



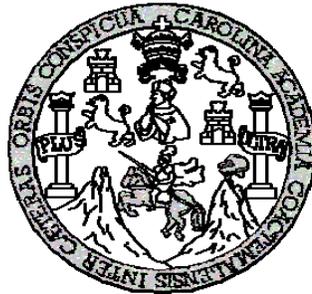
Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

DISEÑO DEL PUENTE CACIXIMCHE Y PAVIMENTACIÓN DE CALLES Y AVENIDAS DE LA ZONA 1, DE LA CIUDAD DE SAN JUAN CHAMELCO Y LA RUTA CHAMELCO-CASERÍO CACIXIMCHE, ALTA VERAPAZ.

Jose Miguel Vielman Díaz
Asesorado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz

Guatemala, marzo de 2009

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

DISEÑO DEL PUENTE CACIXIMCHE Y PAVIMENTACIÓN DE CALLES Y AVENIDAS DE LA ZONA 1, DE LA CIUDAD DE SAN JUAN CHAMELCO Y LA RUTA CHAMELCO-CASERÍO CACIXIMCHE, ALTA VERAPAZ.

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA

FACULTAD DE INGENIERÍA

POR:

JOSE MIGUEL VIELMAN DÍAZ

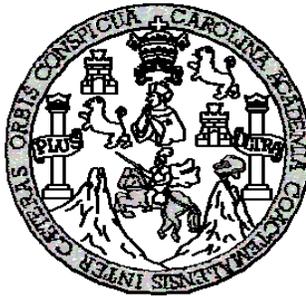
ASESORADO POR EL ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MARZO DE 2009

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Ing. Alba Maritza Guerrero de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. José Milton De León Bran
VOCAL V	Br. Isaac Sultán Mejía
SECRETARIA	Ing. Marcia Ivónne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Luis Alfaro Véliz
EXAMINADOR	Ing. Christa Classon de Pinto
EXAMINADOR	Ing. Hugo Montenegro Franco
SECRETARIA	Ing. Marcia Ivónne Véliz Vargas

HONORABLE COMITÉ 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 CACIXIMCHE Y PAVIMENTACIÓN DE CALLES Y AVENIDAS DE LA ZONA 1, DE LA CIUDAD DE SAN JUAN CHAMELCO Y LA RUTA CHAMELCO-CASERÍO CACIXIMCHE, ALTA VERAPAZ,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 22 de febrero de 2008.


José Miguel Vielman Díaz

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 12 de noviembre de 2008.
Ref.EPS.D.1027.11.08.

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **JOSE MIGUEL VIELMAN DIAZ** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200313085**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DEL PUENTE CACIXIMCHE Y PAVIMENTACIÓN DE CALLES Y AVENIDAS DE LA ZONA 1 DE LA CIUDAD DE SAN JUAN CHAMELCO Y LA RUTA CHAMELCO-CASERIO CACIXIMCHE, ALTA VERAPAZ”**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

Inga. Luis Gregorio Arias Vech.
Asesor-Supervisor de EPS
Facultad de Ingeniería Civil
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
UNIDAD DE EPS

c.c. Archivo
LGAF/ra

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

UNIDAD DE EPS

Guatemala, 12 de noviembre de 2008.
Ref.EPS.D.1027.11.08.

Ing. Sydney Alexander Samuels Milson
Director Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ingeniero Samuels Milson.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DEL PUENTE CACIXIMCHE Y PAVIMENTACIÓN DE CALLES Y AVENIDAS DE LA ZONA 1 DE LA CIUDAD DE SAN JUAN CHAMELCO Y LA RUTA CHAMELCO-CASERIO CACIXIMCHE, ALTA VERAPAZ"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **JOSE MIGUEL VIELMAN DIAZ**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el **Ingeniero Luis Gregorio Alfaro Véliz**.

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

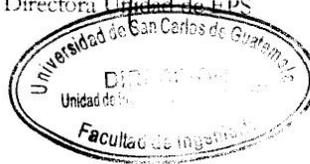
Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora Unidad de EPS

NISZ./ra



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



Guatemala,
18 de marzo de 2009

FACULTAD DE INGENIERIA

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL PUENTE CACIXIMCHE Y PAVIMENTACIÓN DE CALLES Y AVENIDAS DE LA ZONA 1 DE LA CIUDAD DE SAN JUAN CHAMELCO Y LA RUTA CHAMELCO-CASERÍO CACIXIMCHE, ALTA VERAPAZ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil José Miguel Vielman Díaz, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala,
18 de marzo de 2009

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DEL PUENTE CACIXIMCHE Y PAVIMENTACIÓN DE CALLES Y AVENIDAS DE LA ZONA 1 DE LA CIUDAD DE SAN JUAN CHAMELCO Y LA RUTA CHAMELCO-CASERIO CACIXIMCHE, ALTA VERAPAZ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil José Miguel Vielman Díaz, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Fernando Amilcar Boiton Velásquez
Coordinador del Area de Topografía y Transporte



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
TRANSPORTES
USAC

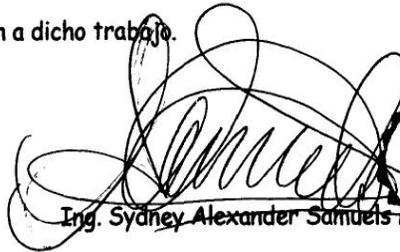
/bbdeb.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante José Miguel Vielman Diaz, titulado DISEÑO DEL PUENTE CACIXIMCHE Y PAVIMENTACIÓN DE CALLES Y AVENIDAS DE LA ZONA 1 DE LA CIUDAD DE SAN JUAN CHAMELCO Y LA RUTA CHAMELCO-CASERÍO CACIXIMCHE, ALTA VERAPAZ, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Sydney Alexander Samuels



Guatemala, marzo 2009.

/bbdeb.

Universidad de San Carlos
De Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref. DTG.086.09

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 DEL PUENTE CACIXIMCHE Y PAVIMENTACIÓN DE CALLES Y AVENIDAS DE LA ZONA 1, DE LA CIUDAD DE SAN JUAN CHAMELCO Y LA RUTA CHAMELCO-CASERÍO CACIXIMCHE, ALTA VERAPAZ**, presentado por el estudiante universitario **José Miguel Vielman Díaz**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. ~~Murphy~~ ~~Olympo~~ Paiz Reinos
Decano



Guatemala, marzo de 2009

/cc

ACTO QUE DEDICO A:

Dios.

Que me cuida, guía y protege. Gracias a ti logre este triunfo.

Mi papá: Germán Vielman Figueroa.

Por estar conmigo siempre, sabiéndome mostrar el camino todo el tiempo. Gracias por tu esfuerzo, espero haberlo aprovecharlo de la mejor manera.

Mi mamá: Ana Díaz Molina.

Este triunfo está dedicado a ti a cambio de todo el amor que me has dado. Te amo con todo mi corazón.

Mi hermano Germán Roberto Vielman Díaz.

Por ser mí ejemplo a seguir y apoyarme incondicionalmente, Sin duda alguna esto no hubiera sido posible sin vos.

Mi hermana Oni Vielman Díaz

Gracias por apoyarme y cuidarme siempre.

Mi hermano Diego Andrés Vielman Díaz

Hay que ir en busca de lo que uno quiere y no dejar que nadie te diga que no puedes.

Mis sobrinos Keiry, Julianna y Robertito

Mis tíos y tías, en especial a:

Carlos Leónidas Díaz Molina, lo admiro y es un gran ejemplo de vida.

Alejandro Díaz Molina, por los consejos, todo el cariño que me has dado, gracias por cuidarme y sacar lo mejor de mí siempre. Te quiero mucho.

Mi hijo José Andrés Vielman Morales.

Espero que Dios me de vida y fuerza para poder seguir todos los deseos de tu corazón. Y por ser mi éxito más grande en la vida.

Ana Cristina Morales Milian

Gracias por el apoyo y todo el cariño que me has dado, espero que todos tus sueños se hagan realidad.

Mis abuelitos:

En especial a mi abuelita Paquita Figueroa y Blanca Olivia Molina (†), por ser el ejemplo de la humildad, sacrificio y entrega en el hogar, siempre agradecido por todas sus enseñanzas.

AGRADECIMIENTOS A

FACULTAD DE INGENIERÍA Y A LA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Mis amigos:

Claudia Barrientos, Iván Paxtor (por estar en las buenas y en las malas conmigo siempre agradecido por todo.), Estuardo Barrientos (que hacemos con tanta libertad!!)

CENTRO UNIVERSITARIO CIUDAD VIEJA:

Por enseñarme a ver más allá.

Mis primos:

Por todos los recuerdos de la infancia que siempre recordaré, en especial a: Luis Fernando Díaz, Cesar Guillermo, Fabiola Guillermo, Daniel Lemus, Alejandro Lemus y José Jacobo rodas.

Familia Morales Milián

Mi asesor:

Ing. Luis Alfaro Véliz, por preocuparse de sacar lo mejor de mí y todos sus consejos le estaré siempre agradecido.

Municipalidad de San Juan Chamelco:

En especial al Ing. Víctor lobos, por todo su apoyo, muchas gracias.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTADO DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XI
RESUMEN	XIII
OBJETIVOS	XV
INTRODUCCIÓN	XVII
1. INVESTIGACIÓN PRELIMINAR	1
1.1 Monografía del municipio de San Juan Chamelco, A.V.	1
1.1.1. Reseña histórica	1
1.1.2. Características de la población	2
1.1.2.1. Localización y ubicación	2
1.1.2.2. Colindancias	2
1.1.2.3. Clima	3
1.1.2.4. Topografía y suelo	3
1.1.2.5. Organización comunitaria	3
1.1.2.6. Población	4
1.1.2.7. Condiciones sanitarias	6
1.1.3. Aspectos económicos	6
1.1.3.1. Producción	6
1.1.4. Aspectos de infraestructura	7
1.1.4.1. Infraestructura básica	7

1.1.4.1.1. Acceso y vías de comunicación	7
1.1.4.1.2. Servicios públicos	7
1.1.4.1.3. Vivienda	8
1.1.4.2. Infraestructura social	9
1.1.4.2.1. Salud	9
1.1.4.2.2. Educación	9

2. DISEÑO DEL PUENTE CACIXIMCHE SAN JUAN CHAMELCO, ALTA VERAPAZ.

2.1. Descripción del proyecto	11
2.1.1. Puente vehicular caserío Caciximche	11
2.2. Criterios y especificaciones para el diseño de puentes de concreto de sección de viga y losa	11
2.3. Información preliminar, metodología empleada, resultados obtenidos para el diseño del puente vehicular caserío Caciximche.	13
2.3.1. Estudio topográfico	13
2.3.2. Estudio de suelos	14
2.3.3. Estudio hidrológico	15
2.4. Cargas de diseño.	17

2.5. Diseño del puente vehicular del caserío Caciximche	18
2.5.1. Datos y especificaciones	18
2.5.2 Análisis estructural	18
2.5.3. Diseño de la subestructura	19
2.5.3.1. Diseño del estribo de concreto ciclópeo	19
2.5.3.2. Diseño de la viga de apoyo	27
2.5.3.3. Diseño de anclajes	29
2.5.3.3.1 Diseño de neopreno	29
2.5.3.4. Diseño de la cortina	30
2.5.4. Diseño de la superestructura	36
2.5.4.1. Diseño de la losa	36
2.5.4.1.1. Cálculo de momentos	36
2.5.4.1.2. Cálculo de peralte	39
2.5.4.1.3. Cálculo de esfuerzos	39
2.5.4.2. Diseño de vigas	45
2.5.4.2.1. Cálculo de peralte	45
2.5.4.2.2. Cálculo de momento	45
2.5.4.2.3. Cálculo de refuerzo	50
2.5.4.2.4. Diseño a corte	55
2.5.4.3. Diseño de diafragmas	62
2.5.4.3.1. Diseño de diafragma interior y exterior	62

2.5.5. Diseño del barandal	64
2.6. Presupuesto	70
2.6.1. Integración de costos	70
2.6.2. Cronograma de ejecución	71
3. PAVIMENTACIÓN DE LA RUTA CHAMELCO-CASERÍO CACIXIMCHE, 1ª. CALLE “A” ENTRE 3ra. AVENIDA Y 2da. AVENIDA, 2da CALLE ENTRE 3ª AVENIDA “A” Y 2da AVENIDA, 3er. AVENIDA “A” Y 2da. AVENIDA ENTRE 1er. CALLE Y 2da. CALLE, 3ra. AVENIDA ENTRE 0 CALLE Y 1er. CALLE “A” DE LA ZONA 1, DE LA CUIDAD DE SAN JUAN CHAMELCO, MUNICIPIO DE ALTA VERAPAZ.	
3.1. Justificación de la obra	73
3.1.1. Análisis de las necesidades	73
3.2. Descripción del proyecto	73
3.3. Especificaciones para el diseño	73
3.3.1. Objetivos del mejoramiento de caminos	73
3.3.2. Ubicación y localización	74
3.3.3. Definición de pavimento rígido	74
3.3.4. Elementos que integran el pavimento rígido	75
3.3.5. Efectos de la temperatura en la estructura de pavimento	77
3.3.6. Análisis de tránsito	79
3.4. Levantamiento topográfico	80

3.4.1. Altimetría	80
3.4.2. Planimetría	80
3.5. Estudio de suelos	80
3.5.1 Evaluación de sub-rasante	80
2.5.2. Ensayo de Suelo	81
3.5.2.1. Granulometría	82
3.5.2.2. Límites de Atterberg (líquido e índice plástico)	82
3.5.2.3. Valores soporte (CBR)	84
3.5.2.4. Densidad	84
3.6. Diseño de espesores	85
3.7.1. Diseño de carpeta de rodadura	85
3.7.2. Componentes de la sección típica	90
3.7. Movimiento de tierras	91
3.7.1. Cálculo de áreas	91
3.7.2. Cálculo de volúmenes	92
3.8. Estudio de impacto ambiental	93
3.9. Presupuesto	97
3.9.1. Integración de costos	97
3.9.2. Cronograma de ejecución	98

CONCLUSIONES	99
RECOMENDACIONES	101
BIBLIOGRAFÍA	103
APÉNDICES	105

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Geometría y diagrama de presiones de los estribos	20
2.	Diagrama de fuerzas actuantes en viga de apoyo	27
3.	Geometría y diagrama de presiones de cortina	30
4.	Diagrama de localización del punto de aplicación de la fuerza longitudinal	31
5.	Diagrama de posición donde ocurre el momento máximo	47
6.	Diagrama de momento máximo debido a sobrecarga	48
7.	Diagrama de corte y momento producido por la sobrecarga a 3 mts del apoyo	49
8.	Diagrama de corte máximo	56
9.	Diagrama de corte real y diseño	60
10.	Diagrama de carga en el barandal	65
11.	Diagrama de carga para diseño de postes	67
12.	Representación geométrica para el cálculo de volúmenes del movimiento de tierra	92

TABLAS

I.	Propiedades físicas de los suelos	15
II.	Cálculo del momento de volteo por el peso del estribo	20
III.	Cálculo del momento estabilizante, debido al muro	21
IV.	Cálculo del momento estabilizante sin carga viva	25
V.	Clasificación de vehículos, según categoría	86
VI.	Determinación de la reacción K, por medio C.B.R.	87
VII.	Tipos de suelos de sub-rasante y valor aproximado K	88
VIII.	Pavimento con juntas con agregados de trave	89

LISTA DE SÍMBOLOS

E.P.S.	Ejercicio Profesional Supervisado
INE	Instituto Nacional de Estadística
SNM	Sobre el nivel del mar
PCA	Asociación del Concreto Portland
AASHTO	Asociación Americana de Oficiales Estatales de Carreteras y transportes
A.S.T.M.	American Society for Testing Materials
D.G.C	Dirección General de Caminos
TPD	Tránsito promedio diario
TPDC	Tránsito promedio diario de camiones
MR	Módulo de ruptura del concreto
%	Porcentaje
Az	Azimut
D.H.	Distancia horizontal
BM	Banco de marca
PV	Punto de vuelta
m	Metro
ml	Metro lineal
Kms	Kilómetros
Kms/h	Kilómetros por hora
Δ	Ángulo de deflexión entre dos rectas
G	Grado de curva

PC	Principio de curva
PI	Punto de intersección horizontal
PT	Principio de tangente
LCV	Longitud de curva vertical
K	Constante de velocidad de diseño
PIV	Punto de intersección vertical
K.P.H.	Kilómetros por hora
Q	Caudal
I	Intensidad de lluvia
C	Coefficiente de escorrentía
L	Longitud
H	Altura
COGUANOR	Comisión Guatemalteca de normas
LP	Límite plástico
IP	Índice plástico
LL	Límite líquido
S.C.U.	Sistema de clasificación unificado
P.R.A.	Public Roads Administration
CM	Carga muerta
CV	Carga viva
I	Carga viva de impacto
E	Presión de tierra
T	temperatura
As	Área de acero
F'c	Esfuerzo a compresión del concreto
Fy	Límite de fluencia para el acero
S	Fuerza de sismo
W	Peso

GLOSARIO

Carretera	Es toda vía pública abierta a la circulación de vehículos, peatones y demás usuarios, cuyo tránsito es permanente.
Sección típica	Es la representación gráfica transversal y acotada que muestra las partes componentes de una carretera.
Línea central	Es el punto de referencia de donde van a partir todos los anchos o componentes de la carretera.
Talud	Son planos inclinados de la terracería que pertenecen a la sección típica que delimitan los volúmenes de corte y relleno; están comprendidos entre la cuneta y el terreno original.
Sub-rasante	Es la capa de terreno de una carretera que soporta la estructura de pavimento y se extiende a una profundidad en la que no le afecte la carga de diseño que corresponde al tránsito previsto y que, una vez compactada y afinada, tiene las secciones y pendientes especificadas en el diseño.
Rasante	Es la línea que se obtiene al proyectar sobre un plano vertical, el desarrollo de la corona en la parte superior del pavimento.
Cuneta	Son zanjas laterales paralelas al eje de la carretera, y su función es evacuar las aguas que caen sobre la superficie de la carretera, taludes y áreas adyacentes.

Caudal	Es el volumen de agua que pasa por una sección de flujo por unidad de tiempo. El caudal se expresa en litros por segundo.
Aleton o ala	Muro lateral colocado en la entrada y salida de los puentes, diseñado y construido para sostener y proteger los taludes.
Concreto ciclópeo	Es una combinación de concreto estructural y de piedra canto rodado o triturado, libres de arcilla o vegetación de tamaño no mayor de 30 mm.
Diafragmas	Elemento estructural perpendicular a las vigas principales de un puente, sirven para estabilizar y evitar esfuerzos por torsión de las vigas principales, estos pueden ser interiores y exteriores.
Estribo	Muro de apoyo de la superestructura de un puente, construido de concreto ciclópeo, concreto armado o mampostería.

RESUMEN

El municipio de San Juan Chamelco se encuentra ubicado en el departamento de Alta Verapaz. En la investigación realizada se pudo observar que la comunidad necesita desarrollo económico y comercial por lo cual necesita tener accesos eficientes y seguros.

Este documento está dividido en tres capítulos: en el primero se muestra el estudio monográfico realizado para el municipio de San Juan Chamelco; el cual nos dio la pauta de cuáles eran las necesidades reales del lugar, el estudio monográfico se enfoca directamente hacia el caserío Caciximche, ubicado en la zona 1 del municipio.

En el capítulo dos y tres se inclina por la parte de diseño, detalles constructivos, especificaciones de diseño, cronogramas de actividades, planos, cálculos, etc.

Este trabajo de graduación se espera que beneficie a la comunidad de San Juan Chamelco y que fomente su desarrollo vial.

OBJETIVOS

General:

- Los proyectos a desarrollar y diseñar en éste trabajo pretenden satisfacer la necesidad de la población, tanto por la falta de servicios indispensables para el desarrollo económico y productivo, como para brindar cobertura en la urbanización y desarrollo del municipio de San Juan Chamelco, departamento de Alta Verapaz.

Específicos:

1. Investigar las monografías del municipio, para diagnosticar las necesidades de servicios básicos e infraestructura y así proponer las soluciones más apropiadas para el municipio de San Juan Chamelco, Departamento de Alta Verapaz.
2. Diseñar el puente Caciximche para el municipio de San Juan Chamelco, A.V.
3. Establecer las especificaciones técnicas para diseño y mantenimiento del puente-Caciximche para el municipio de San Juan Chamelco, municipio de Alta Verapaz.
4. Establecer que el proyecto de pavimentación de calles y avenidas de la ciudad de San Juan Chamelco es la solución más apropiada ante el problema de la calidad vial.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de graduación es el resultado del Ejercicio Profesional Supervisado realizado en el municipio de San Juan Chamelco, departamento de Alta Verapaz, el cual tiene como objetivo fundamental, proporcionar soluciones técnicas en respuesta a las necesidades reales de la población.

Además de adquirir práctica de campo, ser estudiante epesista representa un apoyo para solucionar la carencia y deficiencias de infraestructura y servicios en las comunidades.

El presente anteproyecto se orienta al diseño de dos proyectos de beneficio social:

El diseño del puente Caciximche, municipio de san Juan Chamelco; proyecto que pretende satisfacer la necesidad que existe debido a la demanda de accesos, ya que con ello se lograría la única vía alterna de San Juan Chamelco a Cobán; la pavimentación de calles y avenidas del casco urbano de la ciudad de San Juan Chamelco y la unión del caserío Caciximche con la zona 1 de San Juan Chamelco, proyecto en el que se pretende convertir la terracería, en calles de pavimento rígido; ya que por el tiempo de vida de las calles actuales, ya no se encuentran en condiciones aceptables.

1. INVESTIGACIÓN PRELIMINAR

1.1 Monografía del municipio de San Juan Chamelco, A.V.

1.1.1. Reseña histórica

Según narraciones de ancianos, lo que hoy conocemos como San Juan Chamelco, se llamaba “Chup Li Choch” que en lengua Q’eqchi quiere decir “Ombligo de la Tierra”, los primeros colonizadores procedían de la ciudad de “Lem Hu” que quiere decir “Sombreado”.

Estos emigrantes venían buscando refugio, porque según los astrólogos, el lugar de procedencia iba a sufrir una catástrofe, por lo que pasaron mucho tiempo en encontrar el lugar indicado, buscando tierras altas para refugiarse, los primeros en llegar fueron: Olomán, Itzám, Tzujul, Sotzil, Socol, Leo. Se organiza entonces, la fundación del pueblo el día 24 de junio de 1543, en honor al apóstol San Juan Bautista, se realiza un gran festejo y se le da el nombre de San Juan Chamelco, en honor al patrono de la localidad.

Durante la época prehispánica, la región que comprendía el hoy Municipio: de San Juan Chamelco, pertenecía geográfica política y culturalmente a la Nación Olmo Ha (Cabecera del lugar) Al efectuarse la conquista política-pacífica, es decir, a los inicios de la época colonial española, permaneció en calidad de poblado de la provincia de Verapaz, también en lo religioso, debido a la falta de sacerdotes católicos.

A partir de 1558, año en que la provincia de Verapaz es instituida como alcaldía mayor, el pueblo de San Juan Chamelco pasa a formar parte de ella. Este pueblo dista a 7 km de Cobán.

No hay fecha específica de su fundación, únicamente se hace relación por fuentes que fueron escritas por los frailes dominicos. Como es de conocer antes de la venida de los frailes, esta región estaba habitada por indígenas (OLMO NAH) con predominancia Q'eqchi y vivían en forma dispersa.

Para tener una mejor panorámica con relación a la forma en que ha asentado la población de Chamelco, en el desarrollo de su historia, centramos al siglo XVI, se realizan en el reino de Guatemala varios censos de población, siendo éstos de carácter oficial y otros de carácter religioso, los segundos pretendían principalmente averiguar el número de gente no doctrinada, aparte de otros asuntos concernientes a lo religioso.

Durante los primeros censos de 1,548 y 1,550 con fines de tasación, se realizan censos en Guatemala. La zona de Verapaz posee una población totalmente indígena y está bajo el gobierno de los dominicos, y por este motivo conserva independencia política para 1,571, los dominicos realizaron el primer censo de población calculada en 2,220 habitantes tributarios.

1.1.2. Características de la población

1.1.2.1. Localización y ubicación

LATITUD

LONGITUD

15° 28' 07"N

90° 22' 36"O

1.1.2.2. Colindancias

Limita al norte este con los municipios de San Pedro Carchá y Cobán, al oeste con Cobán, al sur con Tamahú.

1.1.2.3. Clima

Es variado debido a que su formación geológica presenta diferentes alturas sobre el nivel del mar, el Clima: predominante es el templado, que oscila entre 18.7 a 23° C. su altura máxima a promedio es de 1,900 metro sobre el nivel del mar.

1.1.2.4. Topografía y suelo

La cabecera municipal está situada en un valle llamado “San Juan” circundado de montañas que adquieren diferentes denominaciones en Idioma nativo, según el punto cardinal donde se encuentran.

Al norte la montaña, denominada CAN CHAJ, en Q’eqchí pita del pino, al sur la montaña cuyo nombre es “Xucaneb” sin traducción al oriente la montaña “Paapa” que significa agua potable, de papá a mitad del Valle corre un río llamado Chió que significa “En aguacatales”.

1.1.2.5. Organización comunitaria

- BIDAS:
Organización que vela por la conservación de los bosques, se desenvuelven conservación del hábitat de Quetta; desarrollo comunitario-ecoturismo.

- **FUNMAYAN:**
Una organización maya constituida y fundada por mujeres. Trabaja para mejorar el desarrollo y la participación de las mujeres mayas.
- **PAVA:**
Organización de servicios apolíticos, no religioso. Cuyo fin es el de contribuir a mejorar las condiciones de vida de la población rural de Guatemala.

1.1.2.6. Población

POBLACIÓN POR SEXO:

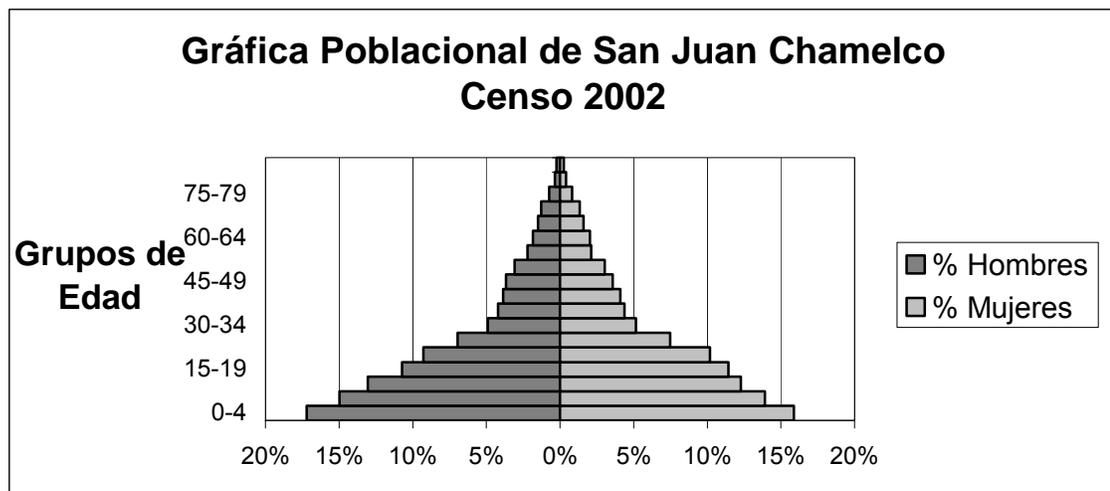
Hombres	Mujeres	Total
19,138	19,835	38,973
49%	51%	100%

POBLACIÓN POR ÁREA:

Urbana	Rural	Total
9,626	29,347	38,973
25%	75%	100%

POBLACIÓN POR GRUPOS POR EDAD

De 0 a 6 años	8,819	22.63%
De 7 a 14 años	8,174	20.97%
De 15 a 17 años	2,643	6.78%
De 18 a 59 años	16,929	43.44%
De 60 a 64 años	754	1.93%
De 65 y más años	1,654	4.24%



POBLACIÓN POR GRUPO ÉTNICO

Indígena	No indígena	Total
38,168	805	38,973
98%	2%	100%

POBLACIÓN POR PERTENENCIA ÉTNICA

Maya	Xinka	Garífuna	Ladina	Otra
38149	1	0	808	15
97.89%	0.00%	0.00%	2.07%	0.04%

1.1.2.7. Condiciones sanitarias

HOGARES POR TIPO DE SANITARIO	
Total hogares	7043
Disponen de servicio sanitario	6611
Hogares que no disponen servicio sanitario	432
• Servicios exclusivos	6484
Letrina o pozo ciego exclusivo	5181
Excusado exclusivo	34
Inodoro conectado a red drenaje	643
Inodoro conectado a Fosa Séptica	626
• Total Servicios compartido entre varios	127
Excusado compartido	7
Inodoro conectado a red drenaje compartido	38
Letrina o pozo ciego compartido	82

1.1.3. Aspectos económicos

1.1.3.1. Producción

AGRÍCOLA

Entre los principales cultivos del Municipio: están: El Maíz y el frijol, repollo, el café, el té, la verdura, la miel de abeja, el cardamomo, el aguacate, la pimienta gorda, el chile, arroz, el cacao y las frutas como: naranja, banano, etc.

