{rueda delantera}} \cdot \text{brazo}$$

$$M_{max} = 3,157.26 \text{ kg.} \cdot 5.58 \text{ m.} - 1,360 \text{ kg} \cdot 1.26 \text{ m.}$$

$$M_{max} = 15,901.19 \text{ kg-m.} = M_{cv}$$

Carga de impacto: (según **AASHTO 1.2.12**)

$$\text{Factor de impacto: } I = 15.24 / (L + 38) = 15.24 / (12 + 38)$$

$$I = 0.3048 > 0.30$$

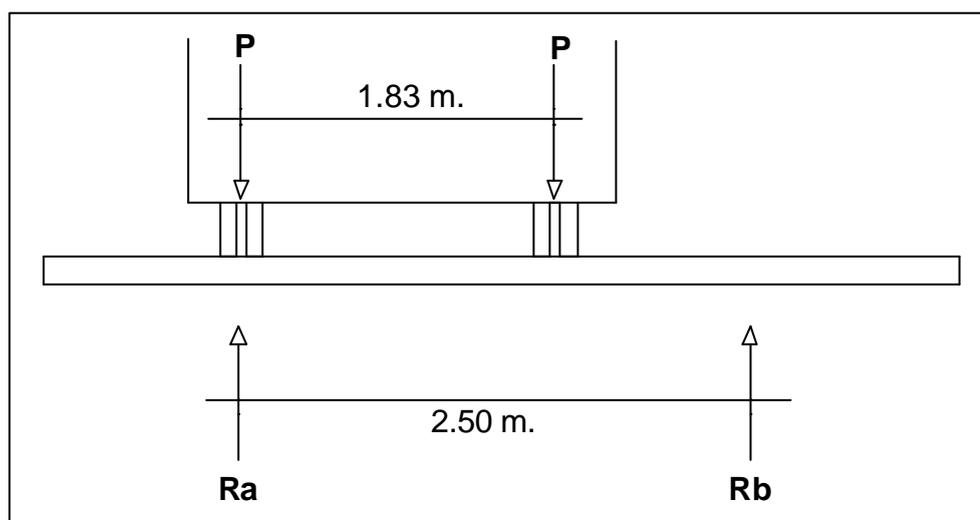
Como el factor de impacto calculado es mayor que 0.30, el factor de impacto será 1.30, este valor se aplicará en el cálculo de momento último.

- Factor de distribución

El factor de distribución FD, se interpreta como la proporción de la carga viva que absorbe cada viga. Para vigas exteriores en puentes de una vía, puede aplicarse el criterio de determinar tal factor, en función del espaciamiento entre vigas.

De acuerdo a AASTHO 3.23.2.3, para considerar estas posiciones de efectos en las vigas, las losas entre ellas se pueden considerar simplemente apoyadas. Para los cálculos, se tomarán las distancias medidas entre los rostros de las vigas; éste valor será utilizado para el cálculo del momento último.

Figura 8. Diagrama de fuerzas de la sección del puente



Calculando el FD se tiene:

$$FD = S / 6.5' \quad \text{Donde S es el espaciamiento entre vigas en pies}$$

$$FD = 8.20' / 6.5' = 1.26$$

- Cálculo del momento total actuante en la viga

De los valores de momento por carga muerta y carga viva determinados anteriormente y aplicando los factores de impacto y distribución definidos, se tiene:

$$Mu = 1.3 [M_{cm} + 5/3 * (M_{cv} * I * FD)]$$

$$Mu = 1.3 [35,004.15 + 5/3 * (15,901.19 * 1.30 * 1.26)]$$

$$Mu = 102,028.295 \text{ kg-m.}$$

- Cálculo de refuerzo

Datos: $M_{diseño} = 10,202.829.5 \text{ Kg-cm.}$

$$\varnothing = 0.90 \quad b = 40 \text{ cms.}$$

$$d = 70 \text{ cms.} \quad \epsilon_s = 2.1E+06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 0.85 \quad F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2 \quad f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{bal} = \beta_1^2 [0.003 / ((F_y / \epsilon_s) + 0.003)] * (f'_c / F_y)$$

Cálculo del refuerzo mínimo y máximo

$$\rho_{min} = 14.1 / F_y = 14.1 / 2,810 = 0.005$$

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * d = 0.005 * 70 * 40 = 14.00 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{bal} = \beta_1^2 [0.003 / ((F_y / \epsilon_s) + 0.003)] * (f'_c / F_y) = 0.05$$

$$= 0.85^2 [0.003 / ((2,810 / 2.1E+06) + 0.003)] * (281 / 2,810)$$

$$\rho_{max} = 0.5 \rho_{bal} = 0.5 * 0.05 = 0.025$$

$$A_{smax} = \rho_{max} * b * d = 0.025 * 70 * 40 = 70 \text{ cm}^2$$

Cálculo de refuerzo a tensión

$$A_{s+} = [b * d - \sqrt{(b * d)^2 - ((M_{dis} * b) / (0.003825 * f'c))}] * ((0.85 * f'c) / F_y)$$
$$A_{s+} = [40 * 70 - \sqrt{(40 * 70)^2 - ((102,028.295 * 40) / (0.003825 * 281))}] * ((0.85 * 281) / 2,810)$$

$$A_{s+} = 67.09 \text{ cm}^2. = 6 \text{ No. 11} + 2 \text{ No. 8}$$

- Refuerzo cama superior

Es igual al 33 por ciento del acero a tensión calculado:

$$A_{s \text{ cama sup.}} = 0.33 * 67.09 \text{ cm}^2. = 22.14 \text{ cm}^2. = 4 \text{ No. 8} + 1 \text{ No. 5}$$

según localización mostrada en planos.

- Refuerzo cama inferior en apoyos

Es igual al 50 por ciento del acero a tensión calculado:

$$A_{s \text{ cama inf. Apoyos}} = 0.50 * 67.09 \text{ cm}^2. = 33.54 \text{ cm}^2. = 3 \text{ No. 11} + 1 \text{ No. 8}$$

según localización mostrada en planos.

- Cálculo de acero adicional para vigas de gran peralte

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 que se coloque un refuerzo de 5.29 cm² por cada metro de peralte de la viga (este dato es un

valor ya comprobado por las normas para vigas de este peralte) por lo que el refuerzo longitudinal para la viga principal será:

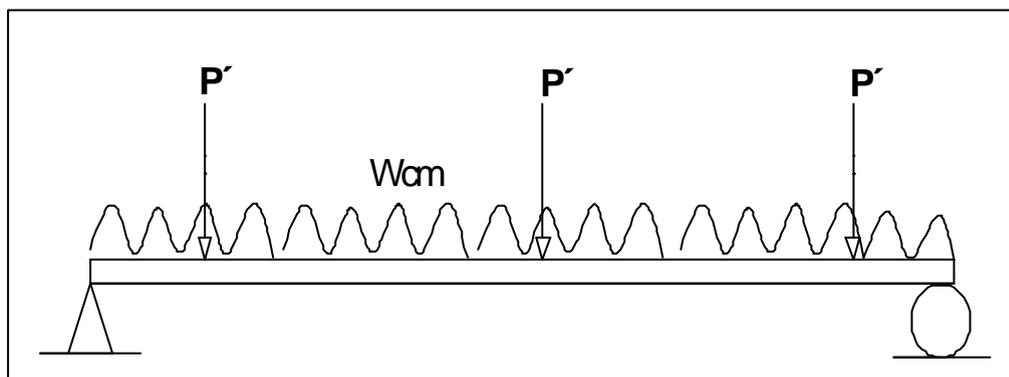
$$\text{As adicional} = 5.29 \text{ cm}^2 / 1\text{m.} * 0.75 \text{ m.} = 3.96 \text{ cm}^2$$

Colocar 2 No. 5 al centro de la sección de la viga principal.

Ver detalle de armado de la viga principal en planos. **(Apéndice 1)**

- Cálculo de corte en la viga

Figura 9. **Diagrama de fuerzas de la viga principal**



- o Corte por carga muerta

El esfuerzo cortante máximo se obtiene en los apoyos y se calcula por la ecuación:

$$V_{cm} = W * L / 2$$

Y si hubiere cargas concentradas: $S P' / n$

$$V_{cm} = W_{cm} * L / 2 + S P' / n$$

Donde:

W_{cm} = carga muerta

V_{cm} = corte por carga muerta

L = luz entre apoyos

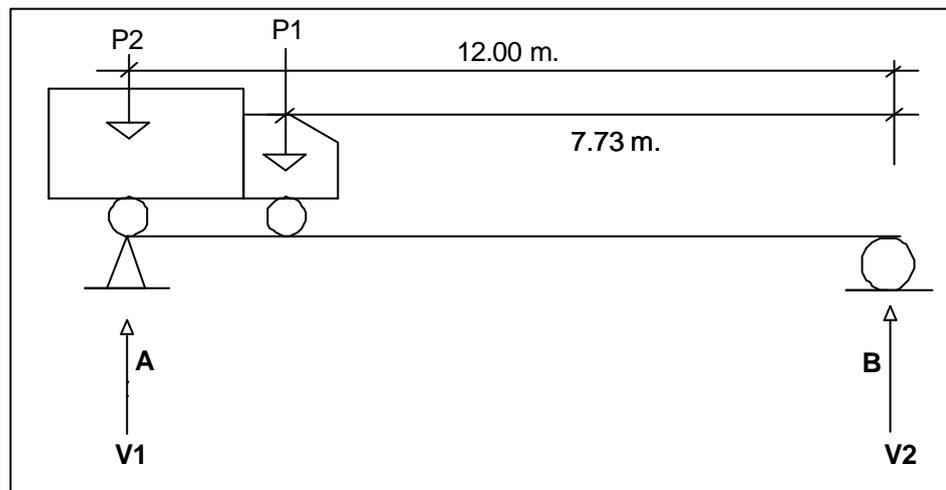
P' = carga debido al peso propio de los diafragmas

n = número de apoyos

$V_{cm} = 1,802.50 * 12 / 2 + ((2 * 288) + 396) / 2 = 11,301 \text{ kg.}$

- Corte por carga viva

Figura 10. **Diagrama longitudinal de fuerzas con carga en el extremo**



El anterior diagrama muestra la ubicación tanto de las cargas de cada eje del camión así como las reacciones, con este diagrama se encuentran los cortes haciendo sumatoria de momentos con respecto al punto B.

$$\sum M_B = 0$$

$$12 * V_1 - (5,450 * 12) - (2,970 * 7.73) = 0$$

$$V1 = 7,363.18 \text{ kg.} = V_{cv}$$

Haciendo sumatoria de fuerzas verticales:

$$7,363.18 - 5,450 - 2,970 + V2 = 0$$

$$V2 = 1,056.82 \text{ kg.}$$

El esfuerzo cortante máximo calculado es la reacción V1, por lo que se tomará éste como el valor de corte por carga viva.

Con los valores de corte por carga muerta y carga viva obtenidos y aplicando el factor de impacto, se calcula el corte último, el cual permitirá diseñar el refuerzo a corte de la viga, es decir se encontrará la longitud de espaciamiento entre estribos.

- Corte último:

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

$$V_u = 1.3 [11,301 + 5/3 * (7,363.18 * 1.30)]$$

$$V_u = 35,430.91 \text{ kg.}$$

- Cálculo del refuerzo a corte:

$$V_c = 0.85 * 0.53 * v (f'c) * b * d \quad \text{corte que resiste el concreto.}$$

$$V_c = 0.85 * 0.53 * v (281) * 40 * 70 = 21,144.92 \text{ kg.}$$

$$V_s = V_u - V_c \quad \text{corte que hace falta reforzar}$$

$$V_s = 35,430.91 - 21,144.92 = 14,285.99 \text{ kg.}$$

$$S_{max} = d / 2 = 70 / 2 = 35 \text{ cms.}$$

$S = 0.85 * A_{\text{varilla}} * 2 * F_y * d / V_u$ espaciamiento de los estribos.

Usando varilla No. 3 con área de = 0.71 cm².

$$S_1 = 0.85 * 0.71 * 2 * 2,810 * 70 / 35,430.91 = 6.70 \text{ cms.}$$

$$S_1 = 5 \text{ cms.}$$

Por lo que el primer espaciamiento, es decir los estribos colocados a 1.50 metros de los apoyos será de 5 centímetros. Además se calcularon otros espaciamientos para optimizar:

- Cálculo de el segundo espaciamiento

Por relación de triángulos:

$$35,430.91 / 5 = x / 3$$

$$x = 21,258.55 \text{ kg. este se toma ahora como corte último.}$$

$$V_s = 21,258.55 - 21,144.92 = 113.63 \text{ kg.}$$

Por lo que:

$$S_2 = 0.85 * 0.71 * 2 * 2,810 * 70 / 21,258.55 = 11.17 \text{ cms.}$$

Por facilidad de armado se propone un espaciamiento de 15 centímetros a partir de 1.50 metros.

$$S_2 = 15 \text{ cms.}$$

Ver los planos finales. **(Apéndice 1)**.

2.1.7.3.3 Diseño de diafragmas

- Diafragmas externos

$$B_{min} = 0.30 \text{ m.}$$

$$H = 0.40 \text{ m.}$$

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

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

Se calcula el acero mínimo ya que su función es rigidizar las vigas principales, es decir no soportan ninguna carga:

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

$$A_{smin} = 14.1 / 2,810 * 30 \text{ cms} * 40 \text{ cms}$$

$$A_{smin} = 6.02 \text{ cm}^2.$$

Colocar 3 No. 6 en cama superior e inferior

Estribos No. 3 @ 0.20m.

Se coloca este refuerzo mínimo en dos camas, superior e inferior y se recomienda un refuerzo extra de 5.29 cm² por metro de alto del diafragma.

- Refuerzo adicional

$$A_{s ad} = 5.29 \text{ cm}^2 / 1 \text{ m.} * 0.40 \text{ m.} = 2.12 \text{ cm}^2.$$

Colocar 2 No. 4 al centro de la sección del diafragma.

Eslabones No. 3 @ 0.20 m.

Ver detalle en planos finales. **(Apéndice 1)**.

- Diafragmas internos

$$B_{min} = 0.30 \text{ m.}$$

$$H = 0.55 \text{ m.}$$

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

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

- Refuerzo de acero mínimo

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

$$A_{smin} = 14.1 / 2,810 * 30 \text{ cms} * 55 \text{ cms}$$

$$A_{smin} = 8.27 \text{ cm}^2.$$

Colocar 3 No. 6 en cama superior e inferior

Estribos No. 3 @ 0.20 m.

- Refuerzo adicional

$$A_{s \text{ ad}} = 5.29 \text{ cm}^2 / 1 \text{ m.} * 0.55 \text{ m.} = 2.91 \text{ cm}^2.$$

Colocar 2 No. 5 al centro de la sección del diafragma.

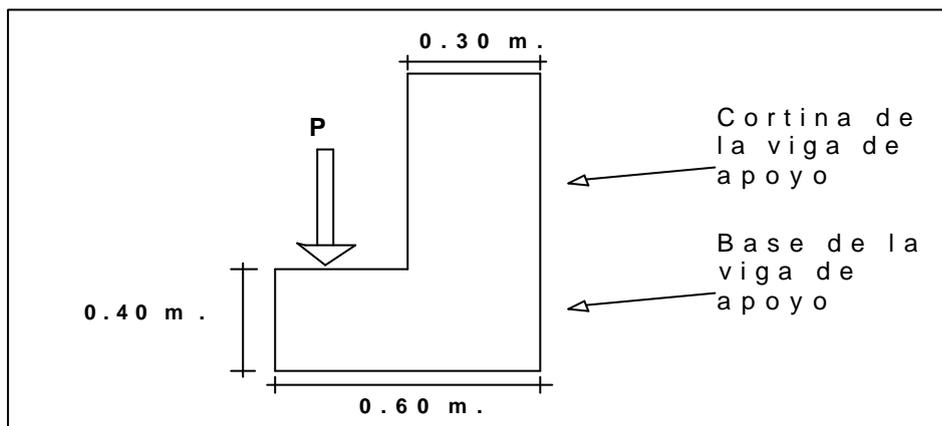
Eslabones No. 3 @ 0.20 m.

Ver detalle en planos. **(Apéndice 1).**

2.1.7.4 Diseño de la subestructura

2.1.7.4.1 Diseño de la viga de apoyo

Figura 11. Esquema de viga de apoyo



- Diseño de la base de la viga de apoyo
 - o Chequeo por aplastamiento

En este chequeo, se calcula el área de aplastamiento de la base de la viga de apoyo y se coloca una base de neopreno para disminuirlo, así mismo la base de neopreno sirve para que la superestructura esté simplemente apoyada, necesita tener libertad de movimiento por las cargas móviles a las que estará sometido. Además se refuerza longitudinalmente por temperatura (A_{smin}), el refuerzo transversal puede ser a $d/2$ ya que se utiliza solamente por armado.

$$A_p = P / f'_c * \phi_c = 35,430.91 / (281 * 0.70) = 180.13 \text{ cm}^2$$

$$A_p = v (180.13) = 13.5 \text{ cm. redondeado } 20 \text{ cm.}$$

Donde:

P = carga última

A_p = área de aplastamiento

$f'c$ = esfuerzo máximo del concreto

ϕ_c = constante de corte

Utilizar base de neopreno de 0.20 m. * 0.20 m. con una dureza SHORE real de 59 según ASTM D2240. El espesor de la plancha deberá ser de 2 pulgadas según ASTM D330, por el espesor se recomienda una base de acero y neopreno pegadas tipo sándwich, la cual consta de cuatro planchas de acero de 1/8 de pulgada y tres planchas de neopreno de 1/2 pulgada, dando como resultado 2 pulgadas de espesor de base.

- Cálculo de acero de refuerzo longitudinal

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

$$A_{smin} = 14.1 / 2,810 * 60 \text{ cms} * 40 \text{ cms}$$

$$A_{smin} = 12.04 \text{ cm}^2.$$

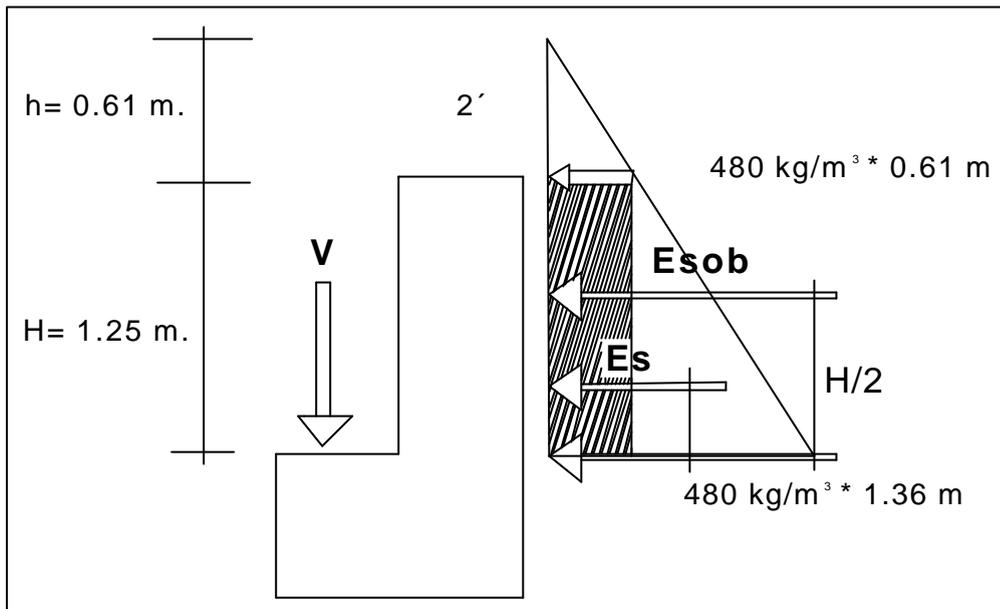
Colocar 5 No. 6 en cama superior e inferior

Estribos No. 3 @ 0.15 m.

- Diseño de la cortina de la viga de apoyo

Se deberán considerar las reacciones de los extremos de cada viga y las presiones laterales debido a: Sismo (S), fuerza longitudinal (LF) y presión del suelo ($E_s + E_{sob}$).

Figura 12. Diagrama de fuerzas sobre la cortina de la viga de apoyo



- Cálculo de fuerza longitudinal (LF)

Es la fuerza producida por las llantas del camión o trailer en el terraplén o aproche, la cual es transmitida a la cortina de la viga de apoyo de la siguiente manera:

$$LF = 0.05 * P / 2H$$

$$LF = 0.05 * 7300 / (2 * 0.75)$$

$$LF = 243.33 \text{ kg/m} = 0.243 \text{ Ton/m.}$$

Donde:

P = peso del camión, actúa a 6 pies sobre el piso de manera que el brazo es $6' + H$.

H = alto de la cortina.

- Cálculo del sismo (S)

El sismo se calcula con la siguiente fórmula:

$$S = 0.12 * W$$

$$S = 0.12 * 0.54 \text{ Ton} = 0.065 \text{ Ton/m.}$$

Donde:

W = es el peso propio de la cortina.

- Cálculo por presión del suelo (Es y Esob)

Según AASHTO 3.20 se deberá considerar una sobrecarga del suelo del equivalente líquido de 2 pies de alto, con una presión de 0.480 Ton/m³.

$$Esob = 0.480 \text{ Ton/m}^3.$$

Donde:

Es = carga del suelo aplicada a un tercio de la cortina

Esob = 0.480 Ton/m³, aplicada al centro de la cortina

$$Es = 0.480 \text{ Ton/m}^3 * 1.36 \text{ m} * 1.36 \text{ m} / 2 = 0.444 \text{ Ton/m.}$$

$$Esob = 0.480 \text{ Ton/m}^3 * 0.61 \text{ m} * 0.75 \text{ m} = 0.22 \text{ Ton/m.}$$

Finalmente cuando hay sismo se deberán comparar las fórmulas del grupo VII y las del grupo III para aplicar la más crítica de las dos.

Cálculo de momento: AASHTO 3:22:1a

Grupo III

Utilizando los resultados obtenidos anteriormente (LF, S, Esob y

Es) se resuelven las siguientes ecuaciones:

$$Mu = 1.3 * (Esob * H / 2 + Es * H / 3 + LF * 6' + H)$$

$$Mu = 1.3 * (0.22 * 0.75 / 2 + 0.44 * 0.75 / 3 + 0.243 * (6' / 3.28) + 0.75)$$

$$Mu = 1.07 \text{ Ton-m.}$$

Grupo VII

$$Mu = 1.3 * (Esob * H/2 + Es * H/3 + S * H/2)$$

$$Mu = 1.3 * (0.22 * 0.75 / 2 + 0.44 * 0.75 / 3 + 0.065 * 0.75 / 2)$$

$$Mu = 0.282 \text{ Ton-m.}$$

Se comparan los dos resultados y se toma al mayor, es decir el resultado del Grupo III es el que se utiliza para el cálculo del refuerzo.

Con los siguientes datos se encuentra el área de acero:

$$Mu = 1.07 \text{ Ton-m.}$$

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

$$d = (30 - 8 - 1) = 21 \text{ cm}$$

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

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

$$As_{min} = 14.1 / Fy * b * d$$

$$As_{min} = 14.1 / 2,810 * 100 * 21 = 10.54 \text{ cm}^2.$$

$$S = (Av * b) / Atot = (1.98 * 100) / 10.54 = 18.78 \text{ cm} = 15 \text{ cm.}$$

Colocar No. 5 @ 0.15 m. en sentido transversal y

No. 3 @ 0.15 m en sentido longitudinal.

Ver detalle en planos. **(Apéndice 1)**

La cortina de la viga de apoyo trabaja a flexión y es por eso que el Asmin se coloca en sentido transversal.

Cálculo de corte: AASHTO 3:22:1b

Grupo III

$$V_u = 1.3 * (E_{sob} + E_s + LF)$$

$$V_u = 1.3 * (0.22 + 0.44 + 0.243)$$

$$V_u = 1.174 \text{ Ton.}$$

Grupo VII

$$V_u = 1.3 * (E_{sob} + E_s + S)$$

$$V_u = 1.3 * (0.22 + 0.44 + 0.065)$$

$$V_u = 0.94 \text{ Ton.}$$

Se comparan los dos resultados y se toma el mayor, es decir el resultado de corte último del Grupo III es el que se utiliza para verificar que la cortina lo resiste.

- Verificando si la cortina resiste al corte último

$$V_{res} = \phi * v * (f'c) * b * d$$

$$V_{res} = 0.85 * 0.53 * v * (281) * 100 * 21$$

$$V_{res} = 15,858.69 \text{ Kg.}$$

Dado que: $V_u = 1,174 \text{ kg.}$

$V_{res} > V_u$ por lo que si chequea la cortina de concreto reforzado de 0.30 metros el esfuerzo cortante.

