



FACULTAD DE INGENIERÍA

UNIDAD DE EPS

Guatemala 5 de mayo de 2009.
Ref.EPS.DOC.653.05.09.

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 **Bernardo Eladio Vásquez González** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **8912547**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **"ESTUDIO, DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO SELEGUA HACIA LA ALDEA CANJA, MUNICIPIO DE SANTA BÁRBARA, DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO"**.

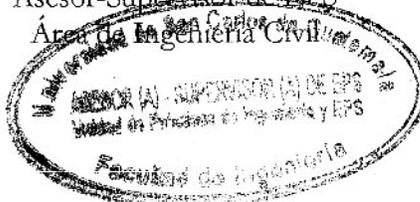
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

Ing. Ángel Roberto Sic García
Asesor-Supervisor de EPS
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
ANSG/ra



Guatemala, 5 de mayo de 2009.
Ref.EPS.D.247.05.09

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

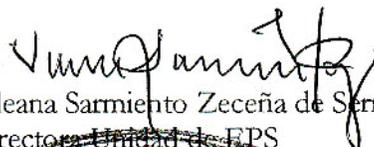
Estimado Ingeniero Samuels Milson.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"ESTUDIO, DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO SELEGUA HACIA LA ALDEA CANJA, MUNICIPIO DE SANTA BÁRBARA, DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Bernardo Eladio Vásquez González**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el **ing. Angel Roberto Sic García**.

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



Guatemala,
14 de mayo de 2009

FACULTAD DE INGENIERIA

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **ESTUDIO, DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO SELEGUA HACIA LA ALDEA CANJA, MUNICIPIO DE SANTA BÁRBARA, DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Bernardo Eladio Vásquez González, quien contó con la asesoría del Ing. Ángel Roberto Sic García.

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.



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen de la Asesor Ing. Ángel Roberto Sic García y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Bernardo Eladio Vásquez González, titulado ESTUDIO, DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO SELEGUA HACIA LA ALDEA CANJA, MUNICIPIO DE SANTA BÁRBARA, DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

A large, stylized handwritten signature in black ink, appearing to read 'Sydney Alexander Samuels Milson'.

Mgter. Ing. Sydney Alexander Samuels Milson



Guatemala, mayo 2009.

/bbdeb.



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: **ESTUDIO, DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DEL PUENTE VEHICULAR DEL RÍO SELEGUA HACIA LA ALDEA CANJA, MUNICIPIO DE SANTA BÁRBARA, DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO**, presentado por el estudiante universitario **Bernardo Eladio Vásquez González**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olympo Paz Recinos
Decano



Guatemala, mayo de 2009

/cc



Universidad de San Carlos de Guatemala

Facultad de Ingeniería

Escuela de Ingeniería Civil

**ESTUDIO, DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DEL
PUENTE VEHICULAR DEL RÍO SELEGUA HACIA LA ALDEA CANJA,
MUNICIPIO DE SANTA BÁRBARA, DEPARTAMENTO DE
HUEHUETENANGO.**

Bernardo Eladio Vásquez González

Asesorado Por. El Ing. Ángel Roberto Sic García

Guatemala, mayo de 2009.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**ESTUDIO, DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DEL
PUENTE VEHICULAR DEL RÍO SELEGUA HACIA LA ALDEA CANJA,
MUNICIPIO DE SANTA BÁRBARA, DEPARTAMENTO DE
HUEHUETENANGO.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA

FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

BERNARDO ELADIO VÁSQUEZ GONZÁLEZ

ASESORADO POR EL ING. ANGEL ROBERTO SIC GARCÍA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MAYO DE 2009.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

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

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
EXAMINADOR	Ing. Luis Manuel Sandoval Mendoza
EXAMINADOR	Ing. Edgar Fernando Valenzuela Villanueva
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

ESTUDIO, DISEÑO Y PLANIFICACIÓN DE PROYECTO, PUENTE VEHICULAR DEL RÍO SELEGUA HACIA LA ALDEA CANJA, MUNICIPIO DE SANTA BÁRBARA, HUEHUETENANGO,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de la carrera de Ingeniería Civil, el 9 de septiembre de 2008.

BERNARDO ELADIO VÁSQUEZ GONZÁLEZ

ACTO QUE DEDICO A:

Dios:	Del amor y la vida
Mi esposa e hijos:	Sentido de mi existencia
Mi madre, hermana y hermano:	Procesos de vida y esperanza.
La Universidad San Carlos De Guatemala	Mi "Alma Mater"
Mis catedráticos:	Por su apoyo

ÍNDICE GENERAL.

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XIII
RESUMEN	XXI
OBJETIVOS	XXIII
INTRODUCCIÓN	XXV
1. FASE DE INVESTIGACIÓN	
1.1. Generalidades y monografía del municipio	1
1.1.1 Información censal	2
1.1.2. Contexto regional	2
1.1.3. Contexto departamental	3
1.1.4. Mancomunidad municipios del sur occidente MANSOHUE	8
1.1.5. Vías de comunicación	10
1.1.6. Antecedentes históricos	10
1.1.7. Localización	13
1.1.8. Clima	15
1.1.9. Orografía	16
1.1.10. Fisiografía	16

1.1.11. Aspectos culturales y deportivos	17
1.1.12. División político-administrativa	18
1.1.13. División administrativa	20
1.1.14. Actividades económicas de la comunidad	22
1.1.15. Servicios de la comunidad	22

2 DISEÑO PUENTE DE CONCRETO

2.1 Datos generales	23
2.1.1 Criterios y especificaciones para el diseño de puente	24
2.1.2 Estudios de campo	25
2.3 Topográficos	26
2.4 Hidráulicos	27
2.5 De cimentación	27
2.6 De tránsito	31
2.7 De construcción	32

3. ELECCIÓN DEL TIPO DE PUENTE

3.1. Selección del tipo de puente	33
3.2. Aspectos a considerar en la elección de tipo del puente.	33
3.3 Anteproyectos	34

4. CÁLCULO DE LA SUPERESTRUCTURA

4.1. Descripción general	39
4.2. Especificaciones	39
4.3. Esfuerzos de trabajo admisible	41
4.4. Separación entre nervadura	42
4.4.1 Momento producido por el voladizo	43
4.4.2 Momentos producidos en el centro del claro	44