ARTESANAL:

En el Municipio: un 30% de la población se dedica a la fábrica de hamacas, lazos, petates, la materia prima la obtienen de los mismos productos que siembran como: El maguey, también elaboran mesas, sillas, camas roperos, y otro tipo de muebles, la materia prima la obtienen los árboles provocando esta situación la deforestación, la cual afecta el medio ambiente y actualmente se está trabajando un proyecto sobre Educación Ambiental en los establecimientos educativos del nivel primario. En cuanto a la elaboración de

textiles, por lo general son las mujeres las que se dedican a esta actividad, elaborando güipiles, servilletas, manteles.

La mayoría de sus habitantes como podemos observar, se dedican a faenas agrícolas y artesanales y dentro de lo mencionado anteriormente está también la elaboración de objetos de jarca, alfarería, tejidos, cestería, muebles así como instrumentos musicales, escobas de palma, platería, cererilla, cohetería y tejas.

1.1.4. Aspectos de infraestructura

1.1.4.1. Infraestructura básica

1.1.4.1.1. Acceso y vías de comunicación

COMUNICACIÓN:

Cuenta en su interior con caminos de herradura que le son de utilidad para comunicarse con las comunidades rurales entre estas: Camino vecinal de Chamil, Campat, San Marcos y Pura.

TRANSPORTE:

Los medios de transporte más usados son: Los buses urbanos, vehículos, camiones que viajan a la cabecera departamental y comunidades cercanas.

1.1.4.1.2. Servicios públicos

En San Juan Chamelco Alta Verapaz, el servicio de energía eléctrica lo proporciona la empresa Eléctrica domiciliar y pública.

El servicio de energía eléctrica es distribuido en hogares de la cabecera municipal de San Juan Chamelco, Alta Verapaz.

1.1.4.1.3. Vivienda

TIPO DE VIVIENDA		
Casa formal	7790	92.62%
Apartamento	6	0.07%
Cuarto en casa de vecindad (palomar)	3	0.04%
Rancho	525	6.24%
Casa improvisada	82	0.97%
Otro tipo	5	0.06%
Total Viviendas	8,411	100%

MATERIAL PREDOMINANTE EN LAS PAREDES EXTERIORES		
Total locales de habitación particulares	8411	100%
Ladrillo	14	0.17%
Block	1284	15.27%
Concreto	17	0.20%
Adobe	6	0.07%
Madera	6749	80.24%
Lámina metálica	1	0.01%
Bajareque	40	0.48%
Lepa, palo o caña	295	3.51%
Otro material	5	0.06%

MATERIAL PREDOMINANTE EN EL TECHO		
Total locales de habitación particulares	8411	100%
Concreto	26	0.31%
Lámina metálica	7423	88.25%
Asbesto cemento	9	0.11%
Teja	12	0.14%
Paja, palma o similar	936	11.13%
Otro material	5	0.06%

MATERIAL PREDOMINANTE EN EL PISO		
Total locales de habitación	8411	100%

particulares		
Ladrillo cerámico	63	0.75%
Ladrillo de cemento	492	5.85%
Ladrillo de barro	10	0.12%
Torta de cemento	915	10.88%
Parqué	0	0.00%
Madera	56	0.67%
Tierra	5434	64.61%
Otro material	0	0.00%
Material no especificado	1441	17.13%

1.1.4.2. Infraestructura social

1.1.4.2.1. Salud

Centro de salud Tipo “B”

02 Clínicas privadas

Se cuenta con 04 puestos de Salud en las comunidades de:

- Chajaneb
- Sacquil
- Campat, y
- Chamil.

1.1.4.2.2. Educación

En el Municipio: de San Juan Chamelco, se desarrollan los niveles educativos de PRE-primaria, primaria, básico y diversificado.

En cuanto a los recursos físicos cuenta con:

51 escuelas de PRE.- primaria urbanas y rurales

44 escuelas de primaria en las dos áreas.

02 Institutos por Cooperativa en las dos áreas con jornadas matutinas vespertinas

01 Instituto de Educación Radiofónica.

01 Centro de CONALFA

08 Centros Educativos del proyecto de desarrollo (PRODESA).

ANALFABETISMO (Población de 7 años y más de edad)

Hombres	Mujeres	Total
5,415	8,767	14,182
18%	29%	47%

NIVEL DE ESCOLARIDAD

Ninguno	13415	44.49%
Pre-primaria	873	2.90%
Primaria 1-3 grado	7557	25.06%
Primaria 4-6 grado	5060	16.78%
Media 1-3 grado	1793	5.95%
Media 4-7 grado	1042	3.46%
Superior	414	1.37%

2. DISEÑO DEL PUENTE CACIXIMCHE SAN JUAN CHAMELCO, ALTA VERAPAZ.

2.1 Descripción del proyecto

2.1.1. Puente vehicular caserío Caciximche.

El proyecto consiste en un puente de dos vías, de 16.00 metros de largo y un ancho de rodadura de 7.10 mts. Está compuesto de una sección de viga y losa, simplemente apoyada, vigas de apoyo, estribos de concreto ciclópeo y sus barandales de protección, basándose para su diseño, en las normas AASHTO y ACI para los elementos de concreto.

2.2. Criterios y especificaciones para el diseño de puentes de concreto de sección de viga y losa.

Para efectos de diseño, se aplicará lo siguiente:

1. Recubrimientos: AASHTO 8.22 medido del rostro de la barra a la superficie del concreto: 8 cms. para cimientos y muros, 5 cms. para losas arriba y 2.5 cms. abajo, 5 cms. para columnas y vigas.
2. Longitud de desarrollo: AASHTO 8.24.1.2 se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria a partir del punto donde se requieren por diseño, siendo ésta la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra a la luz/20.
3. Traslapes: AASHTO 8.25 D.G.C. 509.080 se calculan con base a la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No.10, de tal modo que

desarrolle un 125% del F_y nominal de la barra, siguiendo la especificación AASHTO 8.33.2, evitando localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea, deberán colocarse alternos a cada 60 cms.

4. Ganchos: AASHTO 8.23.2.2 los dobleces deben 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.

Para la superestructura se debe tomar en cuenta:

1. La acera y el barandal se deben construir posteriormente a que las vigas se hayan deflectado libremente.
2. Se debe colocar una capa de 5 cms. de espesor de asfalto para proteger la superficie del concreto y eliminar irregularidades en la superficie del mismo.
3. 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:

1. Los estribos deben ser diseñados para la capacidad soporte establecida en el estudio de suelo y a la profundidad definida.
2. Deberá evitarse la explotación de los bancos de materiales circundantes a las riberas del río.
3. No se debe permitir la destrucción de los bancos de materiales, de manera que las excavaciones sean del tamaño estrictamente necesario para acomodar los estribos.
4. Proporcionarse adecuado drenaje a los estribos para evitar sobrepresiones.

2.3. Información preliminar, metodología empleada, resultados obtenidos para el diseño del puente vehicular caserío Caciximche.

2.3.1. Estudio topográfico

Es el punto de partida para llevar a cabo el diseño de los puentes, muestra gráficamente las condiciones del lugar en el cual se construirán los mismos, para poder estudiar la problemática que se presenta; para determinar las dimensiones de los componentes estructurales de los puentes y darle una solución adecuada. El método que se utilizó fue el de taquimetría, para lo cual se empleó un equipo topográfico que consta de lo siguiente:

- 1 Teodolito marca FOIF modelo DT105C
- 1 Cinta de 50m.

1 Estadal metálico de 4m.

1 Plomada

1 Juego de estacas

2.3.2. Estudio de suelos

Es necesario conocer las características propias del suelo en donde se ubicará la subestructura de un puente para poder determinar las dimensiones geométricas que tendrá la cimentación que se utilizará para soportar la superestructura y para asegurar que la estructura no tenga asentamientos importantes y que la misma no sea inestable.

Se debe de explorar el suelo hasta encontrar un estrato firme para cimentar y determinar el valor soporte del suelo; se debe determinar el peso que tiene el suelo y que provocará fuerzas de empuje en la cimentación de manera que podamos analizar la estabilidad de la misma.

Básicamente los ensayos que se deben de realizar para la construcción de un puente son:

- Sondeo dinámico.
- Ensayo de compresión triaxial.

Se realizó un ensayo de compresión triaxial de suelo, en un extremo del puente, exactamente donde se cimentará un estribo; extrayendo una muestra inalterada a una profundidad de 2.50 metros del nivel de rasante actual, se determinó esta profundidad el estrato es estable según verificación ocular del diseñador. El tipo de suelo es un limo arcillo-arenoso color café.

A continuación se muestra los datos del ensayo triaxial y el valor soporte del suelo, determinado mediante la utilización del método de capacidad soporte Dr. Terzaghi.

Tabla I. Propiedades físicas del suelo

Proyecto	Descripción del suelo	Valor ² Soporte (T/m ²)	Peso Específico(T/m ³)
Puente Caciximche, Alta Verapaz.	Arcilla limo arenosa color café	27.44	2.31

2.3.3. Estudio hidrológico

Siendo un puente una obra de drenaje, se hace necesario realizar estudios que nos indiquen el comportamiento del cuerpo de agua, por el cual se atravesará su cauce, de manera que se garantice el correcto funcionamiento, tanto de la subestructura como de la superestructura. Existen diversos métodos para determinar el caudal de una cuenca, tal es el caso del llamado método racional y que será el utilizado para calcularlo. Es este el más apropiado, ya que se determina con base a factores propios del lugar.

El caudal se calcula por medio de la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

En donde:

Q = Caudal en m³/s

C = Coeficiente de escorrentía

I = Intensidad de lluvia en mm/h

A = Área de la cuenca en Ha

Cálculo del área tributaria

Es el área que contribuye a la escorrentía superficial de una cuenca y que se ve determinada por los puntos más altos que se encuentran rodeando a la misma.

El área que nos interesa no es precisamente toda la cuenca del río; sino que la porción de dicha cuenca que conducirá determinada cantidad de agua que pasará por un punto en el cual se ubicará la obra.

Para determinar el área tributaria se empleó un mapa a escala 1:50000 del Instituto Geográfico Nacional (I.G.N.), de donde se obtuvieron los siguientes datos:

Área tributaria para el puente de la cabecera CACIXIMCHE= 200 Ha

Análisis hidrológico de la cuenca

Se deben determinar los datos que se necesitan para calcular el caudal del río, el coeficiente de escorrentía y la intensidad de lluvia. Estos datos son propios de cada lugar.

Dado que no se encuentra localizada una estación hidrométrica en el municipio, se utilizaron datos proporcionados por el INSIVUMEH obtenidos de la estación más cercana y se utilizará el dato de precipitación ocurrida en un lapso de 24 horas y que se presentó en el año de 1995, durante el mes de septiembre y que fue de 240 mm. Por lo que $I=10\text{mm/hr}$.

El coeficiente C, de la escorrentía, tendrá un valor de 0.6, por ser un área bastante montañosa

Cálculo del caudal máximo

Para determinar el caudal utilizaremos el método racional.

Método racional

A través de este método, se define la crecida máxima de acuerdo a las curvas de Intensidad-Duración de lluvia, elaboradas en la estación meteorológica más cercana al punto donde se ubicará el puente. Se calcula mediante la fórmula:

$$Q = \frac{CIA}{3.60} = \frac{0.07 * 10.00 * 200}{3.60} = 38.89 \text{ m}^2 / \text{s}$$

2.4. Cargas de diseño.

La estructura debe ser diseñada para las siguientes cargas:

- Carga muerta
- Carga viva
- Impacto
- Vibratorio de la carga viva

2.5. Diseño del puente vehicular del caserío Caciximche

2.5.1. Datos y especificaciones

Luz libre	= 14.90 mts.
Luz eficaz	= 16.00 mts.
Ancho útil	= 7.10 mts.
Ancho total	= 8.40 mts.
Esfuerzo máximo del concreto $f'c$ (3,000 PSI)	= 210 kg/cm ² .
Esfuerzo de fluencia del acero Fy (40,000 PSI)	= 2810 kg/cm ² .
Tensión admisible en concreto $fc=0.45f'c$	= 126.45kg/cm ²
Tensión admisible en acero fs	= 1400 kg/cm ² .
Peso volumétrico concreto ciclópeo Wcc	= 2700 kg/m ³ .
Peso volumétrico concreto armado Wc	= 2400 kg/m ³ .
Peso volumétrico del asfalto Wa	= 2100 kg/m ³ .
Peso volumétrico del suelo Ws *	= 1700 kg/m ³ .
Capacidad de soporte del suelo Vs *	= 20000 kg/m ² .
Profundidad de cimentación desde la rasante H *	= 4.00mts.
Sobrecarga	= HS 20-44.

2.5.2 Análisis estructural

El sistema estructural total de un puente consiste en la superestructura, subestructura y cimentación. La superestructura, particularmente para puentes largos, es separada en secciones mediante juntas de expansión que permiten la expansión o contracción del puente sin introducir grandes esfuerzos o deformaciones a elementos individuales, o bien, por juntas de construcción articuladas que forman parte de un sistema particular de construcción.

2.5.3. Diseño de la subestructura

2.5.3.1. Diseño del estribo de concreto ciclópeo

El primer análisis consistirá en chequear el volteo, deslizamiento y presiones.

Se utilizarán las siguientes fórmulas:

$$\text{Volteo} = \frac{ME}{MV} > 1.5$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 * \frac{W}{E} > 1.5$$

$$\text{presiones} = P = \frac{W}{a \left[1 \pm \left(6 * \frac{e}{b} \right) \right]} < 20,000 \frac{kg}{m^2} \text{ (Valor soporte del}$$

suelo)

ME = Momento estabilizante

MV = Momento de volteo

W = Fuerzas se opone al deslizamiento

E = Fuerzas que produce el deslizamiento

e = excentricidad

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

Siendo:

$$a = \frac{ME - MV}{W}$$

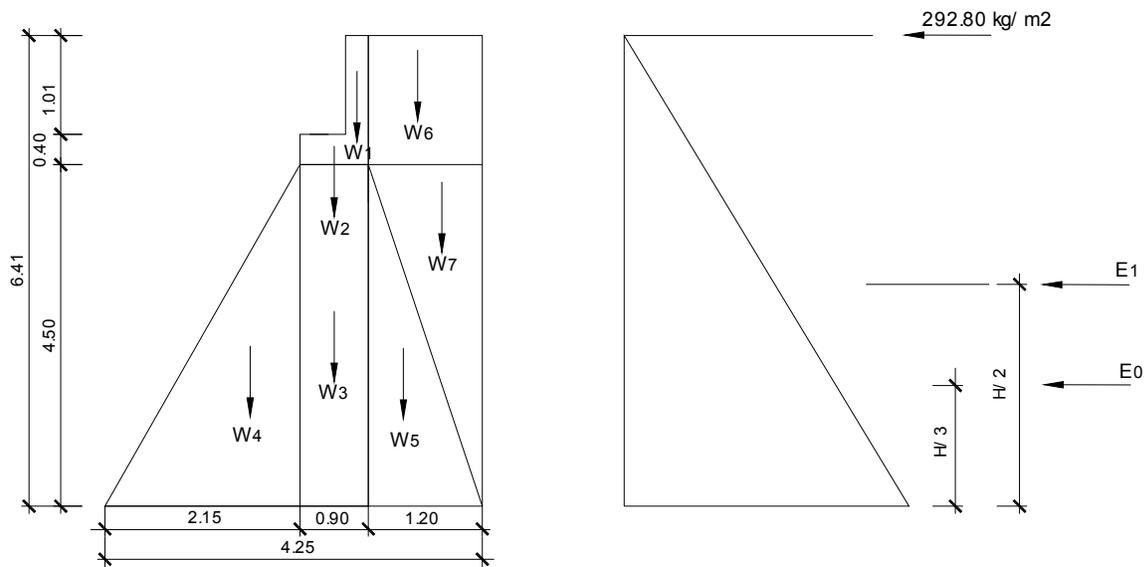
Estas verificaciones se efectúan para el muro solo, el muro con superestructura y carga viva y para la verificación por sismo en el cual no se considera carga viva.

Datos:

Peso del concreto ciclópeo W_{cc} = 2,700 kg/m³.

Peso del concreto armado W_c	= 2,400 kg/m ³ .
Peso del suelo W_s	= 1,700 kg/m ³ .
Equivalente líquido	= 480 kg/m ³ .
Capacidad soporte del suelo V_s	= 20,000 kg/m ² .

Figura 1. Geometría y diagrama de presiones de los estribos



Momento de volteo (MV)

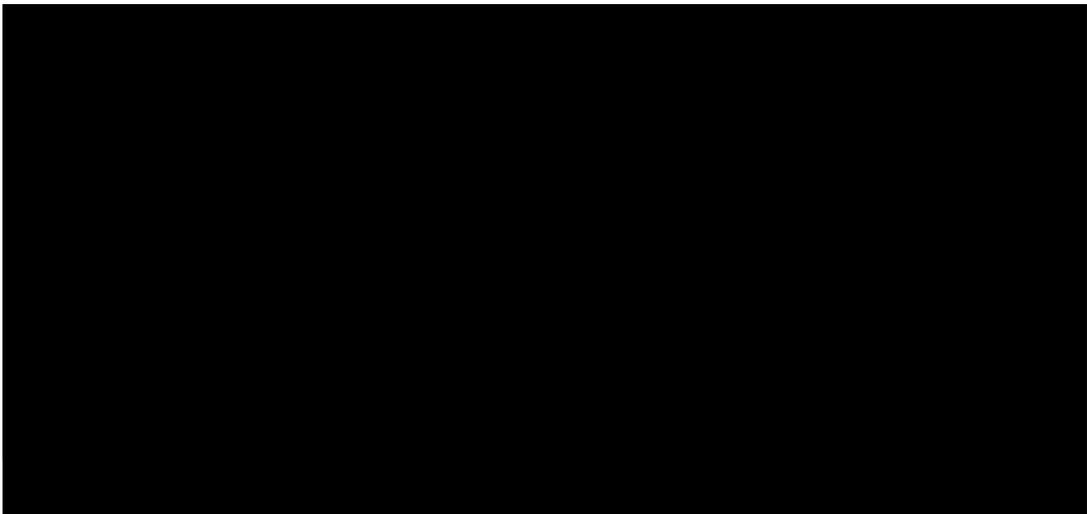
Tabla II. Cálculo de momento de volteo producido por el peso del estribo

--	--

Momento estabilizante (ME)

La tabla III muestra integración de cargas que producen momento respecto del punto "B" en la figura 1.

Tabla III. Cálculo del momento estabilizante debido al muro



Chequeo solo del muro, sin considerar la sobrecarga.

$$I. \text{ Volteo} = \frac{ME}{MV} > 1.5$$

$$\text{Volteo} = \frac{104617 \cdot .07}{20647 \cdot .79} = 5.07 > 1.5 \text{ Ok .}$$

$$II. \text{ deslizamiento} = 0.5 * \frac{W}{E} > 1.5$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 * \frac{40247 \cdot .85}{9615 \cdot .89} = 2.09 > 1.5 \text{ Ok .}$$

$$III. \text{ presiones } = P = \frac{W}{a} * \left[1 \pm \left(6 * \frac{e}{b} \right) \right] < 20,000 \frac{kg}{m^2}$$

$$a = \frac{ME - MV}{W}$$

$$a = \frac{104617.07 - 20647.79}{40247.85} = 2.09 \text{ mts.}$$

$$3a = 3 * 2.09 = 6.26 > 3.90 \text{ mts.}$$

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

Excentricidad

$$e = \frac{4.25}{2} - 2.09 = 0.04$$

$$P = \frac{W}{a} * \left[1 \pm \left(6 * \frac{e}{b} \right) \right] < 20,000 \frac{kg}{m^2}$$

$$P = \frac{40247.85}{2.09} \left[1 \pm \left(6 * \frac{0.04}{4.25} \right) \right] =$$

$$P_{Max.} = 9987.42 \frac{kg}{m^2} < 20,000 \frac{kg}{m^2} \text{ Ok.}$$

$$P_{Min.} = 8952.74 \frac{kg}{m^2} > 0.000 \frac{kg}{m^2} \text{ Ok.}$$

Como se puede observar las presiones máximas y mínimas no sobrepasan el valor soporte real del suelo, por lo que las dimensiones del muro, son aptas para su construcción.

Chequeo del muro con superestructura y carga viva

La siguiente verificación que se hará al estribo es sumarle su propio peso, el peso propio de la superestructura y la carga viva. La carga viva es la reacción que resulta cuando el eje trasero de la sobrecarga está en el apoyo R1= 21,649.75 Kg.

El punto de aplicación (brazo) será el punto medio de la base 2.125 m. El peso de la superestructura se calcula de la siguiente forma:

Carga muerta:

$$\begin{aligned} W_{\text{losa}} &= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.18 \text{ m} \times 18 \text{ m}^2 &= 7698.00 \text{ Kg.} \\ W_{\text{nervio}} &= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 1.03 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \times 5.00 \text{ m} &= 6180.00 \text{ kg} \\ W_{\text{acera}} &= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.60 \text{ m} \times 0.20 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} &= 288.00 \text{ Kg.} \\ W_{\text{diafragma}} &= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 0.30 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \times 8.00 \text{ m} &= 2880.00 \text{ Kg.} \\ C_{\text{muerta}} &= &= \underline{17046.60 \text{ Kg.}} \end{aligned}$$

Luego de integrar las cargas, se obtiene un nuevo momento estabilizante (ME_2), que es el que produce la aplicación de la carga viva y la carga muerta. La suma de ME_2 y ME (peso propio del estribo), darán como resultado el momento estabilizante total. Se hará el mismo procedimiento para calcular los valores de a y e , para el cálculo de presiones que no deben de exceder del valor soporte del suelo.

$$ME_2 = [CV + CM] * \text{brazo}$$

$$ME_2 = [21649.75 \text{ kg} + 17046 \text{ kg}] * 2.125 \text{ m} = 82035 \text{ kg} - m$$

$$ME_{\text{total}} = ME_2 + ME = 82035 \text{ kg} - m + 104617.07 \text{ kg} - m = 186652.06 \text{ kg} - m$$

$$WE = [W + CV + CM]$$

$$WE = [40247 .85 + 17046 + 21649 .75] = 78943 .6 \text{ kg}$$

Verificación de presiones:

$$a = \frac{MET - MV}{CM + CV + W}$$

$$a = \frac{186652 .06 - 20647 .79}{17046 + 21649 .75 + 40247 .85} = 2.10 \text{ Ok}$$

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

$$e = \frac{4.25}{2} - 2.10 = 0.025 \text{ m}$$

$$P_1 = \frac{WE}{a} * \left[1 + \frac{6 * e}{b} \right]$$

$$P_1 = \frac{78943 .6}{2.10} * \left[1 + \frac{6 * 0.025}{4.25} \right] = 19230 .55 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \text{ Ok.}$$

$$P_2 = \frac{WE}{a} * \left[1 - \frac{6 * e}{b} \right]$$

$$P_2 = 17919 .38 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \text{ ok.}$$

La tercera y última verificación se hará por sismo, para esta prueba no se considerará la carga viva, se sumará el peso del muro (W) y la carga muerta (CM), para obtener una carga total (W2), así mismo se sumará el momento estabilizante (ME) y el generado por la carga muerta (CM x brazo), para obtener el momento estabilizante (ME3), también se calcula la fuerza horizontal (FH) que se produce, aplicándoles el factor por sismo del 8% .

Con los datos obtenidos se realiza el procedimiento de verificar nuevamente el estribo por volteo, deslizamiento y presiones, considerando los mismos parámetros que para la verificación de muro solo.

$$W_2 = W + CM = 40247 .85 \text{ kg} + 17046 \text{ kg} = 57293 .85 \text{ kg} .$$

$$ME_3 = ME + (CM * brazo) = 104617 .07 \text{ kg} - m + (17046 \text{ kg} * 2.12) = 140754 .59 \text{ kg} - m .$$

$$ME_3 = 140754 .59 \text{ kg} - m$$

$$FH = 1.08 * E + 0.08 * W_2$$

$$FH = 1.08 * 9615 .86 + 0.08 * 57293 .85 = 14968 .04 \text{ kg} .$$

Tabla IV. Cálculo del momento estabilizante sin carga viva

$$MEQ = 0.08 * MV_2 = 0.08 * 91412 .40 \text{ kg} - m = 7313 \text{ kg} - m$$

$$MV_3 = (1.08 * MV) + (CM * 0.08 * h') + MEQ$$

$$MV_3 = (1.08 * 20647 .79) + (17046 * 0.08 * 4.4) + 7313 = 35612 .81 \text{ kg} - m$$

Verificaciones:

$$\text{Volteo} = \frac{ME_2}{MV_3}$$

$$\text{Volteo} = \frac{82035 \text{ kg} - m}{35612 .81 \text{ kg} - m} = 2.30 \text{ Ok} .$$

$$\text{Deslizamiento} = \frac{0.50 * W_2}{FH}$$

$$\text{Deslizamiento} = \frac{0.50 * 57293 .85}{14968 .64} = 1.91 \quad \text{Ok.}$$

Presiones:

$$a = \frac{ME_3 - MV_3}{W_2}$$

$$a = \frac{140754 .59 - 35612 .81}{57293 .85} = 1.84$$

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

$$e = \frac{4.25}{2} - 1.84 = 0.285 \quad m$$

$$P_1 = \frac{W_2}{a} * \left[1 + \frac{6 * e}{b} \right]$$

$$P_1 = \frac{57293 .85}{4.25} * \left[1 + \frac{6 * 0.28}{4.25} \right] = 18809 .83 \quad \frac{kg}{m^2} \quad \text{Ok.}$$

$$P_2 = \frac{W_2}{a} * \left[1 - \frac{6 * e}{b} \right]$$

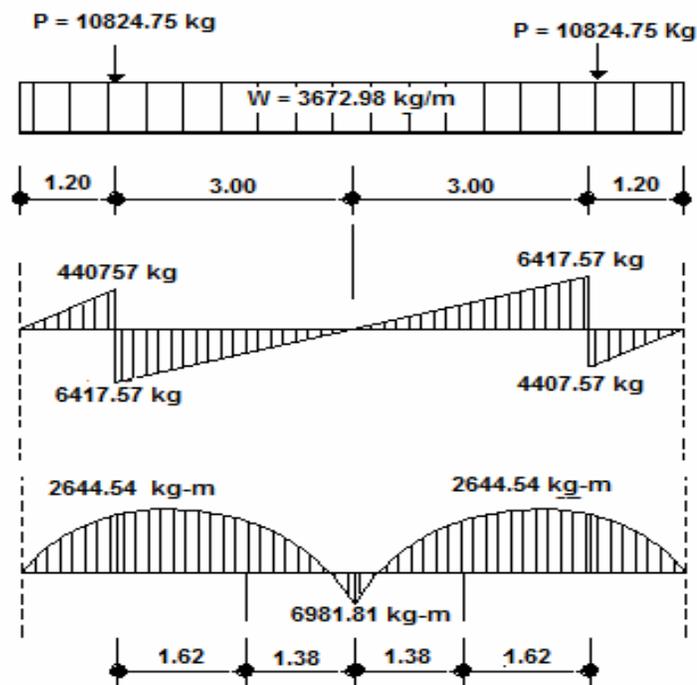
$$P_2 = \frac{57293 .85}{4.25} * \left[1 - \frac{6 * 0.28}{4.25} \right] = 8151 .98 \quad \frac{kg}{m^2} \quad \text{Ok.}$$

Con los resultados obtenidos, se concluye que los valores de las fuerzas no exceden el valor soporte del suelo.