2.1.7.4.2 Diseño del estribo de concreto ciclópeo

W = peso propio de la viga de apoyo

$$W = W_{\text{cortina}} + W_{\text{base}} = 540 + 576 = 1,116 \text{ kg/m.}$$

Carga ejercida por las vigas sobre el estribo:

$$W_{\text{dist}} = V_u * \text{No. de viga} / L_{\text{estribo}}$$

$$W_{\text{dist}} = (46,327.5 * 2) / 4 = 23,163.75 \text{ kg/m.}$$

Carga total distribuida sobre el estribo:

$$W_{\text{tot}} = W_{\text{dist}} + W$$

$$W_{\text{tot}} = 1,116 + 23,163.75 = 24,279.75 \text{ kg/m.}$$

Chequeo del esfuerzo de corte sobre el estribo:

Este esfuerzo es igual a la carga total dividida por el área de contacto con la viga.

$$F_c = W_{\text{tot}} / A = (24,279.75 * 1) / (0.8 * 1)$$

$$F_c = 30,349.69 \text{ kg/m}^2 = 3.03 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_c < F'_{\text{ciclópeo}}$$

$3.03 < 150$, por lo que si chequea el corte en la corona, por consiguiente lo soportará la base ya que tiene un área mucho mayor.

- Diseño del muro

Datos:

$S_s = 1.38 \text{ Ton/m}^3$ suelo limo arcilloso

$\mu = 0.80$ $\phi = 20.5^\circ$

$V_s = 56.41 \text{ Ton/m}^2$ (ver **Apéndice 1**) $S_c = 2.40 \text{ Ton/m}^3$

Donde:

S_s = peso específico del suelo limo arcilloso

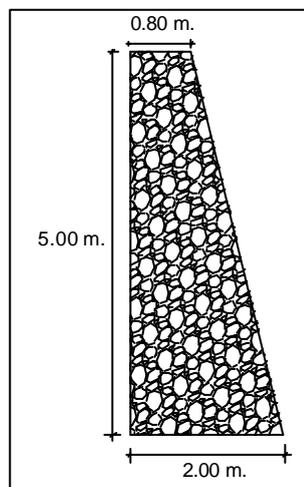
μ = coeficiente de fricción del suelo

ϕ = ángulo de fricción del suelo

V_s = valor soporte del suelo

S_c = peso específico del concreto ciclópeo

Figura 13. **Geometría del estribo de concreto ciclópeo**



Los coeficientes de empuje activo y pasivo respectivamente serán:

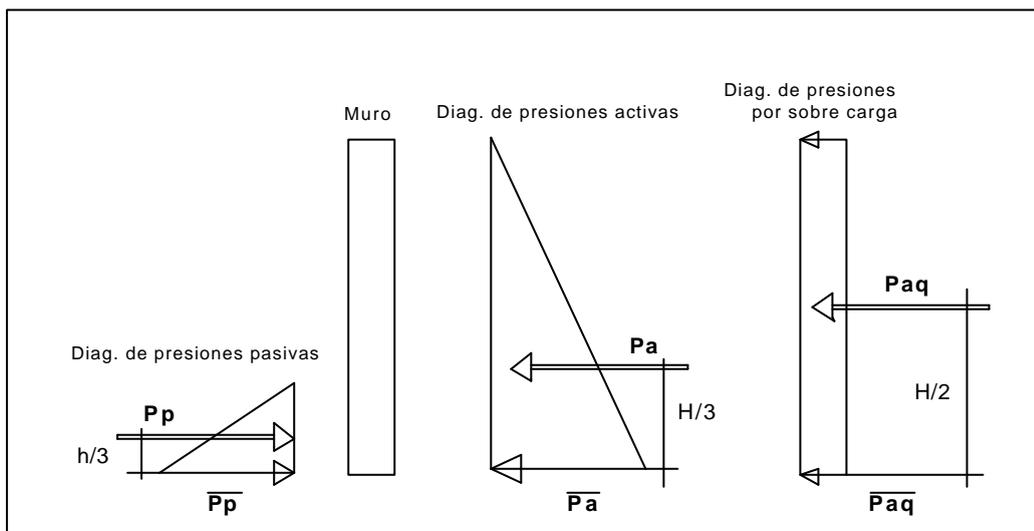
$$K_a = (1 - \operatorname{sen} ?) / (1 + \operatorname{sen} ?) = (1 - \operatorname{sen} 20.5^\circ) / (1 + \operatorname{sen} 20.5^\circ)$$

$$K_a = 0.48$$

$$K_p = (1 + \operatorname{sen} ?) / (1 - \operatorname{sen} ?) = (1 + \operatorname{sen} 20.5^\circ) / (1 - \operatorname{sen} 20.5^\circ)$$

$$K_p = 2.08$$

Figura 14. Presiones sobre el muro



Cálculo de presiones horizontales a una profundidad "h" del muro:

$$\underline{P_{ps}} = K_p * s_s * h = 2.08 * 1.38 * 1.5 = 4.31 \text{ Ton/m}^2$$

$$\underline{P_{as}} = K_a * s_s * H = 0.48 * 1.38 * 5 = 3.31 \text{ Ton/m}^2$$

$$\underline{P_{aq}} = K_a * q = 0.48 * 0.7 = 0.34 \text{ Ton/m}^2$$

Cálculo de las cargas totales de los diagramas de presión, se calculan como el área del diagrama de presiones actuantes en su centroide:

$$P_{ps} = \frac{1}{2} * \underline{P_{ps}} * h = \frac{1}{2} * 4.31 * 1.5 = 3.23 \text{ Ton/m}$$

$$P_{as} = \frac{1}{2} * \underline{P_{as}} * H = \frac{1}{2} * 3.31 * 5 = 8.28 \text{ Ton/m}$$

$$P_{aq} = P_{qs} * H = 0.34 * 5 = 1.7 \text{ Ton/m}$$

Cálculo de momentos al pie del muro:

$$M_{ps} = P_{ps} * h / 3 = 3.23 * (1.5 / 3) = 1.62 \text{ Ton-m/m}$$

$$M_{as} = P_{as} * H / 3 = 8.28 * (5 / 3) = 13.83 \text{ Ton-m/m}$$

$$M_{aq} = P_{aq} * H / 2 = 1.7 * (5 / 2) = 4.25 \text{ Ton-m/m}$$

Dividiendo geoméricamente la sección transversal del muro como se muestra la figura, se calcula el peso por unidad lineal en el sentido longitudinal y el momento total que produce el peso, respecto al punto "o".

Figura 15. Sección transversal con cargas actuantes

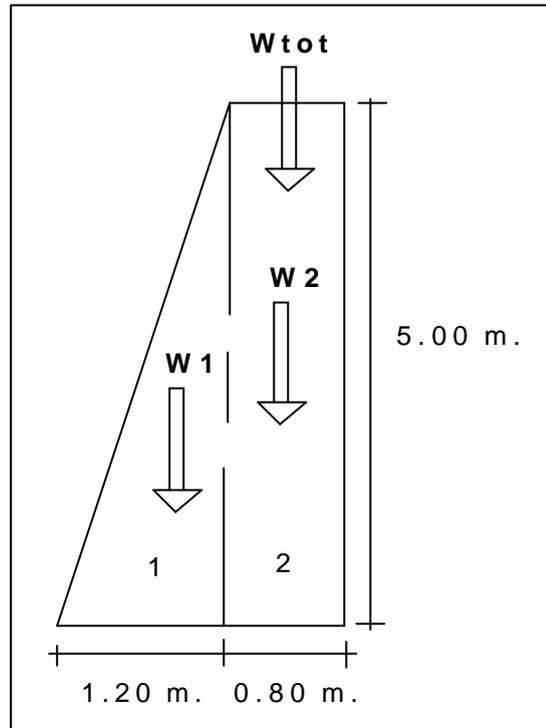


Tabla I. Cálculo del momento total

Fig.	Área (m ²)	sc (T/m ³)	W(T/m)	Brazo (m)	M (T-m/m)
1	$\frac{1}{2} * 1.2 * 5 = 3$	2.4	7.20	$\frac{2}{3} * 2 = 0.8$	5.76
2	$0.8 * 5 = 4$	2.4	9.60	$1.2 + 0.4 = 1.6$	16.36
3		W tot =	24.28	$1.2 + 0.4 = 1.6$	38.85
		SW =	41.08	SM =	59.97

Chequeando estabilidad contra volteo:

$$F_{sv} = S_{Mresultantes} / S_{Mactuantes}$$

$$F_{sv} = (1.62 + 59.97) \text{ Ton-m/m} / (13.83 + 4.25) \text{ Ton-m/m}$$

$$F_{sv} = 3.41 > 1.50$$

El factor de seguridad de volteo F_{sv} si chequea.

Chequeando estabilidad contra deslizamiento:

$$F_{sd} = S_{Fresultantes} / S_{Factuantes}$$

$$F_{sd} = (3.23 + (0.8 * 41.08) \text{ Ton/m} / (18.28 + 1.7) \text{ Ton/m}$$

$$F_{sd} = 1.81 > 1.50$$

El factor de seguridad de deslizamiento F_{sd} si chequea.

Chequeo de presión máxima bajo la base del muro:

La distancia "a" a partir del punto "o" donde actúan las cargas verticales serán,

$$e = L / 2 - a$$

$$a = S_{M_o} / W = (M_{ps} + M_w - M_{as} - M_{aq}) / W$$

$$a = (1.62 + 59.97 - 13.83 - 4.25) / 41.08$$

$$a = 0.96$$

$$e = 2 / 2 - 0.96 = 0.04$$

$$\text{Chequeo } 3 * a > L = 3 * 0.96 = 2.88 \text{ m} > 2 \text{ m}$$

No existen presiones negativas

Donde:

e = la distancia de excentricidad

a = distancia donde actúan las cargas verticales

L = longitud de la base del muro

Las presiones en el terreno serán:

$$q = W / (L * b) + \text{ó} - W * e / S$$

$$q = 41.08 / (2 * 0.8) + \text{ó} - 41.08 * 0.04 / (1/6 * 2^3)$$

$$q \text{ max} = 26.91 \text{ Ton/m}^2 < 56.41 \text{ Ton/m}^2 \sim \text{no excede el Vs del suelo .}$$

$$q \text{ min} = 24.44 \text{ Ton/m}^2 > 0 \text{ Ton/m}^2 \sim \text{no existen presiones negativas.}$$

Donde:

q = presiones en el terreno máxima o mínima

W = peso total que actúa en el muro

b = longitud de la parte superior de la sección del muro

S = módulo de sección por metro lineal

2.1.7.5 Diseño de barandal

El barandal consiste en postes de concreto con sección de 0.20 m * 0.20 m, con refuerzo de 4 No. 4 más estribos No. 2 @ 0.10 m colocados a una distancia entre ejes de 2.00 m. La tubería de hierro galvanizado de 2 pulgadas de diámetro conforma el barandal. Ver en planos. **(Apéndice 1)**

2.1.7.6 Elaboración de los planos

Los planos finales del puente son los siguientes:

- ❖ Planta y perfil del puente
- ❖ Planta armado de losa, secciones y planta acotada
- ❖ Armado de viga de apoyo, diafragmas y barandal
- ❖ Detalle de armado de viga principal y especificaciones

(Ver Apéndice 1).

2.1.7.7 Elaboración del presupuesto

La integración de presupuesto fue la siguiente: para los materiales, se aplicó el criterio de los precios unitarios que se manejan en el lugar, la mano de obra se calculó con base a los salarios que la municipalidad asigna, tanto a la mano de obra calificada como la no calificada, y se consideraron imprevistos e indirectos.

Tabla II. Presupuesto del puente

INTEGRACIÓN DE COSTOS POR RENGLÓN				
1. PRELIMINARES.				
Descripción	cantidad	unidad	pu	total
Acondicionamiento de terreno	1,00	global	Q5.000,00	Q5.000,00
Bodega y Guardianía	1,00	global	Q5.000,00	Q5.000,00
Trazo y Nivelación	100,00	ml.	Q75,00	Q7.500,00
Excavación estructural	524,00	mts3.	Q25,00	Q13.100,00
suma total de materiales.				Q30.600,00
Imprevistos 5%	1	global	Q1.530,00	Q1.530,00
suma total del renglón.				Q32.130,00
2. MUROS DE CONCRETO CICLÓPEO.				
Materiales.	cantidad	unidad	pu	total
Piedra bola.	83,00	mts3.	Q90,00	Q7.470,00
Cemento gris.	494,00	sacos	Q45,00	Q22.230,00
Piedrín	55,00	mts3.	Q110,00	Q6.050,00
Arena de río.	55,00	mts3.	Q110,00	Q6.050,00
suma total de materiales.				Q41.800,00
Mano de obra.				
Fundición de muros de ciclópeo.	123,2	mts3	Q130,36	Q16.060,35
suma total de mano de obra.				Q16.060,35

Formaleta.				
Tabla de 1"x 12"x10'	8,50	docena	Q360,00	Q3.060,00
Regla de 2"x3"x10'	8,00	docena	Q230,00	Q1.840,00
Clavo de 3"	50,00	lbs.	Q5,00	Q250,00
Alambre de amarre.	41,00	lbs.	Q5,00	Q205,00
suma total de formaleta.				Q5.355,00
Resumen de muros de concreto ciclópeo.				
Materiales.	1	global	Q41.800,00	Q41.800,00
Mano de obra.	1	global	Q16.060,35	Q16.060,35
Formaleta.	1	global	Q5.355,00	Q5.355,00
subtotal.				Q63.215,35
Imprevistos 5%	1	global	Q3.160,77	Q3.160,77
suma total del renglón.				Q66.376,12
precio por metro cuadrado.				Q538,77
3. VIGAS DE APOYO.				
Materiales.	cantidad	unidad	pu	total
Cemento gris.	45,00	sacos	Q45,00	Q2.025,00
Arena de río.	5,00	mts3.	Q110,00	Q550,00
Piedrín	4,50	mts3.	Q110,00	Q495,00
Hierro No. 3	1,50	qq.	Q240,00	Q360,00
Hierro No. 5	4,00	qq.	Q240,00	Q960,00
Hierro No. 6	4,50	qq.	Q270,00	Q1.215,00
Alambre amarre	40,00	lbs.	Q5,00	Q200,00
suma total de materiales.				Q5.805,00
Mano de obra.				
Fundicion de vigas de carga.	8,2	ml.	Q332,50	Q2.726,50
suma total de mano de obra.				Q2.726,50
Formaleta.				
Tabla de 1"x 12"x10'	1,00	docena	Q360,00	Q360,00
Regla de 2"x3"x10'	1,00	docena	Q230,00	Q230,00
Clavo de 3"	40,00	lbs.	Q5,00	Q200,00
Alambre de amarre.	25,00	lbs.	Q5,00	Q125,00
suma total de formaleta.				Q915,00
Herramienta y Equipo				
Herramienta y Equipo	1,00	global	Q81,80	Q81,80
suma total de Herramienta y Equipo				Q81,80

Resumen de vigas de carga.				
Materiales.	1	global	Q5.805,00	Q5.805,00
Mano de obra.	1	global	Q2.726,50	Q2.726,50
Formaleta.	1	global	Q915,00	Q915,00
Herramienta y Equipo	1	global	Q81,80	Q81,80
subtotal.				Q9.528,30
Imprevistos 5%	1	global	Q476,41	Q476,41
suma total del renglón.				Q10.004,71
precio por metro lineal.				Q1.220,09
4. DIAFRAGMAS.				
Materiales.	cantidad	unidad	pu	total
Cemento gris.	9,00	sacos	Q45,00	Q405,00
Arena de río.	0,90	mts3.	Q110,00	Q99,00
Piedrín	0,80	mts3.	Q110,00	Q88,00
Hierro No. 3	1,00	qq.	Q240,00	Q240,00
Hierro No. 4	0,30	qq.	Q240,00	Q72,00
Hierro No. 5	0,20	qq.	Q240,00	Q48,00
Hierro No. 6	2,50	qq.	Q270,00	Q675,00
Alambre amarre	15,00	lbs.	Q5,00	Q75,00
suma total de materiales.				Q1.702,00
Mano de obra.				
Fundicion de diafragmas.	7,5	ml.	Q129,85	Q973,88
suma total de mano de obra.				Q973,88
Formaleta.				
Tabla de 1"x 12"x10'	0,50	docena	Q360,00	Q180,00
Regla de 2"x3"x10'	0,50	docena	Q230,00	Q115,00
Clavo de 3"	20,00	lbs.	Q5,00	Q100,00
Alambre de amarre.	5,00	lbs.	Q5,00	Q25,00
suma total de formaleta.				Q420,00
Herramienta y Equipo				
Herramienta y Equipo	1	global	Q29,22	Q29,22
suma total de Herramienta y Equipo				Q29,22
Resumen de diaframas.				
Materiales.	1	global	Q1.702,00	Q1.702,00
Mano de obra.	1	global	Q973,88	Q973,88
Formaleta.	1	global	Q420,00	Q420,00
Herramienta y Equipo	1	global	Q29,22	Q29,22

subtotal.				Q3.125,09
Imprevistos 5%	1	global	Q156,25	Q156,25
suma total del renglón.				Q3.281,35
precio por metro lineal.				Q437,51
5. VIGAS PRINCIPALES.				
Materiales.	cantidad	unidad	pu	total
Cemento gris.	70,00	sacos	Q45,00	Q3.150,00
Arena de río.	7,50	mts3.	Q110,00	Q825,00
Piedrín	6,50	mts3.	Q110,00	Q715,00
Hierro No. 3	6,00	qq.	Q240,00	Q1.440,00
Hierro No. 5	2,75	qq.	Q240,00	Q660,00
Hierro No. 8	13,50	qq.	Q270,00	Q3.645,00
Hierro No. 11	25,50	qq.	Q350,00	Q8.925,00
Alambre amarre	285,00	lbs.	Q5,00	Q1.425,00
suma total de materiales.				Q20.785,00
Mano de obra.				
Fundicion de vigas de principales.	24	ml.	Q346,42	Q8.314,08
suma total de mano de obra.				Q8.314,08
Formaleta.				
Tabla de 1"x 12"x10'	1,00	docena	Q360,00	Q360,00
Regla de 2"x3"x10'	1,00	docena	Q230,00	Q230,00
Clavo de 3"	20,00	lbs.	Q5,00	Q100,00
Alambre de amarre.	5,00	lbs.	Q5,00	Q25,00
suma total de formaleta.				Q715,00
Herramienta y Equipo				
Herramienta y Equipo	1	global	Q249,42	Q249,42
Planchas de neopreno (apoyos)	1	global	Q15.000,00	Q13.000,00
concretera + vibrador	1	global	Q3.500,00	Q3.500,00
suma total de Herramienta y Equipo				Q16.749,42
Resumen de vigas principales.				
Materiales.	1	global	Q20.785,00	Q20.785,00
Mano de obra.	1	global	Q8.314,08	Q8.314,08
Formaleta.	1	global	Q715,00	Q715,00
Herramienta y Equipo	1	global	Q16.749,42	Q16.749,42
subtotal.				Q46.563,50

Imprevistos 5%	1	global	Q2.328,18	Q2.328,18
suma total del renglón.				Q48.891,68
precio por metro lineal.				Q2.037,15
6. LOSA + BANQUETA.				
Materiales.	cantidad	unidad	pu	total
Cemento gris.	142,00	sacos	Q45,00	Q6.390,00
Arena de río.	15,00	mts3.	Q110,00	Q1.650,00
Piedrín	7,35	mts3.	Q110,00	Q808,50
Hierro No. 4	13,50	qq.	Q240,00	Q3.240,00
Hierro No. 5	10,00	qq.	Q240,00	Q2.400,00
Alambre amarre	130,00	lbs.	Q5,00	Q650,00
Juntas estructurales	2,00	u.	Q993,00	Q1.986,00
suma total de materiales.				Q17.124,50
Mano de obra.				
Fundicion de losa + banquetta.	66,48	mts2.	Q103,04	Q6.850,10
suma total de mano de obra.				Q6.850,10
Formaleta.				
Tabla de 1"x 12"x10'	6,00	docena	Q360,00	Q2.160,00
Regla de 2"x3"x10'	5,50	docena	Q230,00	Q1.265,00
Clavo de 3"	50,00	lbs.	Q5,00	Q250,00
Alambre de amarre.	15,00	lbs.	Q5,00	Q75,00
suma total de formaleta.				Q3.750,00
Herramienta y Equipo				
Andamiaje + Apuntalamiento	1	global	Q3.500,00	Q3.500,00
Concretera + Vibrador	1	global	Q4.500,00	Q4.500,00
suma total de Herramienta y Equipo				Q8.000,00
Resumen de losa + banquetta.				
Materiales.	1	global	Q17.124,50	Q17.124,50
Mano de obra.	1	global	Q6.850,10	Q6.850,10
Formaleta.	1	global	Q3.750,00	Q3.750,00
Herramienta y Equipo	1	global	Q10.600,10	Q10.600,10
subtotal.				Q38.324,70
Imprevistos 5%	1	global	Q1.916,23	Q1.916,23
suma total del renglón.				Q40.240,93

precio por metro cuadrado.				Q605,31
7. POSTE + BARANDAL + DRENAJES.				
Materiales.	cantidad	unidad	pu	total
Cemento gris.	6,00	sacos	Q45,00	Q270,00
Arena de río.	0,60	mts3	Q110,00	Q66,00
Piedrín	0,50	mts3.	Q110,00	Q55,00
Hierro No. 2	0,35	qq.	Q240,00	Q84,00
Hierro No. 4	1,50	qq.	Q240,00	Q360,00
tubo HG de 2"	8,00	u.	Q400,00	Q3.200,00
tubo PVC de 4"	1,00	u.	Q350,00	Q350,00
Alambre amarre	25,00	lbs.	Q5,00	Q125,00
suma total de materiales.				Q4.510,00
Mano de obra.				
Fundicion de poste+barandal+drenaje.	1	global.	Q1.948,00	Q1.948,00
suma total de mano de obra.				Q1.948,00
Formaleta.				
Tabla de 1"x 12"x10'	6,00	docena	Q360,00	Q2.160,00
Regla de 2"x3"x10'	5,50	docena	Q230,00	Q1.265,00
Clavo de 3"	50,00	lbs.	Q5,00	Q250,00
Alambre de amarre.	15,00	lbs.	Q5,00	Q75,00
suma total de formaleta.				Q3.750,00
Herramienta y Equipo				
Herramienta y Equipo	1	global	Q58,44	Q58,44
suma total de Herramienta y Equipo				Q58,44
Resumen de poste + barandal + drenajes.				
Materiales.	1	global	Q4.510,00	Q4.510,00
Mano de obra.	1	global	Q1.948,00	Q1.948,00
Formaleta.	1	global	Q3.750,00	Q3.750,00
Herramientay Equipo	1	global	Q58,44	Q58,44
subtotal.				Q10.266,44
Imprevistos 5%	1	global	Q513,32	Q513,32
suma total del renglón.				Q10.779,76
precio global				Q10.779,76

Proyecto: PUENTE VEHICULAR.					
Ubicación: Sector Canshac, Zona 5, Huehuetenango, Huehuetenango.					
RESUMEN DE INTEGRACIÓN DE COSTOS POR RENGLÓN DE TRABAJO					
No.	Descripción.	Cantidad.	Unidad.	P.U.	Total.
1	Preliminares	1	Global	Q32.130,00	Q32.130,00
2	Muros de Concreto Ciclópeo	123,2	mts.3	Q538,77	Q66.376,12
3	Vigas de Apoyo	8,2	ml.	Q1.220,09	Q10.004,74
4	Diafragmas	7,5	ml.	Q437,51	Q3.281,35
5	Vigas Principales	24	ml.	Q2.037,15	Q48.891,68
6	Losa + Banqueta	66,48	mts2.	Q605,31	Q40.240,93
7	Poste+Barandal+Drenajes	1	Global	Q10.779,76	Q10.779,76
	sub-total				Q211.704,57
	Costos Indirectos	25	%	Q211.704,57	Q52.926,14
Total				Q264.630,72	
Costo por metro lineal de puente				Q22.052,56	

2.2 Diseño de la carretera de pavimento rígido del caserío Los Aguacatillos

2.2.1 Descripción del proyecto

El proyecto consiste en el diseño una carretera de pavimento rígido con longitud de 1,471 metros por 5 metros de ancho, bordillo de concreto armado a ambos lados y drenajes transversales para el desfogue de aguas pluviales.

2.2.2 Preliminar de campo

2.2.2.1 Selección de ruta

La selección de ruta es la etapa de mayor importancia de un proyecto de carreteras, pues ésta consta de dos puntos fijos, el inicial y final, entre los cuales se pueden definir varias alternativas de ruta, las que se podrían evaluar someramente en costos, y se toma la que mejor se adapte a las condiciones sociales, económicas, al transporte promedio diario que circularía al ponerse en servicio la carretera. En éste caso la principal restricción fue que la ruta ya estaba definida por las viviendas que están a la orilla de la carretera e imposible encontrar otra que fuera alternativa.