4.5.	Cálculo de Losa	46
4.5.1.	Acero de distribución	54
4.5.2.	Acero de temperatura	55
4.5.3.	Acero adicional sobre los diafragmas	55
4.6.	Cálculo de las nervaduras	56
4.6.1	Momento flexionante por carga móvil	56
4.6.2	Momento por carga permanente	58
4.6.3	Momento flexionante total	60
4.6.4	Centro de gravedad del refuerzo	60
4.6.5	Fuerza cortante en el apoyo	63
4.6.6	Fuerza cortante en el LC	65
4.6.7	Revisión de carga móvil extraordinaria	66
4.6.8	Doblado de varillas	68
4.6.9	Refuerzo en el alma	69
4.6.10	Acero de refuerzo longitudinal	70
4.7.	Calculo de los diafragmas	72
4.7.1	Diafragmas interiores	72
4.7.2	Diafragmas exteriores	72
4.8.	Calculo de apoyos	79
4.8.1	Reacción máxima por carga permanente	79
4.8.2	Reacción máxima por carga viva.	80
4.8.3	Apoyos carga viva	80
5	CÁLCULO DE LA SUBESTRUCTURA	
5.1	Cálculo del estribo	85
5.2	Mampostería	85

5.3	Desplante de arena y grava	85
5.4	Coeficiente de deslizamiento y volteamiento carga muerta	86
5.5	Coeficiente de deslizamiento y volteamiento carga viva	86
5.6	Fricción por carga permanente	87
5.7	Frenaje	87
5.8	Carga por viento normal a la superestructura	87
5.9	Viento tangencial a la superestructura	88
5.10	Viento normal a la carga viva	88
5.11	Viento tangencial sobre la carga viva	88
5.12	Revisión de la subcorona	90
5.13	Revisión de la sección intermedia de la subcorona	99
5.14	Revisión del desplante	106
5.15	Revisión de la sección del escalón	116
5.16	Cálculo de la pila	120
5.17	Conceptos geométricos útiles de la pila	121
5.18	Revisión de la sección de la subcorona	127
6	PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCIÓN	
6.1	Trazo	135
6.2	Excavaciones para el desplante de la subestructura	135
6.3	Construcción de estribos y pila	136
6.4	Construcción de la superestructura	136
6.5	Presupuesto de materiales y mano de obra	140
6.6	Cronograma de ejecución e inversión	141
6.7	Planos	161

CONCLUSIONES	143
RECOMENDACIONES	145
BIBLIOGRAFÍA	147
ANEXOS	149

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Mapa de límites departamento de Huehuetenango	5
2	Mapa municipio de Santa Bárbara	14
3	Municipio de Santa Bárbara – Huehuetenango	21
4	Camión tipo H 15-S 12	41
5	Se propone la siguiente sección	43
6	Sección transversal de puente	46
7	Propuesta de sección	47
8	Eje neutro	48
9	Gráfica por carga móvil	51
10	Gráfica por carga permanente	51
11	Gráfica por carga móvil	52
12	Gráfica por carga permanente	52
13	Diagrama por carga móvil y carga permanente	53
14	Momento flexionante por carga móvil	56
15	Para valuar el factor de concentración	57
16	Determinación de la carga concentrada debido a medio diafragma intermedio, actuando sobre la nervadura	59
17	Sección de viga	60
18	Chequeo de ductibilidad de acero en compresión viga principal de puente	62
19	Diagrama de cuerpo libre para fuerza cortante, posición crítica de la carga móvil	63
20	Corrimiento de acero en viga	64

21	Diagrama de cuerpo libre de la posición crítica de la carga para fuerza cortante	66
22	Cuerpo libre de carga móvil extraordinaria	67
23	Cortantes – esfuerzos	71
24	Determinación de cargas	72
25	Posición crítica de la carga	73
26	Momento por carga móvil extraordinaria	74
27	Fuerza cortante por carga viva extraordinaria	75
28	El área tributaria del concreto	83
29	Mecedora de concreto	84
30	Diagrama de cuerpo libre coeficiente de deslizamiento carga viva	86
31	Sección de estribo	89
32	Placa de subcorona	90
33	Sección de la subcorona	99
34	Brazo del peso de la corona respecto a la arista de volteo	100
35	Desplante	107
36	Peso de la tierra	109
37	Sección del escalón	116
38	Elevación de pila	120
39	Diafragma de cuerpo libre para dos trenes	123
40	Diagrama de cuerpo libre	123
41	Seccion de la subcorona	127

TABLAS

I	Municipios de Huehuetenango división política de Huehuetenango	4
II	Población total depto. de Huehuetenango según área geográfica	6
III	Información a la tasa de educación a nivel del departamento	7
IV	Mancomunidad de municipios del sur occidente de Huehuetenango	9
V	Municipio de Santa Bárbara – Huehuetenango división política	19
VI	Datos de ensayo triaxial de suelo puente vehicular	28
VII	Presupuesto del anteproyecto, consta de dos tramos de 20.00m.	36
VIII	Momento debido a carga muerta	43
IX	Considerando que se doblarán 10 barras; y tabulando la ecuación anterior:	68
X	Tabulando la anterior ecuación	69
XI	Separación entre estribos	70
XII	Integración de cargas	93
XIII	Resumen de combinaciones de carga	98
XIV	Resumen de combinación de carga	106
XV	Resumen de las combinaciones de cargas	115
XVI	Resumen de presupuesto del puente vehicular	139

LISTA DE SÍMBOLOS

Todos los términos técnicos utilizados en este trabajo se basan en el sistema internacional de unidades (SI)

Significado	Símbolo
Unidad de longitud	= metro (m)
Unidad de masa	= kilogramo (kg)
Unidad de carga de viento	= pies cuadrados (p ²)
Velocidad	= Millas por hora (m/h)
Concreto	= kilogramo por metro ubico (kg/m ³)
Acero	= kilogramo por metro cubico (kg/m ³)
Pendiente	= Porcentaje (%)
Temperatura	= grados centígrados (C°)
Peso	= Tonelada (Ton)

GLOSARIO

Calidad del suelo	La determinación de la calidad y tipo de suelo sobre el cual será colocada la subestructura de un puente es de gran importancia, ya que este soportará en su totalidad la carga que se transmite de la superestructura a la subestructura.
Caudal máximo	El cálculo del caudal sirve para determinar alturas mínimas de los puentes y áreas de descarga. Con base en la cantidad de agua que puede pasar en momentos críticos se puede determinar la geometría y materiales para la construcción de la subestructura
Coefficiente de deslizamiento por carga viva	La carga tipo H - 15 S- 12 en dos bandas de circulación. Para este caso la máxima fuerza cortante en el apoyo se produce para carga de camión.
Costos directos	Son los que van directamente a la obra y son materiales y mano de obra.
Costos indirectos	Éstos se componen de gastos generales, gastos legales, supervisión técnica y utilidades, se determina a través de porcentajes entre el 25% y 35% de los costos directos.