2.5.3.2. Diseño de la viga de apoyo

Es la viga transversal, en la cual se apoyarán las vigas principales (longitudinales). En la figura 2 se muestra el diagrama de cargas que actúan en la viga de apoyo, se diseña por aplastamiento.

Figura 2. Diagrama de fuerzas actuantes en viga de apoyo



a) Cálculo de refuerzo por flexión.

Las dimensiones de la viga son: 80 cm de base por 40 cm de peralte, se diseña con el momento máximo que nos indica la figura 2.

Datos:

$M_{(\text{Diseño})} = 6981.81 \text{ kg}$	$\beta_1 = 0.85$	$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$
$d = 27.50 \text{ cm.}$	$b = 30.0 \text{ cm.}$	$F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
$\emptyset = 0.90$	$h = 40.00 \text{ cm}$	

Se calcula las áreas de acero, los resultados son los siguientes:

$$A_{s(\min)} = 16.06 \text{ cm}^2 < A_s = 7.51 \text{ cm}^2 < A_{s(\max)} = 59.74 \text{ cm}^2$$

Utilizar $A_{s(\min)}$, distribuyendo 8 No.6, distribuidos en la viga de apoyo, (Ver planos).

b) Cálculo de refuerzo por corte

En la figura 2, se muestra el corte máximo, que resulta de integrar gráficamente, las cargas distribuidas y puntuales.

Datos:	$V_{(\text{Diseño})} = 6417.57 \text{ kg}$	$\beta_1 = 0.85$	$f_y = 2810$
	kg/cm^2		
	$\xi_s = 2.10\text{E}+06 \text{ kg/cm}^2$	$d = 37.5 \text{ cm.}$	$b = 80 \text{ cm.}$
	$F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	$\emptyset = 0.90$	$h = 40 \text{ cm}$

$$\phi_{(VC)} = \beta_1 * 0.53 \sqrt{f'_c} * bw * d$$

$$\phi_{(VC)} = 0.85 * 0.53 \sqrt{210} * 80 * 37.5$$

$$\phi_{(VC)} = 19,585.10 \text{ kg}$$

Según los resultados, el corte de diseño es menor que el que resiste el concreto, por lo cual se reforzará a un espaciamiento $d/2 = 37.5/2 = 18.75 = 18$ cm. Utilizar estribo No.4 @ 0.15 m.

2.5.3.3. Diseño de anclajes

2.5.3.3.1 Diseño de neopreno

En los apoyos se deberá colocar neopreno, que es una especie de caucho, el cual permite una homogeneidad en la unión de la viga principal, con la viga de apoyo, permitiendo un equilibrio de esfuerzos.

Existen diferentes resistencias para este tipo de material, según las cargas y colocando específicamente el necesitado, no es necesario colocar neopreno en toda la superficie de contacto de la viga de la superestructura con la viga de apoyo. Se calculará de la forma siguiente:

El aplastamiento = Corte último o de diseño, Será $P = 69886.79 \text{ kg}$.

Área de aplastamiento = A_p

$$A_p = \frac{P}{\phi * f'_c}$$

Donde:

P = Corte último de diseño (Ver figura 2)

A_p = Área de aplastamiento en cm^2 .

$$A_p = \frac{69886.79}{0.71 * 210} = 468.72 \text{ cm}^2$$

$$b = \sqrt{468.72} = 21.65 \text{ cm}.$$

Utilizar una base de Neopreno de $25 * 25 * 5 \text{ cm}$.

2.5.3.4. Diseño de la cortina

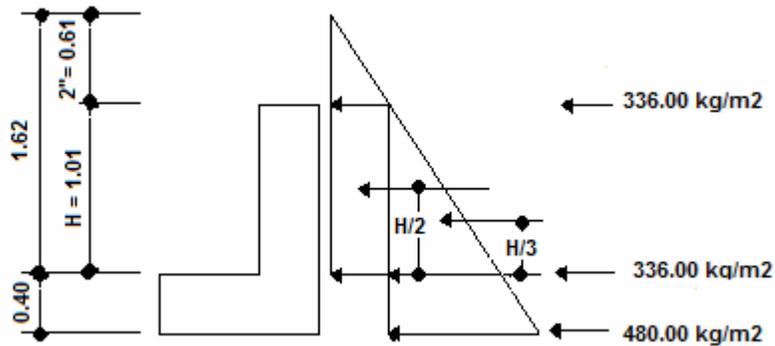
Se parte del criterio que la cortina está empotrada a la viga de apoyo. Las fuerzas que intervienen son:

Empuje de tierra

AASHTO 3.20, considera una sobrecarga del suelo con un equivalente líquido de 2 pies (0.61 m.) de alto, con una presión de 480 kg/m³ (30 Lb/pie³). El peso del suelo se toma con el equivalente líquido de 480 kg/m².

En la figura 3, se muestra el diagrama de fuerzas que actúan sobre la cortina y a la vez, el dimensionamiento de la misma.

Figura 3. Geometría y diagrama de presiones de la cortina.

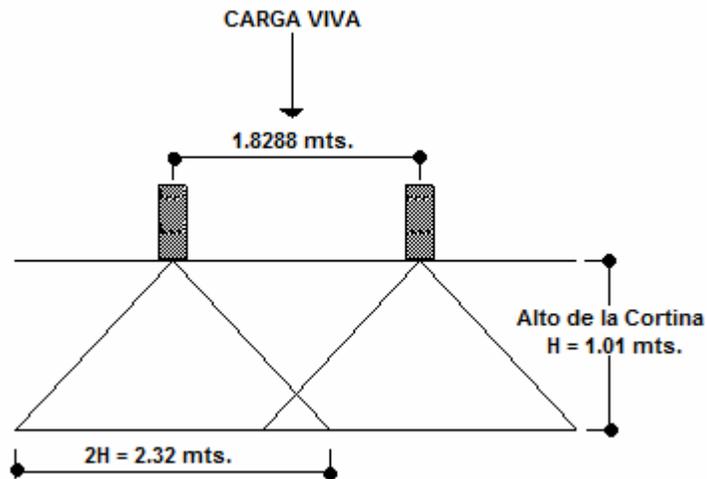


$$E = [336 * 1.01] * [336 * 0.5 * 1.01] = 509.04 \frac{kg}{m}$$

2.16.2 Fuerza longitudinal (LF)

Según AASHTO 1.2.13 la fuerza longitudinal, debe ser el 5% de la carga viva y su centro de gravedad, se asume a 1.8288 m. sobre la rodadura.

Figura 4. Diagrama de localización del punto de aplicación de la fuerza longitudinal



$P_{\text{camión}} = 14514.96 \text{ Kg. Por eje}$

$P = 7,257.48 \text{ Kg. Por llanta}$

$$LF' = \frac{0.05 * P}{2H}$$

$$LF' = \frac{0.05 * 7257.48}{2 * 1.01} = 179.64 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Por ser dos llantas: $LF = 2 * 179.64 = 179.64 \text{ kg/m}$

Actuando a 6' sobre la superficie de la losa (AASHTO 3.9.1)

El brazo de la LF: $\text{Brazo} = 6' + H_{\text{cortina}} = 1.8288 + 1.01 = 2.839 \text{ mts.}$

Fuerza de sismo (S)

Se usará un coeficiente sísmico de 8%, se multiplicará al peso de la cortina para determinar la fuerza por sismo (E.Q.). El punto de aplicación de la fuerza se localiza en el centro de gravedad, actuando horizontalmente.

$$\text{Peso propio de cortina} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.4 \text{ m} * 1.01 \text{ m} = 969.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$E.Q. = 0.08 * 969.6 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 77.57 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Punto de aplicación = 0.505 m

Combinación de las cargas

Grupo I:

Se consideran únicamente el momento producido por el empuje, tomándose como referencia el diagrama de presiones para localizar los puntos de aplicación de las fuerzas.

$$M = E * b = (E_1 * b_1) + (E_2 * b_2)$$

$$M = [(336 * 1.01) * (1.01)] + [(336 * 0.5 * 1.01) * (0.33 * 1.01)]$$

$$M = 222.79 \text{ kg-m}$$

Grupo III. Esfuerzo.

Actúan en este grupo, el momento producido por la fuerza de empuje y la fuerza longitudinal.

$$M = E_b + FL * b$$

$$M = [222 .79] + [(359 .28 * 1.01)]$$

$$M = 585.66 \text{ kg-m}$$

$$M = \frac{585 .66}{1.25} = 468 .53 \text{ kg} - m$$

Grupo VII: Esfuerzo.

Se considera que actúan en este grupo la fuerza de empuje multiplicada por el coeficiente sísmico y la fuerza de sismo.

$$M = E * b + E.Q.$$

$$M = (222 .79 * 1.08) + (77 .57 * 0.505) = 279 .78 \text{ kg} - m$$

$$M = \frac{279 .78}{1.33} = 210 .36 \text{ kg} - m$$

Momento máximo:

Se determina comparando el momento producido por los tres grupos de cargas, el mayor corresponde al Grupo III

$$M = 468.53 \text{ kg-m}$$

Para calcular el refuerzo por flexión se utilizará la fórmula cuadrática.

Datos:

$$\begin{array}{lll} M_{(\text{Maximo})} = 468.53 \text{ kg-cm} & \beta_1 = 0.85 & f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2 \\ \xi_s = 2.10\text{E}+06 \text{ kg/cm}^2 & d = 26.87 \text{ cm.} & b = 101 \text{ cm.} \\ F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 & \emptyset = 0.90 & \end{array}$$

Con el momento, se calcula las áreas de acero, como se realizó con anterioridad.

$$A_{s(\text{Min})} = 13.62 \text{ cm}^2 > A_s = 0.69 \text{ cm}^2 < A_{s(\text{max})} = 50.67 \text{ cm}^2$$

Se distribuye el área de acero mínimo de la siguiente forma:

8 No.5 + 8 No. 4 corridos, distribuidos en la cortina.

Según AASHTO 3.22.1b:

PARA CORTE:

$$\text{Grupo III} = 1.3(F + LF) \qquad \text{Grupo VI} = 1.3(F + S)$$

$$\text{Grupo III} = 1.3(222.79 + 359.28) = 756.69 \text{ Kg.}$$

$$\text{Grupo VI} = 1.3(222.79 + 77.57) = 390.47 \text{ Kg.}$$

De los grupos calculados, el mayor corresponde al Grupo III:

$$M_{\max} = 46853.00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$V_{\max} = 756.69 \text{ kg}$$

Cálculo del refuerzo

Calculando el acero por flexión, se tienen los siguientes:

Datos:

$$V_{(\text{Maximo})} = 756.59 \text{ kg} \qquad \beta_1 = 0.85 \qquad f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

$$\xi_s = 2.10\text{E}+06 \text{ kg/cm}^2 \qquad d = 26.87 \text{ cm.} \qquad b = 101 \text{ cm.}$$

$$F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \qquad \emptyset = 0.90 \qquad h = 40 \text{ cm.}$$

$$\phi_{Vc} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 101 * 26.87 = 17717.13 \text{ kg} . > V_{\max}$$

Con el esfuerzo de corte que se estableció anteriormente, se procede a calcular el refuerzo por corte en la cortina.

La separación máxima de los estribos será $d/2$, utilizando estribo No.4 @0.15m.

2.5.4. Diseño de la superestructura

2.5.4.1. Diseño de la losa

Para diseñar la losa, se toma en cuenta la integración de 3 momentos, entre estos:

1. Momento debido al peso muerto.
2. Momento debido a sobrecarga.
3. Momento debido a cargas de impacto.

2.5.4.1.1. Cálculo de momentos

Momento debido al peso muerto

La luz eficaz de la losa entre vigas es de $S=2.50$ m. Según la especificación AASHTO 8.9.2: para losas con refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito, se recomienda un espesor $t \geq 17$ cm.

Se diseñará con un peralte de 20 cm. Con estos datos se integrará el momento por carga muerta.

$$M_{cm} = \frac{WS^2}{10}$$

$$W_{LOSA} = W_c * t * b = 2,400 \frac{kg}{m^3} * 0.20m * 1 m = 432.00 \frac{kg}{m}$$

$$W_{asfalto} = W_a * t_a * b = 2,100 \frac{kg}{m^3} * 0.05 m * 1 m = 114.45 \frac{kg}{m}$$

$$W_{TOTAL} = W_{LOSA} + W_{asfalto} = 546.52 \frac{kg}{m}$$

$$M_{cm} = \frac{WS^2}{10} = \frac{546.52 \frac{kg}{m} * 3 m}{10} = 491.87 kg - m$$

Momento debido a sobrecarga

Según (AASHTO 3.24.3.1) es:

$$M_{cv} = \frac{0.80 * (s + 2)}{32} * P$$

En donde:

S = espaciamiento entre vigas en pies = 8.20 pies.

P = 16,000 Lbs.

$$M_{cv} = \frac{0.80 * (8.20 + 2)}{32} * 16,000$$

$$M_{cv} = 564.08 kg - m$$

Momento de impacto

La entrada violenta de los camiones a los puentes, genera cargas dinámicas internas en la estructura, razón por la cual se deben considerar cargas adicionales. Se recomienda utilizar como momento máximo de impacto el 30% del momento por carga viva (AASHTO 1.2.12)

$$I = \frac{50}{L + 125} \quad \text{ó} \quad I = \frac{15.24}{L + 38}; \text{ sí } L \text{ es en metros.}$$

De manera que $I < 0.30$

Donde $L = 8.20'$

$$I = \frac{50}{8.20 + 125} = 0.38 > 0.30 \text{ Por lo tanto, tomar } I=0.30$$

$$MI_{\text{MAX}} = 0.30 * M_{cv} = 0.30 * 564.08 \text{ Kg-m.} = 169.22 \text{ Kg-m.}$$

Cargas últimas

Es el momento total con el que se diseñará la losa, y resulta de la integración de los momentos por carga muerta, carga viva e impacto. Se calcula con la fórmula:

$$M_u = 1.3 \left[M_{cm} + \frac{5}{3} * M_{cv} * I \right]$$

Datos:

$$I = 0.30$$

Mcm = 491.87 kg-m.

Mcv = 564.08 kg-m.

$$M_u = 1.3 \left[491.87 + \frac{5}{3} * 564.08 * 1.3 \right]$$

$$M_u = 2,228.26 \text{ kg} - m$$

2.5.4.1.2. Cálculo de peralte

Con el momento último, se corrobora el peralte de la losa con la fórmula siguiente:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi * r * f_y * b * \left(\frac{1 - 0.59 * r * f_y}{f'c} \right)}}$$

$$d = \sqrt{\frac{222,826}{0.9 * 0.0277 * 2810 * 100 * \left(\frac{1 - 0.59 * 0.0277 * 2810}{210} \right)}}$$

$$d = 6.38 \text{ cms.} < d \text{ eficaz}$$

$$d \text{ eficaz} = 18 - 2.50 = 15.50 \text{ cms.}$$

Por lo que el espesor asumido de 20 cms. es el adecuado para las cargas.

2.5.4.1.3. Cálculo de esfuerzos

a) Para refuerzo transversal en cama inferior

Se determina a través de la fórmula cuadrática:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

donde:

$$M_u = 222,826 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$\phi = 0.90$$

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

$$d = 15.50 \text{ cms.}$$

$$E_s = 2.10E + 0.6 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$f'_c < \text{ó igual a } 4,000 \text{ PSI.}$$

$$f_y = 2810 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

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

$$\rho_{bal} = \beta_1^2 \left[\frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003} \right] * \frac{f'_c}{f_y}$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{\beta_1 * f'_c * b}$$

$$\rho_{min} = \frac{14.1}{f_y}$$

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

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

Se calcula el área de acero resultante del momento actuante, con las fórmulas descritas anteriormente, tanto para el cálculo del acero mínimo como para el máximo: Cálculo del área resultante debido al momento total actuante en la viga.

$$A_s = \frac{222,826 \text{ kg} - \text{cm}}{0.9 * 2810 * \left[15.5 - \frac{a}{2}\right]} = \frac{88.11}{15.5 - \frac{a}{2}}$$

$$a = \frac{A_s * 2810}{0.85 * 210 * 100} = 0.1574 * A_s$$

Con estas dos expresiones se plantea una ecuación de segundo grado, dando como resultado un área de acero de:

$$A_s = 5.86 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero mínimo.

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

Donde: $\rho_{min} = \frac{14.1}{f_y}$ y $f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$

$$b = 100 \text{ cms.}, \quad y \quad d = 15.50 \text{ cms.}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14.1}{2810} * 100 * 15.50$$

$$A_{s_{min}} = 7.78 \text{ cm}^2$$

Cálculo de acero máximo

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

Donde:

$$\phi = 0.90$$

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

$$d = 15.50 \text{ cms.}$$

$$E_s = 2.10E + 0.6 \text{ kg / cm}^2$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$f'_c < \text{ó igual a } 4,000 \text{ PSI.}$$

$$f_y = 2810 \text{ kg / cm}^2$$

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

$$\rho_{bal} = \beta_1^2 \left[\frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003} \right] * \frac{f'_c}{f_y}$$

$$As_{max} = 0.5 * 0.85^2 * \left[\frac{0.003}{\frac{2810}{2.10E + 06} + 0.003} \right] * \frac{210}{2810}$$

$$As_{max} = 28.94 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = 7.78 \text{ cm}^2 > As = 5.86 \text{ cm}^2 < As_{max} = 28.94 \text{ cm}^2$$

Como As_{min} es mayor que el As , tomar $As_{min} = 7.78 \text{ cm}^2$.

Distribución de varillas:

Espaciamiento máximo de varillas = $3*t = 3*18 = 54 \text{ cms.}$

Se utilizarán varillas No. 5 (1.99 cm^2) distribuyéndolas así:

$$\left. \begin{array}{l} 9.95 \text{ cm}^2 - 1 \text{ m} \\ 1.99 \text{ cm}^2 - X \end{array} \right\} X = 0.205 \text{ mt.}$$

Utilizar varilla No.5 a cada 20 cms. como espaciamento máximo, como se indica en los planos.

No.5 @0.20m.

b) Refuerzo transversal en cama superior

Se calcula solamente por temperatura:

$$A_{s_{Temp}} = 0.002 * b * t = 0.002 * 100\text{cm} * 18\text{cm} = 3.60 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} 5.08 \text{ cm}^2 - 1 \text{ m} \\ 1.27 \text{ cm}^2 - X \end{array} \right\} X = 0.252 \text{ mt.}$$

Equivalente a distribuir varillas No.4 a cada 25 cms. como espaciamento máximo, como se indica en los planos.

No.4 @0.25 m.

c) Refuerzo longitudinal (AASHTO 3.24.10.2)

Es el acero de refuerzo que va en sentido del tránsito, se calcula con la siguiente fórmula:

Factor longitudinal = FL

$$FL = \frac{2.20}{\sqrt{S}}$$

Donde: $FL \leq 0.67$

S = espaciamiento entre vigas en pies (8.20')

El acero longitudinal se determina al multiplicar el FL, por la cantidad de área de acero que resulta del momento total actuante.

$$FL = \frac{2.20}{\sqrt{8.20}} = 0.77 > 0.67 \quad \text{Tomar } FL=0.67$$

$$A_s L = FL * A_s = 0.67 * 7.78 \text{ cm}^2 = 5.21 \text{ cm}^2$$

Se utilizará varillas No. 4, y la distribución se calculará de la siguiente forma:

$$\left. \begin{array}{l} 5.21 \text{ cm}^2 - 1 \text{ m} \\ 1.27 \text{ cm}^2 - X \end{array} \right\} \quad X = 0.243 \text{ m.}$$

Utilizar varilla No.4 a cada 20 cms. como espaciamiento máximo, como se indica en los planos.

No.4 @ 0.20 m.

2.5.4.2. Diseño de vigas

2.5.4.2.1. Cálculo de peralte

Se integrarán tres tipos de momento: por carga muerta, por sobre carga y por impacto. Para el dimensionamiento de la viga se utilizarán los siguientes criterios: para calcular el peralte de la viga, se recomienda utilizar la fórmula $L/16$, para no tener que calcular deflexiones al momento de armar la formaleta; y la base de la viga, no tendrá que ser menor que el peralte sobre 3.5.

Aplicando los criterios anteriores, las dimensiones de la viga serán de 0.50 m. de base, y peralte de 1.00 m.

2.5.4.2.2. Cálculo de momento

2.12.2 Momentos por carga muerta

a) Momento debido al peso propio

Resulta de la integración de carga distribuida de la losa y nervio de la viga.

$$W_{losa} = 546.52 \frac{kg}{m^2} * 3.00 m = 1,639.56 \frac{kg}{m}$$

$$W_{nervio} = 2400 \frac{kg}{m^3} * 0.50 m * 0.82m = 94.00 \frac{kg}{m}$$

$$W_{total} = 2,623.56 \frac{kg}{m}$$

$$W_{CU} = 1.4 * 2,623.56 \frac{kg}{m}$$

$$M_{CM (MÁX)} = \frac{W * L^2}{8}$$

$$M_{PP (MÁX)} = \frac{3,672.98 * 16^2}{8} = 117,535.36 \text{ kg} - m$$

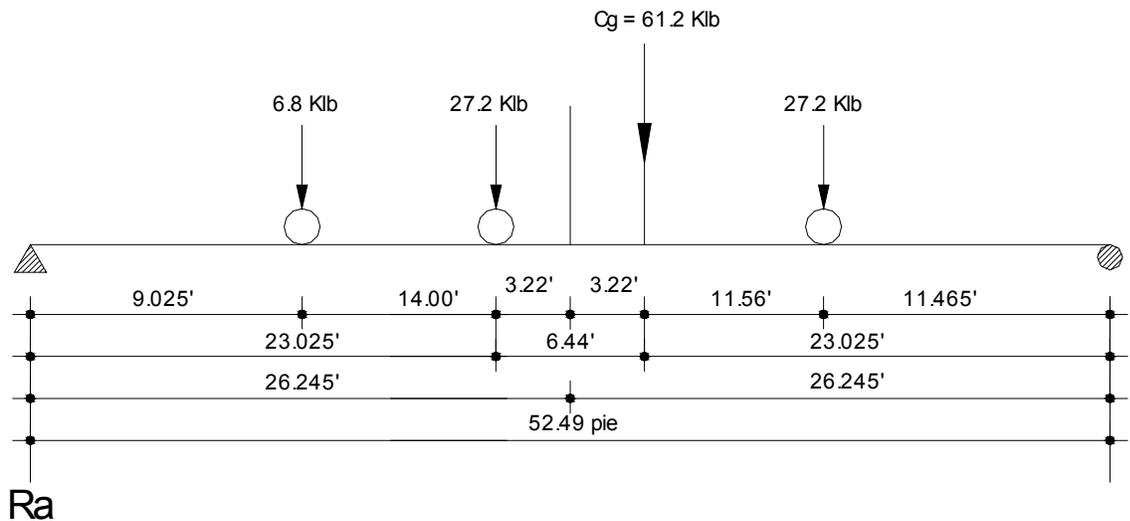
$$M_{PP (3m \text{ del apoyo})} = \frac{3,672.98 * 14.5^2}{8} = 96,530.51 \text{ kg} - m$$

2.12.3 Momento por carga viva (sobrecarga)

Para calcular los momentos máximos se tomará en cuenta lo siguiente:

1. El corte máximo por carga viva en sentido longitudinal, ocurre sobre el apoyo, cuando la carga mayor se encuentre sobre el.
2. El momento máximo, ocurre en la carga más cercana al centro de gravedad

Figura 5. Diagrama de posición donde ocurre el momento máximo



Cuando las distancias “a” son iguales, se produce el máximo momento. (Ver figura 5). Para calcular la distancia “a”, se procede a lo siguiente.

$$\sum Mb = 27.20 \text{ klb} * 14' + 27.20 \text{ klb} * 32' - 61.20 \text{ klb} * a' = 0$$

$$a' = 20.44'$$

$$2 * a + 6.44' = 52.50'$$

$$a = 23.03'$$

Una vez calculada la distancia “a”, se procede a calcular las reacciones en los apoyos R1 y R2, para calcular el momento máximo.