2.2.2.2 Levantamiento topográfico de preliminar

La información topográfica necesaria para el diseño de una carretera consiste en tomar en campo los ángulos y distancias horizontales que definen la ruta preliminar, haciendo el uso del teodolito, estadal y una cinta métrica. El levantamiento consiste en una poligonal abierta, formada por ángulos orientados a un mismo norte, en este caso magnético, midiendo distancias con

estaciones no mayores de 20 metros, todo esto hablando respecto a la planimetría.

La altimetría, consiste en pasar una nivelación en todos los puntos fijados por el levantamiento planimétrico, fijando bancos de marca a cada cierto tramo, los que deben ser ubicados en puntos permanentes o en monumentos de concreto, en los que deberán anotarse la estación, la elevación y las distancias acumuladas. Como cota de salida se fijará una arbitraria entera, la cual se recomienda que sea 100 metros para no tener cotas negativas. Es recomendable ir dibujando el perfil que se ha levantado en el día, con el objeto de apreciar si tiene una forma congruente a la realidad y si cumple con las especificaciones de pendientes máximas permisibles; lo anterior permite que los errores se encuentren a tiempo y no hasta realizar el dibujo en gabinete.

Por medio de las secciones transversales se podrán determinar las elevaciones transversales de la faja de terreno, que se recomienda sean como mínimo de 40 metros, es decir, 20 metros a cada lado a partir de la línea central definida en el levantamiento planimétrico. Estas deberán ser medidas en forma perpendicular al eje, niveladas y midiendo su distancia horizontal. Cuando una sección transversal tope con un obstáculo imposible de superar, como un peñasco, una casa, un paredón, etc., no es necesario prolongar, sino que se anotará en la columna de observaciones el tipo de obstáculo y su altura o profundidad aproximadas. En los puntos de intersección transversal se medirá sobre la bisectriz del ángulo interior de la poligonal abierta. También deberán sacarse secciones transversales en los fondos de zanjones y en los lugares donde deba ir tubería de drenaje transversal, así como en donde hayan obstáculos tales como casas.

2.2.3 Cálculo topográfico de preliminar

2.2.3.1 Cálculo planimétrico

El cálculo de la topografía se efectúa en gabinete y consiste en conocer las distancias, que se determina con los ángulos de azimut y los valores de las lecturas de los hilos que nos da el estadal visto con el teodolito; con la finalidad de contar con la información suficiente para efectuar con facilidad la localización de la ruta.

A manera de ejemplo se presentan los resultados de las primeras estaciones del cálculo de distancias de la libreta topográfica.

Tabla III. Cálculo Planimétrico

Est.	Po.	Azimut	Hi	Hm	Hs	Hap.	Dist.(m).
0	1	55°37'40"	1.62	1.52	1.42	1.52	20.00
1	2	73°18'00"	1.62	1.52	1.42	1.52	20.00
2	3	67°33'40"	1.66	1.56	1.46	1.56	20.00
3	4	64°09'20"	1.67	1.57	1.47	1.57	20.00
4	5	50°35'00"	1.775	1.69	1.605	1.69	17.00
5	6	37°05'40"	1.615	1.57	1.525	1.57	9.00

Los resultados del ploteo de las anteriores distancias y rumbos se presentan en planos del **Apéndice 1**.

2.2.3.2 Cálculo altimétrico

Con los datos obtenidos en campo se procede a calcular las cotas de cada punto marcado como máximo a 20.00 metros como línea central del levantado planimétrico.

Los datos que se obtuvieron en campo son: ángulo vertical, lectura de hilos, altura de aparato y además con los datos de planimetría se calculan las cotas a partir de una conocida.

A manera de ejemplo se presentan los resultados de las primeras estaciones del cálculo de cotas de la libreta topográfica.

Tabla IV. **Cálculo Altimétrico**

Est.	Po.	Ang. Vert.	Dist.(m).	Hm	Hap.	Cota
0	1	92°00'00"	20.00	1.52	1.52	92.82
1	2	93°30'40"	20.00	1.52	1.52	97.61
2	3	91°17'20"	20.00	1.56	1.56	96.73
3	4	92°23'20"	20.00	1.57	1.57	95.46
4	5	92°05'00"	17.00	1.69	1.69	94.74
5	6	91°07'00"	9.00	1.57	1.57	94.13

Los resultados finales de altimetría se presentan en el perfil de los planos de la carretera. **(Ver Apéndice 1).**

2.2.3.3 Cálculo de secciones transversales

Las secciones transversales son las que definen las elevaciones y depresiones que el terreno posee en cierto tramo, éstas son calculadas a partir del eje del levantamiento planimétrico; los datos se obtienen en el levantamiento preliminar.

Tabla V. Cálculo de secciones transversales

Est.	Dist. Acum.	Sección izquierda	Cota central	Sección derecha
1	20	98.95	92.82	98.91
2	40	97.69	97.61	97.80
3	60	96.92	96.73	96.96
4	80	95.36	95.46	95.84
5	97	94.90	94.74	94.79
6	106	94.24	94.13	94.63

2.2.4 Dibujo de preliminar

2.2.4.1 Planimétrico

El dibujo planimétrico del levantamiento preliminar en el diseño de carreteras es necesario, porque aunque no constituye el plano final, sirve de guía al ingeniero diseñador para visualizar, en una forma global, la ruta seleccionada determinar los corrimientos a calcular, si fuera el caso.

Para elaborar el dibujo de la línea de preliminar se necesita fijar a la mesa de dibujo el papel a utilizar, usando como eje (x) el que la regala T define,

y como eje (y) el que la escuadra de 90 grados sujeta la regla T, debiendo recordar que los azimut se miden a partir del eje (y) positivo.

Posteriormente se mide el azimut que la libreta planimétrica de la línea preliminar defina, y se traza una recta a partir del punto de origen al punto marcado por la medida tomada del transportador. Luego, sobre ésta recta se mide la distancia indicada en la libreta planimétrica. El procedimiento se repite tomando como origen el final de la recta trazada.

2.2.4.2 Altimétrico

El perfil de la línea de preliminar es de suma importancia dibujarlo, ya que esto permite facilidad en el cálculo del perfil de localización, por lo que se debe dibujar a escalas que permitan su lectura con mayor rapidez y precisión. Para el caso, se recomienda utilizar la escala 1 : 1000 en el sentido horizontal y 1 : 200 en el sentido vertical.

El dibujo consiste en el ploteo de la distancia horizontal medida contra la cota que corresponde a cada caminamiento. Todos los puntos ploteados deberán unirse con una línea.

Posteriormente deberán colocarse en la parte superior los caminamientos que correspondan a cada principio de curva y principio tangente, también se colocará la elevación que corresponde a los puntos de estación. Debe calcularse el perfil de localización tomando como base las secciones transversales del tramo en cuestión con sus respectivas cotas.

2.2.4.3 Curvas de nivel

Las curvas de nivel son de mucha importancia en el diseño geométrico de una carretera, ya que proporcionan la información altimétrica del comportamiento del terreno en cierto tramo, dentro de todo el levantamiento de la preliminar. La única manera de obtener la información es dibujar las curvas de nivel sobre la poligonal abierta en planta. De esta manera el ingeniero diseñador podrá tener conocimiento de cuándo el caminamiento de una curva horizontal calculada cae en un barranco, sobre una montaña o sobre una roca e incluir todos los rubros en su presupuesto.

En las carreteras se considera suficiente tener información de curvas a nivel a cada 5 metros como mínimo, debiendo contener toda la información, como la ubicación de casas y las estructuras construidas en el trayecto, tales como puentes, drenajes y el tipo de suelo.

El ingeniero diseñador podrá entonces valorar si diseña sobre la línea preliminar o efectúa algún corrimiento de línea, y elegir sobre las intersecciones que se deban de calcular.

2.2.5 Diseño de localización

Consiste en diseñar la línea final o línea de localización en planta, la cual será la definitiva para el proyecto que se trate. Deberá contener todos los datos necesarios para que la cuadrilla de topografía proceda a marcar en el campo la ruta seleccionada, tanto planimétricamente como altiméricamente. Es necesario recalcar que en un buen diseño de localización disminuye el costo del proyecto y permite tener un menor tiempo de construcción, una mayor

comodidad para los usuarios de la carretera y la disminución del riesgo de accidentes.

El diseño de la carretera se basa en los siguientes aspectos técnicos:

- ❖ Transitable en toda época del año.
- ❖ La máxima pendiente en un tramo no mayor de 200 metros debe ser de 12 %.
- ❖ El 80% de la carretera posee pendientes menores al 8%.
- ❖ El ancho de rodadura es de 5.00 metros, con bordillo a ambos lados que funciona como cuneta.
- ❖ La velocidad promedio diaria es de 30 Km/h y un tráfico promedio diario no mayor que 200 vehículos.
- ❖ Por las restricciones que se tienen a lo largo de la carretera no se pudo hacer el chequeo respectivo de los radios mínimos y sus longitudes.
- ❖ La carretera tiene bombeo transversal de 2%.

Los corrimientos de línea se hacen cuando por razones especiales el caminamiento de la preliminar no llena los requerimientos del proyecto, tales como: especificaciones, pasos obligados, suelo rocoso, barrancos, etc. Los cambios de línea hechos en campo son bastante costosos, ya que para esto es necesario trasladar la cuadrilla de topografía, por lo que en la mayoría de los casos se hacen en gabinete, sobre el dibujo planimétrico de la preliminar, que contiene las curvas de nivel.

Existen tres tipos de corrimiento de línea. El primero cambia totalmente el azimut y distancia de dos rectas de la poligonal de la preliminar. El segundo cambia únicamente en distancia dos rectas, conservando sus mismos ángulos. Al segundo caso también se le conoce cómo cálculo de intersecciones. El

tercer caso consiste en obviar una o más estaciones del levantamiento preliminar, para formar una sola recta entre dos puntos.

- a) Primer caso: es un cálculo hecho por tanteos, por lo que se deberá dibujar en papel milimetrado, mediante coordenadas los puntos que contengan las rectas que se quiera n modificar a una escala fácil de leer. Toda corriente de línea como base de dos puntos fijos y un tercer punto que se quiera modificar, se deberán suponer las coordenadas del tercer punto en cada tanteo y chequear si las nuevas rectas calculadas pasan por donde se desea. Si esto fuese así, únicamente queda calcular el azimut y la distancia de cada recta.
- b) Segundo caso: es un cálculo hecho en los casos en que una de las rectas del levantamiento de la preliminar es muy corta y no de cabida a la curva o se desea calcular una sola curva en lugar de dos. Para el cálculo se necesita contar con las coordenadas de los puntos en cuestión, así como sus respectivos rumbos o azimutes de ambas rectas, pero se calculan las distancias a las que estas se intersectan, formando con esto un solo punto de intersección en lugar de dos.
- c) Tercer caso: este corrimiento de línea se calcula cuando el ingeniero diseñador se da cuenta de que existe una parte del levantamiento de la preliminar que puede evitarse acortar, sin causar que el diseño de localización sufra cambios técnicamente inaceptables, por lo que se tendrá que calcular la distancia y el azimut de la recta que unirá a dos puntos del levantamiento de preliminar, obviando por lo menos un punto del mencionado levantamiento.

Para el presente diseño de carretera no fue necesario calcular corrimientos, por lo que este tema se ha incluido como complemento teórico.

2.2.6 Cálculo de localización

2.2.6.3 Cálculo de elementos de curva horizontal

Consiste en el diseño final de la línea de localización en planimetría, mediante el cálculo de las curvas horizontales, las cuales definirán la ruta a seguir y constituyen la guía fundamental para la cuadrilla de topografía en el trazo de la carretera. En el proceso de diseño y cálculo se deben considerar varios aspectos técnicos, los cuales se enumeran a continuación:

- a) Todo diseño debe ir basado en el principio de seguridad y comodidad en la carretera.
- b) Una carretera diseñada para seguir las ondulaciones de las curvas a nivel es preferible a una tangente, pero con repetidos cortes y rellenos, ya que estos disminuyen los costos.
- c) Para una velocidad de diseño dada, debe evitarse, dentro de lo razonable, el uso de radios mínimos en el cálculo de las curvas horizontales.
- d) En carreteras del área rural, es conveniente evaluar si se usa un radio menor al mínimo permitido por la velocidad de diseño a cambio de incrementar considerablemente el costo de la obra, al utilizar radios mayores. En estos casos el criterio es importante, ya que las curvas deben de ser diseñadas de tal forma que los vehículos puedan circular

sin necesidad de hacer maniobras de retroceso, para poder recorrer la curva. Para este caso las restricciones en su mayoría viviendas, no permitieron el diseño adecuado de las curvas horizontales, teniendo que recurrir a radios inferiores al mínimo.

- e) Se debe procurar, en todos lo posible, aumentar la longitud de las tangentes.
- f) Se deben evitar curvas en donde se localicen puentes, ya que deberán ubicarse preferiblemente en tangentes, pero en situaciones especiales, se ampliará la curva con sobreebanco o se diseñará un puente en curva. En este diseño de carretera se tiene un puente o paso obligado, por lo que se calculó la curva mas abierta.
- g) No se deberán diseñarse curvas con radios mínimos antes de entrar a un puente. Se diseñó una curva con radio mínimo antes de una bóveda, teniendo aproximadamente 20.00 metros de longitud de tangente antes de localizarse dicha bóveda.
- h) En terrenos llanos es conveniente evitar el diseño de tangentes demasiado largas, ya que la atención del conductor se pierde y pueden provocar accidentes.
- i) Debe chequearse en cada cálculo la longitud de tangente, ya que ésta no podrá ser jamás negativa, porque esto indicaría que dos curvas horizontales se están traslapando.

Después de considerar los anteriores incisos y la experiencia con que se tenga, se procede al cálculo de las curvas horizontales, con la ayuda de dos

escuadras, un compás, un juego de curvas de diseño y las especificaciones respectivas. El diseño planimétrico de carreteras es un proceso de tanteos hasta que se consigue el óptimo. En los siguientes incisos se calculará cada elemento de la curva horizontal de la estación 5:

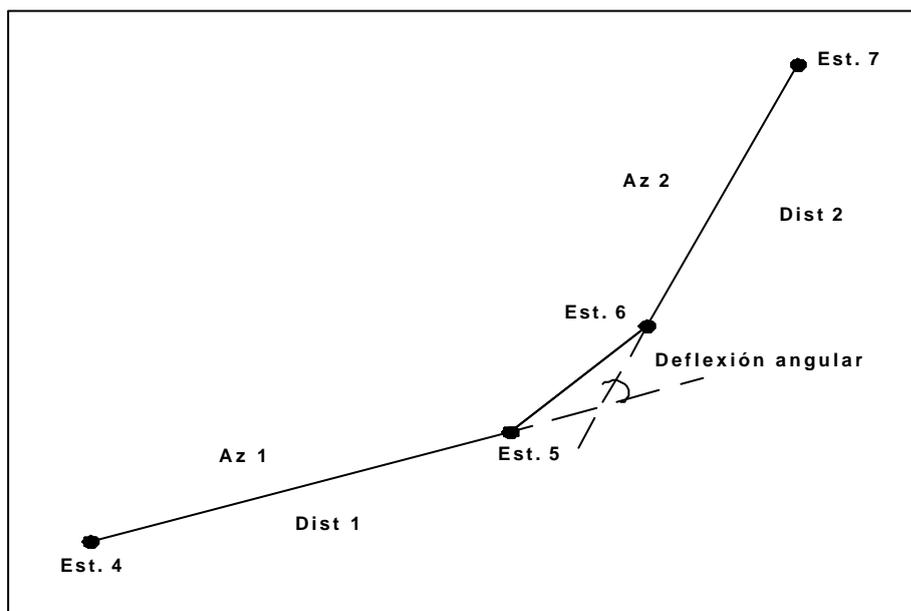
$$? = \text{deflexión angular} = \text{Az2} - \text{Az1}$$

Donde:

Az2, Az1 = azimut 1 y azimut 2

$$? = 64^{\circ}09'25'' - 21^{\circ}27'00'' = 42^{\circ}42'25''$$

Figura 16. **Deflexión angular**



❖ **Grado de curva (G)**

En Guatemala se define como el ángulo central que sobre una circunferencia define un arco de 20 metros de longitud. En otra forma, se dice que (G) es el ángulo sostenido por un arco de 20 metros.

Figura 17. **Grado de curvatura**

$$G / 360 = 20 / 2 p R$$

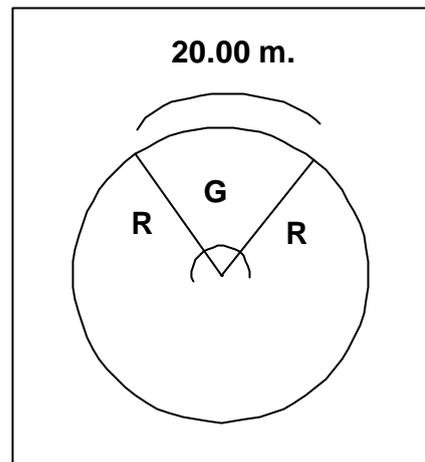
$$R = 1145.9156 / G$$

$$G = 1145.9156 / R$$

Donde:

R = radio

G = grado de curvatura



Debido a que el grado de curvatura y el radio de una curva horizontal dependen uno del otro, existen especificaciones para carreteras que enumeran una serie de radios para distintos grados de curvatura, considerando las velocidades de diseño con el tipo de carretera y sus respectivos deltas.

❖ Longitud de curva (Lc)

Es la distancia medida desde el principio de curva (PC), al principio de tangente (PT), sobre la curva diseñada.

$$Lc / 2 p R = ? / 360$$

$$Lc = 2 p R ? / 360$$

$$Lc = (2 p * (1145.9156 / G) * ?) / 360$$

$$Lc = (2 p * 1145.9156 * ?) / (360 * G)$$

$$Lc = (20 * ?) / G$$

$$Lc = (20 * (64^{\circ}9'25'' - 21^{\circ}27'00'')) / 19.99$$

$$Lc = 42.71 \text{ m}$$

Donde:

Lc = longitud de curva

? = ángulo medido a partir de la orientación del azimut de la primera tangente, hasta la orientación de la segunda tangente

G = grado de curvatura

R = radio

❖ Subtangente (ST ó T)

Es la distancia entre el principio de curva (PC) y el punto de intersección (PI) o entre el punto de intersección (PI) y el principio de tangente (PT).

$$\operatorname{tg} (? / 2) = \operatorname{St} / R$$

$$\operatorname{St} = R * \operatorname{tg} (? / 2)$$

$$\operatorname{St} = (1145.9156 / G) * \operatorname{tg} ((64^{\circ}9'25'' - 21^{\circ}27'00'') / 2)$$

$$\operatorname{St} = (1145.9156 / 19.99) * \operatorname{tg} (42^{\circ}42'25'')$$

$$\operatorname{St} = 22.40 \text{ m.}$$

Donde:

? = ángulo medido a partir de la orientación del azimut de la primera tangente, hasta la orientación de la segunda tangente

G = grado de curvatura

R = radio

St = longitud de subtangente

❖ **Cuerda máxima (Cm)**

Es la distancia en la línea recta, desde el principio de curva (PC) al principio de tangente (PT).

$$\text{sen} (\theta / 2) = (\text{Cm} / 2) / R$$

$$\text{Cm} / 2 = R * \text{sen} (\theta / 2)$$

$$\text{Cm} = 2 * R * \text{sen} (\theta / 2)$$

$$\text{Cm} = 2 * 57.30 * \text{sen} ((42^\circ 42' 25'') / 2)$$

$$\text{Cm} = 41.73 \text{ m.}$$

Donde:

θ = ángulo medido a partir de la orientación del azimut de la primera tangente, hasta la orientación de la segunda tangente

R = radio

Cm = longitud de cuerda máxima

❖ **External (E)**

Es la distancia desde el punto de intersección (PI) al punto medio de la curva. Para el diseño de carreteras que han sido construidas sin normas, técnicas o métodos de ingeniería civil, pero que son funcionales y cumplen con el requisito primordial de permitir el paso de vehículos, es necesario tener información de diseño, el external actual de la carretera, es para que el ingeniero diseñador proyecte las curvas que se apeguen lo más posible al movimiento de tierras ya existentes para reducir costos.

$$E = R * \sec (\theta / 2)$$

$$E = 57.30 * \sec ((42^\circ 42' 25'') / 2)$$

$$E = 4.22 \text{ m.}$$

Donde:

θ = ángulo medido a partir de la orientación del azimut de la primera tangente, hasta la orientación de la segunda tangente

R = radio

E = longitud de external

❖ Ordenada media (OM)

Es la distancia dentro del punto medio de la curva y el punto medio de la cuerda máxima.

$$\cos (\theta / 2) = (R - OM) / R$$

$$R * \cos (\theta / 2) = R - OM$$

$$OM = R - R * \cos (\theta / 2)$$

$$OM = R * (1 - \cos (\theta / 2))$$

$$OM = 57.30 * [1 - \cos ((42^\circ 42' 25'') / 2)]$$

$$OM = 3.94 \text{ m.}$$

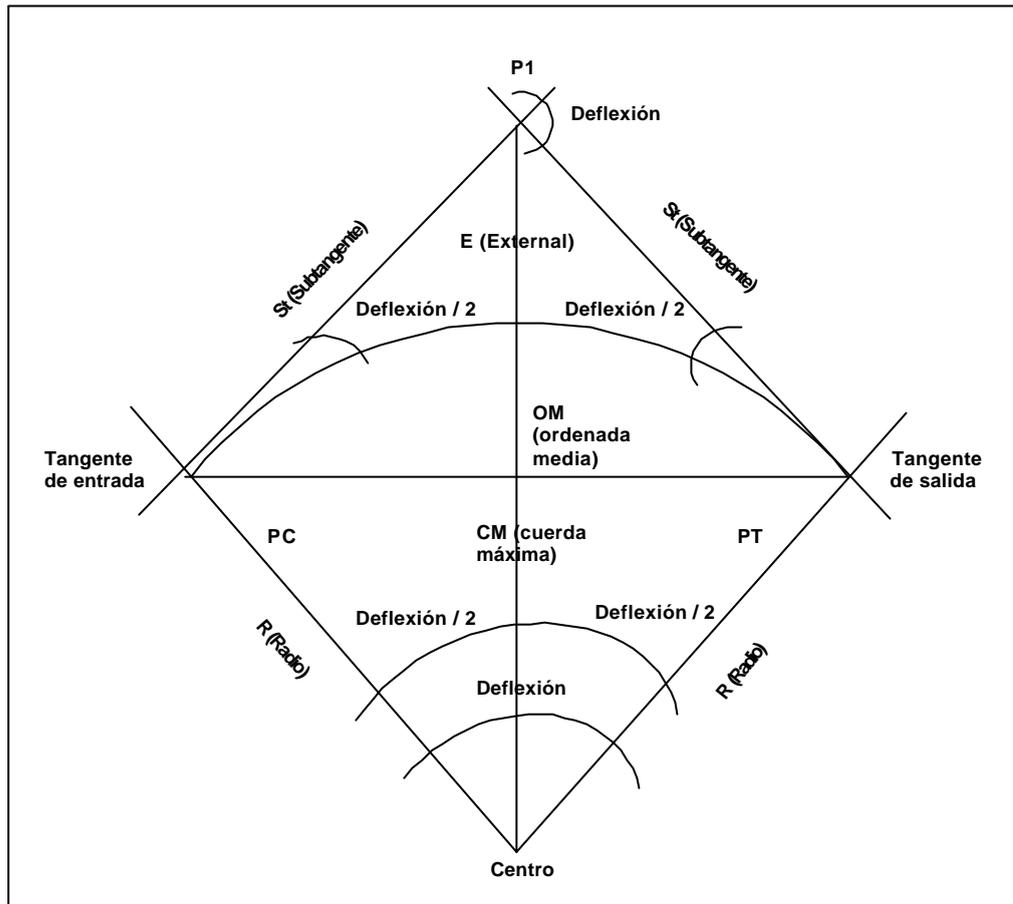
Donde:

θ = ángulo medido a partir de la orientación del azimut de la primera tangente, hasta la orientación de la segunda tangente

R = radio

OM = ordenada media

Figura 18. Elementos de la curva horizontal



2.2.6.4 Cálculo de elementos de curva vertical

La finalidad de las curvas verticales, es proporcionar suavidad al cambio de pendiente. Estas curvas pueden ser circulares o parabólicas, aunque la más usada en nuestro país por la Dirección General de Caminos, es la parabólica

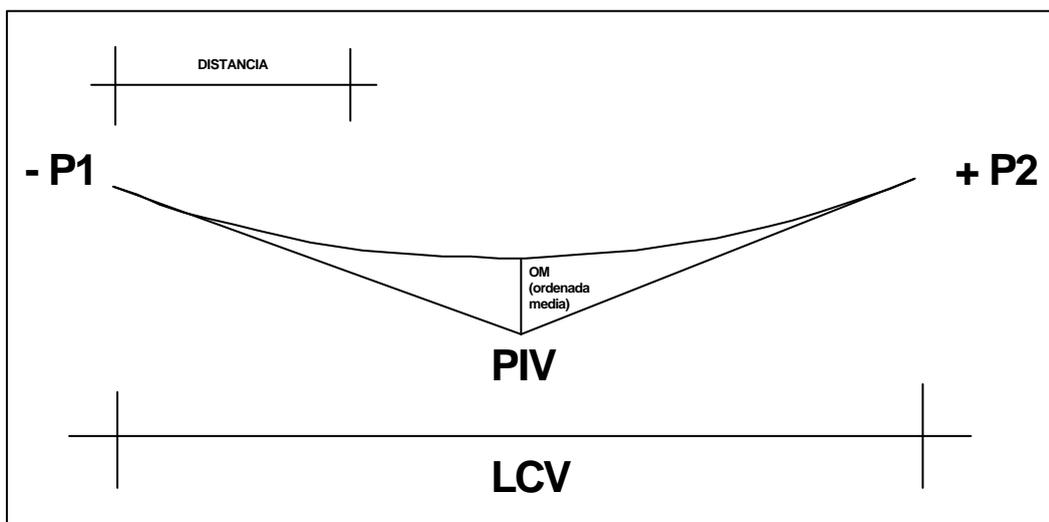
simple, debido a su facilidad de cálculo y a su gran adaptación a las condiciones de terreno.