Crecida máxima

La crecida máxima es un factor importante en el diseño del puente, pues proporciona la información para determinar las dimensiones de la obra y así evitar que sean destruidas por la corriente de agua en época de lluvia.

Cronograma de ejecución

Es la secuencia lógica de las actividades de ejecución del proyecto. Es importante señalar que este cronograma toma tiempos aproximados de ejecución, por lo que estará sujeto a cambios.

Diseño de cortina

La función de la cortina es retener el empuje debido al suelo de relleno del aproche, separa al suelo de la viga principal, se construye conjuntamente con la viga de apoyo, pero se calcula cada elemento por separado

Diseño de diafragmas

La función de los diafragmas es evitar el desplazamiento lateral de las vigas principales, no tienen ninguna función de carga ya que la carga es absorbida totalmente por las vigas principales. El puente consta de 2 diafragmas externos, que son próximos a la viga de apoyo 2 diafragmas internos que son distribuidos en la luz de la viga principal.

Diseño de parapeto y postes	El parapeto será de concreto reforzado y el barandal de tubo circular de hierro galvanizado de diámetro 2 [pulg].
Diseño del refuerzo a corte	El refuerzo a corte de la viga consiste en refuerzo transversal de la viga por medio de estribos de acero, estos además de reforzar la viga a corte también sirven para el armado del refuerzo principal. Se realiza el diseño en base a los requerimientos del ACI 318-99.
Diseño de subestructura	La subestructura constará de la viga de apoyo, conformada por la cortina y la viga de apoyo. También los estribos son parte de la subestructura.
Diseño de viga de apoyo	Esta viga soportará todo el peso de a estructura, esta carga recibida será transmitida directamente a los estribos y posteriormente al suelo. Cada estribo cuenta con una viga de apoyo por lo que el peso total de la superestructura se dividirá en los dos estribos , se calculará cada elemento por separado. El diseño será a flexión.
Empuje del suelo	El empuje del suelo esta dado por el empuje activo propio del suelo y el empuje debido a sobrecarga, este consiste a la equivalencia del

peso del camión tipo, con una altura de 2 pies ubicada en el punto medio de la cortina

Especificaciones técnicas

Son parámetros constructivos de materiales y procedimientos a seguir en la construcción, por ejemplo tipo de tubería a utilizar, cemento, proporciones de concreto, acero de refuerzo, etc. Para la construcción del puente vehicular serán adoptadas las especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes. Guatemala 2001, de la Dirección General de Caminos.

Frenaje

Según las especificaciones A.A.S.H.T.O. debe de considerarse una fuerza horizontal, longitudinal del 5% de la carga móvil que se traslada en uno de los sentidos del tránsito. La carga móvil, considerada con su valor de carga equivalente uniforme y la concentración correspondiente al momento.

Fricción por carga

Según las especificaciones de la permanente S.O.P. se debe de valuar como el 5% de la reacción por carga permanente.

Ganchos

A.A.S.H.T.O. 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, ó 12 diámetros cuando se trata de 90 grados.

Longitud de desarrollo	A.A.S.H.T.O. 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.
Levantamiento topográfico	Para determinar la geometría de la estructura, el levantamiento topográfico es un procedimiento necesario, especial e importante. Con información topográfica clara podemos tener una perspectiva clara de las condiciones del terreno.
Método de sección-pendiente	Este método es utilizado para determinar la crecida máxima de un río, cuando no se cuenta con la información hidrológica necesaria. Para determinar la crecida por este método, es necesario establecer la máxima altura de agua alcanzada por una corriente en el pasado, ya sea buscando señales que han dejado grandes crecidas, información que proporcionan los habitantes del lugar o investigando en los archivos o en las crónicas locales.
Planos	Los planos constructivos del puente vehicular es el producto final del proceso de campo y de cálculo descrito anteriormente, además se toman en cuenta para su elaboración escalas adecuadas, redacción clara y

concisa para que el constructor y el supervisor tengan una guía clara del proyecto y como debe construirse y tenga un funcionamiento adecuado que el proyectista planificó.

Recubrimientos:

A.A.S.H.T.O. 8.22 medido del rostro de la barra a la superficie del concreto: 8 [cm.] para cimientos y muros, 5 [cm.] Para losas arriba 5 y 2.5 [cm.] abajo, 5 [cm.] para columnas y vigas.

Refuerzo de losa

Consistirá en dos camas de acero; cama superior e inferior. Cada cama tendrá refuerzo en sentido transversal y longitudinal, en forma de parrilla como comúnmente se conoce.

Refuerzo longitudinal

Inicialmente se diseñará la viga principal como simplemente reforzada, pero si no cumple los requerimientos será diseñada doblemente reforzada con los requerimientos de ACI 318-99. También se calculará el área de acero en distintos puntos de la viga con el fin de proporcionar el armado necesario y así economizar acero.

Traslapes:

A.A.S.H.T.O. 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.11, de tal modo que desarrolle un 125% del F_y nominal de la barra, siguiendo la especificación A.A.S.H.T.O. 8.33.2, evitando localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea, deberán colocarse alternos a cada 60 [cm.]

Viento normal a la carga viva: Según las especificaciones A.A.S.H.T.O. se debe de considerar una carga uniformemente repartida con una intensidad de 300 kg/m

Viento normal en la Superestructura

Las especificaciones A.A.S.H.T.O. indican que se considere una presión de viento de 244 kg/m²

RESUMEN

El principal problema que afronta la comunidad es que en tiempo de invierno no pueden trasladarse por la carretera interamericana porque el río crece demasiado y no es posible pasar, mucho menos si se transporta productos, por esta razón están solicitando el proyecto de construcción de puente vehicular sobre el río Selegua porque es necesario para no seguir sufriendo ya que llevan años con este problema, que piensan que tarde o temprano se realizará, para comunicarse mas inmediato y con ello poder lograr vender sus productos en el mercado a un mejor precio del que lo venden en su comunidad. La población cada año es mayor y están preocupados porque no tienen recursos para hacer el proyecto, ya que según censo de 2001 de datos de SEGEPLAN el municipio de Santa Bárbara es uno de los mas pobres del país, prueba de ello es que estas comunidades que están cerca del municipio de Huehuetenango están incomunicados por la carretera interamericana, solo pueden ingresar por la carretera que llega al municipio de Santa Bárbara.