$$\sum Ma = 52.50R1 - 61.20 \text{ Klb} * 23.03 = 0$$

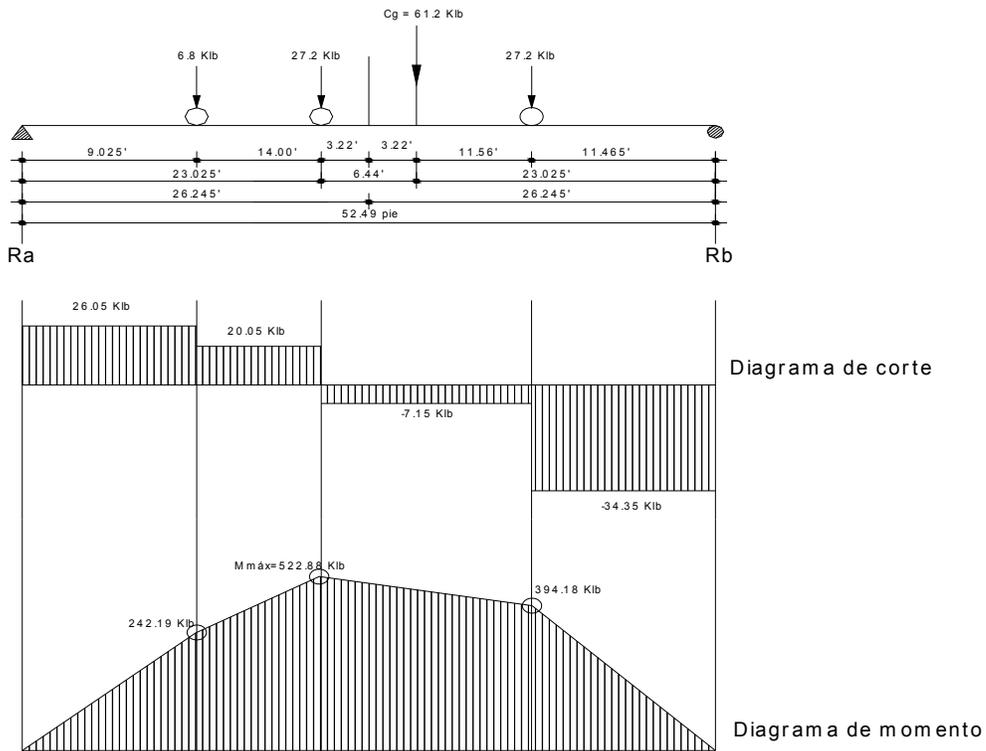
$$R_1 = 26.85 \text{ Klb.}$$

$$\sum M_{\text{máx.}} = 26.85 \text{ Klb} * 23.03 - 6.8 \text{ Klb} * 14 = 523.16 \text{ Klb} - \text{pie}$$

$$M_{\text{Cv (MÁX)}} = 72,328.84 \text{ kg} - \text{mts}$$

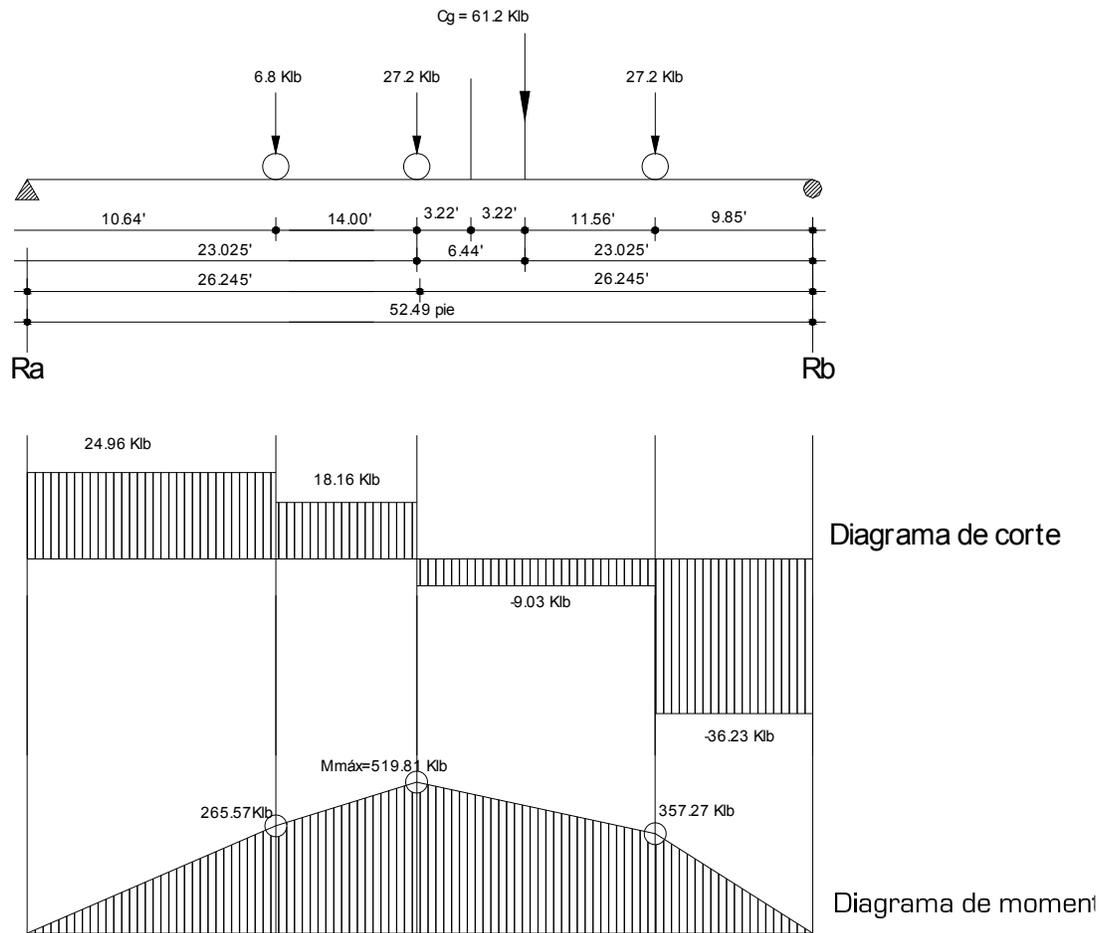
La figura 6, indica la distancia “a” calculada

Figura 6. Diagrama de momento máximo debido a sobrecarga



La figura 7 muestra la posición donde se producen los momentos a tres metros del apoyo.

Figura 7. Diagrama de corte y momento producido por la sobrecarga a 3 metros del apoyo



$$\sum M_a = 52.50R_2 - 61.20 \text{ Klb} * 31.09 = 0$$

$$R_1 = 36.24 \text{ Klb.}$$

$$\sum M_{(3m \text{ del apoyo})} = 36.24 \text{ Klb} * 9.85' = 356.98 \text{ Klb} - \text{pie}$$

$$CV_{(3m \text{ del apoyo})} = 49,354.84 \text{ kg} - \text{mts.}$$

Momento debido a impacto

Factor de Impacto:

$$I = \frac{15.24}{L + 38} = \frac{15.24}{16.00 + 38} = 0.28 < 0.30$$

$$I = 28\%$$

$$M_{(m\acute{a}x)} = 72,328.84 \text{ kg} - \text{mts} * 0.28 = 20,252.08 \text{ kg} - \text{mts}.$$

$$M_{(3m \text{ del apoyo})} = 49,354.84 \text{ kg} - \text{mts} * 0.28 = 13,819.36 \text{ kg} - \text{mts}.$$

Momento total actuante en la viga

Es el resultante de la sumatoria del momento por carga muerta, viva y por impacto.

$$M_{(DISE\tilde{N}O)} = 117,535.36 + 72,328.84 + 20,252.08 = 210,116.28 \text{ kg} - \text{mts}.$$

$$M_{(3m \text{ del apoyo})} = 96,530.51 + 49,354.84 + 13,819.36 = 159,704.71 \text{ kg} - \text{m}$$

2.5.4.2.3. Cálculo de refuerzo

a) Refuerzo en el centro de la viga

Con el momento máximo calculado en el inciso anterior, se procede a calcular el área de acero de refuerzo.

$$M_{\text{diseño}} = 21011.628 \text{ kg-m}$$

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

$$d = 92 \text{ cm}.$$

$$F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 300 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 0.90$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$b_w = 65 \text{ cm}$$

$$\xi_s = 2.10E+06$$

$$\text{kg/cm}^2$$

Se propone una viga rectangular de 0.65 x 1.00 m.

Cálculo de Asmax:

$$\rho_{bal} = \beta_1^2 \left[\frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003} \right] * \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho_{bal} = 0.85^2 \left[\frac{0.003}{\frac{2810}{2.10E + 06} + 0.003} \right] * \frac{210}{2810} = 0.037$$

$$\rho_{Maximo} = 0.5 * \rho_{bal} = 0.5 * 0.037 = 0.0187$$

$$As_{max} = \rho_{Max.} * bw * c$$

$$As_{max} = 0.0187 * 65 * 100 = 121.55 \text{ cm}^2$$

Con base al área de Asmax, se calcula el momento resultante. El resultado de Mmax es de 170,445.10 kg-m

$$M_{max} = 170455.10 \text{ kg} - m < M_{diseño} = 210116.28 \text{ kg} - m$$

Calculando el área de acero para M (diseño), se tiene lo siguiente:

$$As_{max} = 121.55 \text{ cm}^2 > As \text{ (diseño)} = 111.63 \text{ cm}^2$$

Con los resultados obtenidos, el área de acero que se utilizará a flexión será de 111.63 cm². Para la distribución del acero se utilizará varilla No. 10

$$\left. \begin{array}{l} 7.94 \text{ cm}^2 - 1 \text{ var} \\ 111.63 \text{ cm}^2 - X \end{array} \right\} X = 14.05 = 14 \text{ varillas No. 10}$$

El refuerzo a compresión se calcula con la siguiente fórmula:

$$33\% * A_{smax} = 0.33 * 85.88 \text{ cm}^2 = 28.34 \text{ cm}^2$$

Para verificar el área, se comparará con el momento resultante de la diferencia del momento de diseño y máximo.

$$MR = (\text{Momento de diseño} - \text{Momento máximo})$$

$$Mr = 210116.28 - 170455.10 = 39661.18 \text{ kg} - m$$

Con el mismo procedimiento de los incisos anteriores, se utilizará la fórmula cuadrática para calcular el As' que resiste el momento resultante

$$As' = 17.57 \text{ cm}^2$$

El área a utilizar es de 28.34 cm². Se utilizará varilla No. 10, distribuidas de la siguiente forma:

$$\left. \begin{array}{l} 7.94 \text{ cm}^2 - 1 \text{ var} \\ 28.34 \text{ cm}^2 - X \end{array} \right\} X = 3.57 = 4 \text{ varillas No. 10}$$

Para asegurar que el acero a compresión fluye, se tendrá que cumplir con el parámetro siguiente:

$$\rho_{cal} \geq \rho_{min}$$

$$\rho_{cal} = \frac{As}{bw * d} = \frac{121.55}{65 * 100} = 0.0187$$

$$\rho_{bal} = 0.85^2 \left[\frac{0.003}{\frac{2810}{2.10E + 06} + 0.003} \right] * \frac{210}{2810} * \frac{9}{92} + \frac{28.34}{50 * 92} = 0.0157 < 0.0187$$

Los resultados indican que los parámetros cumplen con las condiciones anteriores, dando seguridad que el acero a compresión está trabajando normalmente con las cargas que soporta.

b) Refuerzo a 3.00 metros del apoyo

Para el cálculo del refuerzo, se utilizará el mismo procedimiento el de comparar el momento de diseño con el máximo. Para calcular el acero máximo se utilizarán las fórmulas siguientes:

$$\rho_{max} = 0.65 * \rho_{bal} \quad \rho_{bal} = 0.037$$

$$bw = \text{Base de viga} = 0.65 \text{ m}$$

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

$$As_{max} = \rho_{Max.} * bw * d = 0.0187 * 65 * 100 = 121.55 \text{ cm}^2$$

El momento resultante del área de A_{smax} y el momento de diseño se calcularon anteriormente y son:

$$M_{max} = 170,455.10 \text{ kg} - m$$

$$M_{diseño} = 159,704.71 \text{ kg} - m$$

Comparando ambos momentos:

$$M_{Max} > M_{diseño}$$

Ya que el momento máximo es mayor que el momento de diseño, se concluye que la viga no necesita refuerzo a compresión, sin embargo por efectos de seguridad, se reforzará con del 33% A_{smax} .

El refuerzo por flexión a 3 metros se calcula con base al momento de diseño ($M_{diseño} = 159,704.71 \text{ kg-m}$).

$$A_s = 79.44 \text{ cm}^2$$

Para distribuir el área de acero se utilizará varilla No. 10, mediante el siguiente procedimiento

$$\left. \begin{array}{l} 7.94 \text{ cm}^2 - 1 \text{ var} \\ 79.44 \text{ cm}^2 - X \end{array} \right\} X = 10 = 10 \text{ varillas No. 10}$$

2.5.4.2.4. Diseño a corte

Esfuerzos cortantes debido a carga muerta

Se utilizará el valor de carga distribuida producida por el peso muerto, empleando la fórmula $CM \times L$, considerando primero que el corte máximo ocurre en $L/2$.

$$V_{CM} = \frac{W * L}{2} \quad \text{Y si hubiere cargas concentradas: } \sum \frac{P}{2}$$

Donde:

W = Carga distribuida debido a la carga muerta (losa y nervio de viga).

$$= 3672.98 \text{ kg/m}$$

L = longitud total de la viga = 16 m

$$V_{CM(\text{max})} = 3672.98 \text{ kg/m} \times 16 \text{ m} / 2 = 29,383.84 \text{ kg}$$

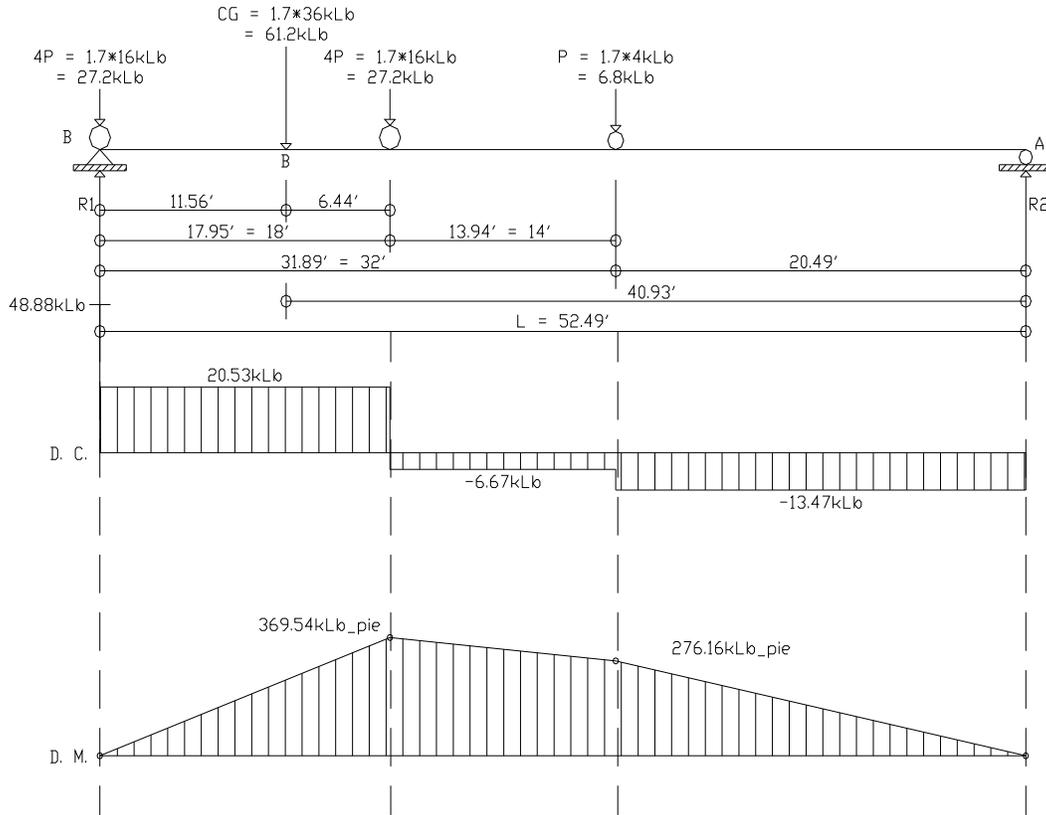
$$V_{CM(3\text{m del apoyo})} = 3672.98 \text{ Kg./m} \times 16 \text{ m} / 2 - 3672.98 \text{ kg/m} \times 3\text{m} = 18,364.90 \text{ Kg.}$$

$$V_{CM(8\text{m del apoyo})} = 3672.98 \text{ Kg. /m} \times 0.00 \text{ m} / 2 - 0.00 = 0.00 \text{ Kg.}$$

Esfuerzos cortantes por carga viva

El esfuerzo cortante máximo, se produce cuando el eje trasero de la carrocería del camión, se encuentra en el apoyo de la viga. En la figura 8, se muestra el diagrama de corte y momento.

Figura 8. Diagrama de corte máximo



El corte máximo será el valor de la reacción en B, en este caso R1, la cual se calcula haciendo sumatoria de momentos en el apoyo A, calculándose con las siguientes ecuaciones:

$$\sum Ma = 0$$

$$52.50 * R_1 - 27.50 \text{ Klb}(52.50 + 34.50) - 6.80 \text{ Klb} * 20.50 = 0$$

$$V_{CV(\max)} = R_1$$

$$V_{CV(\max)} = 47.73 \text{ Klb} = 21649.75 \text{ Kg}.$$

$$V_{CV(3 \text{ m. del apoyo})} = \frac{[27.2 \text{ Klb} * (42.65 + 24.54) + (6.80 * 10.65)]}{52.50}$$

$$V_{CV (3 \text{ m. del apoyo})} = 36.19 \text{ Klb} = 16415.62 \text{ Kg} .$$

$$V_{CV (8 \text{ m. del apoyo})} = \frac{[27.2 \text{ Klb} * (26.25 + 8.25) + (6.80 * 0)]}{52.50}$$

$$V_{CV (8 \text{ m. del apoyo})} = 17.87 \text{ Klb} = 8107.64 \text{ Kg} .$$

Esfuerzos cortantes debido al impacto

Se calculan a través de un porcentaje de la carga viva, multiplicándose por el factor de impacto.

$$V_{\text{Im pacto}} = V_{CV} * f_{\text{impacto}}$$

Donde:

V_{CV} = Corte por carga viva

F_I = Factor de impacto (calculado anteriormente)

$$V_{\text{Im pacto (max)}} = 21,649.75 \text{ kg} * 0.28 = 6,061.93 \text{ Kg} .$$

$$V_{\text{Im pacto (3m del apoyo)}} = 16415.62 \text{ kg} * 0.28 = 4,596.37 \text{ Kg} .$$

$$V_{\text{Im pacto (8m del apoyo)}} = 8,107.64 \text{ kg} * 0.28 = 2,270.14 \text{ Kg} .$$

Esfuerzos cortantes totales

Resultan de la sumatoria de los esfuerzos de corte producidos por la carga muerta, viva y por impacto. Se calculan de la siguiente forma:

$$V_{(\text{máximo})} = 29383.84 + 21649.75 + 6061.93 = 57,095.52 \text{ Kg} .$$

$$V_{(3m \text{ del apoyo})} = 18364 .90 + 16415 .62 + 4596 .37 = 39376 .89 \text{ Kg} .$$

$$V_{(8m \text{ del apoyo})} = 0.00 + 8107 .64 + 2270 .14 = 10377 .78 \text{ Kg} .$$

Para calcular el corte máximo de diseño, se integra el corte por carga muerta y viva. El corte por carga muerta, resulta del peso de la losa, viga y diafragmas, y el corte por carga viva, resulta del cálculo de la reacción R1, cuando el eje trasero está sobre ella.

$$V_{CM \text{ (max)}} = \frac{2623 .56 * 16}{2} + \frac{1350 + 2 * 900}{2} = 22563 .48 \text{ kg} .$$

$$52 .50 * R_1 - 16(52 .50 + 34 .50) - 4.00 * 20 .50 = 0$$

$$V_{CV \text{ (max)}} = R_1$$

$$V_{CV \text{ (max)}} = 28 .08 \text{ klb} = 12735 .15 \text{ kg} .$$

Sustituyendo en la fórmula los datos tenemos:

$$V_{(\text{max} \text{ .diseño})} = 1.3 \left[V_{CM} + \frac{5}{3} (V_{cv} * I) \right]$$

$$V_{(\text{max} \text{ .diseño})} = 1.3 \left[22563 .48 + \frac{5}{3} (12735 .15 * 1.28) \right] = 64651 .33$$

Cálculo del refuerzo

Para el cálculo del refuerzo a corte, se toman en cuenta dos tipos de esfuerzos, entre estos: Esfuerzo que absorbe el concreto (ϕ_{vc}) y el cortante máximo de diseño (V_{max}).

Datos:	$V_{(\text{max. Diseño})} = 64651.33 \text{ kg/cm}^2$	$\beta_1 = 0.85$	$f_y = 2810$
	$\xi_s = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$	$d = 92 \text{ cm.}$	$b = 300 \text{ cm.}$
	$F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	$\emptyset = 0.90$	$t = 18 \text{ cm}$
	$b_w = 65 \text{ cm.}$		

En la figura 9a, se presenta el diagrama de corte real para calcular con la siguiente fórmula, la fuerza última del concreto a corte:

$$\phi_{(VC)} = \beta_1 * 0.53 \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

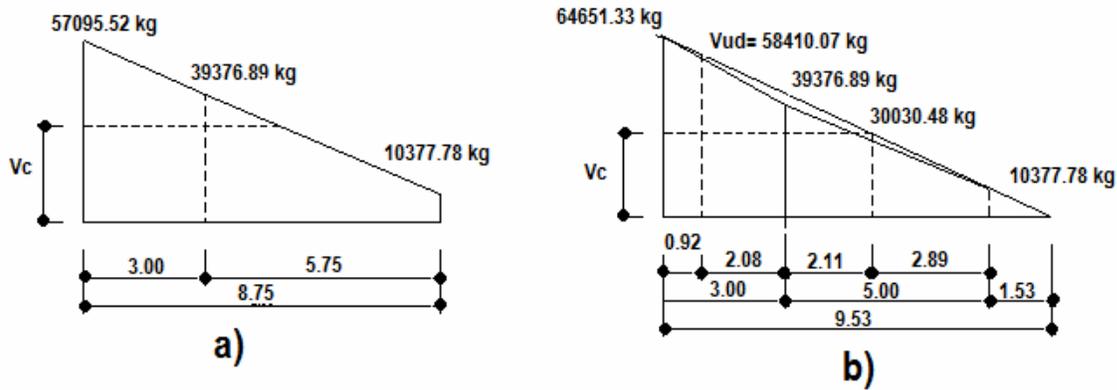
$$\phi_{(VC)} = 0.85 * 0.53 \sqrt{210} * 65 * 92 = 30030.48 \text{ kg.}$$

El esfuerzo cortante externo que actúa produciendo fallas por corte se localiza en el punto ubicado a una distancia $d = 0.92$ del extremo, se calcula proporcionalmente por una relación de triángulos:

$$V_{(\text{ultimo diseño})} = V_{\text{max}} * \frac{L_1 - d}{L_1}$$

$$V_{(\text{ultimo diseño})} = 64651.33 * \frac{9.53 - 0.92}{9.530} = 58410.07 \text{ kg}$$

Figura 9. Diagrama de corte real y de diseño



Comprobación de los límites de espaciamiento: primero se determina el cortante que resiste sólo el acero, con la fórmula siguiente:

$$\phi_{VS} = V_{\text{ultimo diseño}} - \phi_{VC}$$

$$\phi_{VS} = 58410.07 - 30030.48 = 28379.59 \text{ kg}$$

El esfuerzo último que resiste el acero es:

$$\varepsilon_{Ult. \text{ acero}} = \beta_1 * 1.1 * \sqrt{f'_c} * bw * d$$

Donde;

$$\beta_1 = 0.85$$

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

$$bw = 0.65 \text{ m.}$$

$$d = 0.92 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{Ult. \text{ acero}} = 0.85 * 1.1 * \sqrt{210} * 65 * 92$$

$$\varepsilon_{Ult. \text{ acero}} = 62327.41 \text{ kg} > \phi_{VS}$$

Utilizar refuerzo mínimo y espaciamiento máximo $S_{\max.} = 92/2 = 46 \text{ cms.}$

Considerando que el esfuerzo que resiste la sección es mayor que el corte actuante en el acero, se utilizará como espaciamiento máximo $S = d/2 = 92/2 = 46 \text{ cm.}$ Para calcular el espaciamiento de los estribos en la viga, se utilizará la fórmula siguiente:

$$S = \frac{\beta * f'_y * d * 2 * A}{\phi * V_s}$$

Donde:

$$\beta = 0.85 \quad F'_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2 \quad d = 0.92 \text{ m}$$

$A = \text{Área de acero a utilizar (se usará hierro No. 4)}$

$$S_{(\max. \text{ Diseño})} = \frac{0.85 * 2810 * 92 * 2 * 1.27}{28379.59} = 19.67 \text{ cms.}$$

Utilizar No. 4 @ 0.08 mts.

Se hará un cálculo a un metro más adelante para proponer otro espaciamiento:

$$V_{(\text{ultimo diseño a } 1\text{m})} = 64651.33 * \frac{9.53 - 1.92}{9.53} = 51626.09 \text{ kg.}$$

$$\phi_{VS(a 1m)} = 51626.09 \text{ kg} - 30030.48 \text{ kg} = 21595.60 \text{ kg.}$$

Utilizando varilla No. 4, tenemos:

$$S_{(a 1m)} = \frac{2 * 1.27 * 2810 * 92}{21595.60} = 30.40 \text{ cm. Utilizar No. 4 @ } 15 \text{ cm.}$$

Se hará un cálculo a dos metros más adelante para proponer otro espaciamiento:

$$V_{(ultimo\ diseño\ a\ 2m)} = 64651.33 * \frac{9.53 - 2.92}{9.53} = 44842.10\ kg.$$

$$\phi_{VS(a\ 2m)} = 44842.10\ kg - 30030.48\ kg = 14811.62\ kg.$$

Utilizando varilla No. 4, tenemos:

$$S_{(a\ 2m)} = \frac{2 * 1.27 * 2810 * 92}{14811.62} = 44.33\ cm. \text{ Utilizar No. 4 @ 30 cms.}$$

El resto se distribuirá a un espaciamiento de $S = d/2 = 92/2 = 45\ cm.$ hasta el centro de la viga.

No. 4 @ 30cm.

2.5.4.3. Diseño de diafragmas

2.5.4.3.1. Diseño de diafragma interior y exterior.

Son vigas que se colocan transversalmente, a las vigas interior y exterior, su función es no permitir el movimiento lateral de las mismas, se colocan al centro y en los tercios de la luz cuando se tiene una superestructura no mayor de 40 mts. El ancho normal es de 30 cms., con recubrimiento mínimo de 2". El alto de los diafragmas interiores es de $\frac{3}{4}$ de la altura de las vigas principales, y no menor que 50 cms.; si se colocan diafragmas en los extremos, estos serán de $\frac{1}{2}$ de la altura de las vigas.

Los diafragmas exteriores transmiten su peso a los apoyos interiores de las vigas como cargas puntuales P' .

$$P' = \frac{P}{N}$$

Donde: P = peso propio de la viga

N = No. De vigas.

El refuerzo a colocar es acero mínimo, en dos camadas: superior e inferior; se recomienda un refuerzo extra de 0.25 plg^2 por pie de alto ($14.1/F_y$; 5.29 cm^2 por metro de alto).

Según estos criterios, las dimensiones de los elementos son:

Diafragma Central = h

$$h = 0.75 * H$$

$$h = 0.75 * 1.00 \text{ cm} = 0.75 \text{ cm}$$

Utilizar 75 cms.

Diafragma Exterior = h

$$h = 0.50 * H$$

$$h = 0.50 * 1.00 \text{ cm} = 0.50 \text{ cm}$$

Utilizar 50 cms.

Las secciones de los diafragmas quedan así:

Diafragma Central = 75 cm. * 30 cm.

Diafragma Exterior = 50 cm * 30 cm.