Las especificaciones para curvas verticales dadas por la Dirección General de Caminos están en función de la diferencia algebraica de pendientes y de la velocidad de diseño.

Al momento de diseñar las curvas verticales deben tenerse presentes las longitudes de éstas, para evitar traslapes entre curvas, dejando también la mejor visibilidad posible a los conductores.

En diseños de carreteras para áreas rurales se ha normalizado entre diseñadores, usar como longitud mínima de curva vertical la que sea igual a la velocidad de diseño, ya que se reducen considerablemente los costos del proyecto, no haciendo el diseño con curvas amplias, por la gran cantidad de movimiento de tierras.

Figura 19. **Elementos de curva vertical**



2.2.7 Movimiento de tierras

2.2.7.3 Diseño de subrasante

La subrasante, es la línea trazada en perfil que define las cotas de corte o relleno que conformarán las pendientes del terreno. A lo largo de su trayectoria, la subrasante queda debajo de la base y capa de rodadura en proyectos de pavimento rígido.

En un terreno montañoso el criterio técnico básico para definir la subrasante, es no exceder la pendiente máxima oscilante entre el 14 % al 16 %, tampoco la curvatura mínima permitida para el uso que se le dará a la carretera, lo cual también se relaciona con la sección típica a utilizar y el tipo de terreno; a menos que en el tramo carretero se encuentren restricciones que no permitan el chequeo de sus elementos.

La subrasante define el volumen del movimiento de tierras, el cual puede ser el renglón más caro en la ejecución, por lo que la subrasante es el elemento que determina el costo de la obra. Por esta razón, un buen criterio para diseñarla es obtener la subrasante más económica. Además es necesario tener en cuenta que el relleno es mucho más costoso que el corte, por lo tanto éste debe ser óptimo.

En la mayoría de los casos el criterio técnico y el económico se encuentran en contradicción, pero en el caso presente, que se trata del mejoramiento de un camino rural, ambos deben contribuir a la obtención de una ruta de acceso transitable en toda época del año, que será el objetivo a alcanzar.

Para calcular la subrasante, es necesario disponer de los siguientes datos:

- La sección típica que se utilizará .
- El alineamiento horizontal del tramo.
- El perfil longitudinal del mismo.
- Las secciones transversales .
- Las especificaciones o criterios que regirán el diseño.
- Datos de la clase de material de terreno.
- Datos de los puntos obligados de paso.

La subrasante queda definida por tramos en tangentes con pendientes definidas y tramos en curvas, las cuales deben brindar suavidad y comodidad al cambio de pendientes.

Los criterios para diseñar la subrasante en diferentes tipos de terrenos se exponen a continuación.

Terrenos llanos

Son aquellos cuyo perfil tiene pendientes de longitudes pequeñas y uniformes a la par de pendientes transversales escasas.

En este tipo de terreno de la subrasante se debe diseñar en relleno, con pendientes paralelas al terreno natural, con elevación suficiente para dar cabida a las estructuras de drenaje transversal y, además de esto, debe quedar a salvo de la humedad propia del suelo.

Terrenos ondulados

Son aquellos que poseen pendientes oscilantes entre el 5% y el 12 %. La subrasante en estos terrenos se debe diseñar buscando cámaras balanceadas en tramos no mayores de 500 metros. También se debe tener presente no exceder las pendientes mínimas y máximas permitidas por las especificaciones; siendo este tipo de terreno para el presente diseño.

Hay dos formas de calcular la subrasante:

- Se localizan dos puntos conocidos que se han seleccionado como puntos de intersección vertical (PIV). La pendiente entre ellos será el parámetro para determinar si son adecuados o deben ser reubicados. Luego a cada 20 metros y en cada punto de cambio de curva horizontal (principio de curva, centro de curva y principio de tangente), se determina analíticamente la altura que tendrá la subrasante.
- Se puede tener también un punto conocido y una pendiente determinada. A partir del punto seleccionado para ser PIV, se calcula la altura correspondiente del siguiente PIV, según el perfil del terreno. A cada 20 metros y en otras estaciones adecuadas, se calcula la elevación de la rasante, completando así el cálculo. Cuando la elevación de la subrasante se sitúa encima del terreno, se dice que está en relleno; si se ubica debajo, es que está en corte. A partir de esto y de la información obtenida en las secciones transversales se puede obtener la cantidad de tierra a mover.

2.2.7.4 Cálculo de correcciones por curva vertical a subrasante

Luego de calcular las elevaciones de las subrasante conformada por rectas de pendientes definidas, es necesario corregir las mencionadas alturas en los caminamientos que conforman las curvas verticales, puesto que debe proporcionarse un cambio suave entre la pendiente de entrada y salida.

La ordenada máxima, es el máximo cambio de la curva. Las correcciones siguientes se calculan del exterior de la curva hasta el centro, tanto de entrada como de salida. Las fórmulas son las siguientes:

$$OM = (P2 - P1) / 800 * LCV$$

$$OM = (-5.59 - (-3.89)) / 800 * 12$$

$$OM = - 0.026 \text{ m.}$$

$$Y = (OM * D) / (LCV / 2) ^2$$

$$D = (\text{cam2} - \text{cam1})$$

$$Y = (-0.026 * (105 - 92)) / (12 / 2) ^2$$

$$Y = - 0.094 \text{ m.}$$

Donde:

P1 = pendiente de entrada

P2 = pendiente de salida

OM = Ordenada media

D = distancia a partir del extremo al punto en que se desea conocer la corrección vertical

cam1 = caminamiento inicial

cam2 = caminamiento final

LCV = longitud de curva vertical

Y = corrección vertical

Esta corrección se suma o se resta a la cota de subrasante, obteniendo así la subrasante corregida, la cual es base para el resto del cálculo; ya que todos los resultados de las correcciones a las curvas verticales se calcularon para ser colocados en los planos.

2.2.7.5 Cálculo de áreas de secciones transversales

La topografía del terreno en el sentido perpendicular a la línea central de la carretera determina el volumen de movimiento de tierras necesario en la construcción de un proyecto carretero.

Tomando en cuenta la sección topográfica transversal, se localiza el punto central de la carretera, el cual puede quedar ubicado sobre el terreno natural. Se marca con esta área de relleno y debajo del terreno natural el área de corte, a partir de la cual se habrá de trazar la sección típica. Se estimarán el ancho de rodadura, con su pendiente de bombeo de 2% o el peralte que sea apropiado, si corresponde un caminamiento en curva horizontal; los taludes de corte y relleno según se presente el caso, determinando su pendiente en razón al tipo de material del terreno y la altura que precisen.

Para el cálculo del área en forma gráfica, se asignan coordenadas totales como se considere conveniente y aplicar el método de los determinantes para encontrar su área.

$$\text{Área} = [S (X_1 * Y_{1+1}) - S (Y_1 * X_{1+1})] / 2$$

Donde:

X, Y = coordenadas que se localizan en la sección transversal

Figura 20. Área de secciones transversales

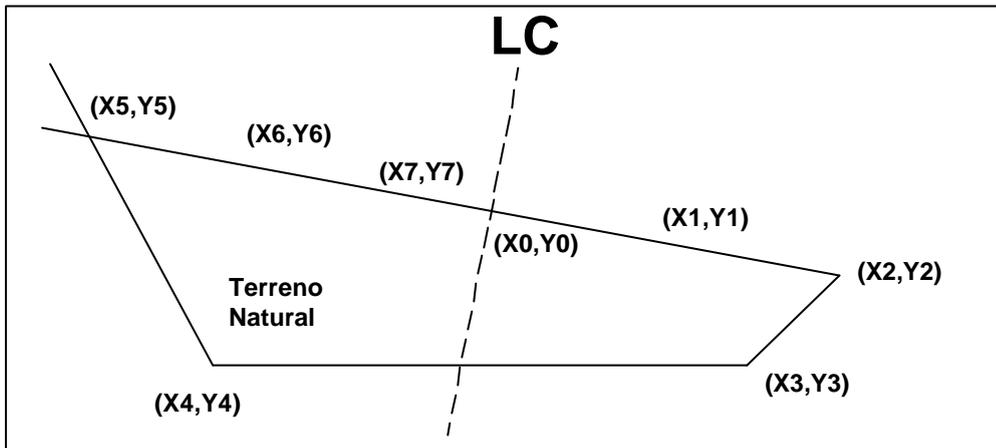


Tabla VI. Cálculo de áreas de secciones transversales

X	multiplicado en cruz	Y
X0	*	Y0
X1	*	Y1
X2	*	Y2
X3	*	Y3
X4	*	Y4
X5	*	Y5
X6	*	Y6
X7	*	Y7
X0	*	Y0
$a = S (X * Y)$		$b = S (Y * X)$

El cálculo del área se hace con la siguiente ecuación:

$$A = (a - b) / 2$$

Donde:

A = área de la sección transversal

a = sumatoria de la multiplicación de "X" por "Y" en forma cruzada, lado izquierdo

b = sumatoria de la multiplicación de "Y" por "X" en forma cruzada, lado derecho

2.2.7.6 Cálculo de volúmenes de movimiento de tierras

Cada una de las áreas calculadas constituye un lado del prisma de terreno que debe rellenarse o cortarse. Suponiendo que el terreno se comporta de una manera uniforme entre dos estaciones se hace un promedio de áreas y se multiplica por la distancia horizontal entre ellas, obteniendo así los volúmenes de corte y relleno en ese tramo.

$$V = ((A1 - A2) * d) / 2$$

Donde:

V = volumen de movimiento de tierra de una estación a otra

A1 = área de la sección típica inicial

A2 = área de la sección típica final

d = distancia

Cuando en un extremo la sección tenga sólo área de corte y la otra solamente área de relleno, debe calcularse una distancia de paso, donde teóricamente el área pasa a ser de corte a relleno. Éste se obtiene por medio

de la interpolación de las dos áreas en la distancia entre estas. Las fórmulas que facilitan este cálculo son las siguientes.

$$V \text{ de corte} = (C1 + C2) / [2 * (C1 + C2 + R1 + R2)] * D$$

$$V \text{ de relleno} = (R1 + R2) / [2 * (C1 + C2 + R1 + R2)] * D$$

Donde:

C1 = área de corte en la primera sección

C2 = área de corte en la segunda sección

R1 = área de relleno en la primer sección

R2 = área de relleno en la segunda sección

D = distancia

2.2.8 Drenajes

El drenaje tiene la finalidad del desfogue del agua que inevitablemente llega a las alcantarillas y evitar que se estanque en la corona de la carretera. El agua que cae en exceso en la carretera puede ser de origen pluvial o de corrientes superficiales, ríos o quebradas.

El agua de escorrentía superficial por lo general se encuentra con la carretera en sentido casi perpendicular a su trazo, por lo que se utiliza para esto, drenaje transversal según el caudal que se presente.

El agua pluvial debe encauzarse hacia las orillas de la carretera con una pendiente adecuada en sentido transversal. A ésta se le llama “bombeo normal”

y generalmente es del 2%. La pendiente longitudinal mínima para la subrasante es de 0.5%.

2.2.8.3 Diseño de drenaje transversal

El drenaje transversal se usa en dos casos:

- a) Para evitar que el agua de corrientes superficiales se acumule en un lado de la carretera, afectando así la base de la misma o que se estanque.
- b) Para conducir el agua pluvial de un lado al otro de la carretera recolectada por las cunetas.

Método racional para la determinación de caudal de diseño.

Para determinar el caudal de escorrentía superficial máxima que puede presentarse en una determinada zona, se usa el método racional. Éste método consiste en considerar el caudal que se presenta en un determinado momento de máxima intensidad de precipitación.

Existen dos formas de obtener la intensidad que puede afectar a determinada región de Guatemala. La primera es usando las curvas de intensidad versus tiempo, la cual tiene diversas curvas que dan a conocer la posible intensidad que puede ocurrir en determinada frecuencia de años con relación a la duración de la lluvia.

La segunda forma es usando la fórmula $I = a / (t + b)$, donde "a" y "b" son constantes proporcionadas por el INSIVUMEH y "t" es el tiempo de concentración del lugar analizado, que generalmente se considera en 12

minutos. En cuencas grandes deber hacerse un análisis, considerando la pendiente promedio de la cuenca y de la velocidad de la partícula de agua analizada.

❖ Tiempo de concentración

$$t = [(0.886 * L^3) / (H)] ^{ 0.385 } * 60$$

$$t = [(0.886 * 1.48^3) / (30)] ^{ 0.385 } * 60$$

$$t = 24.32 \text{ min.}$$

Donde:

t = tiempo de concentración en minutos

L = longitud del cauce principal en km

H = diferencia de elevación entre los puntos extremos del cauce principal en metros

❖ Intensidad de lluvia

$$I = a / (t + b)$$

$$I = 2667 / (t + 15)$$

$$I = 2667 / (24.32 + 15)$$

$$I = 67.83 \text{ mm/hr}$$

Donde:

I = intensidad de lluvia en mm/hr

t = tiempo de concentración en minutos

a y b = constantes proporcionadas por el INSIVUMEH

En el método racional se asume que el caudal máximo para un punto dado, se alcanza cuando el área tributaria con su escorrentía superficial en un período dado con su precipitación máxima. Para lograr la tormenta máxima (de diseño) debe prolongarse durante un período igual o mayor que el que necesita la gota de agua mas lejana para llegar hasta el punto considerado (tiempo de concentración).

❖ Caudal de diseño

$$Q = (C * I * A) / 360$$

$$Q = [(2/3) * (67.83) * (0.8826)] / 360$$

$$Q = 0.1109 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Donde:

Q = caudal de diseño en m³/seg

A = área drenada de la cuneta en hectáreas.

I = intensidad de lluvia en mm/hr

C = coeficiente de escorrentía para terrenos quebrados con pendientes moderadas

❖ Diámetro de tubería

$$D = [(Q * 4 ^ { 5/3 } * n) / (S ^ { 1/2 } * p)] ^ { 3/8 }$$

$$D = [(0.1109 * 4 ^ { 5/3 } * 0.015) / (0.1 ^ { 1/2 } * p)] ^ { 3/8 }$$

$$D = 0.22 \text{ m.}$$

Donde:

D = diámetro de tubería en metros

Q = caudal de diseño en m³/seg

n = coeficiente de rugosidad para tubería de concreto

S = pendiente

❖ Área de una tubería circular

$$A = (p * D^2) / 4$$

$$A = (p * 0.22^2) / 4$$

$$A = 0.04 \text{ m}^2$$

Donde:

A = área de tubería circular en metros cuadrados

D = diámetro de tubería en metros

El drenaje transversal se construirá con tubería de concreto de 24 pulgadas con un área de 0.48 m², la cual chequea por ser mayor al área que se necesita para el desfogue del agua pluvial en la carretera de pavimento rígido.

(Ver detalle Apéndice 1).

2.2.9 Suelos

El éxito de todo proyecto de ingeniería civil está en la información del suelo. El estudio de suelo, mediante su exploración es un prerrequisito indispensable de toda obra de ingeniería, especialmente de carreteras.

Para garantizar el diseño de la pavimentación de la carretera que conduce a Los Regadillos, se realizó un estudio de suelos en las muestras tomadas de la subrasante. Los ensayos que se realizaron son:

- ❖ Ensayo de compactación
- ❖ Ensayo de Razón Soporte California (CBR)
- ❖ Ensayo de Límites de Atterberg

2.2.9.3 Ensayo de compactación

Es necesario mencionar que la prueba Proctor, se creó para determinar la relación entre la humedad óptima con que un suelo puede alcanzar su máxima densidad posible, es decir, su máxima compactación, ya que la escasez de agua en un suelo y la abundancia de la misma ocasiona que el suelo no pueda ser compactado al máximo.

Un suelo debe compactarse, porque mejora su capacidad de soportar cargas, disminuye la absorción del agua y reduce la sedimentación, por lo que es necesario encontrar una relación entre el contenido apropiado de agua a usar en un volumen determinado de suelo a la máxima densidad que el suelo compactado puede alcanzar, todo esto se hace en laboratorio.

El método usado es el dinámico, conocido como método "Proctor", del cual se utilizó Proctor modificado. El procedimiento para determinar la densidad máxima y humedad óptima por medio del Proctor modificado (AASHTO T-180) es el siguiente: se utilizó un molde cilíndrico de 6" y con su respectivo collar en la parte superior. El molde se llenó con 5 capas, compactado cada capa con 25 golpes con un martinete de 10 libras de peso y con una altura de caída de 18", el cual proporciona una energía de 56,200 Lb/pie³, comparable a la que se

obtiene con equipos de compactación más pesados en condiciones favorables de trabajo.

Para realizar el ensayo se utilizó una porción de suelo que paso el tamiz No. 4. Realizando el ensayo de suelos de Proctor, se obtuvieron datos del contenido de humedad y del peso unitario seco. Trazando una curva que relaciona estos dos valores, se pueden establecer por medio del punto más alto de la parábola la humedad óptima del suelo. La curva de compactación se asemeja, generalmente, a una parábola, que cada suelo posee y es característica del material y distinta de otros suelos.

2.2.9.4 Ensayo de razón soporte California (CBR)

El ensayo de CBR mide la resistencia al corte de un suelo bajo condiciones de humedad y densidad controladas.

El ensayo permite obtener un número de la relación de soporte. Sin embargo, por las condiciones de humedad y densidad, es evidente que este número no es constante para un suelo dado, sino que se aplica sólo al estado en el cual se encontraba el suelo durante el ensayo.

El número CBR se obtiene como la relación de la carga unitario necesaria para lograr una cierta profundidad de penetración del pistón de un área de 19.4 cm² entre la muestra compactada de suelo a un contenido de humedad y densidad, respecto de una carga patrón requerida para obtener la misma profundidad de penetración en una muestra estándar de material triturado. Lo anterior se resume en la siguiente ecuación:

$$\text{CBR} = (\text{Carga unitaria del ensayo} / \text{Carga unitaria patrón}) * 100 \%$$

De esta ecuación, el número CBR es un porcentaje de la carga unitaria patrón. En la práctica el símbolo de porcentaje se obvia y la relación se presenta en número entero.

El número CBR, usualmente se basa en la relación de carga para una penetración de 0.10 pulgadas; sin embargo, si el valor de penetración de 0.20 pulgadas es mayor, el ensayo deberá repetirse. Si, en un segundo ensayo produce nuevamente un valor de CBR mayor a 0.20 pulgadas de penetración, dicho valor debe aceptarse como valor final del ensayo.

El CBR, se expresa como un porcentaje del esfuerzo requerido para hacer penetrar un pistón en el suelo que se ensaya, en relación con el esfuerzo requerido para hacer penetrar el mismo pistón hasta la misma profundidad de una muestra patrón de piedra triturada bien graduada.

El ensayo de CBR comprende además la determinación de las propiedades expansivas del material.

Se debe hacer el CBR sobre muestras a diferentes grados de compactación a la humedad óptima. Después se elabora un diagrama de CBR contra densidad, en donde se puede determinar el valor CBR a la densidad deseada, según la especificación de construcción que deba cumplir el material. Sin embargo, el CBR también puede hacerse sobre muestra compactada con el contenido de humedad óptimo, para un suelo específico, utilizando un ensayo de compactación Proctor, ya sea estándar o modificado.

En el laboratorio, ordinariamente, deberían compactarse dos moldes de suelo, uno para penetración inmediata y otro para después de dejarlo saturar en

agua por un período de 96 horas o más, bajo una carga aproximadamente, igual al peso del pavimento que se utilizará en el campo, pero en ningún caso menor que 4.5 kg. Es durante este período cuando se toman registros de expansión para instantes escogidos arbitrariamente. Al final del período de saturación se hace la penetración para obtener el valor de CBR para el suelo en condiciones de saturación completa.

El ensayo con la muestra saturada cumple con dos propósitos:

- ❖ Dar información sobre la expansión esperada en el suelo bajo la estructura del pavimento cuando el suelo se satura.
- ❖ Dar indicación de la pérdida de resistencia debida a la saturación en el campo.

El valor final del CBR, se utiliza para establecer una relación entre el comportamiento de los suelo, principalmente con fines de utilización de bases y subrasante bajo pavimentos de carreteras o aereopistas.

Tabla VII. **Clasificación general**

Número de CBR	Clasificación general	Usos
0 – 3	muy pobre	subrasante
3 – 7	pobre a regular	subrasante
7 – 20	regular	sub-base
20 – 50	bueno	sub-base, base
50 o más	excelente	base

Finalmente el CBR, es el factor que determina el diseño de espesores de capas de pavimento. Usualmente el valor CBR, se convierte en módulo de valor soporte de suelo. El procedimiento para el CBR deberá realizarse como lo indica la norma AASHTO T-193.

Los valores CBR de los ensayos realizados se presentan en la tabla de resultados. Mediante éstos se pudo establecer la clasificación del suelo, según la tabla anterior descrita, como un material excelente, que se puede utilizar como base.

2.2.9.5 Ensayo de Límites de Atterberg

Son ciertos límites arbitrarios en el contenido de humedad de los suelos finos y es para dividir los estados de consistencia de estos suelos.

Para efectuar el Límite Líquido se utiliza el material que pasa el tamiz No. 40, mezclándolo con agua hasta formar una pasta suave. Se coloca en el platillo del aparato de casa grande hasta llenarlo, aproximadamente 1/3 de su capacidad formando una masa lisa. Se divide esta pasta en dos partes por medio del ranurador especial. Se hace girar la manivela del aparato a razón de dos golpes por segundo, contando el número de golpes necesarios para que en el fondo del surco, se cierre en una longitud de ½ pulgada aproximadamente.

El número de golpes debe ser de 15 a 35, luego se toma la muestra y se determina el contenido de humedad.

Para determinar el Límite Plástico se utiliza una porción de la misma muestra preparada en el ensayo del límite líquido. Se tiene que dejar secar hasta que posea una consistencia que no tenga adherencia a la planta de la

mano; se hace rodar con la palma de la mano sobre una superficie lisa no absorbente, formando cilindros de aproximadamente de 1/8 de pulgada; por medio del manipuleo de estos cilindros, se va reduciendo el contenido de humedad hasta que el cilindro empiece a desmoronarse; en este instante se determina el contenido de humedad y el valor del límite plástico.

El índice plástico o de plasticidad se obtiene como la diferencia del límite líquido y el límite plástico.

El índice de grupo es un valor que indica la calidad de suelo como una subrasante. Las subrasantes pueden clasificarse en función del índice de grupo de la manera siguiente:

- Excelente I = 0
- Buena I = 0 a 1
- Regular I = 2 a 4
- Mala I = 5 a 9
- Muy mala I = 10 a 20

El índice de grupo se calcula con la siguiente fórmula:

$$I = 0.2 a + 0.005 ac + 0.01 bd$$

Donde:

a = porcentaje de material que pasa por la malla No. 200, menos 35. Si el porcentaje que pasa por la malla No. 200 es mayor de 75, se anotará 75, y si es menor de 35, se anotará 0.

b = porcentaje del material que para por la malla No. 200, menos 15. Si el porcentaje que para por la malla No. 200 es mayor de 55, se anotará 55; si es menor de 15, se anotará 0.

c = valor límite líquido menos 40. Si el límite líquido es mayor de 60, se anotará 60; y si es menor de 40, se anotará 0.

d = valor del índice de plasticidad menos 10. Si el índice de plasticidad es mayor de 30, se anotará 30; y si es menor de 10, se anotará 0.

2.2.9.6 Análisis de Resultados

Tabla VIII. Resultados de laboratorio de mecánica de suelos

Análisis	Resultado
Descripción del suelo	Arena pómez con presencia de grava Color gris
Compactación Proctor T - 180	82.9 Lb/pie ³
% de humedad óptima	12.7
% de CBR T - 193	57.2
% Límite Líquido	No líquido
% de índice de Plasticidad	No plástico

2.2.10 Diseño de Pavimento

2.2.10.3 Criterios de Pavimento

El diseño del pavimento estará basado en los resultados obtenidos en las pruebas de laboratorio del suelo, esto es para determinar su dimensionamiento.