Por lo tanto, se investigará para recabar toda la información necesaria para conocer la necesidad, planteada por la comunidad de Canja para realizar el estudio del puente vehicular sobre el río Selegua hacia la Aldea de Canja, haciendo las consultas en los archivos de la municipalidad, instituciones públicas y personas de las comunidades que serán beneficiadas con este proyecto. Se tendrá toda la información necesaria para conocer sobre la necesidad, planteada por la comunidad de Canja para realizar el estudio del puente vehicular sobre el río Selegua hacia la aldea de Canja, de Santa Bárbara, Huehuetenango, poniendo en practica todos los conocimientos adquiridos durante el transcurso de la carrera de Ingeniería Civil, tanto la

información académica de los cursos recibidos como la practica en el campo de la investigación del proyecto.

El objetivo es lograr que la comunidad cuente con el apoyo de la corporación municipal para realizar el estudio del proyecto y satisfacer la necesidad que tienen en esta fecha, aportando la información que se requiere para su estudio.

OBJETIVOS

GENERAL:

Presentar el estudio, la planificación del proyecto de infraestructura del puente vehicular sobre el río Selegua hacia la comunidad de Canja del municipio de Santa Bárbara, departamento de Huehuetenango, para satisfacer una necesidad y con ello lograr un mejor desarrollo de las comunidades del municipio.

ESPECÍFICOS:

1. Dar a conocer la necesidad principal de la comunidad sobre la construcción del puente vehicular.
2. Diseñar el puente vehicular sobre el río Selegua con todas las normas que rigen para la construcción de puentes A.A.S.H.T.O.
3. Conocer el presupuesto del puente en materiales y en mano de obra.
4. Presentar un cronograma físico y financiero para las diferentes etapas de la construcción del proyecto puente vehicular sobre el río Selegua.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo se refiere al análisis del paso de circulación de vehículos entre la aldea Canja por el río Selegua del municipio de Santa Bárbara, del departamento de Huehuetenango, en el cual se hace énfasis en la infraestructura para lograr el desarrollo de la comunidad, ya que es necesario que la población cuente con un ingreso, para ello se debe contar con una infraestructura como lo es un puente vehicular y con ello lograr comunicarse a varias comunidades beneficiadas con el proyecto.

En la actualidad la población de la aldea Canja y otras aldeas vecinas se trasportan hacia el municipio o al departamento de Huehuetenango por medio de una carretera de terracería de aproximadamente 25 kilómetros en mal estado, por el tipo de suelo que existe en el municipio se puede observar que es un suelo donde predomina el material de arcilla, esto hace que los caminos del municipio de Santa Bárbara sean muy inestables, flojos y por consiguiente los tramos carreteros necesitan de mucho mantenimiento para poder transitar, pero la comunidad de Canja se encuentra a 4 kilómetros de la carretera interamericana es por ello que se necesita construir un puente que los beneficie y con ello transitar para poder sacar sus productos al mercado del municipio de Huehuetenango o a otros municipios.

El comité COCODE de la comunidad priorizó su necesidad y luego se trasladó a la municipalidad para solicitar el diseño, planificación y presupuesto de la obra construcción de puente vehicular sobre el río Selegua, esta investigación ayudará a obtener criterios y especificaciones para el diseño de estructuras de concreto reforzado esto implica hacer cálculos para diferentes elementos estructurales que conforman el puente y poderlos presentar para su construcción.

El propósito de esta investigación es presentar el diseño y planificación del puente vehicular sobre el río Selegua y servirá en el futuro para el constructor, supervisores e instituciones relacionadas con el proyecto.

Con esta investigación se espera contribuir con un aporte valioso para solucionar una de las necesidades de la comunidad y como un aporte a la municipalidad para poder construir el proyecto para la población a beneficiar.

ANTECEDENTES

La corporación actual está apoyando a las comunidades en la elaboración de planificación de proyectos de infraestructura, ya que según registros de solicitudes que se tienen en la unidad de planificación de la municipalidad, se encuentra la solicitud del proyecto de estudio para el puente vehicular de la comunidad de Canja, pero como es un proyecto de gran magnitud y por el presupuesto que refleja, los alcaldes anteriores no atendieron la solicitud de la comunidad, por lo que se realizaron visitas al lugar observando que el recorrido que se hace del municipio a la comunidad representa mucho tiempo, pero si se hace por la carretera interamericana el tiempo disminuye considerablemente. La municipalidad apoyará a ésta y otras comunidades vecinas del municipio para que puedan llegar en menor tiempo a sus comunidades, y con ello poder cubrir una necesidad mas de estas comunidades, el comité informa que desde hace años han buscado apoyo pero ninguna institución o autoridades municipales han respondido a su demanda, ya que en tiempo de verano pasan por el río porque está pequeño; pero en tiempo de invierno no es posible por lo que sufren para poder movilizarse de su comunidad con sus productos.

JUSTIFICACIÓN

La realización de este trabajo servirá para satisfacer una necesidad de la comunidad de Canja del municipio de Santa Bárbara, el alcalde municipal actual aprovechando el apoyo técnico aprobó el estudio del proyecto para comenzar con la parte de planificación y posteriormente buscar financiamiento en instituciones, para lograr hacer realidad la obra en su ejecución.

El estudio de infraestructura servirá para darle un presupuesto a la corporación municipal sobre los metros lineales del puente como los elementos estructurales que lo conforman tales como: zapatas, muros, vigas de anclaje, vigas de carga, losa y pasamanos.

El presente estudio dará un desarrollo a las comunidades vecinas a la aldea Canja, ya que es de urgencia poder contar con esta vía de comunicación, porque en tiempo de invierno las comunidades tiene que sacar sus productos y sus enfermos, por la única carretera que comunica a la carretera interamericana con el municipio que a la fecha está en malas condiciones, y como en el municipio no existe centro de salud la población tiene que trasladar sus enfermos al hospital de la cabecera departamental de Huehuetenango, haciendo un tiempo aproximado de 3 horas, por el contrario si estuviera el puente el tiempo seria de media hora. La población a beneficiar es de 2000 habitantes.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Generalidades y monografía del municipio de Santa Bárbara

El municipio de Santa Bárbara se encuentra localizada en el departamento de Huehuetenango, rico en costumbres y tradiciones, asimismo posee mayor cantidad de municipios y sus pobladores son herederos directos del pueblo maya.

El marco general proporciona información sobre historia, localización geográfica, extensión territorial, orografía, clima, flora y fauna que permite tener una perspectiva detallada del objeto de estudio de la presente investigación. A continuación se presenta una síntesis de las características generales del contexto económico y geográfico dentro del cual se ubica Santa Bárbara.