Refuerzo mínimo:

$$A_{s(\min)} = \frac{14.1}{f_y} * b * d$$

$$A_{s(\text{Diafragma Central})} = \frac{14.1}{2810} * 30 * 70 = 10.54 \text{ cm}^2 \text{ Utilizar 4 No. 6}$$

$$A_{s(\text{Diafragma Exterior})} = \frac{14.1}{2810} * 30 * 45 = 6.77 \text{ cm}^2 \text{ Utilizar 3 No. 6}$$

Refuerzo adicional:

Para el refuerzo adicional, se utilizará 5.29 cm² por cada metro de longitud, en este caso, se calcula de la forma siguiente. (ver armado de diafragmas, en planos).

$$A_{s(\text{Diafragma Central})} = 5.29 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} * 0.75 \text{ m} = 3.97 \text{ cm}^2 \text{ Utilizar 4 No. 6}$$

$$A_{s(\text{Diafragma Exterior})} = 5.29 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} * 0.50 \text{ m} = 2.65 \text{ cm}^2 \text{ Utilizar 2 No. 6}$$

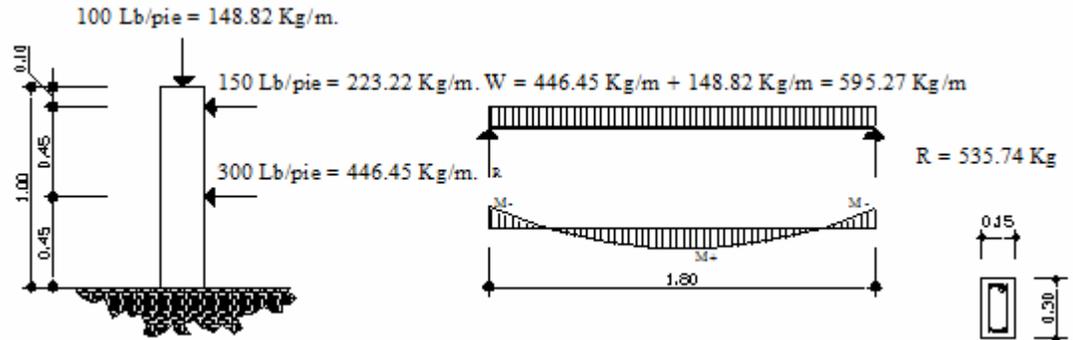
El refuerzo de corte será el mínimo a espaciamiento máximo, utilizar estribos No.3 @ 0.25m.

2.5.5. Diseño del barandal

Diseño de barandal (postes y pasamanos)

De acuerdo a AASHTO 2.7.1 los postes y pasamanos se diseñan así

Figura 10. Diagrama de cargas en el barandal



a) Pasamanos

Se diseña como viga continuá, con dimensiones de 0.30m * 0.15m, como se indica en la figura 3, tomándose la carga mayor, o sea, 300 lb/pie = 446.45 kg/m.

$$M_{+} = \frac{W * L^2}{24} = \frac{595.27 * (1.80)^2}{24} = 80.36 \text{ kg} - m$$

$$M_{-} = \frac{W * L^2}{12} = \frac{596.27 * (1.80)^2}{12} = 160.99 \text{ kg} - m$$

Se calcula el área de acero para cada momento, siguiendo el mismo procedimiento indicado anteriormente, para luego compararlos con las áreas de A_{Smax} y A_{Smin} .

$$M_{-} = \frac{W * L^2}{12} = \frac{596.27 * (2.03)^2}{12} = 104.76 \text{ kg} - m$$

Donde:

$$M+ = 8,036.00 \text{ kg-m}$$

$$M- = 16,099.00 \text{ kg-m}$$

$$d = 27 \text{ cm.}$$

$$b = 15 \text{ cm.}$$

$$\emptyset = 0.90$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\xi_s = 2.10 \text{ E}+06 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} < A_s \pm < A_{s_{\max}} ; \quad \rho_{\text{bal}} = 0.0373$$

$$\rho_{\min} = 0.005$$

$$\rho_{\max} = 0.0187$$

$$A_{s_{\min}} = 2.03 \text{ cm}^2 < A_{s+} = 0.12 \text{ cm}^2 < A_{s_{\max}} = 7.561 \text{ cm}^2$$

$$A_{s-} = 0.24 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s_{\min}}$ es mayor que el A_s , tomar $A_{s_{\min}} = 2.03 \text{ cm}^2$.

Corte actuante < corte que resiste la sección

$$V_a = 535.74 \text{ kg} < V_{u_{\text{conc}}} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 15.0 * 27.00 = 2,643.00 \text{ Kg.}$$

El refuerzo quedará distribuido de la siguiente forma:

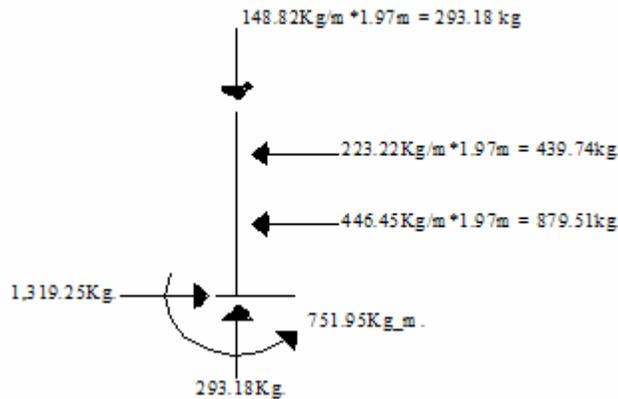
4 No.5 + Estribos No.3 @0.10m

b) Postes

Se seguirá el procedimiento de la ACI para el diseño de columnas a flexocompresión, calculando primero su esbeltez, luego se harán los cálculos de la columna bajo la carga de compresión solamente para determinar el punto 1. Seguidamente se calcula únicamente para la acción del momento de flexión que será el punto 2, el punto 3 se obtiene del diagrama de falla balanceada que se obtiene al analizar el compartimiento combinado de los materiales.

Las dimensiones de los postes serán de 0.23 mt * 0.18 mt, y se colocarán @ 1.80 mts.

Figura 11. Diagrama de cargas para diseño de postes



CHEQUEO POR ESBELTEZ = E_s

$$E_s = K * \frac{Lu}{r}; \text{ donde } r = 0.3(b)$$

$$b < h$$

Donde:

Es = Esbeltez

K = 1, (Por estar empotrado solo en un extremo).

r = Radio de giro

L_u = Longitud de la columna

$$E_s = 1.00 * \frac{0.78}{0.3 * 0.18} = 14.44 < 21$$

Se constituirá el diagrama de interacción para 4 No. 4 = 5.0672 cm²

COMPRESIÓN PURA = P_1

$$P_1 = \phi_c (A_s * f_y + 0.85 * f'_c * A_g)$$

$$A_g = 18 * 23.00 = 414.00 \text{ cm}^2$$

$$P_1 = 0.7(5.0672 * 2810 + 0.85 * 210 * 414.00)$$

$$P_1 = 61,696.48 \text{ kg.}$$

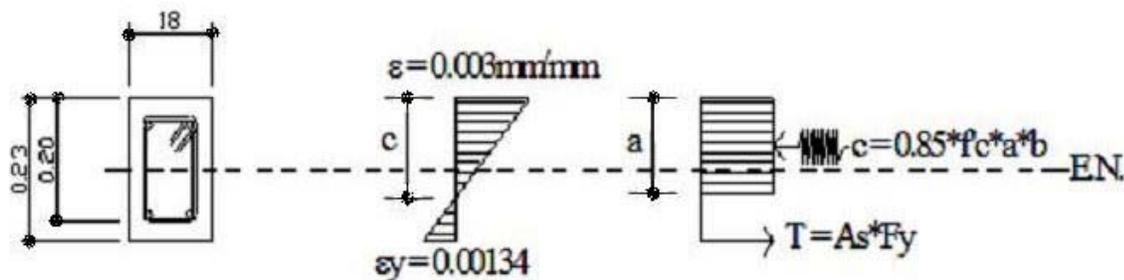
COMPRESIÓN PURA = $P_2 = M$

$$M = \phi_c (A_s * f_y * (d - A_s * \frac{f_y}{2} * b * f'_c * b))$$

$$M = 0.9(5.0672 * 2810 * (20.0 - 5.0672 * \frac{2810}{2} * 1.7 * 210 * 18))$$

$$M = 227,903.41 \text{ kg} - \text{cm} = 2,279.03 \text{ kg} - \text{m}$$

Figura 12. Diagrama de falla balanceada para chequeo de armado de poste de barandal con refuerzo de 4 Ø de ½"



Por medio del diagrama de falla balanceada (Fig. 5), se determinan los siguientes datos:

$$b = 18 \text{ cms.}$$

$$\phi_c = 0.70$$

$$\phi_s = 0.90$$

$$h = 23.00 \text{ cms.}$$

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

$$f_s = 2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 20.00$$

$$f_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{\epsilon_s} = \frac{2810 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{2.10E+06 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0.00134$$

Por relación de triángulos, el valor de c_1 es:

$$\frac{0.00134 + 0.003}{20.00 \text{ cms.}} = \frac{0.003}{c_1}$$

$$C_1 = 13.83 \text{ cms.}$$

$$a = 0.85 * c_1 = 0.85 * 13.83 \text{ cms} = 11.76 \text{ cms.}$$

Fuerzas:

$$T = A_s * f_y = 2 * 1.2668 * 2810 = 7,119.42 \text{ kg.}$$

$$c = 0.85 * 210 * 11.76 * 18 = 37,773.03 \text{ kg.}$$

$$S_{fx} = 0 \quad P_{ext} = P_{int.}$$

$$P_b = 37,773.03 - 7,119.42 = 30,653.61 \text{ kg.}$$

$$P_3 = P_{bn} = \phi_c * P_b = 0.70 * 30,653.61$$

$$P_3 = P_{bn} = 21,457.53 \text{ kg}$$

$$SM=0 \quad M_{ext.} = M_{int.}$$

$$M_b = 37,773.03 * \left[\frac{0.1150 - 0.1176}{2} \right] + 7,119.42 * (0.1150 - 0.03) = 2,728.69 \text{ kg} - m$$

$$P_3 = M_{bn} = \phi * M_b = 0.90 * 2,728.69 = 2,455.82 \text{ kg} - m$$

Según resultados: $P_3 > P_2$ y $P_1 > P_3$, la sección con el refuerzo propuesto cumple. El refuerzo quedará de la siguiente forma.

4 varillas No.4 +Estribos No.3 @0.15

2.6. Presupuesto

2.6.1. Integración de costos

PUENTE VEHÍCULAR PARA COMUNIDAD CACIXIMCHE DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN CHAMELCO, ALTA VERAPAZ				
INTEGRACIÓN DE COSTOS GENERALES				
REGLÓN	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
PUENTE				
PRELIMINARES				
BODEGA Y LETRINA	m2	60.00	Q 192.83	Q 11,569.99
REPLANTEO TOPOGRÁFICO	ml	16.00	Q 225.82	Q 3,613.08
TRAZO	ml	16.00	Q 31.00	Q 495.98
RELLENO				
RELLENO ESTRUCTURAL	m3	48.00	Q 204.49	Q 9,815.56
LOSA				
COLOCACIÓN DEL CONCRETO	m3	19.36	Q 3,294.51	Q 63,781.72
CURADO DEL CONCRETO	m2	88.00	Q 123.65	Q 10,880.77
VIGAS 0.55 X 1.22 m.				
FUNDICIÓN DE VIGAS	m3	10.74	Q 14,072.64	Q 151,083.84
DIAFRAGMAS				
FUNDICIÓN DE DIAFRAGMAS	m3	3.00	Q 8,927.76	Q 26,783.29
CORTINA				
FUNDICIÓN DE CORTINA	m3	7.00	Q 6,242.10	Q 43,694.73
ESTRIBOS + ALETONES				
CONCRETO CICLÓPEO	m3	85.00	Q 2,260.91	Q 192,177.46
BARANDAL				
FUNDICIÓN DE BARANDAL	m3	1.50	Q 7,777.26	Q 11,665.89
NEOPRENO				
COLOCACIÓN DE NEOPRENO	Uni.	6.00	Q 1,307.39	Q 7,844.31
COSTO TOTAL				Q 533,406.62

3. PAVIMENTACIÓN DE LA RUTA CHAMELCO-CASERÍO CACIXIMCHE, 1ª. CALLE “A” ENTRE 3ra. AVENIDA Y 2da. AVENIDA, 2da CALLE ENTRE 3ª AVENIDA “A” Y 2da AVENIDA, 3er. AVENIDA “A” Y 2da. AVENIDA ENTRE 1er. CALLE Y 2da. CALLE, 3ra. AVENIDA ENTRE 0 CALLE Y 1er. CALLE “A” DE LA ZONA 1, DE LA CUIDAD DE SAN JUAN CHAMELCO, MUNICIPIO DE ALTA VERAPAZ.

3.1. Justificación de la obra

3.1.1. Análisis de las necesidades

En la actualidad, las calles de terracería de la ciudad de San Juan Chamelco, presentan desperfectos e irregularidades que se han formado por factores como la mala compactación de la base (hundimientos), formación de charcas de lodo en la época de invierno y sobre todo polvo en la época de verano. Ésta ruta se encuentra abandonada, ya que no existe una infraestructura adecuada para el paso de peatones y vehículos.

3.2. Descripción del proyecto

En el presente capítulo se desarrollará el Proyecto de Pavimentación Rígida para las calles y avenidas de la zona 1, de la ciudad de San Juan Chamelco y la ruta Chamelco caserío Caciximche. En lo referente a los aspectos relacionados con pavimentos, se describirán las propiedades del suelo y el método de diseño de espesor de losa, para pavimento rígido.

3.3. Especificaciones para el diseño

3.3.1. Objetivos del mejoramiento de caminos

Existen varios objetivos que se pueden considerar para mejorar la infraestructura a través de la rehabilitación del camino.

- Brindar seguridad a los usuarios que lo utilizan.

- Reducir los costos de transporte mejorando los accesos y evitando la pérdida de costos de combustible y repuestos.

Principalmente consiste en la ejecución de las actividades constructivas necesarias para dotar a una carretera existente, en bueno, regular o mal estado, de mejores condiciones físicas y operativas de las que disponía anteriormente, para ampliar su capacidad o simplemente ofrecer un mejor servicio al usuario.

3.3.2. Ubicación y localización

Pavimentación de la ruta Chamelco-Caserío Caciximche, 1ª. Calle “A” entre 3ª. Avenida y 2ª. Avenida, 2ª. Calle entre 3ª. Avenida “A” y 2ª. Avenida, 3ª. Avenida entre calle 0 y primera calle “A” de la zona 1 de san Juan Chamelco, municipio Alta Verapaz.

3.3.3. Definición de pavimento rígido

Se define como pavimento al conjunto de capas de materiales seleccionados que reciben en diferente grado la carga de los vehículos que transitan y las transmiten a las capas inferiores distribuyéndolas con uniformidad.

Esta estructura está integrada con las capas de subrasante, sub-base, base y carpeta colocado en cima de la rasante y destinada a sostener las cargas vehiculares.

Los pavimentos de las vías se construyen ya sea de asfalto o de concreto y finalmente descansan sobre el suelo natural.

El pavimento rígido o llamado también hidráulico, cuenta con una losa de concreto hidráulico que trabaja como superficie de rodamiento y pueden o no pueden tener base granular entre el pavimento y el terreno de apoyo.

3.3.4. Elementos que integran el pavimento rígido

El pavimento rígido está constituido por cemento, agregado fino, agregado grueso, aire y agua; también puede estar constituido por aditivos.

Los materiales que se utilizan en la construcción de este pavimento deben llenar fundamentalmente los requisitos y normas siguientes:

- **Cemento Pórtland:**

El Cemento Pórtland debe corresponder a los tipos I y II, de acuerdo a AASHTO M 85-63.

- **Agregado fino:**

Consiste en arena natural o de trituración, compuesta de partículas duras y durables de acuerdo con las normas de AASHTO M6, exceptuando el ensayo de desintegración al sulfato de sodio y la pérdida de peso no debe ser mayor del 15% después de cinco ciclos conforme AASHTO T-104. El módulo de finura no debe ser menor de 2.3 ni mayor de 3.1 en la graduación del agregado.

- **Agregado grueso:**

Debe consistir en grava o tierra triturada, procesada adecuadamente para formar un agregado clasificado que cumpla con los requisitos de AASHTO M-80; con la excepción de que no se aplicara el ensayo de congelamiento y deshielo alternos, y que el ensayo de desintegración al sulfato de sodio y pérdida de peso no sea mayor del 15% después de cinco ciclos conforme AASHTO T-104. Además, el porcentaje de desgaste no debe ser mayor de 50% después de 500 revoluciones en el ensayo de abrasión (Los Ángeles). AASHTO T-96. El porcentaje de partículas desmenuzables no debe exceder del 56% en peso, el contenido de terrones de arcilla no debe ser mayor de 0.25% en peso.

El agregado grueso a utilizar va a ser de 1½" debido a que es bastante resistente al desgaste, y por esto es utilizado en pavimentos rígidos.

- **Agua:**

El agua para mezclado y curado del concreto o lavado de agregados debe ser limpia y libre de cantidades perjudiciales de aceite, ácidos, álcalis, azúcar, sales como cloruros o sulfatos, material orgánico y otras sustancias que pueden ser nocivas al concreto. El agua debe analizarse de acuerdo a AASHTO T-26.

En ningún caso la cantidad de impurezas en el agua debe ser tal, que cause un cambio en el tiempo de fraguado del Cemento Pórtland en más del 25% o una reducción de más del 10% en la resistencia a compresión en morteros de Cemento Pórtland a 7 y 28 días, con relación a la resistencia obtenida con morteros hechos con agua potable, de acuerdo con AASHTO T- 106. El agua

proveniente de abastecimiento o cisternas de distribución de agua potable, puede usarse sin ensayos previos.

La planta y el equipo para producción del concreto, deben estar en el sitio de la obra en condiciones óptimas de servicio, y ser inspeccionado y aprobado antes de que inicien las operaciones de construcción. El agua puede medirse por peso o volumen. El equipo para medir el agua debe tener una exactitud de ± 0.5 % de la capacidad del tanque y ser adoptado de tal forma que la exactitud de dicha medida no sea afectada por las variaciones de presión en la red de suministro de agua. Cuando el cemento se dosifique en sacos, no se requiere el pesado del mismo, puede medirse con base en el peso marcado de fábrica en los sacos. El agregado grueso y fino podrá medirse por volumen, contando en el sitio de la obra con moldes de un volumen definido y conocido y así también por peso, cuando se cuente en el sitio de la obra con un equipo de capacidad y exactitud suficiente para la operación.

3.3.5. Efectos de la temperatura en la estructura de pavimento

Como bien sabemos, los elementos al ser sometidos a cambios de temperatura, tienden a experimentar contracción en temperaturas bajas, y dilatación en temperaturas altas.

Debido a esto, se forman las juntas en el pavimento de concreto para reducir los efectos de la expansión y la contracción, para facilitar el colado del concreto y para dejar espacio para la liga de las losas colindantes. Las juntas pueden ser perpendiculares a la línea central del pavimento (trasversales) y, dependiendo a la función a que se les destine, longitudinales.

Juntas transversales de expansión

La función principal de una junta de expansión en un pavimento de concreto es permitir el movimiento de la losa debido a cambios en la temperatura. Por ejemplo, cuando se eleva la temperatura, aumenta la longitud de la losa, creando en consecuencia esfuerzos de compresión en el concreto.

Si no se colocaran juntas de expansión, la losa, dependiendo de su longitud, podría abombarse o reventarse.

En el pavimento de concreto, en general se colocan juntas de expansión cada 40 a 60 pies, a lo largo de la longitud del pavimento. Las juntas, que pueden variar en espesor de $\frac{3}{4}$ " a 1 pulgada, deben de incorporar dispositivos apropiados de transferencia de carga. En las juntas, se debe colocar relleno, como caucho, betumen o corcho que permita la expansión de la losa y excluya la suciedad.

Juntas transversales de contracción

Se ponen juntas de contracción para limitar los efectos de las fuerzas de tensión en una losa de concreto, causados por una caída en la temperatura. El objetivo es debilitar la losa, de modo que si las fuerzas de tensión son suficientemente grandes como para agrietarla, tales grietas se formarán en las juntas. En general, la profundidad de las juntas de contracción corresponde a solo un cuarto del espesor de la losa. No obstante, cuando se diseñan y espacian apropiadamente, también pueden minimizar el agrietamiento de la losa fuera de las juntas.

Las juntas de contracción se pueden formar al aserrar en el concreto endurecido, colocando insertos de plástico en los lugares de las juntas antes de colocar el concreto, o bien, trabajando el concreto después de haber sido colado pero antes de que éste haya endurecido por completo.

Juntas longitudinales

Éstas se forman paralelas a la línea central de la carretera para facilitar la construcción de los carriles y prevenir la propagación de grietas longitudinales irregulares. Las juntas se pueden acuñar, juntar a tope, formar mecánicamente o ranuras con sierra.

Juntas de construcción

Cuando se interrumpe el colado del concreto para una losa, resulta conveniente una junta de construcción en la junta fría, entre las dos secciones de esa losa. Como preparación para la interrupción, se forma una cara vertical con un travesaño de madera en el extremo de la losa que se está colando.

3.3.6. Análisis de tránsito

El principal factor en la determinación del espesor de un pavimento es el tránsito que pasará sobre éste. Por eso es necesario conocer datos como:

- 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.

El TPDC puede ser expresado como un porcentaje de TPD o como un valor aparte. El dato del TPD se obtiene de contadores especiales de tránsito o por cualquier otro método de conteo.

El TPDC solo incluye camiones de seis llantas y unidades simples o combinaciones de tres ejes o más. Como no se incluyen paneles, pick – ups, o

algún otro camión de dos ejes y cuatro llantas, el número permisible de camiones de todo tipo, tiene que ser mayor que el TPDC tabulado para calles y carreteras secundarias.

3.4. Levantamiento Topográfico

3.4.1. Altimetría

Son los trabajos necesarios para representar sobre el plano horizontal la tercera dimensión sobre el terreno, definiendo las diferencias de nivel existentes, entre puntos de un terreno o construcción; para ello es necesario medir distancias verticales ya sea directa o indirectamente. A todo este procedimiento se le llama nivelación.

3.4.2. Planimetría

Conjunto de trabajos, para la obtención de todos los datos, necesarios para representar gráficamente la superficie de la tierra y que toma un punto de referencia para su orientación, el norte magnético o astronómico. El método planimétrico utilizado en el tramo a pavimentar, fue la conservación de azimut para la línea central y radiaciones para el ploteo de puntos que sirvieran de referencia para el trazo del ancho de calle.

3.5. Estudio de suelos

3.5.1 Evaluación de sub-rasante

La subrasante es la capa en la que se apoya la estructura del pavimento.

También se define como el suelo preparado y compactado para soportar la estructura de un sistema de pavimento

Las propiedades físico-mecánicas de los suelos que constituyen la subrasante, son las variables más importantes que se deben considerar al momento de diseñar una estructura de pavimento.

Para conocer las propiedades de los suelos es un proyecto, es necesario tomar muestras en todo el desarrollo del mismo. Posteriormente en el laboratorio se determinaran sus propiedades mediante ensayos que se describen a continuación:

2.5.2. Ensayo de Suelo

Los resultados obtenidos, de los ensayos realizados a la muestra representativa, así como las gráficas, pueden observarse en los anexos. De estos resultados dependen los espesores de las diferentes capas que conforman el pavimento.

Se cuenta entonces, en éste caso, con un material con las siguientes características:

Clasificación P.R.A. = A – 4

Descripción del suelo = Limo arenoso arcilloso color café

Límite líquido = 21.7 %

Índice plástico = 7.5 %

Peso unitario seco máximo = 129.6 lbs / pie³

Humedad óptima = 6.9 %

C.B.R. = al 88.76 % de compactación de 2.4%

3.5.2.1. Granulometría

El análisis granulométrico, se refiere a la determinación de la cantidad en porcentaje de diversos tamaños de las partículas que constituyen el suelo. Conocidas las composiciones granulométricas del material, se representan gráficamente.

Este ensayo está normado por la A.A.S.H.T.O. T-27.

El conocimiento de la composición granulométrica de un suelo grueso, sirve para discernir sobre la influencia que puede tener en la densidad del material compactado.

3.5.2.2. Límites de Atterberg (líquido e índice plástico)

Límite líquido

Normado por la A.A.S.H.T.O T-89. Es el contenido de humedad expresado en porcentaje, respecto del peso seco de la muestra con el cual el suelo cambia del estado líquido, al estado plástico. El método que actualmente se utiliza para determinar el límite líquido, es el que ideó Casagrande.

El límite líquido debe determinarse, con muestras del suelo que hayan cruzado la malla No. 40, si el espécimen es arcilloso, es preciso que nunca haya sido secado a humedades menores que su límite plástico.

Límite plástico

Normado por la A.A.S.H.T.O T-90. Es el contenido de humedad, expresado en porcentaje de su peso secado al horno, que tiene el material cuando permite su arrollamiento en tiras de 1/8 de pulgada sin romperse.

El límite plástico se calcula por medio de la siguiente fórmula:

$$\text{L.P.} = [(P_h - P_s) / P_s] \times 100$$

Donde:

L.P. = Humedad correspondiente al límite plástico en %

P_h = Peso de los trocitos de filamentos húmedos en gramos

P_s = Peso de los trocitos de filamentos secos en gramos

P_w = Peso del agua contenida en los filamentos pesados en gramos

Índice plástico

Representa la variación de humedad que puede tener un suelo, que se conserva en estado plástico. Tanto el límite líquido, como el límite plástico, dependen de la calidad y del tipo de arcilla; sin embargo, el índice de plasticidad, depende generalmente, de la cantidad de arcilla del suelo.

Según Atterberg:

Índice plástico = 0, entonces, suelo no plástico;

Índice plástico = 7, entonces, suelo tiene baja plasticidad

$7 \leq$ Índice plástico ≤ 17 , suelo medianamente plástico

3.5.2.3. Valores soporte (CBR)

Normado por la A.A.S.H.T.O. T-193. Este ensayo sirve para determinar el valor soporte del suelo compactado a la densidad máxima y humedad óptima, simulando las peores condiciones probables en el terreno, para lo cual las probetas obtenidas se sumergen completamente en una pila llena de agua.

El C.B.R. 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 de suelo patrón de piedra triturada, de propiedades conocidas.

Los valores de C.B.R. que se utilizan son:

0.1 pulgadas de penetración para un esfuerzo de 3,000 libras

0.2 pulgadas de penetración para un esfuerzo de 4,500 libras

3.5.2.4. Densidad y humedad (Proctor)

La prueba de Proctor Modificado según la norma A.A.S.T.H.O. T-180. La densidad que se puede obtener en un suelo por medio de un método de compactación dado, depende de su contenido de humedad. Al contenido que da el más alto peso unitario en seco (densidad) se le llama “Contenido óptimo de Humedad” para aquel método de compactación. En general, esta humedad es menor que la del límite plástico y decrece al aumentar la compactación.

Antes de la realización de este ensayo, el material debe ser triturado, secado y pasado por el tamiz No. 4. Se entiende por triturado únicamente el espolvorear terrones, no así las gravas si las hubiere.

La prueba de Proctor reproduce en el laboratorio el tipo de compactación uniforme de la parte inferior hacia la superficie de la capa compactada. En este ensayo se utilizó un pisón de 10 libras y una altura de caída de 18 pulgadas, compactando en 5 capas, usando para ello 25 golpes.

3.6. Diseño de espesores

3.7.1. Diseño de carpeta de rodadura

Para el cálculo del espesor del pavimento lo primero que se determinó fue el tránsito promedio diario en ambas direcciones (TPD). Este dato se estableció tomando en cuenta lo que representa el lugar a diseñar; para el tramo a pavimentar se tomó como parámetro la entrada que actualmente se utiliza donde se consideraron mas de 200 vehículos diarios para 20 años, de los cuales se tomó un porcentaje del 2% del TPDC en ambas direcciones. Según lo mencionado anteriormente, se clasifica en la categoría número 1 de la siguiente tabla.