El diseño geométrico de una carretera depende de los criterios del diseñador, que se basarán en la intensidad y tipo de tránsito futuro, así como la velocidad de diseño. Determinada la vía y fijando los criterios de diseño geométrico, se debe buscar una combinación de alineamientos rectos y curvos que se adapten al terreno en planimetría y altimetría. También que cumplan con los requisitos establecidos.

Una carretera debe proporcionar apoyo a los vehículos todo el tiempo, facilitar el drenaje de agua superficial, permitir la adherencia friccional para la aceleración, desaceleración y cambio de dirección; por medio del diseño geométrico del ancho, las intersecciones, las elevaciones, las sobreelevaciones, los drenajes y las distancias de visibilidad; permitiendo el movimiento y el rebase con seguridad a niveles de servicio establecidos.

El ancho de corona en la carretera es la superficie que queda comprendida entre las aristas y los interiores de las cunetas. Esta superficie es el espacio fundamental del diseño transversal del pavimento, pues en ella se sitúan los elementos más importantes para la construcción de una carretera en el sentido transversal. Los elementos que definen el ancho de corona son la rasante, ancho de calzada, pendiente transversal y los hombros o bordillos.

La rasante, es la línea que se obtiene al proyectar sobre un plano vertical el desarrollo de la corona en la parte superior del pavimento. Este elemento es fundamental para el diseño que indica el nivel final de la carretera. La diferencia fundamental de la rasante respecto de la subrasante es el lecho de apoyo de las diferentes capas de pavimento, aunque todo diseño final siempre debe estar de acuerdo con el nivel de rasante.

El ancho de carril es parte del ancho de corona, destinado a la circulación de vehículos. Está constituido por uno o más carriles, entendiéndose por carril a la superficie de rodamiento que tiene el ancho suficiente para permitir la circulación de una hilera de vehículos.

La pendiente que se le da a la corona en el eje perpendicular al de la carretera es con el objetivo de facilitar el escurrimiento superficial del agua. Con un bombeo apropiado permite un drenaje correcto de la corona, con la mínima pendiente para que el conductor no experimente incomodidad o inseguridad en condiciones normales de operación.

2.2.10.4 Selección de tipo de pavimento

Pavimento, es toda la estructura que descansa sobre el terreno de fundación o subrasante, formada por las diferentes capas de subbase, base y carpeta de rodadura. Tiene el objetivo de distribuir las cargas de tránsito sobre el suelo, proporcionando una superficie de rodadura suave para los vehículos y proteger al suelo de efectos adversos del clima, los cuales afectan su resistencia al soporte estable del mismo. Debido a la rigidez y alto módulo de elasticidad del hormigón, los pavimentos rígidos basan su capacidad portante en la losa de concreto mas que en la capacidad de subrasante. Los pavimentos rígidos pueden dividirse en tres tipos:

- ❖ Concreto simple
- ❖ Concreto armado con juntas
- ❖ Concreto armado continuo

El pavimento de concreto simple no contiene armadura en la losa y el espaciamiento entre juntas es pequeño (entre 3.7 a 9.1 metros). Las juntas pueden tener o no dispositivos de transferencia de cargas.

Los pavimentos de concreto armado con juntas tienen espaciamientos mayores entre juntas (entre 6.1 a 36.6 metros) y llevan armadura distribuida en la losa para controlar y mantener cerradas las fisuras de contracción.

Los pavimentos de concreto armado continuo tienen armadura continua longitudinal y no tienen juntas transversales, excepto juntas de construcción. La armadura transversal es opcional en este caso. Estos pavimentos tienen mas armadura que los de concreto armado con juntas y el objetivo de estas armaduras es mantener un espaciamiento adecuado entre fisuras y que éstas permanezcan cerradas.

Para el presente trabajo de graduación, se propondrá un pavimento de concreto simple, por el tipo de carretera y el costo que implica su construcción.

Los elementos estructurales de un pavimento rígido son: subrasante, subbase, base y juntas.

La subrasante, es la capa de terreno de una carretera que soporta la estructura del pavimento y que se extiende hasta la profundidad donde no le afecte la carga de diseño que corresponde al tráfico previsto. La subrasante tiene como función servir para la fundación del pavimento después de haber

sido terminado el movimiento de tierras y, que una vez compactada y afinada, tiene las secciones transversales y pendientes especificadas en los planos de diseño.

La subbase, es la capa de la estructura del pavimento destinada fundamentalmente a soportar, transmitir y distribuir con uniformidad las cargas de tránsito, de tal manera que el suelo de subrasante las pueda soportar, absorbiendo las variaciones inherentes a dicho suelo que puedan afectar la base.

La subbase está constituida de cantidades y variedades de suelos, ya sea en su estado natural o mejorado. Una de sus funciones fundamentales es la de romper la capilaridad de la terracería y drenar el agua proveniente de la base, controlando o eliminando los cambios de volumen, elasticidad o plasticidad perjudiciales que pudiera tener el material de la subrasante.

Un pavimento rígido puede prescindir de esta capa.

La base, es la capa formada por la combinación de piedras y grava con arena y suelo clasificado en su estado natural y, con trituración parcial para construir una base integrante de un pavimento.

La base está constituida de materiales seleccionado, granulometría y espesor determinado, cuya función primordial es la de ser resistente a los cambios de temperatura, humedad y desintegración por abrasión producidos por el tránsito y debe tener mayor capacidad de soporte que las subbases. Al incluir una base en el diseño de un pavimento rígido se obtiene la ventaja de reducir el espesor de la losa.

Las juntas, son los espacios entre las losas de un pavimento, las cuales permiten los movimientos de contracción y expansión del mismo. Para construir una junta que funcione en forma apropiada, es necesario entender el propósito que con ellas se busca. Se han elaborado varios tipos de juntas, cada una de las cuales intenta cumplir una función especial en el pavimento. Existen tres tipos de juntas: juntas de contracción, juntas de expansión y juntas de construcción.

Las juntas de contracción en el pavimento de concreto simple se encogen al endurecerse y secarse, por lo tanto, nunca tendrá la misma longitud, ni ocupará el mismo volumen que recién construido.

Otros factores que provocan liberación de tensiones en el pavimento son la temperatura, humedad y fricción, las cuales causan agrietamiento, en particular, agrietamiento transversal por los largos carriles de pavimentación que se usan normalmente.

Las juntas de contracción son los planos que se debilitan a propósito para determinar los sitios de ocurrencia de las grietas transversales y aseguran así que se formen según líneas rectas. Los planos debilitados pueden formarse en el concreto plástico por medio de herramientas especiales, con los insertos removibles o permanentes, o aserrarse con cuchillas de diamante.

Las juntas de expansión consisten en elementos compresibles verticales, insertados en toda la profundidad del pavimento para separar sus movimientos de las estructuras fijas, por ejemplo, como las losas de acercamiento a puentes o paredes de concreto.

Las juntas de construcción, son las que se colocan al final del día de trabajo o para traslape de juntas frías entre diferentes losas. Estas juntas pueden ser transversales o longitudinales (entre carriles).

2.2.10.5 Diseño de capa de rodadura

La PCA (Asociación de Cemento Portland) ha desarrollado dos métodos para determinar el espesor de la losa adecuada, para soportar las cargas de tránsito en las calles y carreteras.

2.2.10.5.1 Método de capacidad

Es el método de diseño aplicado cuando hay posibilidades de obtener datos de distribución carga-eje del tránsito.

2.2.10.5.2 Método simplificado

El procedimiento de diseño sin posibilidades de obtener datos de carga-eje. Para el diseño y dimensionamiento del espesor del pavimento rígido de la carretera que conduce al caserío Los Aguacatillos, se empleará el método simplificado. Específicamente no es posible obtener datos de carga-eje, ya que no se encuentran datos detallados de tránsito para este sector.

Para este método de diseño, la PCA ha elaborado tablas de diseño simples basadas en distribuciones compuestas de carga de eje que representan diferentes categorías de carreteras y tipos de calles.

Los datos de las tablas para las cuatro categorías de tránsito, pueden verse en la Tabla IX, que están diseñados para un período de diseño de 20 años.

Estas tablas contemplan el valor de carga estática por eje, ya que los esfuerzos producidos por un eje en movimiento son menores que los ocasionados cuando el mismo eje está detenido y hacen falta períodos considerables de tiempo para que el esfuerzo producido por un eje estático alcance su máximo valor.

El factor de seguridad (FS) por el cual deben multiplicarse las cargas nominales de ejes son 1.0, 1.1, 1.2 y 1.3 respectivamente, para las cuatro categorías de eje de carga, 1, 2, 3 y 4.

Para determinar el espesor de la losa, son necesarios los esfuerzos combinados de la subrasante y subbase (ver Tabla X), ya que mejoran la estructura de un pavimento. El aumento en mayor grado de la resistencia estructural del pavimento, se obtiene de las base suelo-cemento en relación con las bases granulares.

El valor aproximado de k (módulo de reacción) cuando se usan bases granulares y bases de suelo-cemento, respectivamente, se muestran en la Tabla XI.

En caso de ausencia de los valores de ensayos de laboratorio, puede utilizarse la relación aproximada entre k y el CBR para diferentes tipos de suelos (esto se hace cuando no se conoce su respectivo valor de CBR).

Tránsito

El número de y los pesos de carga por eje pesados, durante la vida de diseño, son las variables en el diseño del pavimento de concreto. Estos son derivados de las estimaciones siguientes.

TPD = tránsito promedio diario en ambas direcciones de todos los vehículos.

TPDC = tránsito promedio diario de camiones en ambas direcciones, carga por eje de camiones.

En el procedimiento de diseño es necesario el TPDC, el que puede ser expresado como un porcentaje de un TPC. La información del TPD, se obtiene de contadores especiales de tránsito o cualquier otro método de conteo de tránsito. El tránsito futuro tiene considerable influencia en el diseño, por lo que la razón de crecimiento es afectada por factores como el tránsito desarrollado; todos estos factores pueden causar razones de crecimiento anual del 2 al 6%, que corresponden a factores de proyección de tránsito de 20 años de 1.2 a 1.8.

El uso de razones altas de crecimiento para calles residenciales no son aplicables, ya que estas llevan poco tránsito, generalmente originado en ellas mismas o el que es ocasionado por vehículos de reparto, por lo que las tasas de crecimiento podrían estar debajo del 2% por año (factor de proyección 1.1 a 1.3). Las tablas se encuentran especificadas para un período de 20 años con su respectivo tránsito de promedio de camiones en ambas direcciones (TPDC). Para otros períodos de diseño, las estimaciones de tránsito TPDC se multiplican por un factor apropiado para tener un valor ajustado para usar las tablas. Por ejemplo, si se decide utilizar un período de diseño de 30 años en lugar de 20 años, la estimación del valor del TPDC permisible es multiplicado por 30/20.

Módulo de ruptura del concreto

Debido al paso de vehículos sobre las losas de concreto, se producen esfuerzos de flexión y compresión. Los esfuerzos de compresión son tan mínimos que no influyen en el grosor de la losa.

En cambio los promedios de esfuerzos de flexión son mucho mayores. Por eso estos valores son usados para el diseño de espesores de los pavimentos rígidos.

La fuerza de flexión está determinada por el módulo de ruptura del concreto (MR), el cual está definido como el esfuerzo máximo de tensión en la fibra extrema de una viga de concreto.

La resistencia de la tensión del concreto es relativamente baja. Una buena aproximación para la resistencia a la tensión será dentro de un diez a un veinte por ciento de su resistencia a la compresión. Es más difícil medir la resistencia a la tensión que la resistencia a la compresión, debido a los problemas de agarre de las máquinas de prueba.

El módulo de ruptura se mide llevando a la falla, vigas de concreto simple de 6 pulgadas con un claro de 18 pulgadas y cargadas en sus tercios de claro. El proceso para determinar el módulo de ruptura será llevado a cabo según norma ASTM C-78.

2.2.10.5.3 Diseño del espesor de losa

Utilizando el método simplificado, propuesto por la PCA para pavimentos rígidos.

- 1.** Determinar la categoría de la vía que se va a pavimentar del caserío.

Para determinar la categoría de la vía se debe contar con dos datos del tránsito promedio. Como no se cuenta con datos de conteo de tránsito vehicular para el proyecto, se recurrió a la Tabla IX para identificar dicha diagonal según sus características físicas y geográficas dentro la ciudad. Entonces en la Tabla IX, la carretera hacia el caserío Los Aguacatillos se clasifica en la categoría No. 1, definida como calles residenciales, carreteras rurales y secundarias.

- 2.** Determinar el tipo de junta para el pavimento.

La junta seleccionada es de trabe por agregados, tipo macho y hembra, por la ventaja de transmisión de cargas y la sujeción entre las losas.

- 3.** Decidir si incluir o excluir hombros o bordillos para disminuir el espesor de la losa de concreto.

En este caso se decidió incluir bordillos.

- 4.** Determinar el módulo de ruptura del concreto.

El módulo de ruptura se calculó como el 15 por ciento de la resistencia a compresión del concreto, f'_c . Por eso el valor aproximado se tomó como $0.15 * 4000 \text{ PSI} = 600 \text{ PSI}$.

5. Determinar el módulo de reacción K de la subrasante.

El módulo de reacción de la subrasante conservadora se determinó tomando en cuenta un factor de seguridad, teniendo un valor de CBR de la subrasante de 28.7.

Con el valor anterior se localiza el valor del módulo de reacción de la subrasante en la tabla X, el cual equivale a un módulo de reacción de 300 lb/plg^3 .

6. Determinar si se utilizará base.

Como criterio en el diseño, se aplicará una base no tratada de 4 pulgadas, (10 cm). Este criterio incrementa en módulo de reacción a 320 lb/plg^3 . Ver tabla XIII.

7. Determinar el valor soporte del suelo.

Con el dato de módulo de reacción de 300 lb/plg^3 , se localiza en el rango de valores en la Tabla XI la cual determina a este soporte como "alto", catalogando al tipo de suelo entre rango de arenas y mezclas de arena con grava, relativamente libre de finos.

8. Determinar el espesor de losa de concreto, según la tabla de diseño con los parámetros siguientes.

Para una vía categoría 1 con juntas de trabes por agregados y bordillos, la tabla a utilizar es la XI. Se busca en el lado derecho, por incluir bordillo, el espesor de la losa. El soporte de la subrasante tiene un carácter alto al buscar en el sector correspondiente a un módulo de ruptura de 600 PSI y el valor que contenga el tránsito promedio diario de 200 camiones, el espesor que dicta la tabla corresponde a 6.5 plg (16.51 cm). Por facilidad de construcción y seguridad se propuso en espesor de 17 cm.

Tabla IX. **Categorías de carga por eje**

Carga por eje categoría A	Descripción	Tráfico			max carga Kips	
		TPD	TPDC		eje sen.	eje tand.
			%	por día		
1	Calles residenciales, carreteras y secundarias (bajo a medio)	200 a 800	1 a 3	Arriba de 25	22	36
2	Calles colectoras, carreteras rurales y secundarias (altas), carreteras primarias y calles arteriales (bajo)	700 a 500	5 a 18	De 40 a 100	26	44
3	Calles arteriales y carreteras primarias (medio), super carreteras o interestatales urbanas y rurales (bajo a medio)	3000 a 12000 2 carriles. 3000 a 5000 4 carriles o más.	8 a 30	De 500 a 5000	30	52
4	Calles arteriales, carreteras, carreteras primarias, super carreteras (altas) interestatales urbanas y rurales (medio a alto)		8 a 30	De 1500 a 8000	34	60

Tabla X. Interrelación aproximada de las clasificaciones de suelos y los valores de soporte.

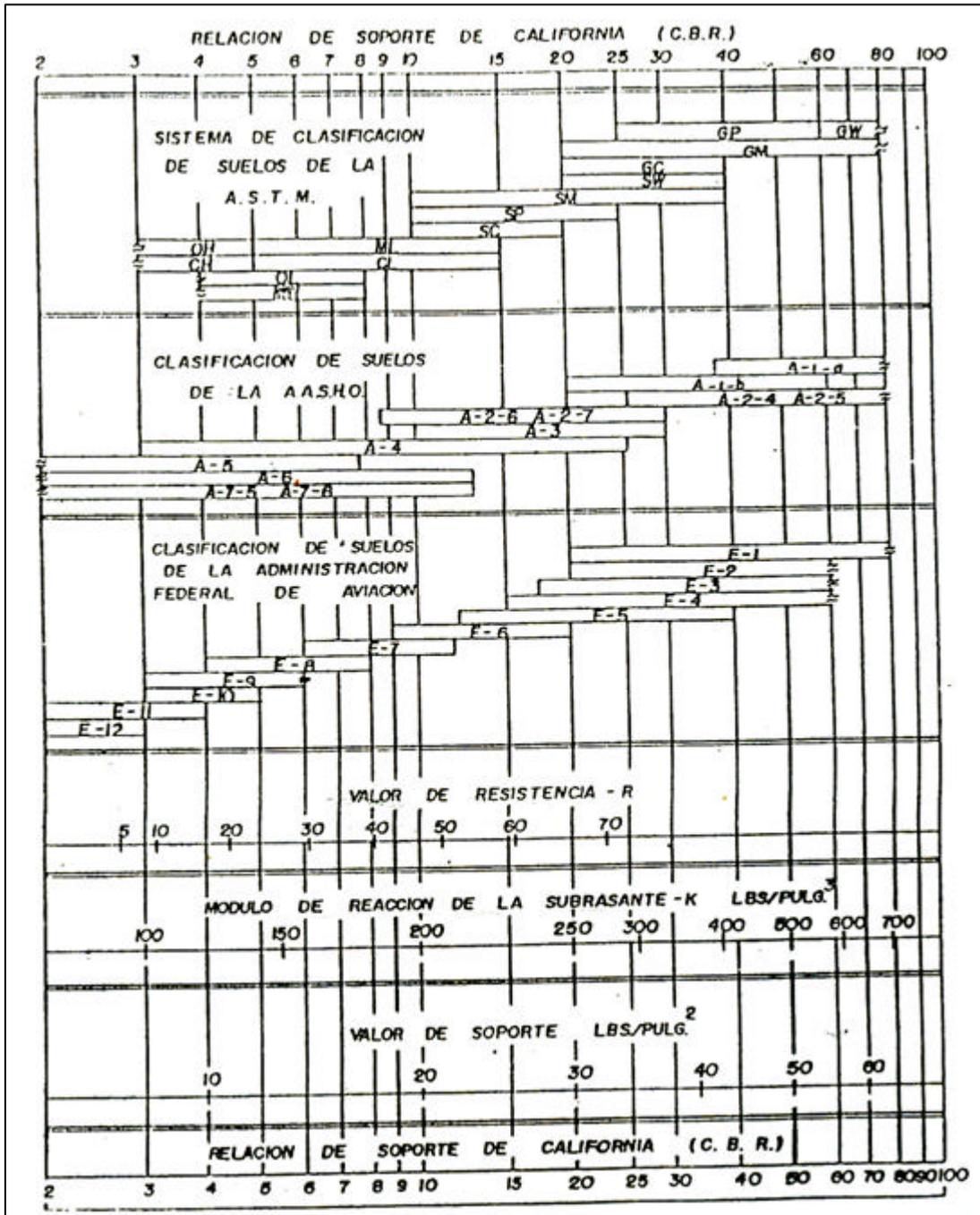


Tabla XI. Tipos de suelos de subrasante y valores aproximados de k.

Tipos de suelos	Soporte	Rango de valores K
Suelo de grano fino, en el cual el tamaño de partícula de limo y arcilla predominante.	Bajo	75 - 120
Arenas y mezclas de arena con grava, con una cantidad considerada.	Medio	130 - 170
Arenas y mezclas de arena con grava, relativamente libre de finos.	Alto	180 - 220
Subbases tratadas con cemento.	Muy alto	250 - 400

Tabla XII. TPDC permisible, carga por eje categoría 1 pavimentos con junta de trabe por agregados (no necesita dovela).

Sin hombros de concreto o bordillo				Con hombros de concreto o bordillo					
Espesor de losa en pulgadas		Soporte			Espesor de losa en pulgadas		Soporte		
		Sub rasante - sub base					Sub rasante - sub base		
		BAJO	MEDIO	ALTO			BAJO	MEDIO	ALTO
MR 650 PSI	4,5			0,1	4		0,2	0,1	
	5	0,1	0,8	3	4,5	2	8	25	
	5,5	3	15	45	5	30	130	330	
	6,5	330			5,5	320			
MR 600 PSI	5		0,1	0,4	4			0,1	
	5,5	0,5	3	9	4,5	0,2	1	5	
	6	8	36	99	5	6	27	75	
	6,5	76	300	760	5,5	73	290	730	
MR 550 PSI	7	520			6				
	5,5	0,1	0,3	1	4,5		0,2	0,6	
	6	1	6	18	5	0,8	4	13	
	6,5	13	60	160	5,5	13	57	150	
PSI	7	110	400		6	130	480		
	7,5	620							

Tabla XIII. Valores de K para diseños sobre bases no tratadas

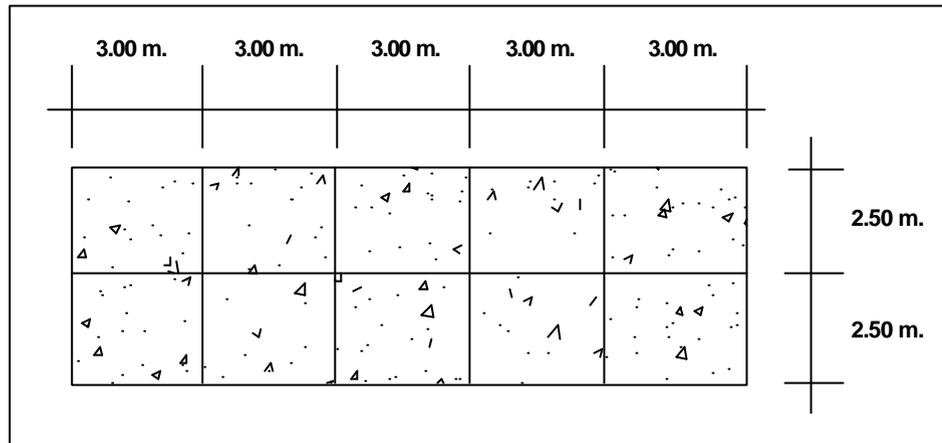
Valor de K de la subrasante lbs/plg.	Valor de K sobre la base Lbs/pulg ³			
	Espesor 4 pulgadas	Espesor 6 pulgadas	Espesor 9 pulgadas	Espesor 10 pulgadas
50	65	75	85	110
100	130	140	160	190
200	220	230	270	320
300	320	330	370	430

2.2.10.5.4 Diseño de juntas

En el diseño de juntas está comprendida la determinación del espaciamiento de juntas longitudinales y transversales, transferencia de cargas, construcción de las juntas y materiales de sellado.

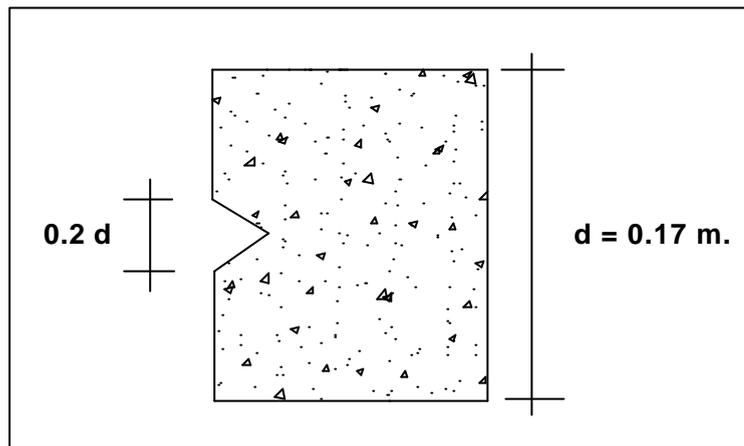
Las juntas de contracción se realizarán por medio de aserrado con una anchura de corte no superior a 4 mm y una profundidad no inferior a $\frac{1}{4}$ del espesor de la losa. Se proyectarán dichas juntas, en este caso, sin pasadores y a una distancia no mayor de 4 m.

Figura 21. Dimensionamiento de juntas



Las juntas longitudinales de construcción, a todo lo largo del eje longitudinal o eje central del tramo, el cual divide la sección completa del tramo en dos secciones de 2.5 m, lo que facilitará la colocación del concreto, ya que queda en el centro de la sección separando los dos carriles de tránsito, lo que facilita el control de la construcción, con la nivelación de la rasante se fundará la losa, que tendrá un desnivel de 2% desde el centro hacia los extremos. Estas juntas serán de trabe por agregados, tipo macho y hembra, para lograr una transferencia de cargas eficiente entre las diferentes losas. En este caso se utilizó la junta de tipo triangular que se describe a continuación. Estas juntas también serán aserradas para posteriormente aplicarle de manera eficiente sellador, evitando la filtración de agua proveniente de la superficie.