El contexto nacional. Guatemala se encuentra localizada en la parte noroeste del istmo centroamericano; limita al norte y oeste con México; al este con Belice y el Mar Caribe (Océano Atlántico), Honduras y el Salvador; al sur con el Océano Pacífico, la extensión territorial de su área es de 108,889 kilómetros cuadrados entre los paralelos 13°44' a 18°30' al norte y meridianos 87°24' y 92°14' al este de Greenwich. Guatemala esta dividida en ocho regiones, las cuales abarcan uno o más departamento, que a sus ves poseen características geográficas, culturales y económicas parecidas. Cada uno de ellos se divide en municipios y estos en aldeas y caseríos.

1.1.1 Información censal

El País, tiene 22 departamentos y 333 municipios. De acuerdo con el censo de 1994 la población de la republica ascendía a 8, 331,874 habitantes, con una densidad poblacional de 76 personas por kilómetro cuadrado. Según el Censo de población y habitación del año 2002 el número de habitantes era de 11, 237,196 habitantes. Según el estudio nacional de ingresos y gastos familiares, ENIGFAM 1998 – 1999, los pueblos indígenas representan el 48.6% de la población total. La mayor parte de estos viven en la región occidental y norte del país, donde se encuentran altos niveles de pobreza. La mayoría de los habitantes tiene bajas expectativas de vida, los servicios públicos son insuficientes y deficientes, lo cual provoca poca asistencia a las grandes demandas de la población para satisfacer sus necesidades. La economía guatemalteca desde antes de la época de la Colonia, ha tenido como fuerte respaldo la agricultura y la ganadería, la cual juega un papel importante en el País, la producción de ganado vacuno de engorde y lechero. A diversidad de artesanías como los tejidos típicos, la cerámica, piezas de barro y cerería, que se producen, contribuyen a las mejoras económicas de la población. La falta de vivienda en un alto porcentaje hace que muchos se ubiquen en áreas de alto riesgo, en terrenos quebrados, sin tomar las medidas necesarias para evitar desastres, que en su mayoría ocasionan consecuencias fatales.

1.1.2 Contexto regional

En contexto regional, Quiche y Huehuetenango cuentan con 21 y 32 municipios respectivamente, entre ambos departamentos integran la Región VII o Región del Nor-occidente del País, de acuerdo con el censo de 1994 la población era de 1, 474,759 habitantes de los cuales el 46.5% son hombres y el 53.5% mujeres. El número promedio de personas por hogar corresponde a seis, su tasa

de analfabetismo correspondía a 50.1 y la tasa de actividad económica 48.9. La importancia de los rubros de ingreso es escasa, el total fue de Q281.5 millones. Los ingresos municipales de Huehuetenango (61%) fueron superiores a los del Quiché (39%), situación que en términos generales es comprensible con la diferencia de 11 municipios que hay entre ambos departamentos; sin embargo, las contribuciones por mejoras fueron mayores en Quiché. Ambos departamentos se encuentran caracterizados, por su bajo nivel educativo, escaso acceso a los servicios básicos de agua, luz, drenajes, e insuficientes fuentes de empleo.

1.1.3 Contexto departamental

En el contexto departamental, Huehuetenango se encuentra situado en la región VII, su cabecera es Huehuetenango, territorialmente es uno de los grandes departamentos de la República, con una extensión de 7,403 kilómetros cuadrados, ubicado al occidente del País. Su principal medio de comunicación a la capital lo constituye la carretera interamericana o CA-1. Huehuetenango, es uno de los departamentos, caracterizados por la diversidad de idiomas mayas que se hablan, entre ellos: Mam, Q'anjob'al, Mopti o Jacalteco, Chuj y Tectiteco. Aunque el popular es el español, que ha adquirido giros fonéticos y lingüísticos chiapanecos, por su condición de región fronteriza con México, el Departamento cuenta con 32 municipios los cuales se presentan en la siguiente tabla.

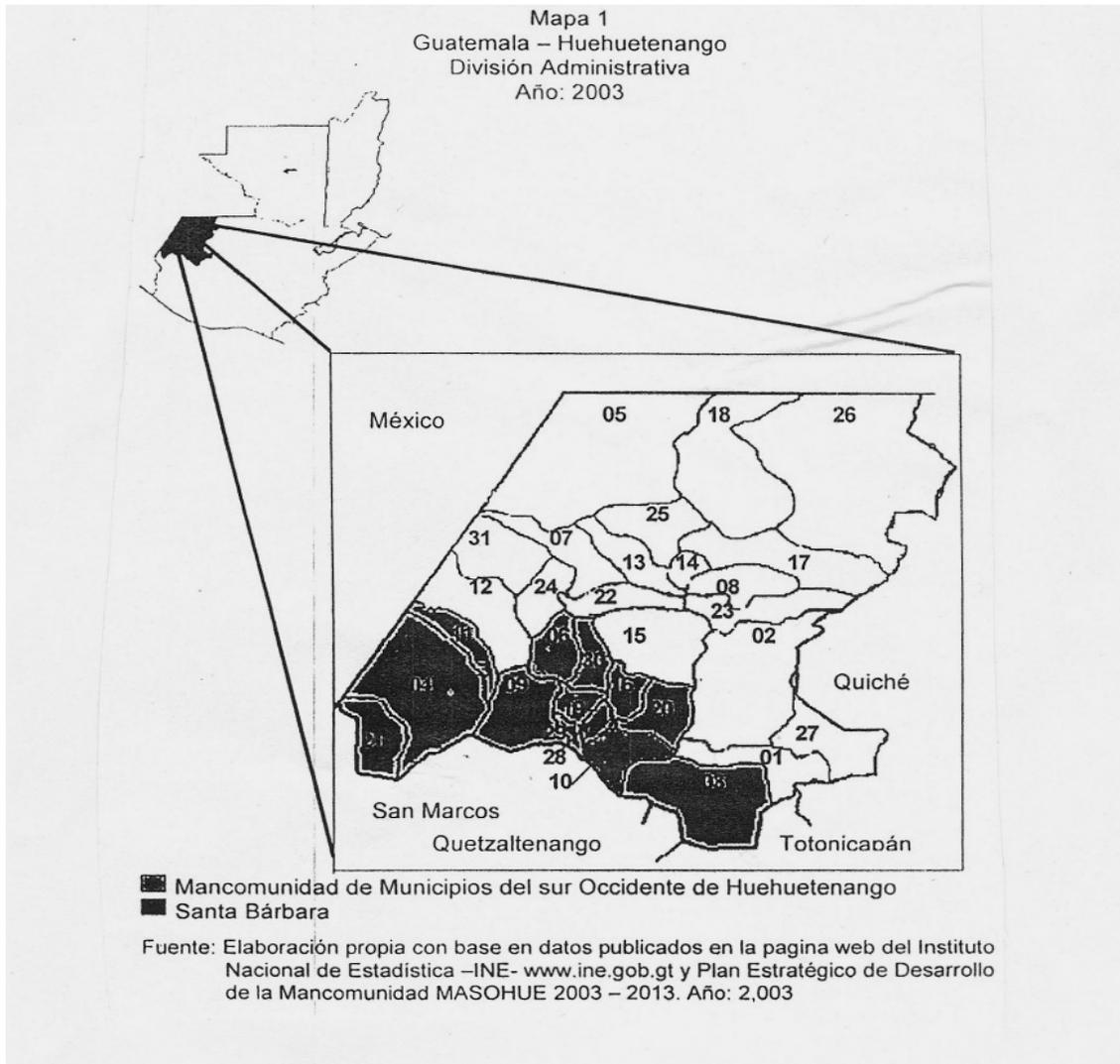
Tabla I. Municipios de Huehuetenango
División Política de Huehuetenango, Año 2001