Tabla V. Clasificación de vehículos, según su categoría

Categoría	Descripción	Tráfico			Máxima carga por eje, KIPS	
		TPD	TPDC		Sencillo	Tandem
			%	por día		
1	Calles residenciales, carreteras rurales 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 5000	5 a 18	de 40 a 1000	26	44
3	Calles arteriales y carreteras primarias (medio) supercarreteras o interestatales urbanas y rurales (bajo a medio)	3000 a 12000 para 2 carriles, 3000 a 5000 para 4 carriles o más	8 a 30	de 500 a 5000	30	52
4	Calles arteriales, carreteras primarias, supercarreteras (altas) interestatales urbanas y rurales (medio a alto)	3000 a 20000 para 2 carriles, 3000 a 15000 para 4 carriles o más	8 a 30	de 1500 a 8000	34	60

Una vez conocida la categoría a la que pertenece, se encuentra el módulo de reacción K. Este valor se establece por medio del CBR del laboratorio que en este caso, es de 2.4 %. Según la siguiente figura:

En donde el módulo de reacción K es de 100 lbs. / pulg³.

Identificado el módulo de reacción K, se clasifica la sub-rasante según la siguiente tabla.

Tabla VII. Tipos de suelos de sub-rasante y valores aproximados de K

Tipos de suelo	Soporte	Rango de valores de K Lbs / pulg³
Suelos de grano fino en el cual el tamaño de partículas de limo y arcilla predominan	Bajo	75 - 120
Arenas y mezclas de arenas con grava, con una cantidad considerable de limo y arcilla	Medio	130 - 170
Arenas y mezclas de arenas con grava, relativamente libre de finos	Alto	180 - 220
Sub-bases tratadas con Cemento	Muy alto	250 - 400

Como el suelo de sub-rasante tiene un soporte bajo, se asume un espesor de base de 10 cms. Se calcula el módulo de ruptura del concreto tomando un porcentaje de la resistencia a compresión, la cual es del 20% $f'c$; el $f'c$ tiene un valor de 3000 psi y el módulo de ruptura es de 600 psi.

Para poder encontrar el espesor se necesita definir el tipo de junta a utilizar: se utilizan juntas de trabé por agregados con bordillo integrado. Según

la siguiente tabla el espesor del pavimento está entre 5.5” y 6”. Se consideró el mayor de los espesores, el cual es de 6”.

Tabla VIII. Pavimento con juntas con agregados de trave

MR	Espesor de losa Pulg.	Sin hombros de concreto o bordillo				Espesor de losa Pulg.	Con hombros de concreto o bordillo			
		Soporte Subrasante – Subbase					Soporte Subrasante - Subbase			
		Bajo	Medio	Alto	Muy Alto	Bajo	Medio	Alto	Muy Alto	
650 PSI	5.5				5	5		3	9	42
	6		4	12	59	5.5	9	42	120	450
	6.5	9	43	120	490	6	96	380	700	970
	7	80	320	840	1200	6.5	650	1000	1400	2100
	7.5	490	1200	1500		7	1100	1900		
	8	1300	1900							
600 PSI	6				11	5			1	8
	6.5		8	24	110	5.5	1	8	23	98
	7	15	70	190	750	6	19	84	220	810
	7.5	110	440	1100	2100	6.5	160	520	1400	2100
	8	590	1900			7	1000	1900		
	8.5	1900								
550 PSI	6.5			4	19	5.5			3	17
	7		11	34	150	6	3	14	41	160
	7.5	19	84	230	890	6.5	29	120	320	1100
	8	120	470	1200		7	210	770	1900	
	8.5	560	2200			7.5	1100			
	9	2400								

Se busca en el lado derecho, por incluir bordillo, el diseño de losa. El soporte de la sub-rasante tiene un carácter bajo al buscar en el sector correspondiente a un módulo de ruptura de 600 PSI, el cual es de 6 pulgadas; por facilidad de construcción se dejará de 15 cm. de espesor y el bordillo será de 0.30 m. de alto y 0.15 m. de ancho.

Las juntas transversales serán construidas a cada 2.50 metros y la junta longitudinal a cada 2.25 metros, la pendiente de bombeo será de 2%, así como se indica en los planos.

3.7.2. Componentes de la Sección Típica

Subrasante:

Es la capa de terreno de una carretera, que soporta la estructura del pavimento y que se extiende hasta una profundidad, en que no le afecte la carga de diseño que corresponde a la estructura prevista.

Los materiales que forman la sub-rasante deberán cumplir con ciertos requisitos para producir un pavimento de buena calidad; dichos requisitos dependen de las propiedades de los materiales, que se determinan por ensayos debidamente normalizados, por la American Society for Testing Materials A.S.T.M. y por la American Association of State Highways Officials A.A.S.H.O.

Los siguientes requisitos deben cumplirse en una profundidad de al menos cincuenta centímetros para calles y carreteras.

Sub-base:

Es la primera capa del pavimento y está constituida por una capa de material selecto o estabilizado, de un espesor compactado, según las condiciones y características de los suelos existentes en la sub-rasante, pero en

ningún caso debe ser menor de 10 centímetros ni mayor de 70 centímetros. Las principales funciones de la sub-base son:

- Transmitir y distribuir las cargas provenientes de la base.
- Servir de material de transición entre la terracería y la base, así también como elemento aislador; previniendo la contaminación de la base, cuando la terracería contenga materiales muy plásticos.
- Romper la capilaridad de la terracería y drenar el agua proveniente de la base, hacia las cunetas. Es importante que la sub-base y la base en su sección transversal, sean interceptadas por las cunetas, para que éstas drenen fácilmente el agua que aquellas eliminan.

Superficie de rodadura:

Es la capa superior de la estructura de pavimento, construida con concreto hidráulico, por lo que debido a su rigidez y alto módulo de elasticidad, basan su capacidad portante en la losa, más que en la capacidad de la subrasante, dado que no usan capa de base. En general, se puede indicar que el concreto hidráulico distribuye mejor las cargas hacia la estructura de pavimento.

3.7. Movimiento de tierras

3.7.1. Cálculo de áreas

El método gráfico:

El cual consiste en la determinación del área de la sección dibujada y delimitada por los contornos de la sección típica y la sección transversal del nivel inferior de la capa vegetal por medio de un planímetro polar graduado a escala de la sección.

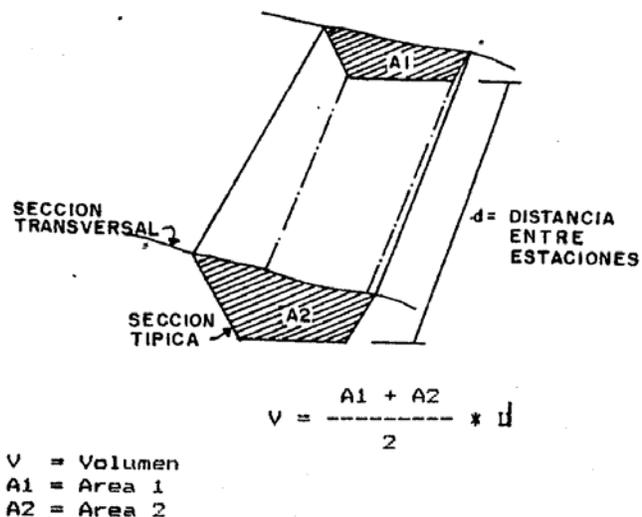
El método analítico:

Ya que las secciones transversales están ploteadas, podemos determinar las coordenadas para los puntos que determinan el área, referidas a la línea central y luego, por el método de las determinantes encontrar el área de la sección.

3.7.2. Cálculo de volúmenes

Una vez se han determinado las áreas de las secciones de construcción, se procede al cálculo de volúmenes de tierra. Para ello, es necesario suponer que el camino está formado por una serie de Prismoides, tanto en corte como en relleno. Entre dos estaciones, el volumen es el de un prisma irregular, el área de sus bases es la medida en cada una de las estaciones, y la altura del prisma es igual a la diferencia de estaciones; sucede esto cuando en las estaciones consideradas existe; sólo corte, o sólo relleno. La forma más rápida de calcular el volumen, es basándose en el producto de la semisuma de las áreas extremas, por la distancia entre estaciones.

Figura 12. Representación geométrica para el cálculo de volúmenes del movimiento de tierras



3.8. Estudio de impacto ambiental

Un estudio de Impacto Ambiental es hacer un diagnóstico del área en donde se realizara o realizó la construcción de una carretera, determinando en detalle la situación ambiental actual del medio biótico y abiótico que será impactada directamente por la obra.

La importancia de un estudio de impacto ambiental radica en permitir analizar cada una de las actividades a desarrollar en el proyecto, definiendo el área impactada y el efecto o impacto para cada uno de los factores ambientales. El estudio de impacto ambiental nos da a conocer o identificar los impactos al ambiente producidos por la obra. Durante la etapa de construcción o rehabilitación de una carretera es importante conocer que el proyecto ocasionará Varios impactos negativos de carácter transitorio sobre los componentes Aire, Suelo, Agua, Biota (Hábitat, flora y fauna), paisaje, etc.

Es importante desarrollar conjuntamente con el diseño de carreteras un Estudio de Impacto Ambiental (EIA's), tal y como lo establece el Artículo 68-86 de la Ley de Protección y Mejoramiento del Medio Ambiente del Congreso de la República.

Medidas de mitigación recomendadas:

Residuos y/o contaminantes que serán generados:

La maquinaria y equipo utilizados deben tener su sistema de escape en perfecto estado, así como contar con filtros para reducir la emanación de contaminantes; durante el transporte de materiales, los mismos deben cubrirse con lona para evitar la dispersión de partículas de suelo a lo largo del trayecto

de acarreo, esto evitará malestar a los pobladores que se encuentran a la orilla de la carretera.

Otro aspecto importante que deberá tomarse con especial cuidado es el mantenimiento de la carretera en construcción con los contenidos de humedad adecuados para evitar el polvo, es importante que todo el personal que labora en el campo deba equiparse con mascarillas para evitar infecciones respiratorias.

Descarga de aguas residuales:

Se recomienda que en los campamentos se instalen letrinas o en su defecto fosas sépticas, mismas que deberán ser ubicadas lejos de los causes o fuentes de agua, evitando que tengan contacto con la capa freática, estas deberán ser en número proporcional de 1 servicio por cada 10 personas.

Descarga de lubricantes:

Es conveniente que para el tratamiento de los lubricantes se construya una fosa de captación para este tipo de residuos en el área de campamento, estos posteriormente deberán ser recolectados y depositados en toneles de metal para trasportarlos a áreas de reciclaje.

Desechos sólidos:

En lo que respecta al material de escarificación de la capa de balasto de la carretera deberá analizarse si puede ser reciclada para una pronta re incorporación a la misma ya que disminuirá la explotación de canteras y se evitará la utilización de áreas para su disposición. En lo que respecta a los repuestos, neumáticos entre otros, estos desechos deberán ser recolectados en el campamento y llevarlos a sitios donde pueden ser reciclados o utilizados para alguna labor industrial, pero no deberá ser ubicados a lo largo del tramo en construcción, ni en vertederos clandestinos y municipales.

Ruidos y/o vibraciones:

La maquinaria a utilizar debe encontrarse en adecuadas condiciones de funcionamiento para minimizar las emisiones sonoras, además deberá de equiparse a todo el personal de campo con el equipo de protección especial.

Además se recomienda desarrollar los trabajos únicamente en jornada diurna, se considera que este impacto es de duración temporal ya que el mismo se presenta durante el tiempo de ejecución de la obra.

Contaminación visual:

El área de campamento deberá ubicarse de preferencia en sitios donde no se afecten las cuencas visuales, o bien donde se tengan cortinas vegetales para favorecer el impacto visual, ya que las condiciones del paisaje se pueden calificar como una zona de cualidades estéticas únicas o excepcionales.

Además al finalizar las labores en el área del proyecto, se deberá adecuar el sitio a las condiciones originales, con actividades de reforestación con especies arbóreas nativas.

La ubicación de los bancos de material será determinante para este factor ya que debido a las condiciones topográficas de la carretera una mala selección de estos sitios afectará el Paisaje del lugar, por lo que se recomienda al finalizar las labores de extracción de material nivelar el terreno y posteriormente revegetar con especies arbóreas del lugar.

Áreas protegidas:

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

dinamita para labores de construcción ya que podría afectar a la fauna existente en el lugar.

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

3.9. Presupuesto

3.9.1. Integración de costos

PAVIMENTO RÍGIDO PARA COMUNIDAD CACIXIMCHE DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN CHAMELCO, ALTA VERAPAZ				
INTEGRACIÓN DE COSTOS GENERALES				
REGLÓN	UNIDAD DE MEDIDA	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
PAVIMENTO RÍGIDO				
PRELIMINARES				
BODEGA Y LETRINA	m2	60.00	Q 192.83	Q 11,569.99
REPLANTEO TOPOGRÁFICO	ml	2,692.74	Q 3.59	Q 9,675.80
TRAZO		2,692.74	Q 4.42	Q 11,906.75
BASE				
CORTE Y ACARREO	m3	4,906.65	Q 41.73	Q 204,754.50
CONFORMACIÓN DE LA BASE	m2	867.11	Q 405.93	Q 351,983.84
CARPETA DE CONCRETO				
COLOCACIÓN DEL CONCRETO	m3	2,100.34	Q 1,152.52	Q 2,420,680.40
CURADO DEL CONCRETO	m2	14,002.25	Q 7.31	Q 102,398.77
BORDILLO				
FUNDICIÓN DE BORDILLO	ml	2,692.74	Q 44.44	Q 119,662.95
COSTO TOTAL				Q 3,232,633.01

CONCLUSIONES

1. Con el mejoramiento de las calles y accesos a la ciudad de San Juan Chamelco ofrecerá condiciones favorables para el mejoramiento del comercio, la atracción de turismo, ayudando al ornato y aumentando la plusvalía del sector, para que los pobladores tengan una mejor calidad de vida.
2. Conociendo las necesidades de servicios básicos e infraestructura se propuso la solución de la pavimentación de la mayor parte de la zona 1 y la construcción de un puente, el cual conecta la zona 1, de San Juan Chamelco, A.V. con la cabecera Cobán A.V.
3. Un puente se constituye de superestructura y subestructura, por lo que en nuestro estudio se entenderá por superestructura: barandales, acera, losa, vigas y diafragmas; y por subestructura: estribos, pila y muros de alas o aletones.
4. Cada uno de los elementos del sistema estructural que componen el puente, se ha diseñado de acuerdo con la norma AASHTO Y el código ACI (318-05).
5. Con la pavimentación, será más confortable y seguro transitar por las calles del área urbana de la ciudad de San Juan Chamelco, evitando que los conductores se vean afectados por el deterioro y desajuste de sus vehículos y que los peatones y ciclistas puedan circular con seguridad y comodidad.

RECOMENDACIONES

1. En proyectos futuros, considerar un diseño y planificación adecuada basados en criterios de ingeniería para obtener resultados beneficiosos; de esta manera las inversiones sociales solucionarán satisfactoriamente las necesidades de la población.
2. Durante la ejecución de los proyectos, tanto en el puente como la pavimentación de calles de San Juan Chamelco, se deberá contar con la supervisión técnica de un profesional de Ingeniería Civil, para que no sufran modificaciones y se cumpla con las especificaciones establecidas en planos.
3. Para la construcción de la cimentación del puente es aconsejable realizar durante época de estiaje.
4. Para la construcción y el paso de la carretera se hace indispensable el derecho de vía, por lo que se recomienda a la municipalidad iniciar la obra y la conveniencia de ceder el derecho de vía.
5. Realizar un estudio de ingeniería de materiales en el lugar. Con el objetivo de verificar las propiedades físicas y mecánicas del suelo y su posible utilización principalmente en rellenos.

BIBLIOGRAFÍA

1. American Concrete Institute, “**ACI 318S-05**”, Primera impresión julio del 2005.
2. Coronado Iturbide, Ing. Jorge, “**MANUAL CENTROAMERICANO PARA DISEÑO DE PAVIMENTOS**”, [www.sieca.org.gt/Publico/Transporte/Manuales/Vulnerabilidad/Manual_normas/Manual de Pavimentos.pdf](http://www.sieca.org.gt/Publico/Transporte/Manuales/Vulnerabilidad/Manual_normas/Manual_de_Pavimentos.pdf), Única edición, noviembre de 2002.
3. Herrera M, Ing. Jerónimo, “**PUNTES**”, Universidad Católica de Colombia. Facultad de Ingeniería Civil, segunda edición, 1996.
4. Ing. Aurelio Salazar Rodríguez, “**GUÍA PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS RÍGIDOS**”, Instituto mexicano del cemento y del concreto. Primera Edición. México 1998.
5. J. Garber, Ing. Nicholas, “**INGENIERÍA DE TRANSITO Y CARRETERAS**”, Universidad de Virginia, tercera edición, diciembre 2007.
6. Ministerio de Comunicación, Infraestructura y Vivienda, “**TÉRMINOS DE REFERENCIA PARA LOS ESTUDIOS DE DISEÑO DE PUNTES**”, Ministerio de Comunicación, Infraestructura y Vivienda. Ciudad de Guatemala, Única Edición 2006.
7. Nilson, Arthur H., “**DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO**”, Cornell University. Editorial McGraw-Hill Interamericana, duodécima edición, Marzo 2004.

APÉNDICES

- Informe de estudios de suelos.
- Planos del puente Caciximche.
- Planos de pavimentación de calles y avenidas de San Juan Chamelco.



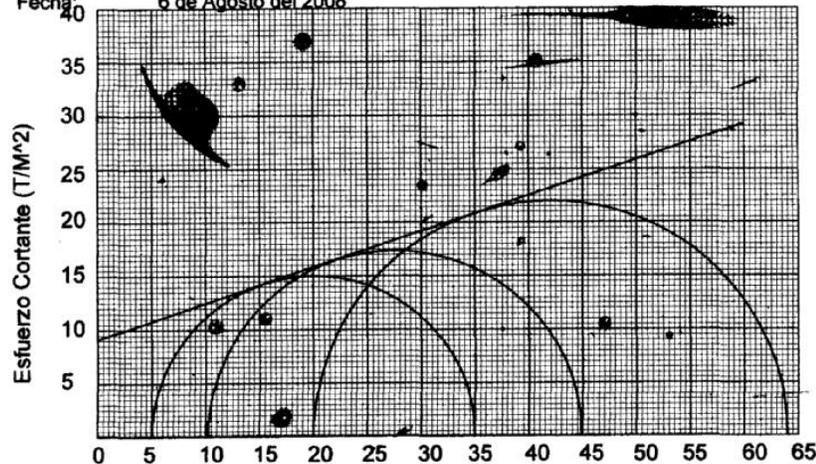
**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 230 O.T.No.: 23,641
 INTERESADO: José Miguel Vielman Díaz
 PROYECTO: Trabajo de graduación - EPS
 UBICACIÓN: San Juan Chamelco, Alta Verapaz

pozo: 1 Profundidad: 2.50 m Muestra: 1
 Fecha: 6 de Agosto del 2008



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 17.91^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 8.8 \text{ T/m}^2$

TIPO DE ENSAYO: No consolidado y no drenado.
 DESCRIPCION DEL SUELO: Limo Arenociloso color café
 DIMENSION Y TIPO DE LA PROBETA: 2.5" X 5.0"
 OBSERVACIONES: Muestra proporcionada por el interesado.

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIACION EN ROTURA q (T/m ²)	28.49	32.29	41.82
PRESION INTERSTICIAL u (T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA E_r (%)	1.5	2.5	4.0
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1.79	1.79	1.79
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	2.10	2.10	2.10
HUMEDAD (%H)	17.4	17.4	17.4

Vo. Bo.

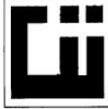
Ing. Oswaldo Romeo Escobar Alvarez
 DIRECTOR CII/USAC

Atentamente,



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos





CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



INFORME No.: 229 S. S.

O.T.: 23641

INTERESADO: José Miguel Vielman Díaz

PROYECTO: Trabajo de Graduación - EPS

ASUNTO: ENSAYO DE GRAVEDAD ESPECIFICA.

Norma: AASHTO T-100

UBICACIÓN: San Juan Chamelco, Alta Verapaz

DESCRIPCIÓN DEL SUELO: Fragmentos de roca con limo arcilloarenoso color café

FECHA: 06 de Agosto del 2008

RESULTADO DEL ENSAYO:

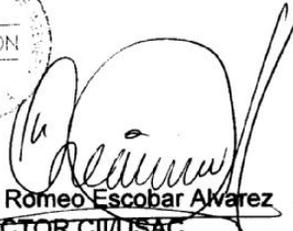
G.E. = 1.705

OBSERVACIONES: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,



Vo. Bo.


Ing. Oswaldo Romeo Escobar Alvarez
DIRECTOR CII/USAC




Ing. Omar Enrique Médrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



INFORME No. 225 S.S.

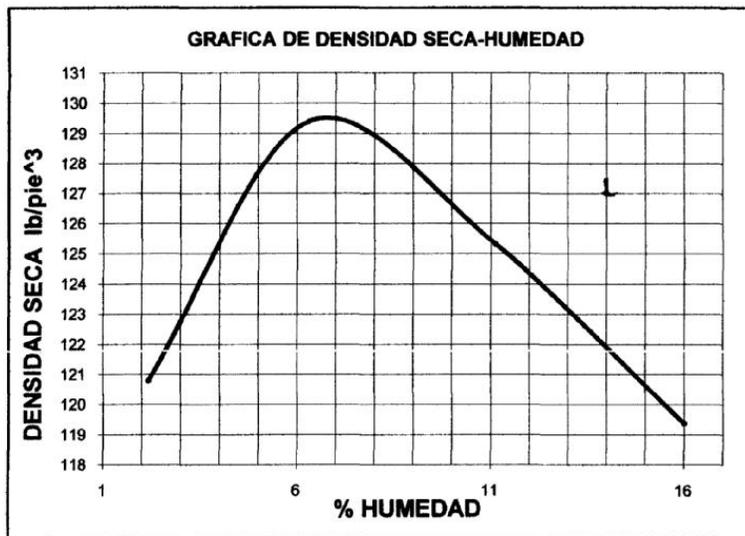
O.T. No.: 23,641

Interesado: José Miguel Vielman Díaz
Asunto: ENSAYO DE COMPACTACIÓN.

Proctor Estándar: () Norma:
Proctor Modificado: (X) Norma: A.A.S.T.H.O. T-180

Proyecto: Trabajo de graduación - EPS

Ubicación: San Juan Chamelco, Alta Verapaz
Fecha: 06 de Agosto del 2008



Muestra No.: 1
 Descripción del suelo: Fragmentos de roca con limo arcilloarenoso color café
 Densidad seca máxima γ_d : 2.076 Kg/m³ 129.6 lb/ft³
 Humedad óptima Hop.: 6.9 %
 Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.

Atentamente,



[Handwritten signature of Ing. Oswaldo Romeo Escobar Alvarez]
 Ing. Oswaldo Romeo Escobar Alvarez
 DIRECTOR CII/USAC

Vo. Bo.:



[Handwritten signature of Ing. Omar Enrique Médrano Méndez]
 Ing. Omar Enrique Médrano Méndez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos



CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



INFORME No. 228 S.S.

O.T. No. 23641

Interesado: José Miguel Vielman Díaz
Proyecto: Trabajo de graduación - EPS

Asunto: ENSAYO DE LIMITES DE ATTERBERG
Norma: AASHTO T-89 Y T-90

Ubicación: San Juan Chamelco, Alta Verapaz

FECHA: 06 de Agosto del 2008

RESULTADOS:

ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	C.S.U. *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	21.7	7.5	Cl	Limo Arcilloarenoso color café

(*) C.S.U. = CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO

Observaciones: Muestra tomada por los interesados.

Atentamente,

Vo. Bo.



Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
DIRECTOR CII/USAC



Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



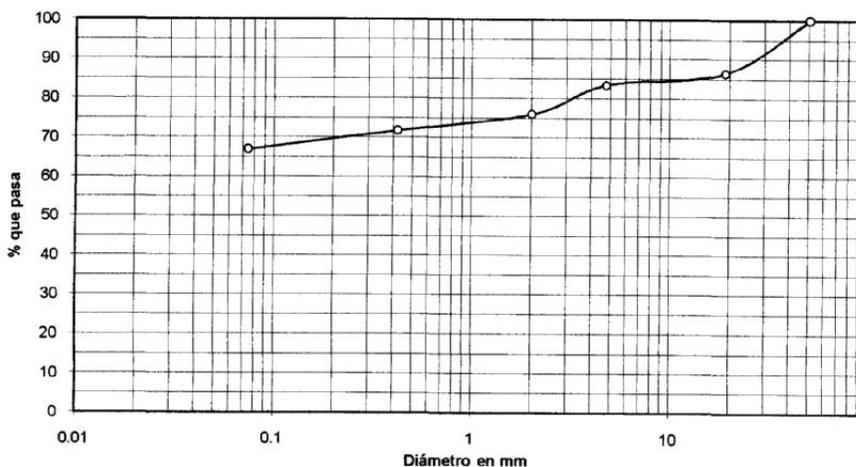
INFORME No. 227 S.S.

O.T. No. 23,641

Interesado: José Miguel Vielman Díaz
 Tipo de Ensayo: Análisis Granulométrico, con tamices y lavado previo.
 Norma: A.A.S.H.T.O. T-27,
 Proyecto: Trabajo de Graduación - EPS
 Procedencia: San Juan Chamelco, Alta Verapaz
 Fecha: 06 de Agosto del 2008

Análisis con Tamices:		
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
2"	50.8	100.00
3/4"	19.00	86.50
4	4.76	83.40
10	2.00	76.00
40	0.42	71.80
200	0.074	66.90

% de Grava: 16.60
 % de Arena: 16.50
 % de Finos: 66.90



Descripción del suelo: Fragmentos de roca con limo arcilloarenoso color café.
 Clasificación: S.C.U.: CL-ML P.R.A.: A-4
 Observaciones: Muestra tomada por el interesado.



Vo. Bó.
 Ing. Oswaldo Román Escobar Álvarez
 DIRECTOR CII/USAC

Atentamente,



Omar E. Medrano Méndez
 Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos



**CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**



INFORME No.: 226 S.S.