Figura 22. Tipo de junta triangular



2.2.11 Elaboración de planos

Las hojas finales de la carretera son las siguientes:

- ❖ Planta – Perfil
- ❖ Planta – Perfil
- ❖ Secciones y Detalles

(Ver Apéndice 1)

2.2.12 Elaboración de presupuesto

La integración de presupuesto fue la siguiente: para los materiales se aplicó el criterio de los precios unitarios que se manejan en el lugar, la mano de

obra se calculó con base a los salarios que la municipalidad de Huehuetenango asigna, tanto a la mano de obra calificada como la no calificada.

Tabla XIII. Presupuesto de la carretera

INTEGRACIÓN DE COSTOS POR RENGLÓN				
1. TRABAJOS PRELIMINARES.				
Descripción	cantidad	unidad	pu	total
Limpieza y chapeo	9.120,20	m2.	Q1,50	Q13.680,30
Bodega y Guardianía	1,00	global	Q5.000,00	Q5.000,00
Herremienta y Equipo	1,00	ml.	Q5.000,00	Q5.000,00
suma total de preliminares.				Q23.680,30
Imprevistos 5%	1	global	Q1.184,02	Q1.184,02
suma total del renglón.				Q24.864,32
2. EXCAVACIÓN DE MATERIAL NO CLASIFICADO.				
Descripción	cantidad	unidad	pu	total
Excavación	1.300,00	m3.	Q25,00	Q32.500,00
suma total de excavación.				Q32.500,00
Imprevistos 5%	1	global	Q1.625,00	Q1.625,00
suma total del renglón.				Q34.125,00
precio por metro cúbico de excavación				Q26,25

3. DRENAJES TRANSVERSALES.				
Materiales.	cantidad	unidad	pu	total
Cemento gris.	8,00	sacos	Q45,00	Q360,00
Arena de río.	2,00	mts3.	Q110,00	Q220,00
Piedrín	1,50	mts3.	Q110,00	Q165,00
Piedra bola	1,50	mts3.	Q90,00	Q135,00
Hierro No. 5	1,00	varilla	Q85,00	Q85,00
Tubos de concreto	7,00	unidades	Q125,00	Q875,00
Alambre amarre	1,00	lbs.	Q5,00	Q5,00
suma total de materiales.				Q1.845,00
Mano de obra.				
Construcción de transversal	1	unidad	Q738,00	Q738,00
suma total de mano de obra.				Q738,00
Formaleta.				
Tabla de 1"x 12"x10'	1,00	docena	Q360,00	Q360,00
Regla de 2"x3"x10'	0,50	docena	Q230,00	Q115,00
Clavo de 3"	10,00	lbs.	Q5,00	Q50,00
Alambre de amarre.	5,00	lbs.	Q5,00	Q25,00
suma total de formaleta.				Q550,00
Herramienta y Equipo				
Herramienta y Equipo	1,00	global	Q22,14	Q22,14
suma total de Herramienta y Equipo				Q22,14
Resumen de drenajes transversales.				
Materiales.	1	global	Q1.845,00	Q1.845,00
Mano de obra.	1	global	Q738,00	Q738,00
Formaleta.	1	global	Q550,00	Q550,00
Herramienta y Equipo	1	global	Q22,14	Q22,14
subtotal.				Q3.155,14
Imprevistos 5%	1	global	Q157,76	Q157,76
suma total del renglón.				Q3.312,90
precio por unidad de drenaje transversal.				Q3.312,90

4. BASE DE MATERIAL SELECTO.				
Materiales.	cantidad	unidad	pu	total
material selecto	1.370,00	mts3.	Q67,00	Q91.790,00
suma total de materiales.				Q91.790,00
Mano de obra.				
Colocación y compactación.	1.370,00	mts3	Q26,80	Q36.716,00
suma total de mano de obra.				Q36.716,00
Resumen de Base de Material Selecto.				
Materiales.	1	global	Q91.790,00	Q91.790,00
Mano de obra.	1	global	Q36.716,00	Q36.716,00
subtotal.				Q128.506,00
Imprevistos 5%	1	global	Q6.425,30	Q6.425,30
suma total del renglón.				Q134.931,30
precio por metro cúbico colocado y compactado.				Q98,49
5. BORDILLO.				
Materiales.	cantidad	unidad	pu	total
Cemento gris.	1.050,00	sacos	Q45,00	Q47.250,00
Arena de río.	160,50	mts3.	Q110,00	Q17.655,00
Piedrín	139,00	mts3.	Q110,00	Q15.290,00
Hierro No. 3	38,50	qq.	Q240,00	Q9.240,00
Hierro No. 2	57,50	qq.	Q240,00	Q13.800,00
Alambre amarre	100,00	lbs.	Q5,00	Q500,00
suma total de materiales.				Q103.735,00
Mano de obra.				
Construcción de bordillo.	2.942,00	ml.	Q14,10	Q41.494,00
suma total de mano de obra.				Q41.494,00
Formaleta.				
Tabla de 1"x 12"x10'	5,00	docena	Q360,00	Q1.800,00
Regla de 2"x3"x10'	2,00	docena	Q230,00	Q460,00
Clavo de 3"	60,00	lbs.	Q5,00	Q300,00
Alambre de amarre.	30,00	lbs.	Q5,00	Q150,00
suma total de formaleta.				Q2.710,00

Herramienta y Equipo				
Herramienta y Equipo	1,00	global	Q1.244,82	Q1.244,82
suma total de Herramienta y Equipo				Q1.244,82
Resumen de bordillo.				
Materiales.	1	global	Q103.735,00	Q103.735,00
Mano de obra.	1	global	Q41.494,00	Q41.494,00
Formaleta.	1	global	Q2.710,00	Q2.710,00
Herramienta y Equipo	1	global	Q1.244,82	Q1.244,82
subtotal.				Q149.183,82
Imprevistos 5%	1	global	Q7.459,19	Q7.459,19
suma total del renglón.				Q156.643,01
precio por metro lineal.				Q53,24
6. PAVIMENTO DE CONCRETO.				
Materiales.				
	cantidad	unidad	pu	total
Cemento Portland.	16.005,00	sacos	Q50,00	Q800.250,00
Arena de río.	1.663,00	mts3.	Q110,00	Q182.930,00
Piedrín	1.438,00	mts3.	Q110,00	Q158.180,00
suma total de materiales.				Q1.141.360,00
Mano de obra.				
Pavimentación de concreto.	7.355,00	mts2.	Q62,07	Q456.544,00
suma total de mano de obra.				Q456.544,00
Formaleta.				
Tabla de 1"x 12"x10'	10,00	docena	Q360,00	Q3.600,00
Regla de 2"x3"x10'	7,00	docena	Q230,00	Q1.610,00
Clavo de 3"	40,00	lbs.	Q5,00	Q200,00
Alambre de amarre.	20,00	lbs.	Q5,00	Q100,00
suma total de formaleta.				Q5.510,00
Herramienta y Equipo				
Herramienta y Equipo	1,00	global	Q13.696,32	Q13.696,32
suma total de Herramienta y Equipo				Q13.696,32

Resumen de Pavimento de concreto.				
Materiales.	1	global	Q1.141.360,00	Q1.141.360,00
Mano de obra.	1	global	Q456.544,00	Q456.544,00
Formaleta.	1	global	Q5.510,00	Q5.510,00
Herramienta y Equipo	1	global	Q13.696,32	Q13.696,32
subtotal.				Q1.617.110,32
Imprevistos 5%	1	global	Q80.855,52	Q80.855,52
suma total del renglón.				Q1.697.965,84
precio por metro cuadrado de pavimento de concreto.				Q230,86
7. JUNTAS LONGITUDINALES Y TRANVERSALES.				
Descripción	cantidad	unidad	pu	total
Construcción de juntas long.	2.452,00	ml.	Q3,00	Q7.356,00
Construcción de juntas trans.	1.471,00	ml.	Q3,00	Q4.413,00
Material bituminoso	2.075,00	galones	Q45,00	Q93.375,00
suma total de materiales.				Q105.144,00
Mano de obra.				
colocación de mat. Bituminoso	2.075,00	galones	Q2,50	Q5.187,50
suma total de mano de obra.				Q5.187,50
Herramienta y Equipo				
Herramienta y Equipo	1,00	global	Q2.000,00	Q2.000,00
suma total de Herramienta y Equipo				Q2.000,00
Resumen de Pavimento de concreto.				
Descripción	1	global	Q105.144,00	Q105.144,00
Mano de obra.	1	global	Q5.187,50	Q5.187,50
Herramienta y Equipo	1	global	Q2.000,00	Q2.000,00
subtotal.				Q112.331,50
Imprevistos 5%	1	global	Q5.616,58	Q5.616,58
suma total del renglón.				Q117.948,08
precio por metro lineal de construcción de juntas				Q30,07

Proyecto: PAVIMENTO DE CONCRETO.					
Ubicación: Caserío Los Aguacatillos, Huehuetenango, Huehuetenango.					
RESUMEN DE INTEGRACIÓN DE COSTOS POR RENGLÓN DE TRABAJO					
No.	Descripción.	Cantidad.	Unidad.	P.U.	Total.
1	Trabajos Preliminares	1	Global	Q24.864,32	Q24.864,32
2	Excavación de mat. no clasifi.	1300	mts.3	Q26,25	Q34.125,00
3	Drenajes Transversales	22	unidades	Q3.312,90	Q72.883,80
4	Base de material selecto	1370	mts3.	Q98,49	Q134.931,30
5	Bordillo	2942	ml.	Q53,24	Q156.643,01
6	Pavimento de concreto	7355	mts2.	Q230,86	Q1.697.965,84
7	Juntas long. y trans.	3923	ml.	Q30,07	Q117.948,08
	sub-total				Q2.239.361,35
	Costos Indirectos	20	%	Q2.239.361,35	Q447.872,27
Total				Q2.687.233,62	
Costo por metro cuadrado de pavimento de concreto				Q365,36	

CONCLUSIONES

1. La falta de infraestructura vial (puente) en el sector Canshac ha ocasionado muchas dificultades tanto para los pobladores de ese lugar como para las personas procedentes de otras comunidades, ya que en la época de invierno, quedan incomunicados por el considerable aumento del caudal en la quebrada. Esta situación se solventará a través de la construcción de un puente vehicular; promoviendo muchos beneficios y seguridad a la población afectada.
2. El diseño de la pavimentación del tramo carretero, propuesto en este trabajo llena los requisitos técnicos; además que por ser una vía muy importante para los pobladores se planificó considerando sus actividades sociales, económicas y educativas que se verán mejoradas significativamente con la construcción del proyecto de pavimento rígido, que facilitará el transporte de personas y productos en cualquier época del año, brindando muchos beneficios y seguridad a la población afectada.
3. De acuerdo con los costos de ambos proyectos, puente vehicular y pavimento rígido, se considera que son factibles para que la municipalidad los impulse, ya sea por administración directa o gestionando el financiamiento ante instituciones gubernamentales. Esto representa beneficio para la población, por cuanto tiende a mejorar el nivel y calidad de vida de la misma.

RECOMENDACIONES

A la municipalidad.

1. Construir el puente vehicular en el sector Canshac a la mayor brevedad posible.
2. Construir el puente conforme a las especificaciones de diseño.
3. Se considera que los comunitarios del caserío Los Aguacatillos; deben organizarse en un comité de mantenimiento del pavimento rígido, para que en el momento en que el proyecto esté construido, puedan cuidarlo y mantenerlo en óptimas condiciones.
4. Realizar las gestiones necesarias ante las instituciones que correspondan, en la búsqueda del financiamiento para la ejecución de los proyectos.

BIBLIOGRAFÍA

1. Nilson, Arthur. "DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO", Duodécima Edición, Editorial McGraw Hill, 1999.
2. Standard Specification for Highways Bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials, 16a. Edición, Estados Unidos de Norteamérica, 1997.
3. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, "Código A.C.I. 318-99".
4. Ibarra S., Jack Douglas. Análisis y Diseño de puentes de concreto reforzado. (Guatemala): 2000.

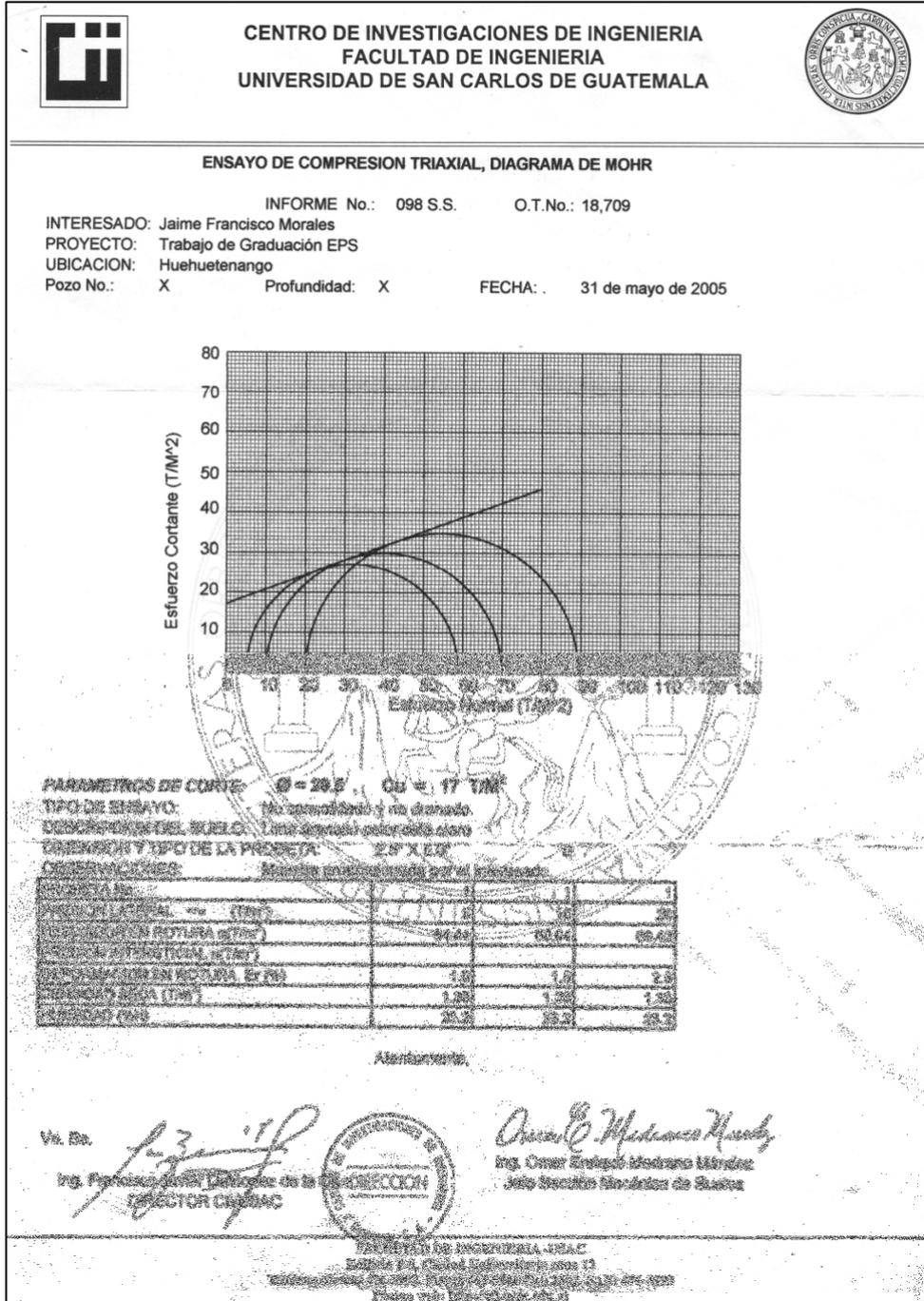
APÉNDICE 1

Cálculo del valor soporte del suelo.

Planos del puente en el sector Canshac, Huehuetenango, Huehuetenango.

Planos del mejoramiento de la carretera hacia el caserío Los Aguacatillos, Huehuetenango, Huehuetenango.

Figura 23. Resultados para cálculo de valor soporte



Análisis de suelos

Se realizó el estudio de suelos para definir el dimensionamiento de la cimentación a diseñar, éste consistió en analizar el estrato superficial en el cual se asentarán los cimientos del puente.

Este tipo de análisis consistió en un análisis Triaxial no consolidado y no drenado, los datos obtenidos en datos de laboratorio fueron:

Coefficiente de cohesión del suelo $C_u = 17 \text{ Ton} / \text{m}^2$.

Ángulo de fricción interna $\phi = 20.5^\circ$.

Tipo de suelo = Limo arenoso color café claro.

La capacidad de carga en suelos, según Terzaghi, se calcula con la siguiente ecuación:

$$q_d = (1.3) (c') (N'_c) + (s) (Z) (N'_q) + (0.4) (s) (B) (N'_w)$$

Donde:

q_d = valor de esfuerzo límite.

c' = coeficiente de cohesión del suelo.

ϕ = ángulo de fricción interna

N'_c = factor de capacidad de carga debido a la cohesión.

s = peso específico del suelo.

N'_q = factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga.

Z = desplante de cimentación.

B = base de muro.

N'_w = factor de capacidad de carga debido al peso del suelo.

Tabla XV. Factores de capacidad de carga de Terzaghi.

?	N'c	N'q	N'w
20	11.85	3.88	1.12
21	12.37	4.17	1.35

Valuando se obtiene:

$$q_d = (1.3)(17)(12.15) + (1.38)(2)(3.98) + (0.4)(1.38)(4)(1.15)$$

$$q_d = 282.04 \text{ Ton / m}^2.$$

El valor soporte del suelo queda determinado por medio de la expresión matemática formulada por Terzaghi:

$$V_s = q_d / F_s$$

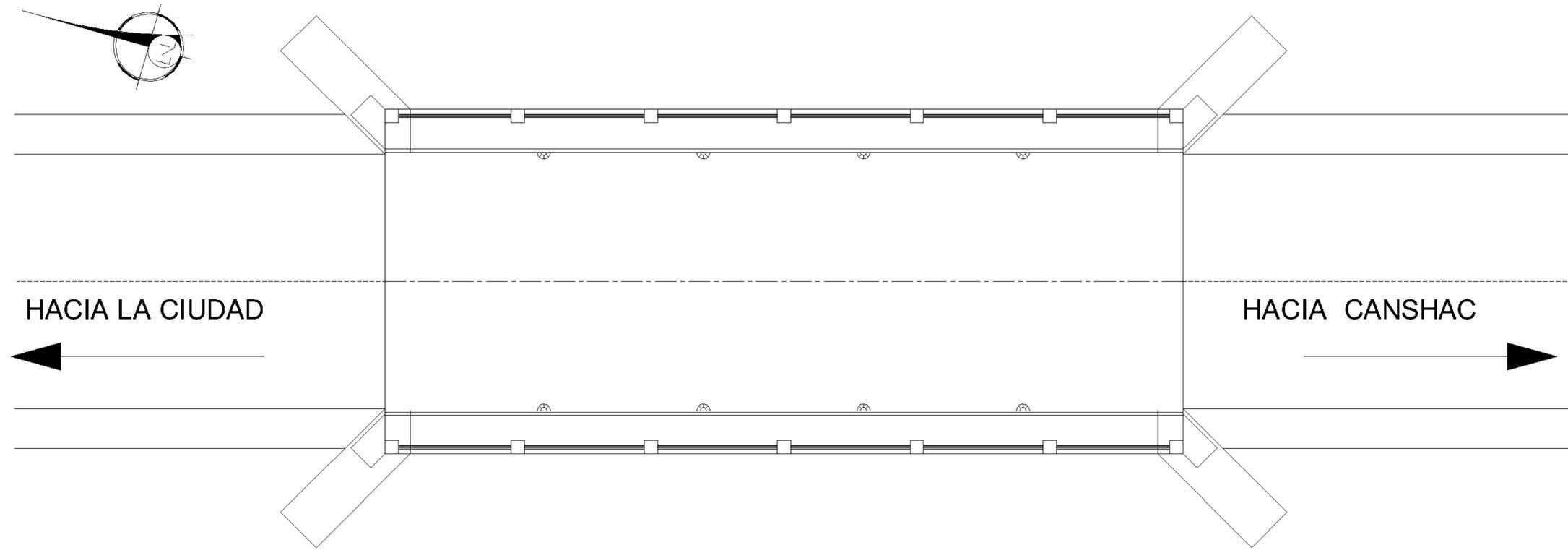
Donde:

V_s = valor soporte.

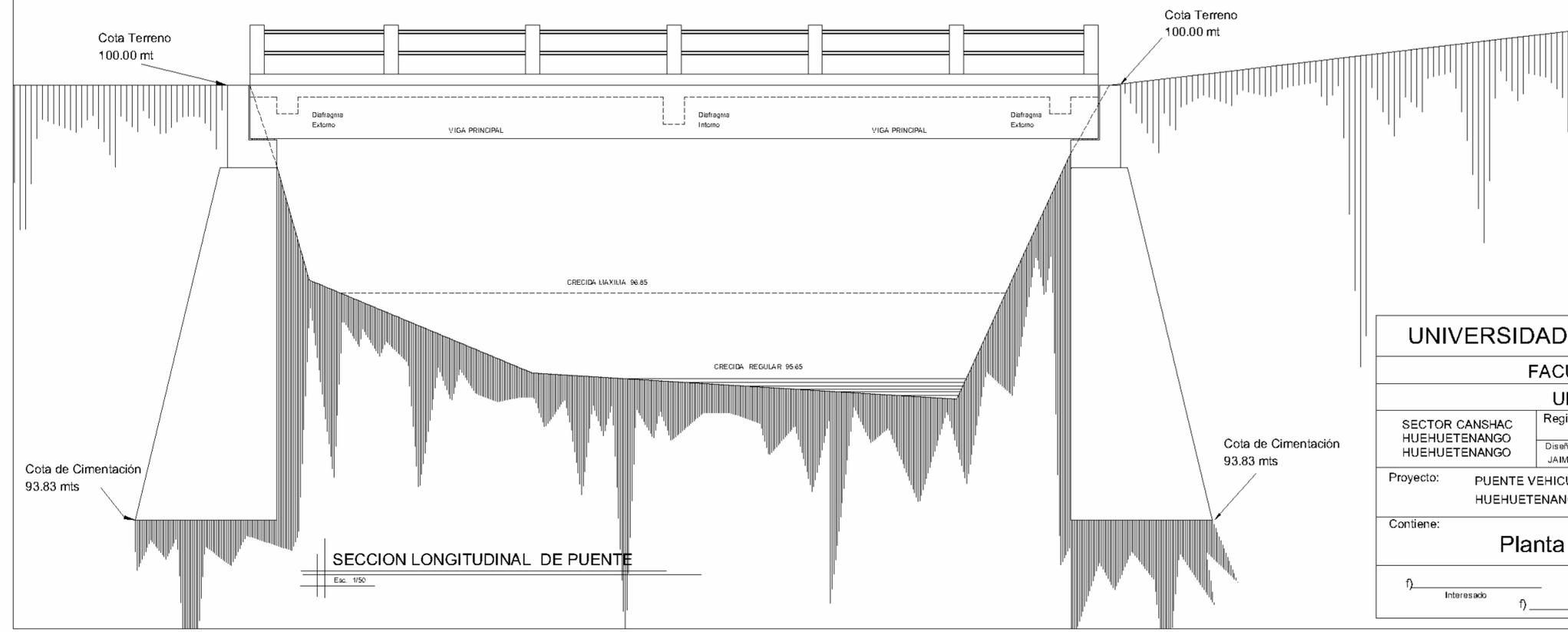
F_s = factor de seguridad (3 – 5)