Municipios		Municipios	
1	Huehuetenango	17	Santa Eulalia
2	Chiantla	18	San Mateo Ixtatan
3	Malacatancito	19	Colotenango
4	Cuilco	20	San Sebastián H.
5	Nentón	21	Tectitán
6	San Pedro Necta	22	Concepción Huista
7	Jacaltenango	23	San Juan Ixcoy
8	San Pedro Soloma	24	San Antonio Huista
9	San Idelfonzo Ixtahuacán	25	San Sebastián Coatán
10	Santa Bárbara	26	Barillas
11	La Libertad	27	Aguacatán
12	La Democracia	28	San Rafael Petzal
13	San Miguel Acatan	29	San Gaspar Ixchil
14	San Rafael La Independencia	30	Santiago Chimaltenango
15	Todos Santos.	31	Santa Ana Huista
16	San Juan Atitán	32	Unión Cantinil.

Fuente: Instituto Nacional de Estadística. –INE-. Año 2003

Huehuetenango, limita al norte y oeste con México; al este con Quiche; al sur con Totonicapán, San Marcos, y Quetzaltenango, para su mejor apreciación se presenta el siguiente mapa.

Figura 1. Mapa limites departamento de Huehuetenango



En términos de población Huehuetenango es el tercero en importancia del país, superado por los departamentos de Guatemala y San Marcos, en el siguiente cuadro se muestra el número de habitantes.

Tabla II. Población total departamento de Huehuetenango según área geográfica

AÑO 1999 – 2001				
1999			2001	
Descripción	Población	%	Población	%
Urbana	139,936	16.4	148,438	16.4
Rural	714,201	83.6	757,595	83.6
Total	854,137	100.00	906,033	100.00

Fuente: Elaboración propia con base en datos de la Dirección Técnica de Coordinación Regional y Departamental SEGEPLAN, Huehuetenango y Memoria Anual 2001 del Ministerio de Salud Pública Huehuetenango.

Como se muestra en el cuadro anterior, la población rural es predominante en ambos años. La densidad poblacional creció al pasar de 115 a 122 personas por kilómetro cuadrado. Por las cualidades que tiene el departamento, algunos de sus habitantes se dedican a la crianza de varias clases de ganado en el cual se destaca el ovino, parte de las tierras las dedican al cultivo de diversos pastos que sirven de alimento a los mismos. Con respecto a la situación de los servicios básicos se determinaron 139,571 hogares para el año 1999 con un promedio de seis personas por hogar. En lo que se refiere a educación cuenta con 1,061 establecimientos de nivel primario, 73 de nivel básico y 29 de diversificado, en los cuales el número de maestros corresponde a 3,188 en primaria.

Tabla III. Información correspondiente a la tasa de educación a nivel general del departamento

Indicadores educativos	AÑO 1999		
	Primaria	Básico	Diversificado
Tasa de ingreso bruto	60.1	9.6	5.9
Tasa de promoción	80.3	55.2	67.5
Tasa de repitencia	15.0	2.7	9.7
Tasa de deserción	7.9	7.7	ND

Fuente: Dirección Técnica de coordinación regional y departamental SEGEPLAN Caracterización del Departamento de Huehuetenango 1999

Huehuetenango presenta una baja tasa de escolaridad, el nivel de pobreza es de 77.9 y pobreza extrema de 37.1% ocupa el primer lugar en la prevalencia de enfermedades en las áreas materno infantil y de mortalidad materna, encabeza la tabla de desnutrición crónica en niños menores de cinco años estimada en 69% , su esperanza de vida es de 66 años y su tasa de natalidad corresponde a 37.79.

1.1.4 Mancomunidad de municipios del sur occidente MAMSOHUE

En huehuetenango, se encuentra formada la Mancomunidad de Municipios del Sur Occidente, integrada por 13 municipios ubicados en el sur occidente del departamento, los cuales son: Cuilco, Malacatancito, San Pedro Necta, San Idelfonso Ixtahuacán, Santa Bárbara, La Libertad, San Juan Atitán, Colotenango, San Sebastián Huehuetenango, Tectitán, San Rafael Petzal, San Gaspar Ixchil y Santiago Chimaltenango.

La MAMSOHUE, se encuentra constituida legalmente como una Asociación Civil no Lucrativa, que aglutina a los municipios fundadores y los que posteriormente soliciten su ingreso de conformidad con los estatutos y reglamentos de dicha Mancomunidad, para la planificación, organización y prestación en forma que redunden en mejorar la calidad de vida de la población del sur occidente del departamento. En el siguiente cuadro se muestran algunos indicadores que permiten tener una visión amplia de las características de los municipios que la integran.

Tabla IV. Mancomunidad de Municipios del Sur Occidente de Huehuetenango

Características de la población Año 1999

Descripción	Población	%
Indígena	205,620	75
No indígena	68,540	25
Hombres	134,338	49
Mujeres	139,822	51
Urbana	175,462	64
Rural	98,698	36
Total población	274,160	100

Fuente: Dirección Técnica de Coordinación Regional y Departamental SEGEPLAN, Caracterización del departamento de Huehuetenango año 1,999

En la Mancomunidad predomina indígena. Con respecto a la división político-administrativa cuenta con 13 cabeceras municipales, 149 aldeas, 12 cantones y 300 caseríos.

1.1.5 Vías de comunicación

Las vías de comunicación para la mayoría de centros poblados son un problema evidente que dificulta el desarrollo, la mayoría de comunidades tiene carreteras de terracería, accesos en mal estado ya que la calidad de la construcción de caminos no es diseñada y ejecutada por los constructores con calidad y avalada por una supervisión técnica de un Ingeniero los municipios que cuentan con vía asfaltada a la cabecera son: San Sebastián Huehuetenango, San Rafael Petzal, Colotenango, Malacatancito, San Gaspar Ixchil, San Idelfonso Ixtahuacán y Cuilco.