O.T. No.: 23641

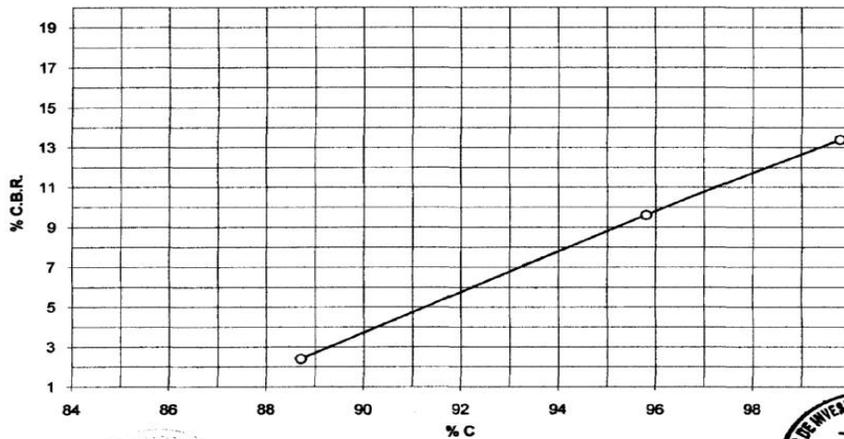
Interesado: José Miguel Vielman Díaz
Asunto: Ensayo de Razón Soporte California (C.B.R.)
Proyecto: Trabajo de graduación - EPS

Norma: A.A.S.H.T.O. T-193

Ubicación: San Juan Chamelco, Alta Verapaz
Descripción del suelo: Fragmentos de roca con limo arcilloarenoso color café
Muestra No.: 1
Fecha: 06 de Agosto del 2008

PROBETA No.	GOLPES No.	A LA COMPACTACION		C (%)	EXPANSION (%)	C.B.R. (%)
		H (%)	γ_d kg/m ³			
1	10	6.40	1840.7	88.70	2.3	2.4
2	30	6.40	1988.1	95.80	1.7	9.6
3	65	6.40	2071.4	99.80	1.4	13.4

GRAFICA DE % C.B.R.-% DE COMPACTACION



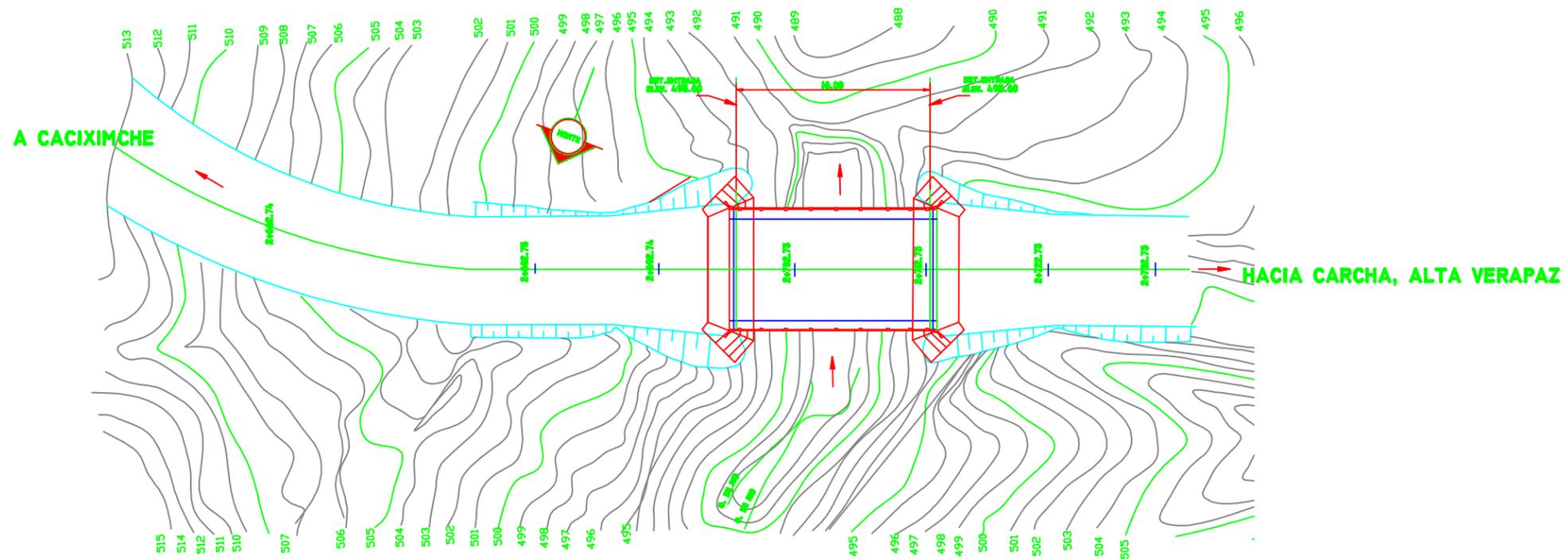
Atentamente,

[Signature]
Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
DIRECTOR CII/USAC



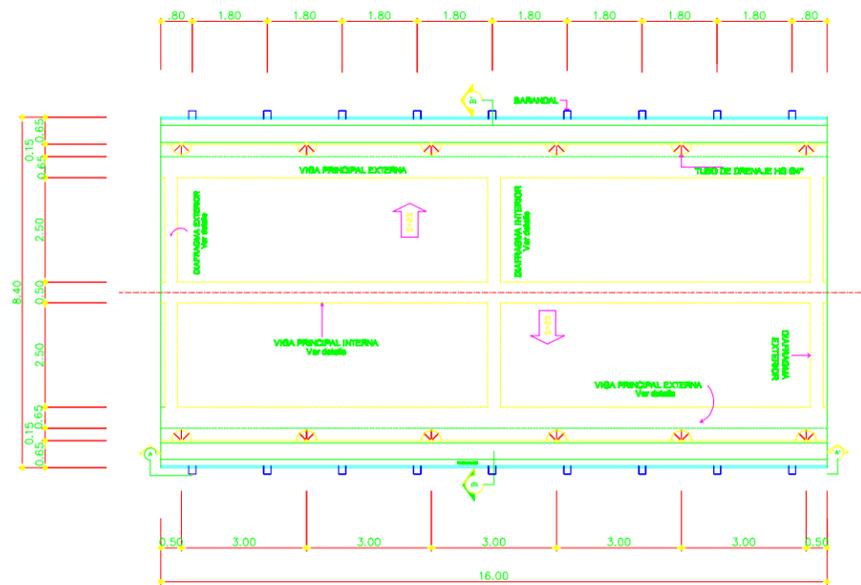
[Signature]
Ing. Omar Enrique Medrano Mendez
Jefe Sección Mecánica de Suelos

Vo. Bo.:



PLANTA DE UBICACIÓN

SIN ESCALA



PLANTA DE DISEÑO DEL PUENTE

ESCALA: 1:75

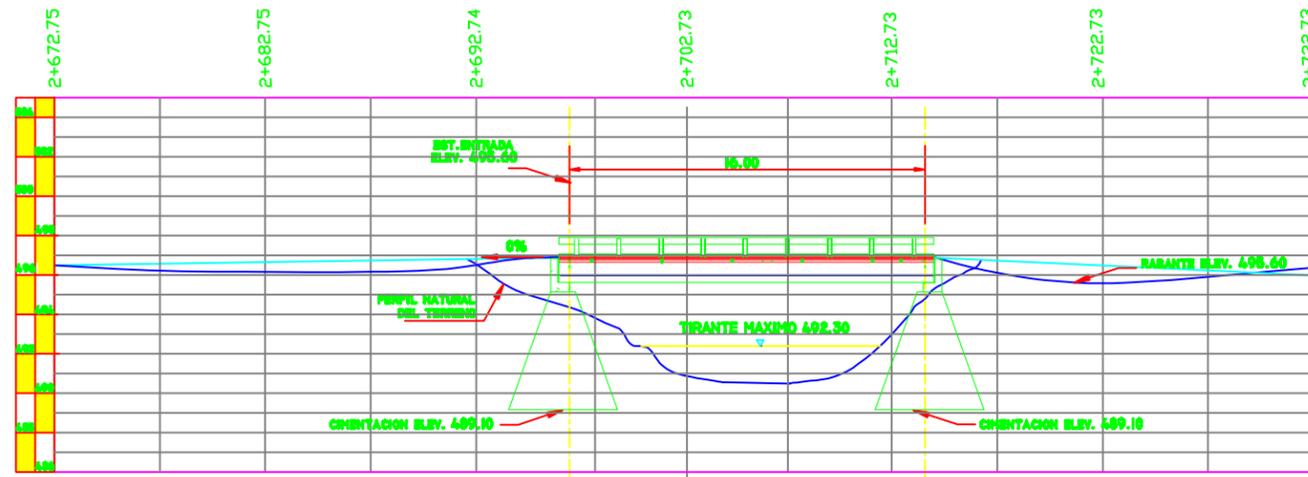


FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
MUNICIPALIDAD DE SAN JUAN CHAMELCO AV.
O.M.P.
Oficina Municipal de Planificación

PROYECTO:	DESIGNO DEL PUENTE CACIXIMCHE	ESCALA:	INDICADA
CONTRATO:	PLANTAS DE UBICACION Y DESIGNO	FECHA:	AGO/ 2008
AUSENTE:	DESIGNO:	PLANO No.	PLANO No.
MRS. LUIS GONZALEZ/PROYECTA	Jose Miguel Valdes Paz	1	1
	Jose Miguel Valdes Paz	4	1

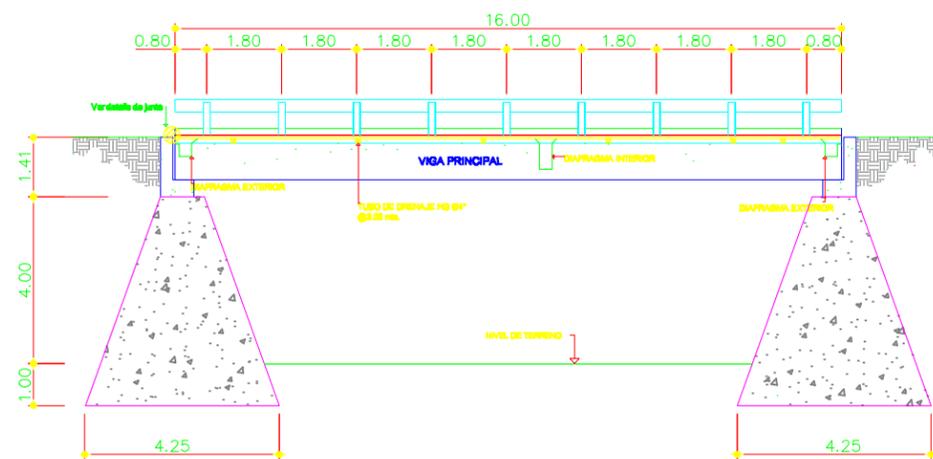
MRS. LUIS GONZALEZ/PROYECTA
INGENIERO E.P.A.

JOSE MIGUEL VALDES PAZ
EPS No. 016



ELEVACIÓN LATERAL

SIN ESCALA



ELEVACIÓN LATERAL

ESCALA: 1:75

NOTAS:

ESPECIFICACIONES:

1. DISEÑO: STANDARD ESPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES DE LA AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATIONS OFFICIAL, (AASHTO)
- 2.- CONSTRUCCIÓN: ESPECIFICACIONES PARA CONSTRUCCIÓN DE PUENTES Y CARRETERAS DE LA D.G.C. (ESPECIFICACIONES D.G.C.) ULTIMA EDICION 2001

MATERIALES

- 4.1- CONCRETOS: (SECCION 551.05 EBP. D.G.C.) SE USARÁ CONCRETO CLASE 35 CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 362 Kg /cm² (8,000 lb/ft²) A LOS 28 DÍAS
- 4.2- CONCRETOS: (SECCION 551.05 EBP. D.G.C.) SE USARÁ CONCRETO CLASE 21 CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESION DE 211 Kg /cm² (3,00 lb/ft²) A LOS 28 DÍAS
- 4.3- CONCRETO CICLOPEDICO: CONCRETO CLASE 14 CON ESFUERZO DE RUPTURA A COMPRESIÓN DE 140 Kg /cm² (2,000 lb/ft²) A LOS 28 DÍAS CON PIEDRA BOLA EN PROPORCIONES DE 70% DE CONCRETO POR 30% DE PIEDRA
- 5.- ACERO DE REFUERZO: (SECCION 552.06 EBP. D.G.C.) SE USARÁ ACERO DE REFUERZO DE GRADO ESTRUCTURAL, EN FORMA DE BARRAS CORRUGADAS DE ACUERDO CON LAS ESPECIFICACIONES M51 DE LA AASHTO Y A 300 -616 DE LA ASTM (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL), O COGUANDR N80 360II, GRADO 40

VIARIOS:

- 6.- SALVO QUE SE INDIQUE OTRA COSA SE USARA EL SIGUIENTE RECUBRIMIENTO EN LAS BARRAS DE REFUERZO: PARA LOSAS EXPUESTAS AL TRAFICO 5cm, EN LA SUPERFICIE DE RODADURA Y 2.5 cm EN LOS DEMAS CASOS, PARA VIGAS Y DIAFRAGMAS 5cm, EL RECUBRIMIENTO SE MIDE ENTRE EL ROSTRO DE LA BARRA Y LA SUPERFICIE DEL CONCRETO
- 7.- TODAS LAS ARISTAS EXPUESTAS DEBERAN SER BISELADAS 2cm, A MENOS QUE SE INDIQUE OTRA COSA.
- 8.- EL ACABADO DEL CONCRETO SE HARAN SEGUN LA SECCION 553.17 DE LA D.G.C. TODAS LAS SUPERFICIES DE CONCRETO DEBEN SER ACABADAS INMEDIATAMENTE DESPUES DEL RETIRO DE LAS FORMALITAS, CON UN "ACABADO ORDINARIO DE SUPERFICIE", EXCEPTO EN EL CASO DE LOS BARANDALES, A LOS QUE DEBE DARSE UN "ACABADO PROTADO DE SUPERFICIE".
- 9.- LOS TRASLAPES: SERAN DE 20 DIAMETROS, SALVO EN LOS CASOS DE VIGAS QUE TENGAN MAS DE 30 cms, DE CONCRETO BAJO LAS BARRAS, EN CUYO CASO DEBERAN USARSE 35 DIAMETROS, O QUE SE INDIQUE OTRA COSA EN LOS PLANOS (SECCION 552.06 DE LAS ESPECIFICACIONES DE LA D.G.C.). LAS BARRAS DE REFUERZO No.8 DE LA CAMA INFERIOR DE LAS VIGAS, SE UNIRAN A TOPE Y EL TRASLAPES SERA PROPORCIONADO POR UNA BARRERA ADICIONAL No.8 DE 145 cms (VER EL DETALLE DE TRASLAPES), EN UN MISMO PUNTO Y PARA UN MISMO MANIDJO DE BARRAS ,SOLO SE PERMITE HACER UN EMPALME ESCALONADO LOS DEMAS A UNA DISTANCIA MINIMA DE 145 cms
- 10.- LOS GANCHOS DE DOBLARAN SEGUN LA SECCION 552.06 DE LAS ESPECIFICACIONES DE LA D.G.C. DETALLE EN PLANO No.2
- 11.- SE USARAN JUNTAS DE CONSTRUCCION SOLO DONDE LO INDIQUE LOS PLANOS, O LO AUTONICE EL DELEGADO RESIDENTE
- 12.- LAS DIMENSIONES ESTAN DADAS EN METROS SALVO DONDE SE INDIQUE OTRA COSA.
- 13.- LA JUNTA MOSTRADA EN LA SECCION C-C DEBERA HACERSE TANTO EN EL ESTRIBO DE ENTRADA COMO EN EL DE SALIDA. LA PLANCHA MOSTRADA EN LA SECCION C-C Y DETALLE D, DEBERA SOLDARSE AL ANGULAR DEL ESTRIBO DESPUES DE HABER TERMINADO LA FUNDICION Y REMOVIDO LA FORMALETA
- 14.- LA ACERA Y EL BARANDAL DEBERAN FUNDIRSE DESPUES DE PERMITIR LA LIBRE DEFLEXION DE LA LOSA
- 15.- EL ACERO ESTRUCTURAL DE LA JUNTA DE DILATACION DEBERA PINTARSE EN TODAS SUS SUPERFICIES CON NO MENOS DE DOS CAPAS DE PINTURA DE MINIO, CON EXCEPCION DE LA PARTE DE LOS ANCLAJES QUE ESTAN DENTRO DEL CONCRETO
- 16.- EL VALOR SOPORTE ES DE 16 TON/M² PARA LOS ESTRIBOS Y SE CIMENTÓ EN LA COTA, EN CASO DE ENCONTRAR MATERIAL NO ADECUADO EN ESTA COTA SE DEBERA DE CONSULTAR CON EL DISEÑADOR.
- 17.- PARA GARANTIZAR LA SEPARACION ESTRUCTURAL ENTRE LOS ESTRIBOS Y LA LOSA, LA SUPERFICIE DE LA VIGA DE APOYO DEBE ESTAR BIEN NIVELADA Y ALSADA, SE COLOCARA ENTRE LA VIGA DE APOYO Y EL ESTRIBO UN CARTON DE 1cm, DE ESPESOR IMPREGNADO CON ASFALTO, Y SE DEBERA DE COLOCAR ANTES DE FUNDIR LA LOSA.
- 18.- CUALQUIER MODIFICAR QUE QUIERA HACERSE A ESTOS PLANOS, DEBERÁ CONSULTARSE PREVIAMENTE AL DISEÑADOR DEL PUENTE.

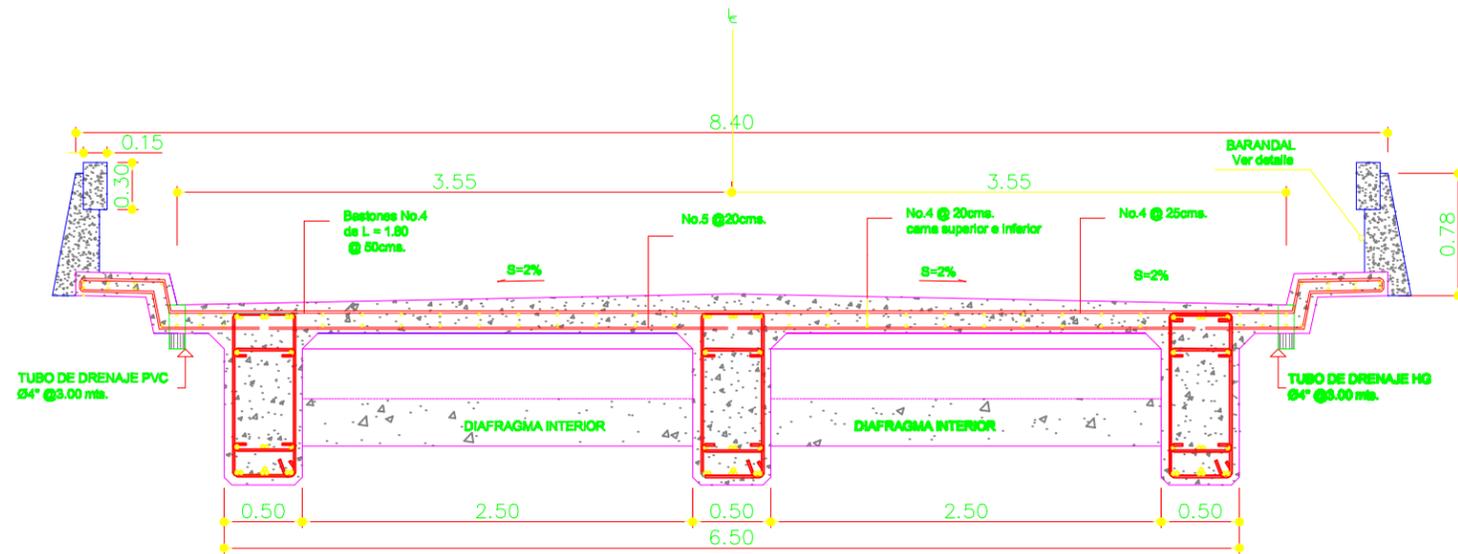


FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
MUNICIPALIDAD DE SAN JUAN CHAVELCO AV.
O M P
Oficina Municipal de Planificación

PROYECTO:	DISEÑO DEL PUENTE CHAVELCO	ESCALA:	INDICADA
CONVENIO:	ELEVACIONES LATERALES	FECHA:	AGO/ 2008
PROYECTOR:	JOSÉ MIGUEL VALDEMIAN PÉREZ	PLANO No.:	PLANO No.:
REVISOR:	JOSÉ MIGUEL VALDEMIAN PÉREZ	2	1
		4	1

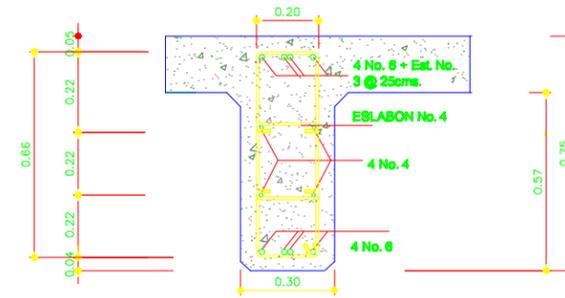
MRS. LUIS GONZALEZ VILLARREAL
INGENIERO EPS

JOSÉ MIGUEL VALDEMIAN PÉREZ
EPS No. 016



SECCIÓN B-B

ESCALA: 1:20



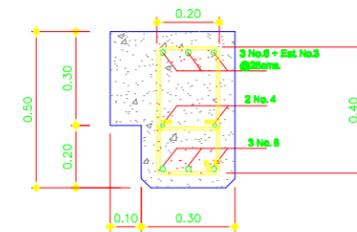
DIAFRAGMA INTERNO

ESCALA: 1:30



SECCIÓN LONGITUDINAL VIGA PRINCIPAL INTERNA

ESCALA: 1:30

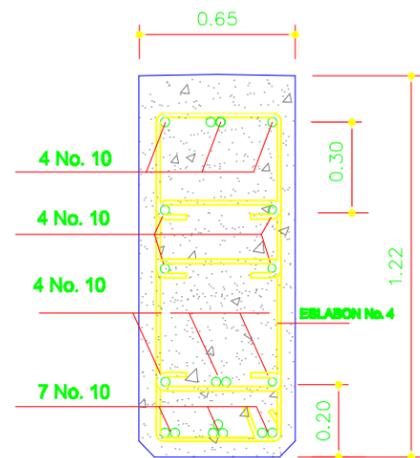


DIAFRAGMA EXTERNO

ESCALA: 1:30

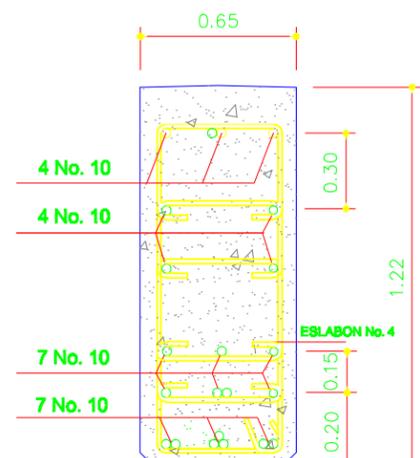


SECCIÓN LONGITUDINAL CONFINAMIENTO VIGA PRINCIPAL INTERNA



SECCIÓN DE VIGA PRINCIPAL A-A

ESCALA: 1:30



SECCIÓN DE VIGA PRINCIPAL B-B

ESCALA: 1:30

ESPECIFICACIONES											
1- MATERIALES: Para especificaciones de materiales ver especificaciones de la obra. Para especificaciones de materiales ver especificaciones de la obra.	4- DOBLADOS Y ANCLAJE: Ver especificaciones de la obra. 	6- LONGITUD DE EMPALME: <table border="1"> <tr> <td>r</td> <td>r</td> <td>l (cm)</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>3</td> <td>30</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>4</td> <td>40</td> </tr> </table>	r	r	l (cm)	3	3	30	4	4	40
r	r	l (cm)									
3	3	30									
4	4	40									
3- REFORZAMIENTO: Para especificaciones de reforzamiento ver especificaciones de la obra. Para especificaciones de reforzamiento ver especificaciones de la obra.	5- TORNILLOS: Para especificaciones de tornillos ver especificaciones de la obra. Para especificaciones de tornillos ver especificaciones de la obra.	7- RADIOS DE DOBLADO: Ver especificaciones de la obra. Ver especificaciones de la obra.									

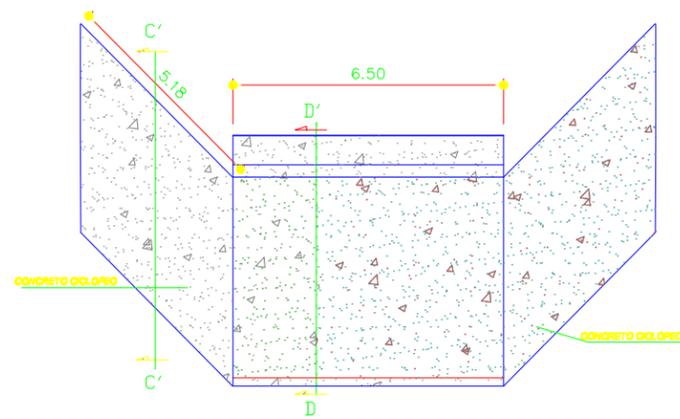


FACULTAD DE INGENIERIA
 EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
 UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
MUNICIPALIDAD DE SAN JUAN CHAMELCO AV.
OMP
 Oficina Municipal de Planificación

PROYECTO:	DESARROLLO DEL PUENTE CHAMELCO	ESCALA:	INDICADA
CONTRATO:	DETALLES DE SUPERESTRUCTURAS	FECHA:	AGO/2008
AUSENTE:	DESARROLLO:	PLANO No.:	PLANO No.:
ING. LUIS GONZALEZ VILLARREAL	JOSÉ MIGUEL VALDEMIANO PÉREZ	3	1
	JOSÉ MIGUEL VALDEMIANO PÉREZ	4	1

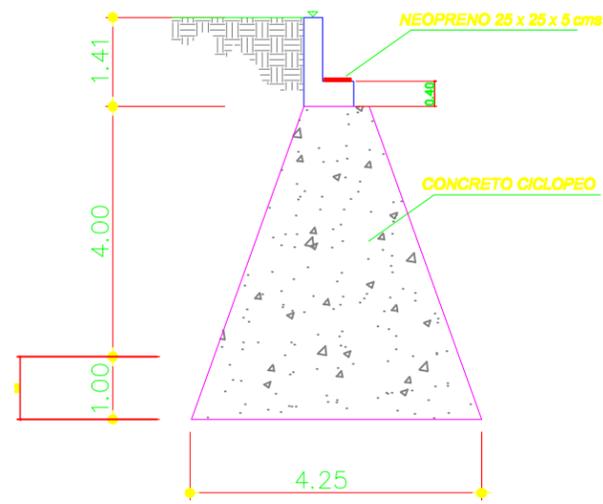
ING. LUIS GONZALEZ VILLARREAL
 EPS No. 018

JOSÉ MIGUEL VALDEMIANO PÉREZ
 EPS No. 018



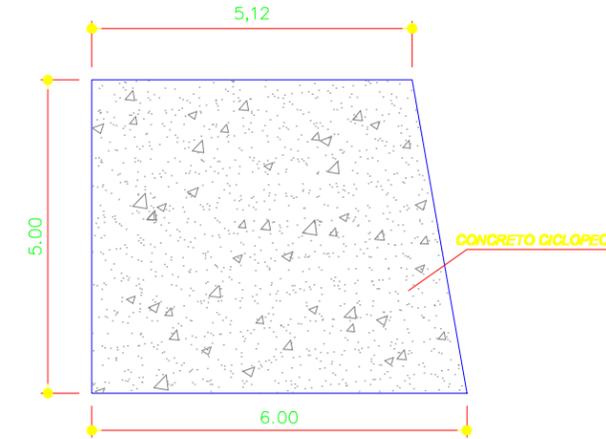
ELEVACIÓN MURO

ESCALA: 1:75



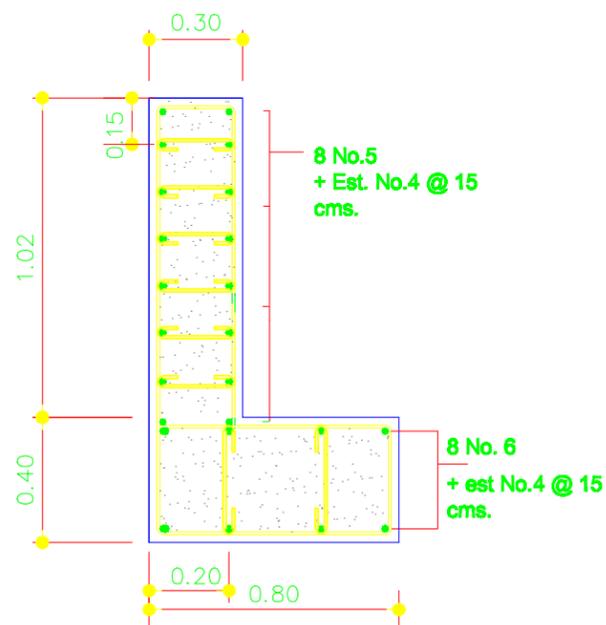
ELEVACIÓN SECCIÓN D-D'