Se toma el factor de seguridad con valor 5, se obtiene:

$$V_s = 282.04 / 5 = 56.41 \text{ Ton / m}^2.$$

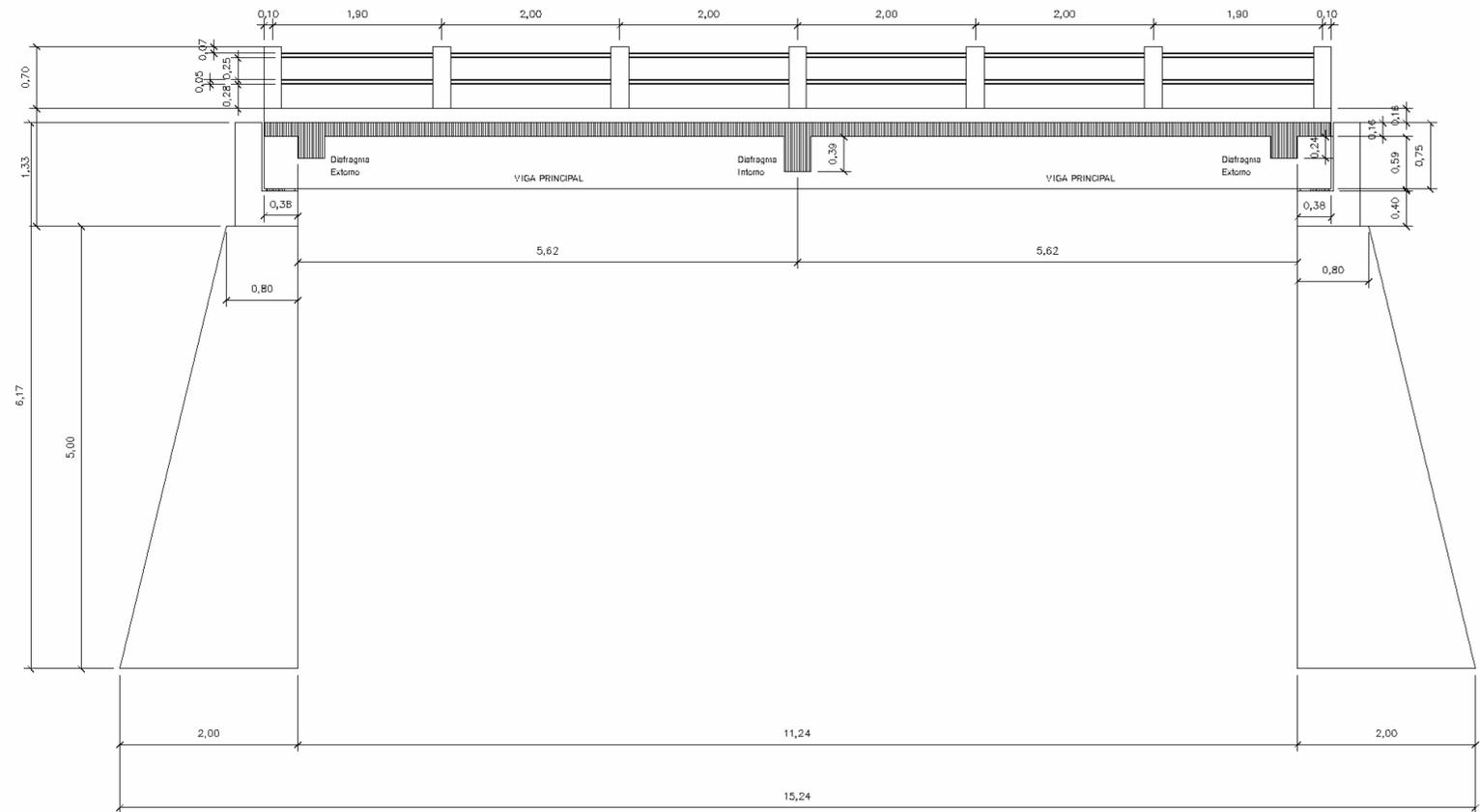


PLANTA DE PUENTE
Esc. 1/50



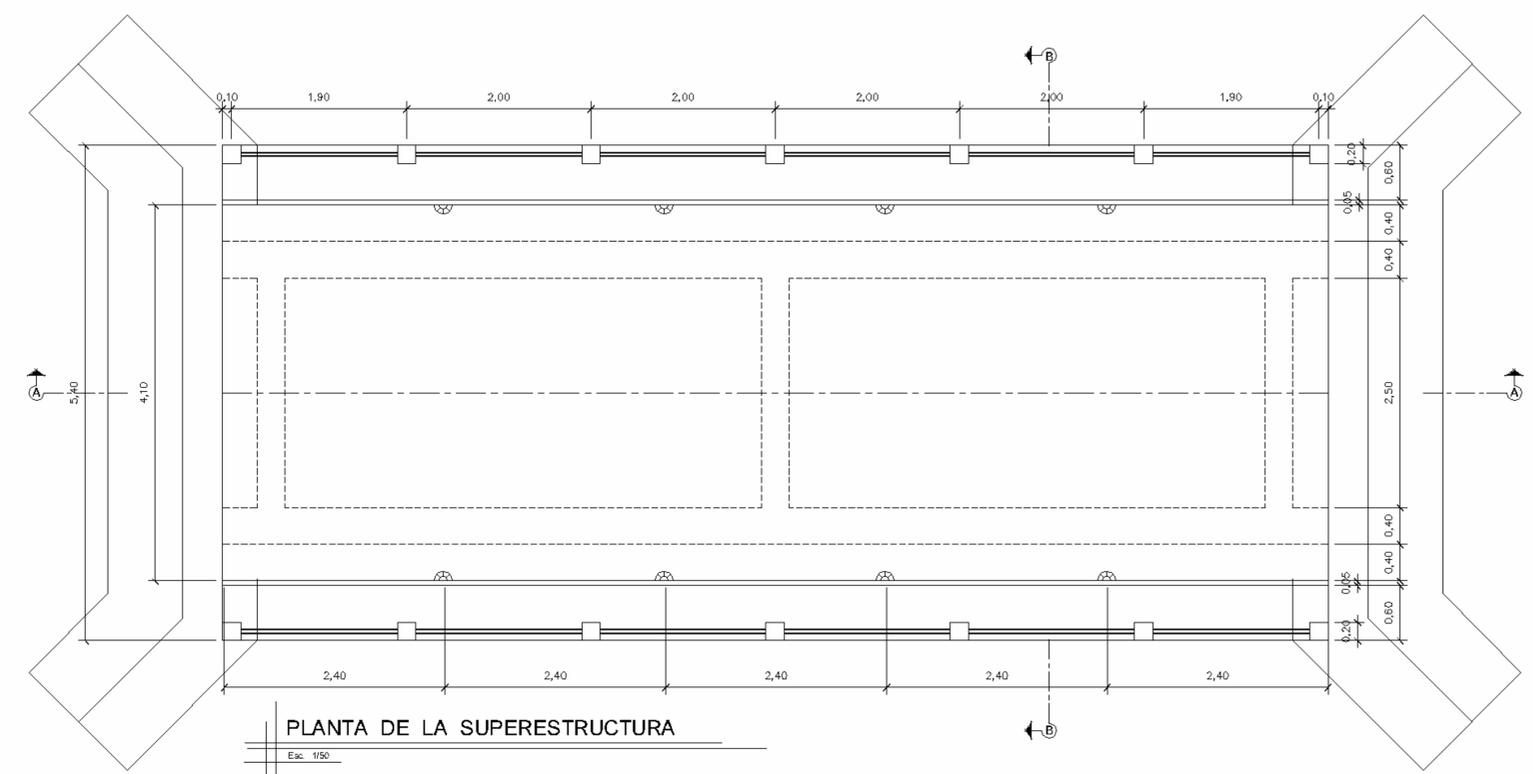
SECCION LONGITUDINAL DE PUENTE
Esc. 1/50

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA			
FACULTAD DE INGENIERIA			
UNIDAD DE E.P.S.			
SECTOR CANSHAC HUEHUETENANGO HUEHUETENANGO	Región: OCCIDENTE	Epesista: Jaime Francisco Morales Díaz	
	Diseño: JAIME F. MORALES D.	Calculó: JAIME F. MORALES D.	Dibujó: JAIME F. MORALES D.
Proyecto: PUENTE VEHICULAR SECTOR CANSHAC, HUEHUETENANGO, HUEHUETENANGO.		Escala: INDICADA	
Contiene: Planta y Perfil		Fecha: OCTUBRE DE 2005	
		Asesor: ING. JUAN MERCK COS	
		Hoja No. 1	



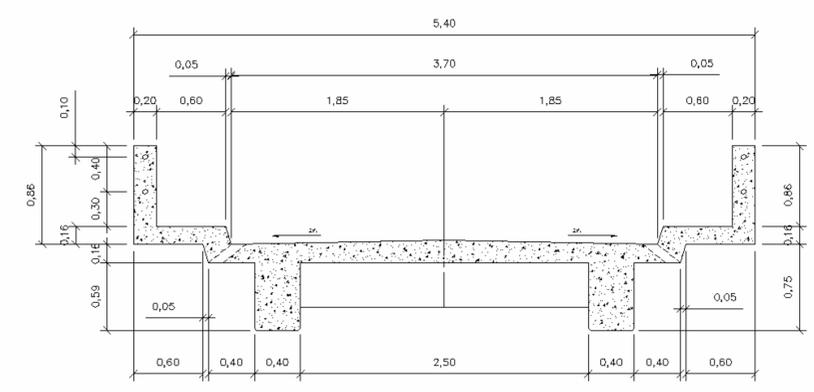
SECCION LONGITUDINAL A-A'

Esc. 1/50



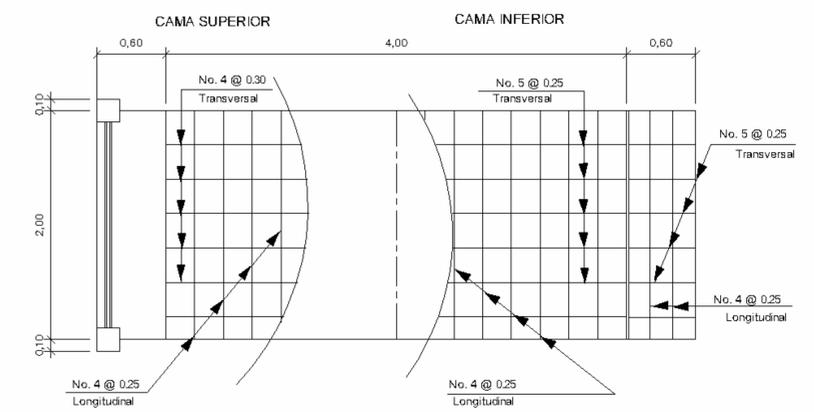
PLANTA DE LA SUPERESTRUCTURA

Esc. 1/50



SECCION TRANSVERSAL B-B'

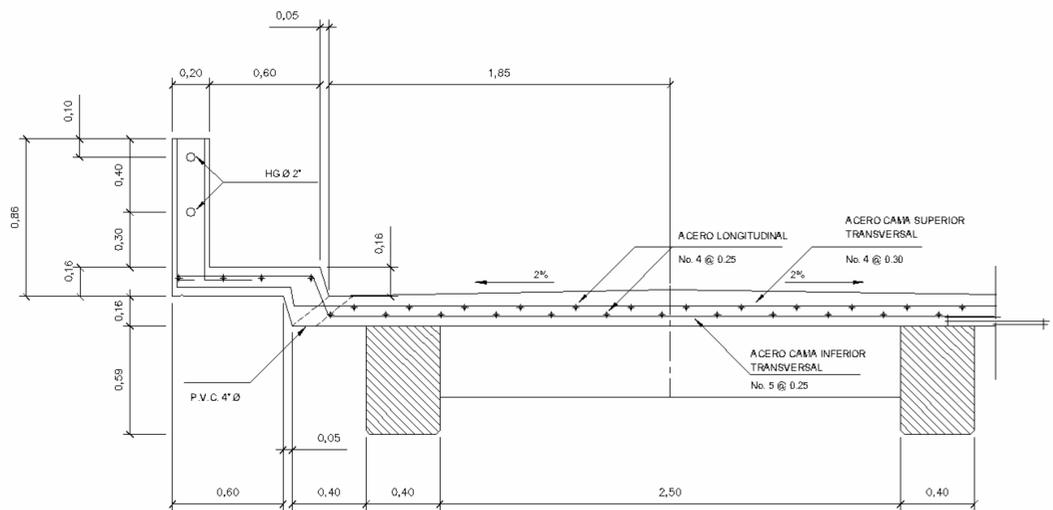
Esc. 1/40



PLANTA REFUERZO SUPERESTRUCTURA

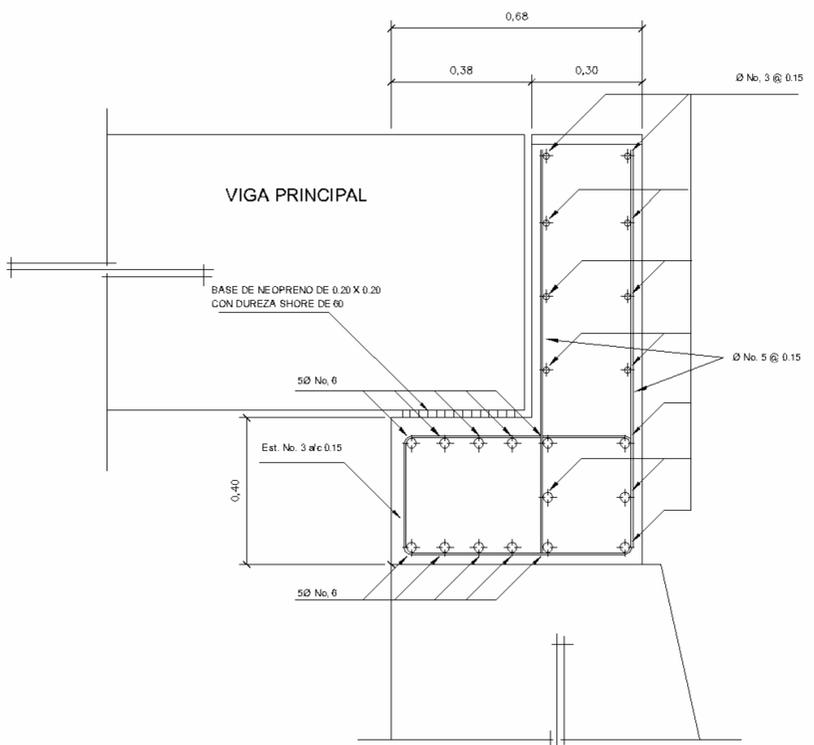
Esc. 1/40

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA			
FACULTAD DE INGENIERIA			
UNIDAD DE E.P.S.			
SECTOR CANSHAC HUEHUETENANGO HUEHUETENANGO	Región: OCCIDENTE	Epesista: Jaime Francisco Morales Diaz	
	Diseño: JAIME F. MORALES D.	Cálculo: JAIME F. MORALES D.	Dibujó: JAIME F. MORALES D.
Proyecto: PUENTE VEHICULAR SECTOR CANSHAC, HUEHUETENANGO, HUEHUETENANGO.		Escala: INDICADA	
Contiene: REFUERZO SUPERESTRUCTURA Y SECCIONES		Fecha: OCTUBRE DE 2005	
		Asesor: ING. JUAN MERCK COS	
Interesado		Epesista	
		Asesor	
			Hoja No. 2



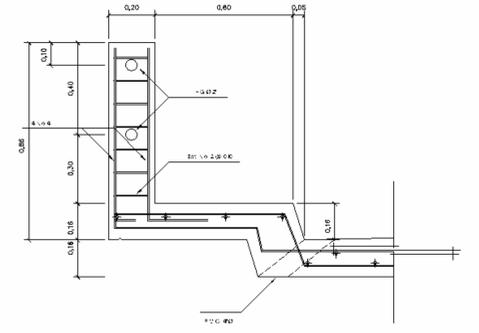
SECCION TRANSVERSAL DE ARMADO

Esc. 1/25



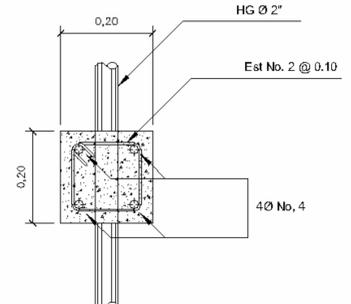
DETALLE DE VIGA DE CARGA

Esc. 1/25



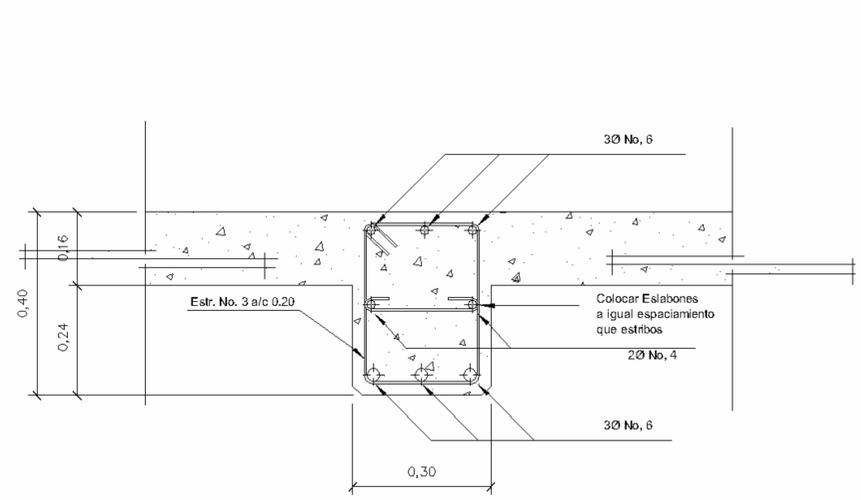
Detalle Poste Barandal

Esc. 1/20



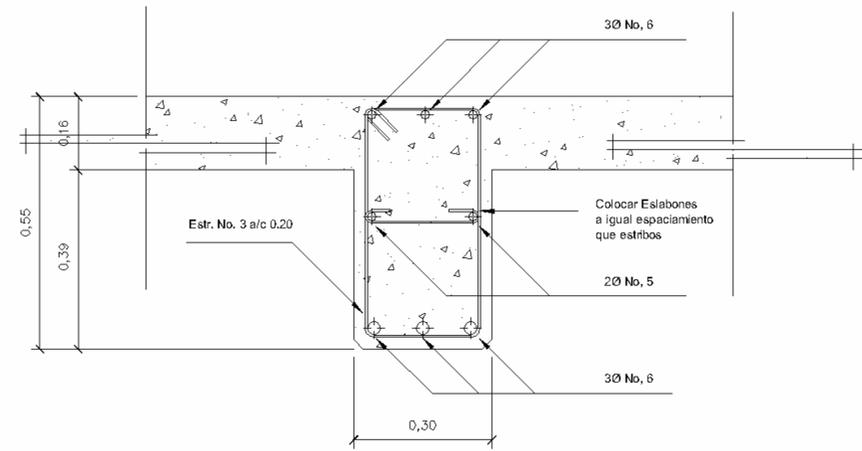
Detalle de Poste de Barandal

Esc. 1/10



Detalle de Diafragma Externo

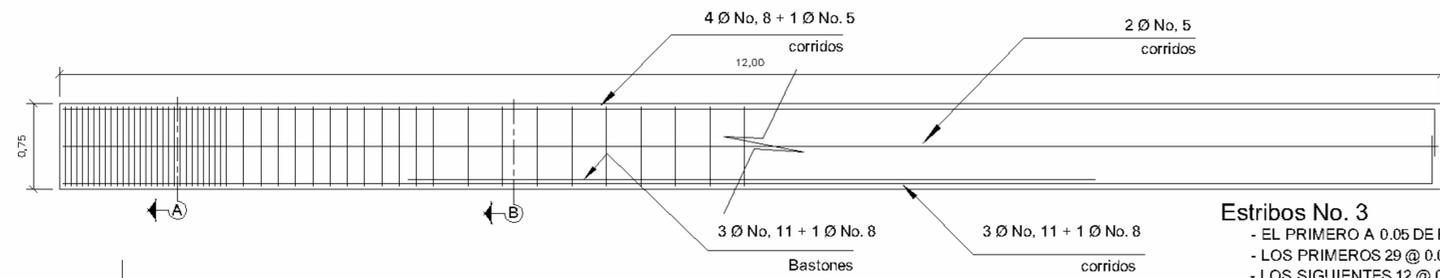
Esc. 1/10



Detalle de Diafragma Interno

Esc. 1/10

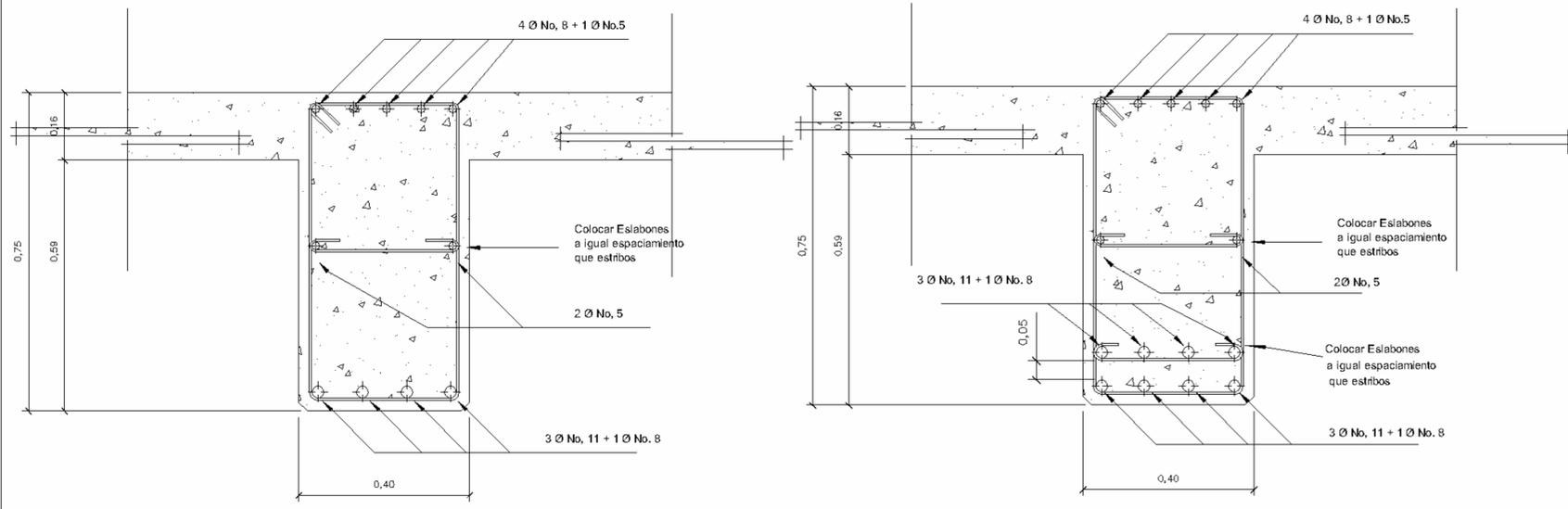
UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA			
FACULTAD DE INGENIERIA			
UNIDAD DE E.P.S.			
SECTOR CANSHAC HUEHUETENANGO HUEHUETENANGO	Región:	OCCIDENTE	Epesista: Jaime Francisco Morales Díaz
	Diseño: JAIME F. MORALES D.	Calculó: JAIME F. MORALES D.	Dibujó: JAIME F. MORALES D.
Proyecto:	PUENTE VEHICULAR SECTOR CANSHAC, HUEHUETENANGO, HUEHUETENANGO.		Escala: INDICADA
Contiene:	Viga de carga, diafragmas y poste de barandal		Fecha: OCTUBRE DE 2005
			Asesor: ING. JUAN MERCK COS
			Hoja No. 3