Entre los principales accidentes geográficos, se encuentran la Sierra de los Cuchumatanes, Sierra Madre, 15 ríos, 12 arroyos y 14 quebradas. Existe déficit en la presentación de servicios públicos. En cuanto a seguridad alimentaria, la mayor parte de la población de los municipios de la región presenta problemas de desnutrición moderada, grave y aguda, de los cuales los mas afectados son Santa Bárbara y La Libertad.

1.1.6 Antecedentes históricos.

El nombre de este municipio fue designado por advocación a la Santa Patrona del Pueblo, Santa Bárbara. La cabecera esta ubicada en la sierra de los Cuchumatanes y existe como tal desde la época colonial. “Es difícil encontrar su origen pero su iglesia es colonial, por lo que hace suponer que su asentamiento data de principios de la misma. Se considera que fue conquistada por don Gonzalo de Alvarado y sometida como todos los territorios que formaban el reino de Kaibil – Balam.

La municipalidad ha indicado que los ejidos del municipio están en el título extendido por el ejecutivo el 5 de junio de 1888, con extensión superficial de 196 caballerías, 33 manzanas y 3,625 varas cuadradas, de la monografía de Huehuetenango del escritor Cesar Julio Mérida edición 1984 Editorial José de Pineda Ibarra. No figura bajo esta fecha, ningún acuerdo gubernativo sobre ello. Según Acuerdo Gubernativo del 12 de mayo de 1904, con presencia de lo manifestado por el jefe político de Huehuetenango, el Presidente Constitucional de la República dispuso que Santa Bárbara formara parte de Malacatancito, en el mismo departamento. No se ha localizado a la fecha, la disposición del Ejecutivo que lo separa del municipio de Malacatancito.

De acuerdo con la investigación documental aún se desconoce la fecha en la que Santa Bárbara se estableció de manera formal como pueblo o acuerdo gubernativo que lo proclame; sin embargo, se cree que su origen se remonta al siglo XVII, antes de 1690, se menciona en la obra “recordación Florida” del cronista Francisco Antonio de Fuentes y Guzmán, obra que fue escrita en ese año. “Que el poblado, cuyos habitantes eran de raza y habla Mam, estaban dentro de la administración real de Totonicapán.

Al distribuirse los pueblos del estado, en su recopilación de leyes de Pineda Mont., por decreto Constituyente del 27 de agosto de 1836, se adscribió al circuito de Huehuetenango. El municipio se ha caracterizado por la violencia de sus habitantes, según entrevistas realizadas el nombre de la aldea Tojchiquel (escrita en Mam), significa derramamiento de sangre, este nombre surgió a raíz de un conflicto con algunos extranjeros, quienes supuestamente querían quitarles sus terrenos, se desconoce la fecha exacta de este incidente.

En el límite con los municipios de San Gaspar Ixhil y San Rafael Petzal, existía anteriormente una cruz de madera, la cual fue quemada, a partir de allí se le dio el nombre a la aldea Cruz Quemada. El municipio ha sufrido diversos e importantes sucesos que han afectado a la población de varias formas, por ejemplo, en el año de 1978 se dio un problema entre miembros del ejército y un grupo de habitantes de Santa Bárbara, después de un partido de fútbol, lincharon a 12 miembros del ejército y se cree que murió una persona civil, este incidente provocó el retiro del Juzgado de Paz y de la Policía Nacional Civil de la Cabecera municipal, se dio el 31 de octubre del año 2002, cuando se produjo la muerte de un agente de la Policía Nacional Civil, existen varias versiones sobre el suceso, según, entrevista realizada con la persona que ejercía el cargo de Juez en el municipio, manifestó que el evento se debió a exacciones de carácter ilegal por parte de agentes de la Policía Nacional Civil presuntamente por el corte ilegal de leña.

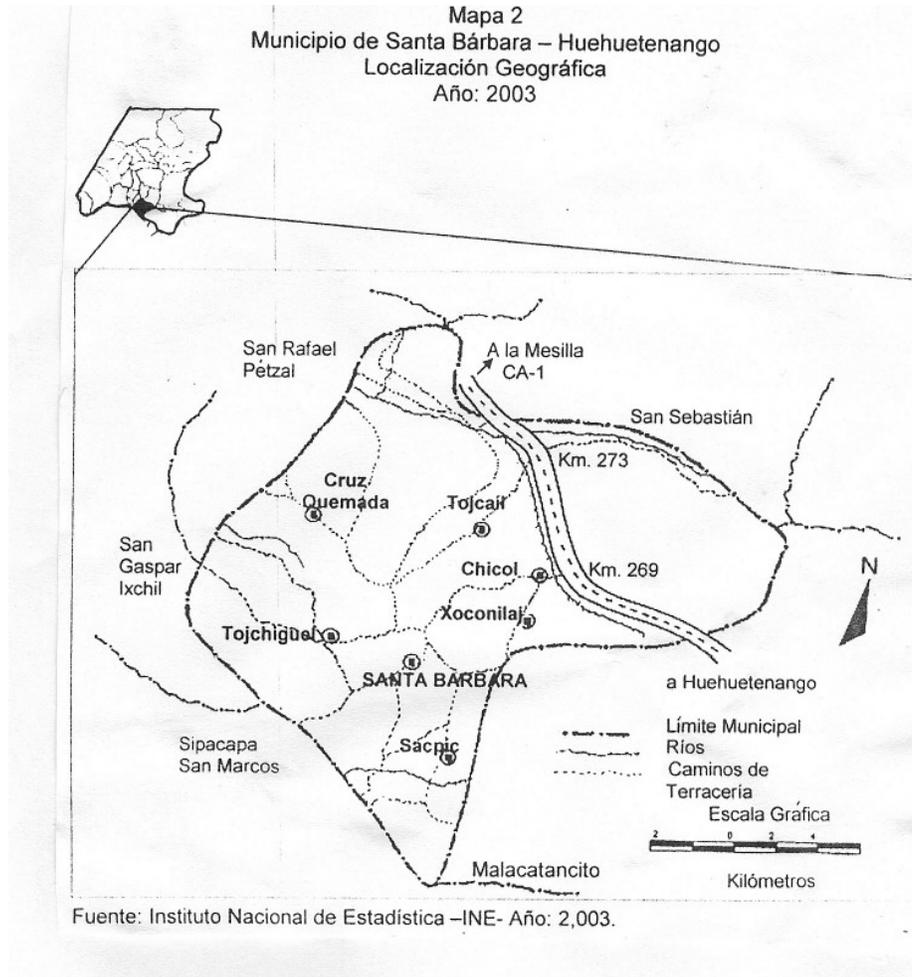
A partir del año 1999 algunas comunidades del municipio se han visto beneficiadas con proyectos de infraestructura y capacitación de recursos humanos efectuados por instituciones públicas, ONG's y organismos internacionales, entre ellas destacan proyectos de salud e infraestructura ejecutados por Eb'yajaw, introducción del sistema integrado de Atención en Salud – SIAS- en la Cabecera municipal, el desarrollo del Programa Nacional para Autogestión y Desarrollo de la Educación – PRONADE – en las comunidades. En el mes de noviembre de 2002, se efectuó en el municipio el XI Censo de Población y VI de Habitantes.