ESCALA: 1:50



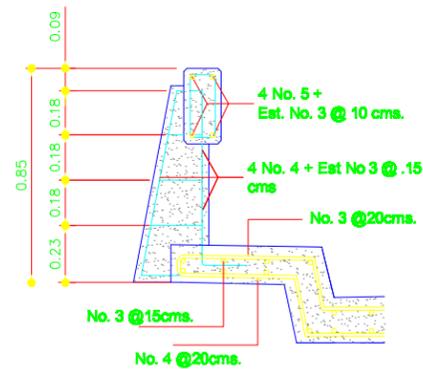
ALA PROTECTORA SECCIÓN C-C'

ESCALA: 1:75



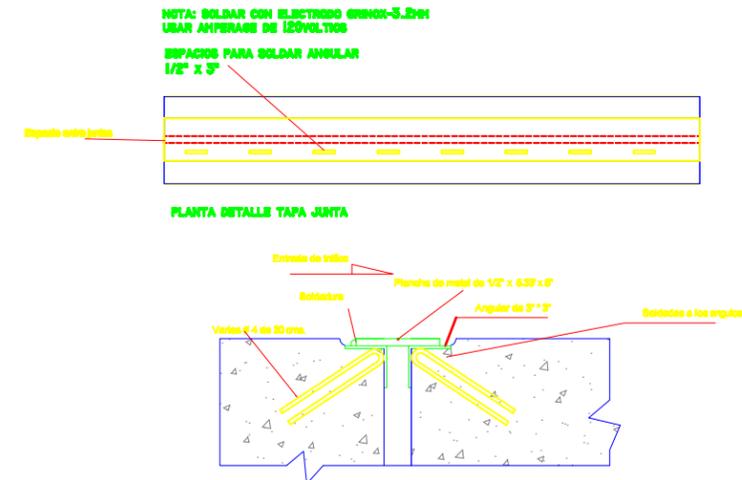
CORTINA + VIGA DE APOYO

ESCALA: 1:10



DETALLE DEL BARANDAL

SIN ESCALA



DETALLE DE JUNTA

SIN ESCALA



FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO EPS
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
MUNICIPALIDAD DE SAN JUAN CHAMELCO AV.
O.M.P.
Oficina Municipal de Planificación

PROYECTO:	DESARROLLO DEL PUENTE CHAMOLÉ	ESCALA:	INDICADA
CONTRATO:	DETALLES DE SUB-ESTRUCTURA	FECHA:	AGO/2008
AUSENTE:	PROYECTO:	PLANO No.	PLANO No.
ING. LUIS ORRIBARRA/PROYECTA	José Miguel Velasco Paz	4	1
	José Miguel Velasco Paz	4	1

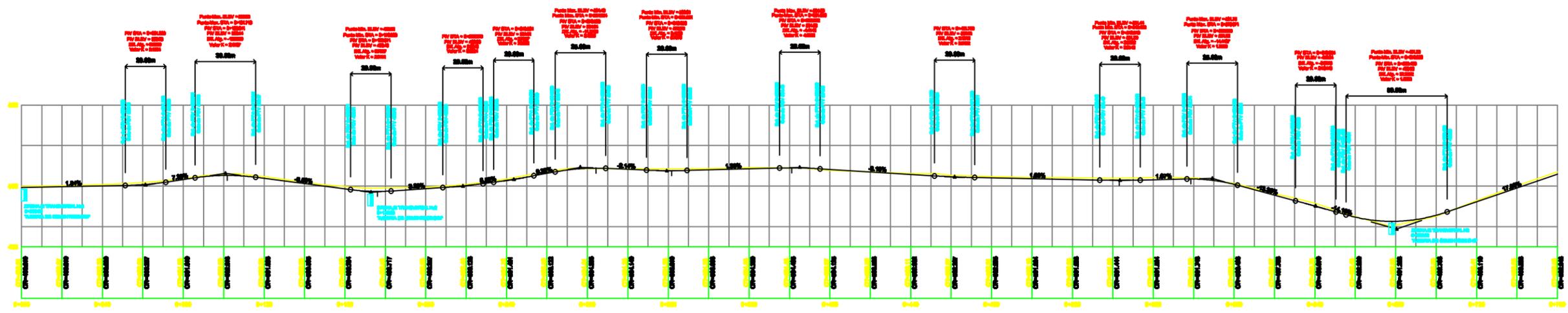
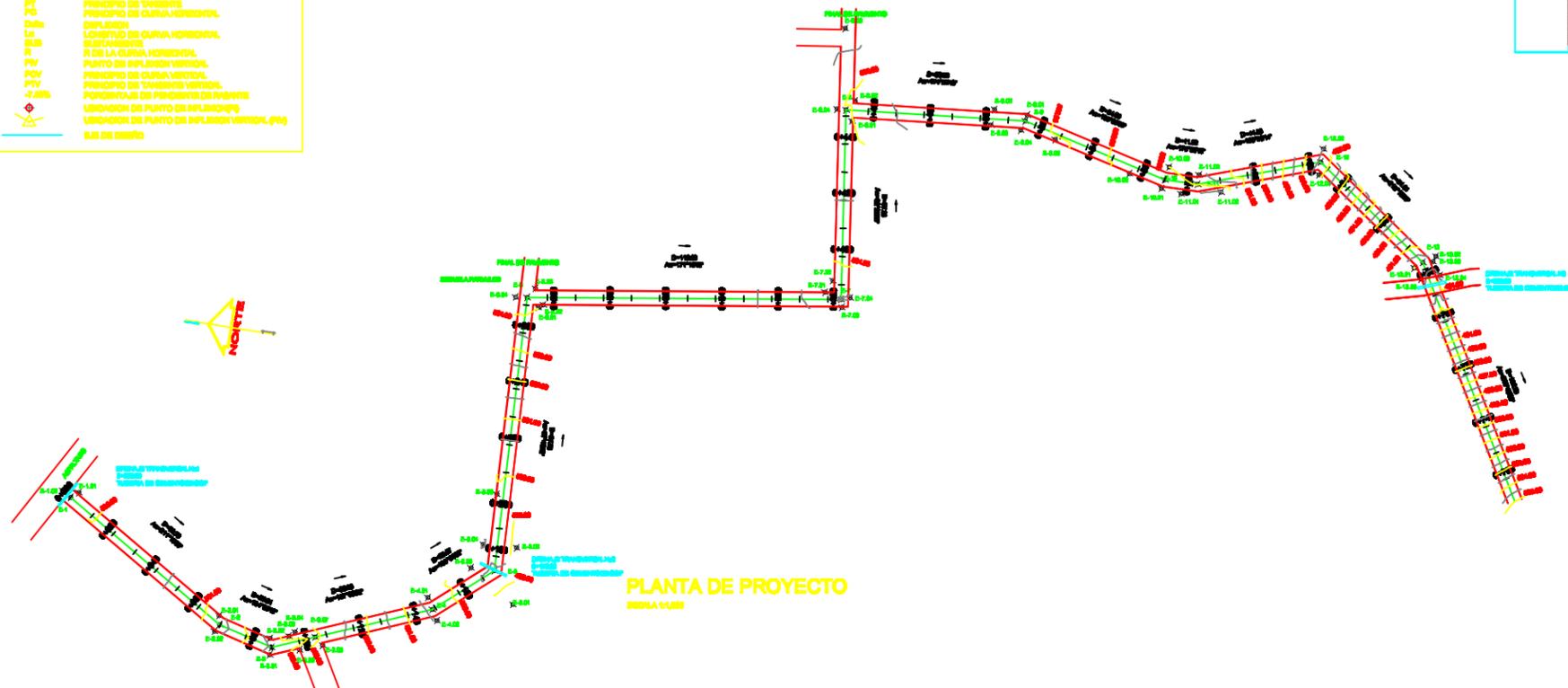
ING. LUIS ORRIBARRA/PROYECTA

JOSÉ MIGUEL VELASCO PAZ/ING. CIVIL

PLANTA Y PERFIL 0+000 A 0+700	
PROYECTISTA	JOSÉ MIGUEL VILLAN DÍAZ
REVISOR	JOSÉ MIGUEL VILLAN DÍAZ
APROBADOR	ING. LUIS GREGORIO ALVARO VÉLEZ
FECHA	JUNIO, 2022
NO. DE HOJA	2
TOTAL DE HOJAS	6

SIMBOLOGIA

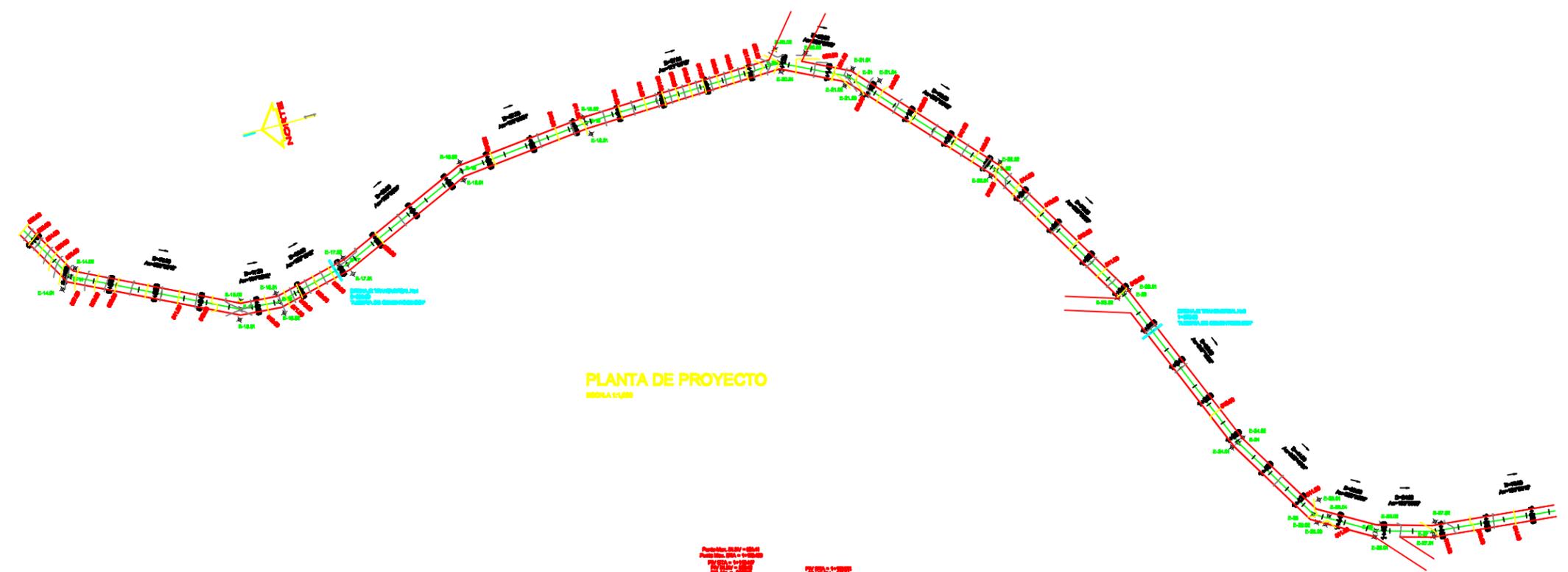
	UBICACION DE DRENAJES EN PLANTA
	UBICACION DE DRENAJES EN PERFIL
$0+000$	DESPLAZAMIENTO ACUMULADO DE OBRAS
PT	PRINCIPIO DE TANGENTE
PC	PRINCIPIO DE CURVA HORIZONTAL
$0+100$	DISPLAZAMIENTO
L_c	LONGITUD DE CURVA HORIZONTAL
$0+200$	SEÑALAMIENTO
R	R DE LA CURVA HORIZONTAL
PVI	PUNTO DE INFLEXION VERTICAL
PCV	PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL
PTV	PRINCIPIO DE TANGENTE VERTICAL
-2.00%	PORCENTAJE DE PENDIENTE DEL VEHICULO
	UBICACION DE PUNTO DE INFLEXION VERTICAL (PVI)
	LINEA DE DISEÑO



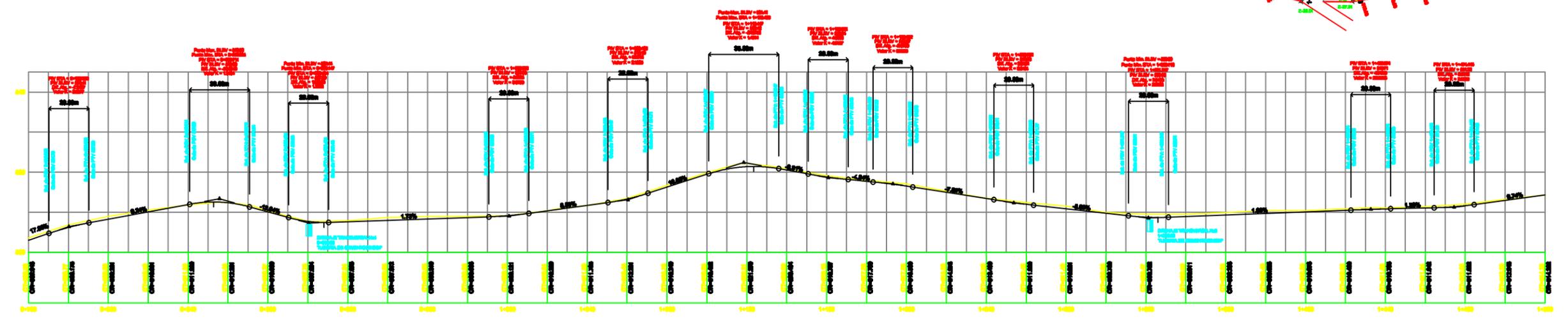


SIMBOLOGIA

	UBICACION DE DRENAJES EN PLANTA
	UBICACION DE DRENAJES EN PERFIL
	DESBANDA ACUMULADA DE CURVA
	PUNTO DE TANGENTE
	GRADO DE CURVA HORIZONTAL
	LONGITUD DE CURVA HORIZONTAL
	RADIO DE LA CURVA HORIZONTAL
	GRADO DE CURVA VERTICAL
	GRADO DE TANGENTE VERTICAL
	PUNTO DE INFLEXION VERTICAL
	PUNTO DE CURVA VERTICAL
	PUNTO DE TANGENTE VERTICAL
	PUNTO DE INFLEXION VERTICAL
	UBICACION DE PUNTO DE INFLEXION VERTICAL (PIV)
	UBICACION DE PUNTO DE INFLEXION VERTICAL (PIV)
	LINEA DE DISEÑO



PLANTA DE PROYECTO
ESCALA 1:400



PERFIL DE DISEÑO
ESCALA HORIZONTAL 1:400
ESCALA VERTICAL 1:80



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVIZADO

PROYECTO: DISEÑO DE TRAMO PAVIMENTADO
CACDOMICHE, SAN JUAN CHAMELO, ALTA VERAPAZ

TÍTULO: PLANTA Y PERFIL 1:4000 A 2:400

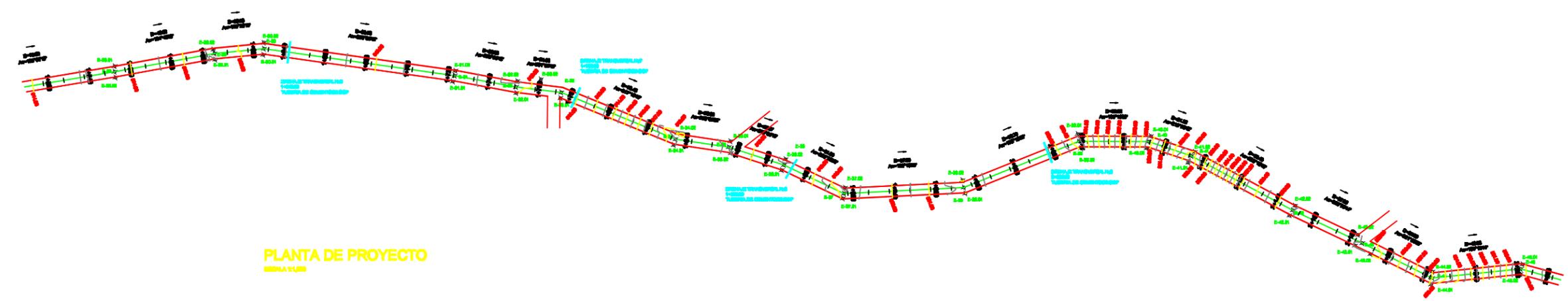
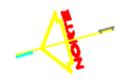
INGENIERO: JOSÉ MIGUEL VILLAN DÍAZ
FECHA: JUNIO, 2008

PROFESOR: DR. LUIS GREGORIO ALVARO VÉLEZ
MES: JUNIO, 2008

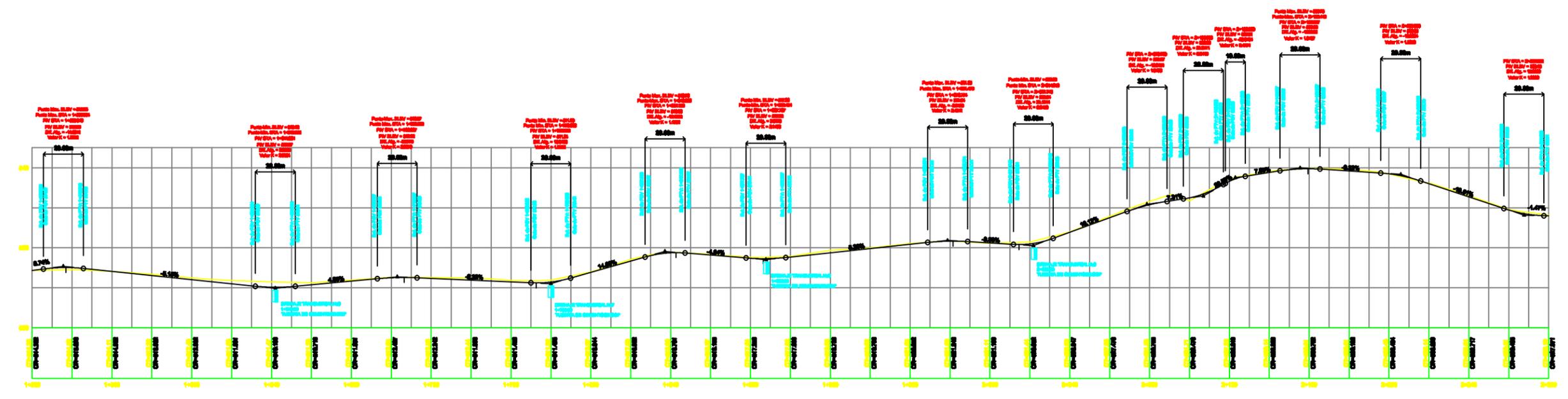
H O J A
4 / 6

SIMBOLOGIA

	UBICACION DE CENITALES EN PLANTA
	UBICACION DE CENITALES EN PERFIL
	SEÑALADURA ACUMULADA DE CURVAS
	PRINCIPIO DE TANGENTE
	PRINCIPIO DE CURVA HORIZONTAL
	LONGITUD DE CURVA HORIZONTAL
	RADIO DE LA CURVA HORIZONTAL
	PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL
	PRINCIPIO DE TANGENTE VERTICAL
	LONGITUD DE PUNTO DE INFLEXION
	UBICACION DE PUNTO DE INFLEXION (P.I.)
	UBICACION DE PUNTO DE INFLEXION VERTICAL (P.I.V.)
	LINEA DE DISEÑO



PLANTA DE PROYECTO
ESCALA 1:4000



PERFIL DE DISEÑO
ESCALA HORIZONTAL 1:4000
ESCALA VERTICAL 1:200

SIMBOLOGIA

	UBICACION DE CRUJIALES EN PLANTA
	UBICACION DE CRUJIALES EN PERFIL
	SEÑALACION AL LINEA DE CRUJIALES
	PRINCIPIO DE CURVA HORIZONTAL
	FIN DE CURVA HORIZONTAL
	CENTRO DE CURVA HORIZONTAL
	R DE LA CURVA HORIZONTAL
	PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL
	FIN DE CURVA VERTICAL
	CENTRO DE CURVA VERTICAL
	PERCENTAJE DE PENDIENTE DE PAVIMENTO
	UBICACION DE PUNTO DE INFLEXION(V)
	UBICACION DE PUNTO DE INFLEXION(V)
	LINEA DE DISEÑO

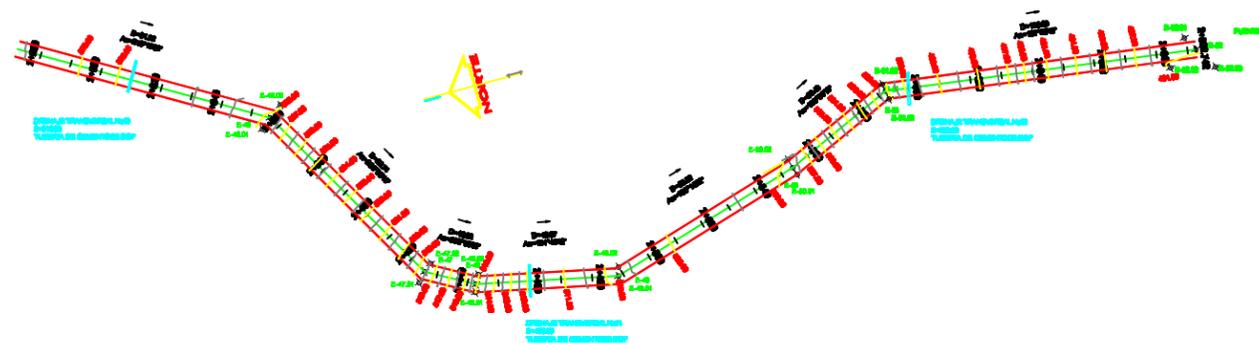
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
EJERCICIO PROFESIONAL SUPERVISADO

DISEÑO DE TRAMO PAVIMENTADO
CACCIMICHE, SAN JUAN CHAMELO, ALTA VERAPAZ

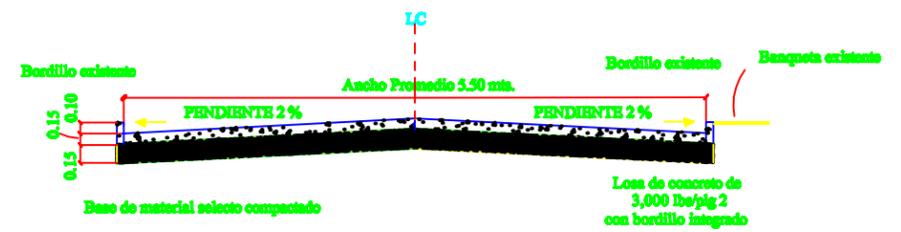
PLANTA Y PERFIL 2+300 A 2+602.72

DISEÑADOR: JOSÉ MIGUEL VILMIAN DÍAZ	ESCALA: MEDIANA
REVISOR: JOSÉ MIGUEL VILMIAN DÍAZ	FECHA: ABRIL, 2022
PROFESOR: ING. LUIS GREGORIO ALVARO VÉLEZ	TRAYECTO: 2022-10000

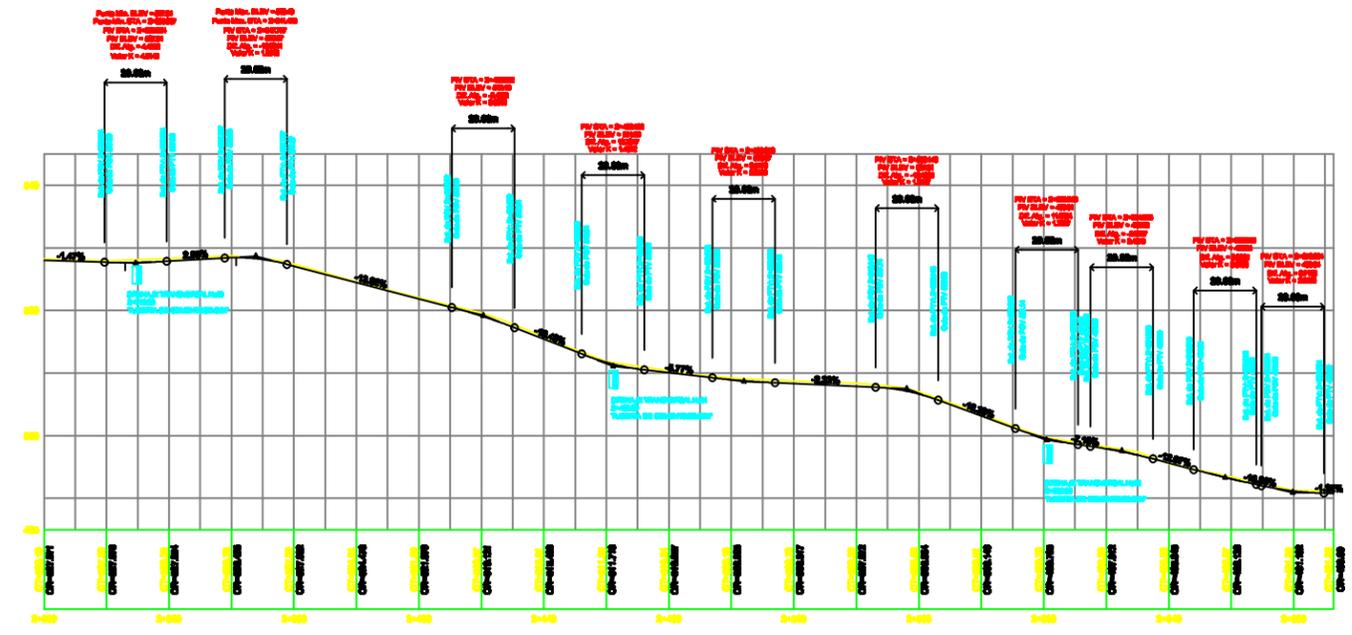
H O J A
5 / **6**



PLANTA DE PROYECTO
ESCALA 1:1,000



GABARITO TÍPICO



PERFIL DE DISEÑO
ESCALA HORIZONTAL 1:1,000
ESCALA VERTICAL 1:50

- ESPECIFICACIONES DE LA BASE**

 - (a) **Valor Soporta.** El material debe tener un CBR, mínimo de 20, efectuado sobre muestra saturada a 98% de compactación.
 - (b) **Piedras Grandes y Exceso de Fines.** El tamaño máximo de las piedras que conforma el material de base, no debe exceder de 70 milímetros ni exceder de 1% espesor de la capa. El material de base no debe tener más del 80% en peso, de partículas que pasen el Tamiz 0.425 mm, ni más del 20% en peso, de partículas que pasen el Tamiz 0.075 mm.
 - (c) **Plasticidad y Cohesión.** El material de base debe tener las características siguientes:
 - (1) **Plasticidad.** La porción que pasa el Tamiz 0.425 mm, no debe de tener un índice de plasticidad, mayor de 6 ni un límite líquido mayor de 26, determinados ambos, sobre muestra preparada en húmedo. Cuando las Disposiciones Especiales lo indiquen expresamente, el índice de plasticidad puede ser más alto, pero en ningún caso mayor de 8.
 - (2) **Equivalente de Arena.** No debe ser menor de 25.
 - (d) **Impurezas.** El material de sub-base debe estar exento de materias vegetales, basuras, terrones de arcilla, o sustancias que incorporadas dentro de la capa de sub-base puedan causar fallas en el pavimento.

- El espesor de Base será de 8.15m