Detalle de Refuerzo Transversal Viga Principal

Esc. 1/40

Estribos No. 3
 - EL PRIMERO A 0.05 DE ROSTRO
 - LOS PRIMEROS 29 @ 0.05
 - LOS SIGUIENTES 12 @ 0.15
 - RESTO @ 0.30

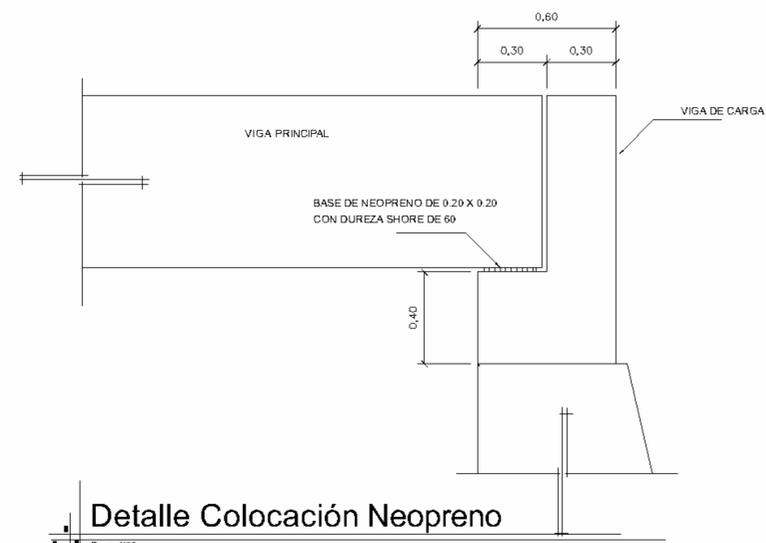


Corte A-A de Viga Principal

Esc. 1/10

Corte B-B de Viga Principal

Esc. 1/10



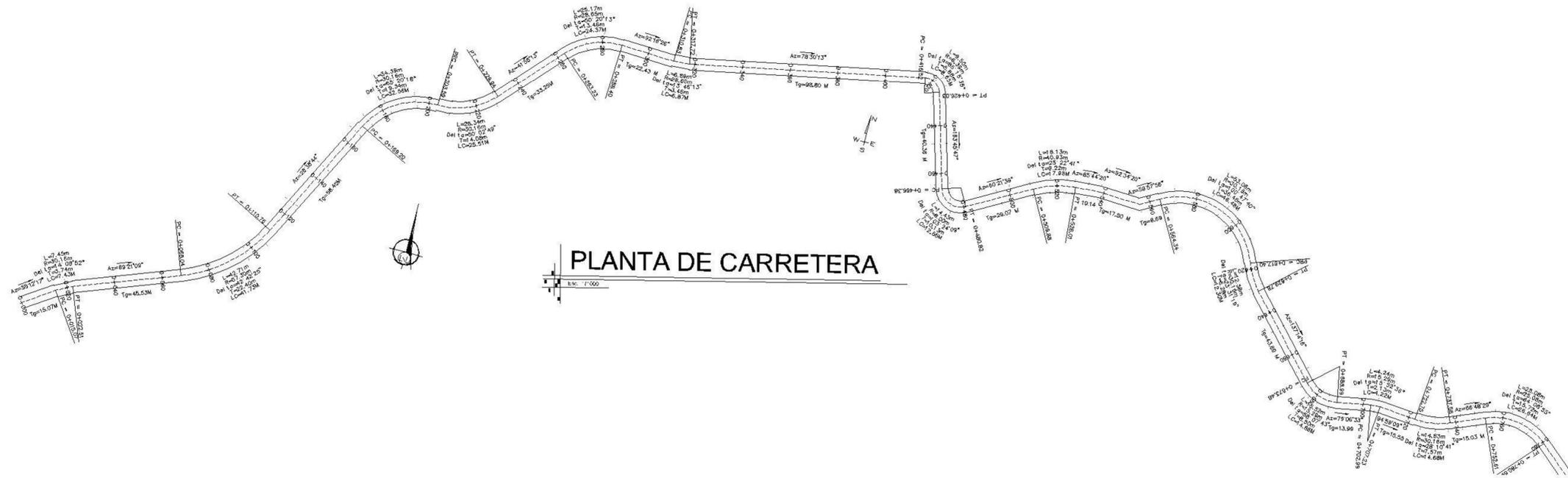
Detalle Colocación Neopreno

Esc. 1/20

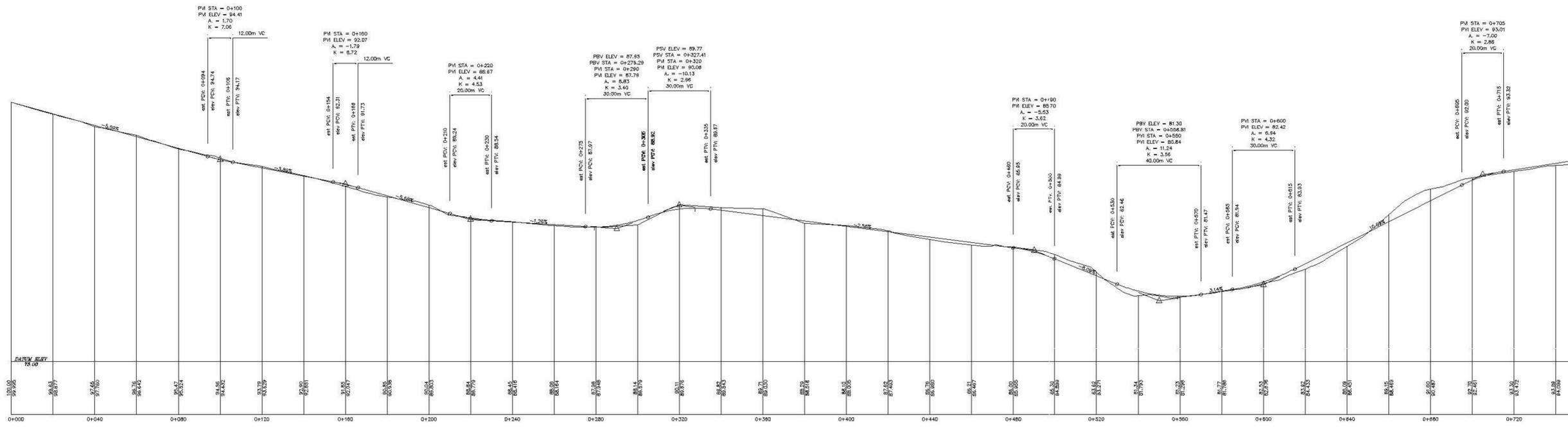
**NOTAS GENERALES
 ESPECIFICACIONES**

- Diseño: "Standard Specifications for Highway Bridges" of the American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)
 - Construcción: "Especificaciones para la construcción de Puentes y carreteras de la DGC.
 - Carga viva= H15, con eje más pesado de 12,000 lbs.
- MATERIALES:**
- Concretos: (Sección 504 y 507 esp. DGC). se usará concreto clase 4,000 con esfuerzo de ruptura a compresión de 281 Kg/cm² (4,000 PSI) a los 28 días.
 - Acero de Refuerzo (Sección 509 esp. DGC). se usará acero de refuerzo grado estructural 40 en forma de barras corrugadas de acuerdo a las esp. M31 - 54 AASHTO Y A305-507 ASTM (American Society for Testing and Materials).
- VARIOS:**
- Todas las Aristas expuestas deberán ser biseladas 2 cms. a menos que se indique otra cosa.
 - El acabado del concreto será el especificado en el artículo D-11-M de las especificaciones de la D.G.C., la parte superior de las vigas deberá dejarse rugoso.
 - Salvo indicación contraria, se deberán usar los siguientes recubrimientos en las barras de refuerzo: Losas = 5cm. En la superficie de rodadura, y 2.5cm. en los demás casos. Vigas = 5cm. Zapatas = 8cm. el recubrimiento se medirá entre el rostro de las barras y la superficie de rodadura o concreto
 - FORMALETAS**
Deberán construirse de acuerdo con el artículo D-11-C de las especificaciones de la D.G.C según sección 505 esp. D.G.C
 - Ganchos: según sección 509 esp. D.G.C
 - Traslapes: Sección 59 esp. D.G.C serán de 24 diámetros, salvo en caso de vigas que tengan mas de 30 cms. de concreto bajo las barras, en cuyo caso deberán usarse 35 diámetros o la indicación en planos.
 - Las dimensiones generales estan dadas en metros, salvo indicación contraria.
 - Modificaciones: Cualquier modificación que desee efectuarse en estos planos, deberá consultarse al ingeniero estructural del proyecto.
 - Para el presente diseño el valor soporte del suelo según su estudio es de 56.41 ton/m² en la cota de cimentación.
- APOYOS:**
- Colocar Neopreno en viga de apoyo, como se indica en el detalle.
 - En ningún caso se permitirá la destrucción de los bancos naturales: para el efecto las excavaciones estructurales nunca rebasarán las líneas de pago, y en donde el terreno lo permita, se harán del tamaño de las estructuras que se van a acomodar.
 - La acera y el barandal se deben construir posteriormente a que las vigas se hayan defectado libremente.

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA			
FACULTAD DE INGENIERIA			
UNIDAD DE E.P.S.			
SECTOR CANSHAC HUEHUETENANGO HUEHUETENANGO	Región:	OCIDENTE	Epesista: Jaime Francisco Morales Diaz
	Diseño: JAIME F. MORALES D.	Calculó: JAIME F. MORALES D.	Dibujó: JAIME F. MORALES D.
Proyecto: PUNTE VEHICULAR SECTOR CANSHAC, HUEHUETENANGO, HUEHUETENANGO.		Escala:	INDICADA
Contiene: Armado de viga y especificaciones		Fecha:	OCTUBRE DE 2005
		Asesor:	ING. JUAN MERCK COS
		Hoja No.	
f) Interesado		f) Epesista	
		4	



PLANTA DE CARRETERA



PERFIL DE CARRETERA

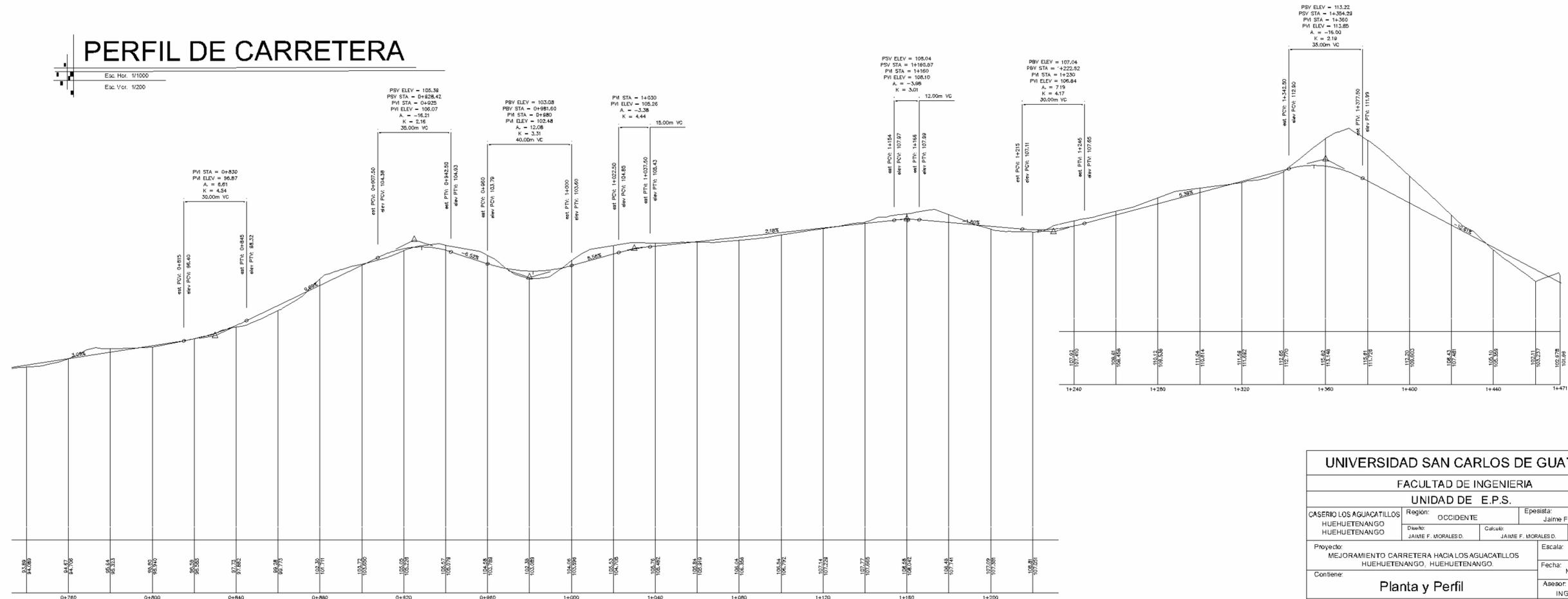
Esc: Hor: 1/1000
Esc: Ver: 1/200

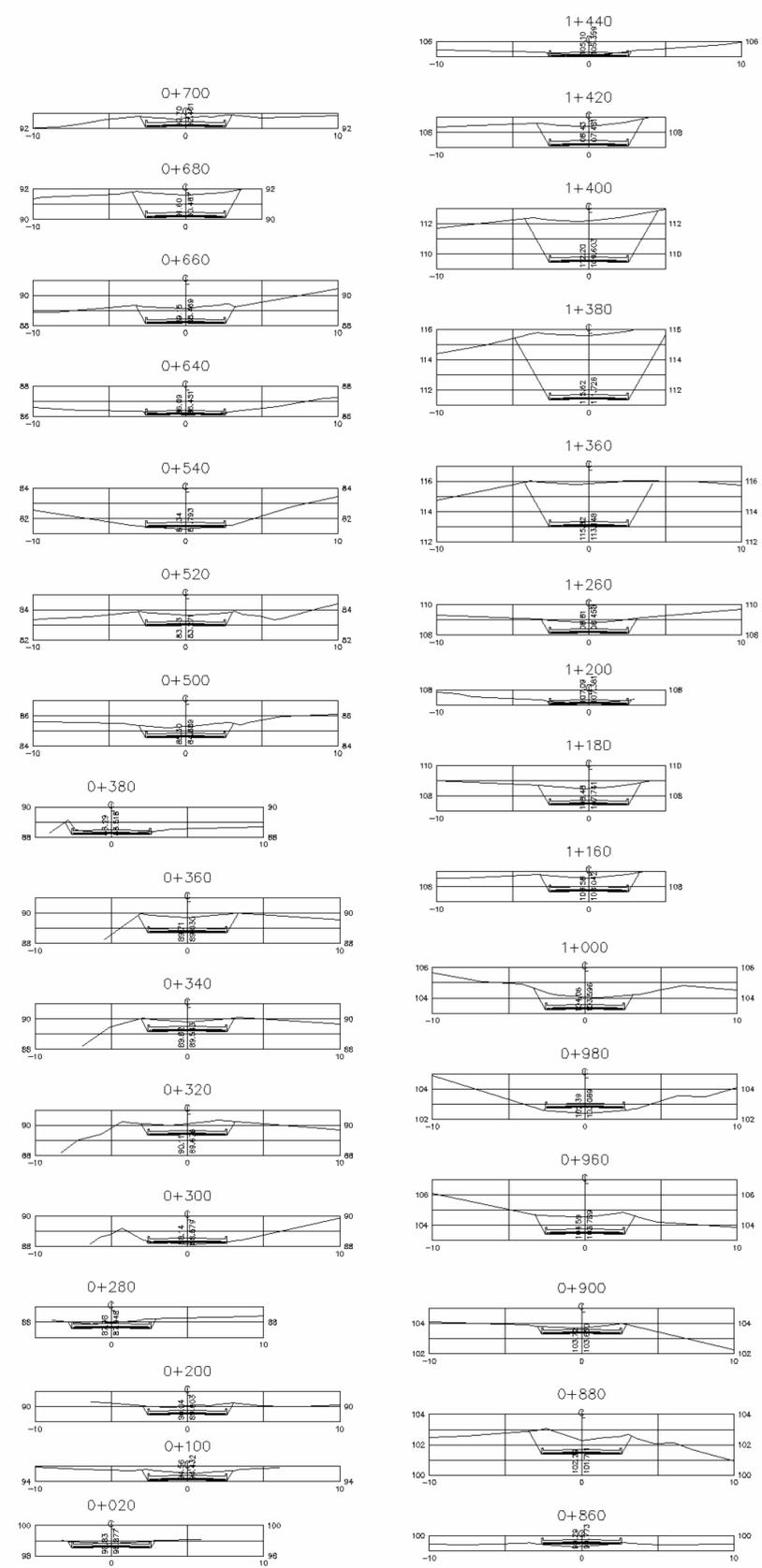
UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA			
FACULTAD DE INGENIERIA			
UNIDAD DE E.P.S.			
CASERIO LOS AGUACATILLOS HUEHUETENANGO HUEHUETENANGO	Región: OCCIDENTE	Especialista: Jaime Francisco Morales Diaz	
Diseño: JAIME F. MORALES D.	Calculo: JAIME F. MORALES D.	Dibujo: JAIME F. MORALES D.	
Proyecto: MEJORAMIENTO CARRETERA HACIA LOS AGUACATILLOS HUEHUETENANGO, HUEHUETENANGO	Escala: INDICADA	Fecha: NOVIEMBRE DE 2005	
Contiene: Planta y Perfil	Aseor: ING. JUAN MERCK COS	Hoja No. 1	



PLANTA DE CARRETERA

PERFIL DE CARRETERA

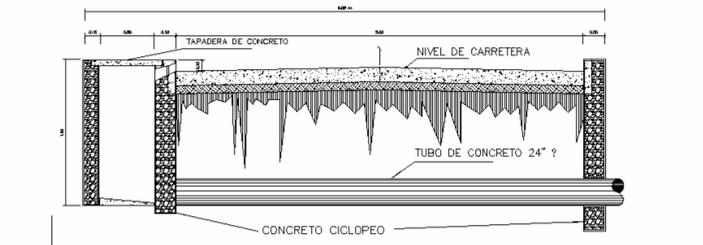




SECCIONES TRANSVERSALES

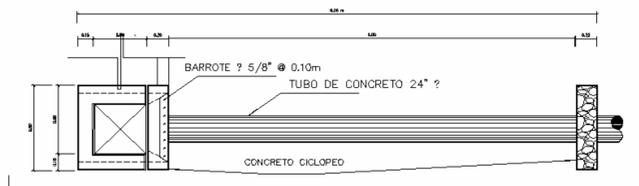
Esc. 1/125

ESTACION	ÁREAS		VOLÚMENES		VOL ACUMULADOS	
	Metros Cuadrados CORTE	RELLENO	Metros Cúbicos CORTE	RELLENO	Metros Cúbicos CORTE	RELLENO
0+000	0.00	0.00	3.32	0.00	3.32	0.00
0+020	0.95	0.00	3.32	0.00	6.65	0.00
0+040	0.00	0.00	5.76	0.00	12.41	0.00
0+060	1.65	0.00	9.35	0.00	21.76	0.00
0+080	1.03	0.00	9.70	0.00	31.45	0.00
0+100	1.74	0.00	11.55	0.00	43.00	0.00
0+120	1.55	0.00	9.94	0.00	52.94	0.00
0+140	1.29	0.00	6.32	0.60	59.26	0.60
0+160	0.52	0.06	4.75	0.56	64.01	1.16
0+180	0.89	0.00	10.09	0.00	74.10	1.16
0+200	2.00	0.00	12.51	0.00	86.61	1.16
0+220	1.56	0.00	10.27	0.00	96.88	1.16
0+240	1.37	0.00	7.45	0.00	104.33	1.16
0+260	0.75	0.00	6.88	0.00	111.21	1.16
0+280	1.22	0.00	4.26	5.75	115.46	6.91
0+300	0.00	0.57	10.33	5.75	125.79	12.66
0+320	2.95	0.00	18.92	0.00	144.71	12.66
0+340	2.46	0.00	23.96	0.00	168.67	12.66
0+360	4.39	0.00	16.15	0.39	184.82	13.05
0+380	0.23	0.04	6.30	0.39	191.12	13.44
0+400	1.58	0.00	11.32	0.00	202.44	13.44
0+420	1.66	0.00	7.00	0.10	209.44	13.54
0+440	0.34	0.01	2.07	0.49	211.51	14.03
0+460	0.25	0.04	5.98	0.38	217.49	14.42
0+480	1.42	0.00	14.99	0.00	232.48	14.42
0+500	2.86	0.00	19.78	0.00	252.25	14.42
0+520	2.80	0.00	9.80	7.08	262.05	21.49
0+540	0.00	0.71	3.66	7.08	265.71	28.57
0+560	1.04	0.00	7.45	0.00	273.16	28.57
0+580	1.09	0.00	5.64	0.03	278.80	28.59
0+600	0.51	0.00	1.81	7.74	280.62	36.34
0+620	0.00	0.80	0.11	10.61	280.72	46.95
0+640	0.03	0.26	15.25	2.62	295.98	49.57
0+660	4.33	0.00	38.17	0.00	334.14	49.57
0+680	6.58	0.00	30.35	0.00	364.49	49.57
0+700	2.09	0.00	9.46	0.00	373.95	49.57
0+720	0.61	0.00	3.57	0.03	377.52	49.60
0+740	0.41	0.00	5.53	0.03	383.05	49.63
0+760	1.17	0.00	13.02	0.00	396.08	49.63
0+780	2.55	0.00	13.79	0.01	409.87	49.65
0+800	1.39	0.00	8.88	0.01	418.75	49.66
0+820	1.15	0.00	6.38	0.00	425.13	49.66
0+840	0.67	0.00	2.38	8.24	427.50	57.90
0+860	0.00	0.83	17.14	8.30	444.65	66.20
0+880	4.90	0.00	22.38	0.00	467.03	66.20
0+900	1.48	0.00	9.08	0.00	476.12	66.20
0+920	1.11	0.00	15.15	0.00	491.27	66.21
0+940	3.38	0.00	28.74	0.00	520.00	66.21
0+960	4.83	0.00	16.94	17.30	536.94	83.50
0+980	0.00	1.73	11.13	17.31	548.07	100.81
1+000	3.17	0.00	28.61	0.00	576.68	100.81
1+020	5.00	0.00	26.17	0.00	602.85	100.81
1+040	2.48	0.00	12.03	0.00	614.88	100.81
1+060	0.93	0.00	3.53	2.02	618.41	102.83
1+080	0.08	0.20	1.13	2.39	619.54	105.23
1+100	0.25	0.04	4.11	0.37	623.65	105.60
1+120	0.93	0.00	9.07	0.00	632.73	105.60
1+140	1.67	0.00	18.87	0.00	651.60	105.60
1+160	3.71	0.00	29.28	0.00	680.88	105.60
1+180	4.67	0.00	17.07	0.89	697.95	106.49
1+200	0.16	0.09	1.61	1.13	699.56	107.62
1+220	0.30	0.02	13.52	0.23	713.08	107.85
1+240	3.56	0.00	22.37	0.00	735.45	107.85
1+260	2.82	0.00	23.45	0.00	758.90	107.85
1+280	3.88	0.00	24.45	0.00	783.35	107.85
1+300	3.11	0.00	14.19	0.00	797.54	107.85
1+320	0.95	0.00	5.94	0.00	803.48	107.85
1+340	0.76	0.00	58.14	0.00	861.62	107.85
1+360	15.86	0.00	134.03	0.00	995.66	107.85
1+380	22.64	0.00	127.29	0.00	1122.94	107.85
1+400	14.11	0.00	69.19	0.00	1192.13	107.85
1+420	5.68	0.00	20.76	0.44	1212.89	108.29
1+440	0.23	0.04	0.80	37.53	1213.69	145.82
1+460	0.00	3.72	0.00	0.00	1213.69	145.82



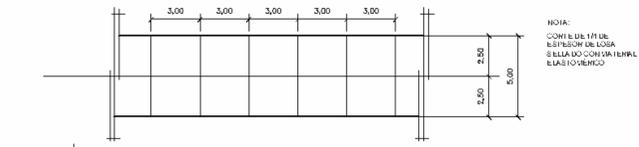
SECCIÓN DRENAJE TRANSVERSAL

Esc. 1/40



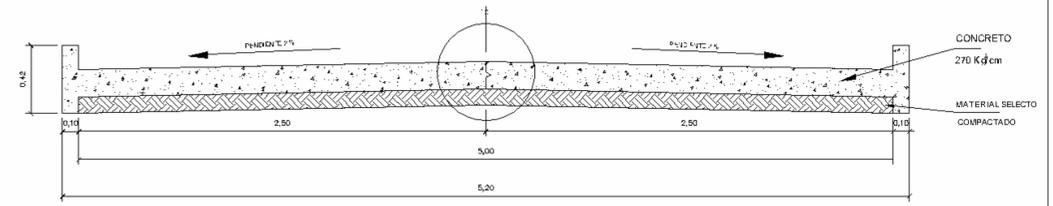
PLANTA DE DRENAJE TRANSVERSAL

Esc. 1/40



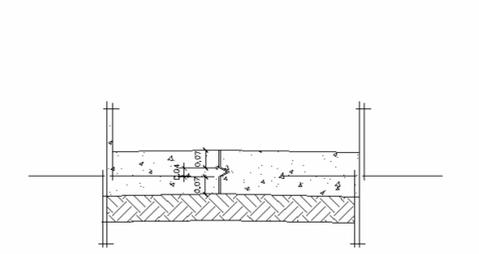
DETALLE DE JUNTAS

Esc. 1/100



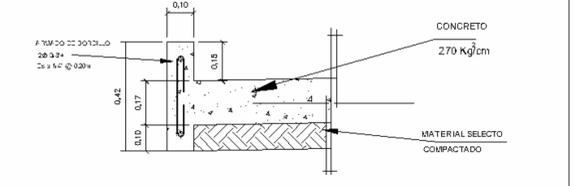
SECCIÓN TÍPICA DE PAVIMENTO

Esc. 1/40



DETALLE JUNTA DOVELADA

Esc. 1/125



SECCIÓN DE BORDILLO

Esc. 1/125

UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA			
FACULTAD DE INGENIERIA			
UNIDAD DE E.P.S.			
CASERIO LOS AGUACATILLOS HUEHUETENANGO HUEHUETENANGO	Región: OCCIDENTE	Especialista: Jaime Francisco Morales Diaz	
Diseño: JAIME F. MORALES D.	Calculo: JAIME F. MORALES D.	Dibujo: JAIME F. MORALES D.	
Proyecto: MEJORAMIENTO CARRETERA HACIA LOS AGUACATILLOS HUEHUETENANGO, HUEHUETENANGO.		Escala: INDICADA	
Contiene: SECCIONES Y DETALLES		Fecha: NOVIEMBRE DE 2005	
Aprobado: ING. JUAN MERCK COS		Hoja No. 3	