1.1.7 Localización

El municipio de Santa Bárbara pertenece al departamento de Huehuetenango, esta ubicado, en los márgenes de los ríos Chicol y Selegua, al noroccidente del país, a una latitud norte 15°18'40" y longitud oeste 91°38'05", su altura es de 2,430 metros sobre el nivel del mar según hoja cartográfica de "Santa Bárbara", a una distancia de 283 kilómetros de la ciudad capital, su principal vía de acceso es por la carretera interamericana, de la cabecera departamental al casco urbano donde se encuentra la municipalidad hay 23 kilómetros, llegando por la carretera interamericana o CA -1 a la altura del kilómetro 269, se encuentra el cruce que conecta a través de un camino de terracería, aproximadamente 15 kilómetros de distancia, recorriendo un ascenso con pendientes pronunciadas, por lo regular se llega en un período de 50 minutos, la carretera se encuentra en mal estado, y empeora en la época de invierno.

Santa Bárbara cuenta con caminos vecinales que lo comunican con los diferentes centros poblados y otros municipios vecinos. Entre los que se menciona el camino de terracería que conecta a la aldea Tojchiquel con el municipio de San Gaspar Ixchil el cual es transitable especialmente en verano. Así mismo, en el kilómetro 273, se encuentra el cruce a la aldea Tojcail, sin embargo, el camino que lo conecta a la cabecera municipal, no es transitable para ningún tipo de vehículo, existe un camino menos transitable en el kilómetro 265, se encuentra el cruce que dirige a la aldea Xoconilaj, el municipio colinda al norte con los municipios de San Sebastián Huehuetenango y San Rafael Petzal; al sur con San Miguel Ixtahuacan y Sipacapa municipios del departamento de San Marcos; al este con los municipios de Malacatancito y Huehuetenango; y al oeste con el municipio de San Gaspar Ixchil. En el siguiente mapa se presenta su ubicación en el departamento de Huehuetenango.

Figura 2. Mapa municipio de Santa Bárbara



Los centros poblados de Santa Bárbara se ubican a distancias que no superan los 22 kilómetros a pesar que las distancias son cortas, el tiempo de traslado para algunas aldeas puede ser de dos a tres horas, tal es el caso de la aldea Sápnic, la cual dista ocho kilómetros y el tiempo de transporte a pie toma un período de hora y media para pobladores acostumbrados a caminar, caso contrario puede convertirse en dos o tres hora.

De acuerdo a la Unidad del Sistema de Información Geográfica de Huehuetenango, USIGHUE-, en septiembre del año 2002, se determinó que el territorio cuenta con una extensión de 149.3 kilómetros cuadrados, sin embargo, en investigación realizada a través del Instituto Geográfico Nacional (IGN) se ubica al municipio de Santa Bárbara en Huehuetenango con una extensión territorial de 149.5 kilómetros cuadrados, esa información se tomó como oficial para analizar las variables de la misma sin embargo, según la monografía de Huehuetenango de Cesar Julio Mérida Vázquez en el año de 1984, describe que la extensión territorial de Santa Bárbara corresponde a 132 kilómetros cuadrados, la cual es 17.3 kilómetros menor a la establecida en la investigación de campo, ello se debe a la medida exacta de los límites, de esa década. En otras investigaciones consultadas como el diagnóstico de Eb'yajaw en el año de 1999, se establece una extensión de 448 kilómetros cuadrados.

1.1.8 Clima

En el año 1984 Santa Bárbara se caracterizaba por sus temperaturas frías, templadas y airosas; a la fecha de la investigación como consecuencia de los cambios climáticos, se presentan relativamente templadas a frías que oscilan entre los 12° y 18° centígrados, en los meses de noviembre a febrero pero suelen bajar a menos de 12° en los diferentes poblados. A continuación se presentan las siguientes características climáticas del municipio

- Precipitación pluvial: 1,000 a 2,000 milímetros al año.
- Humedad relativa: Un 79% en época lluviosa
- Horas luz: Tiene un promedio diario de 9.70%
- Estaciones del año: Se marca la estación de época seca de diciembre a mayo y la época lluviosa de junio a noviembre.

De acuerdo con el Atlas, “Conozcamos Guatemala”, producido por el Instituto Nacional de Estadística -INE- el departamento de Huehuetenango, por la topografía del terreno, posee variedad de climas y por ende se identifican siete zonas de vida.

1.1.9 Orografía

Santa Bárbara se encuentra en las tierras altas cristalinas, con montañas escarpadas pertenecientes a la Cordillera de los Cuchumatanes, en los márgenes de los riachuelos El Chorro y Hierbabuena, reconocidos desde la época colonial. A la fecha de investigación, montañas como las de las aldeas Sacpíc, Tojcaíl y Xoconilaj se ven con alta deforestación, por la tala inmoderada, de igual forma las cumbres colindantes de la cabecera municipal se encuentran erosionadas.

1.1.10 Fisiografía

La mayor extensión territorial de Santa Bárbara se caracteriza por tierras altas cristalinas, laderas muy inclinadas y escarpe de erosión de la sierra madre. Esta región es seccionada con elevaciones típicas, que varían entre los 1,500 a 2,500 metros sobre el nivel del mar, estas tierras se caracterizan como altas sedimentarias. La superficie posee barrancos profundos, colinas onduladas y algunos valles inter-montanos. El 10% del territorio del municipio tiene origen volcánico, por esta razón algunos suelos provienen de cenizas de tipo pomáceas poco cementadas y otros de materiales de corteza profunda metamorfizados, como granito o Gneis descompuesto en climas de frío a templado y entre húmedo seco. El proceso geológico ha moldeado estas tierras de manera abrupta, por lo que son montañosas y con fuertes pendientes.

1.1.11 Aspectos culturales y deportivos

El municipio posee una riqueza cultural, la cual fue heredada por sus antepasados de la etnia Mam. Se celebra del dos al cuatro de diciembre de cada año, la fiesta titular en honor a la virgen de Santa Bárbara, patrona de los artilleros y cuarteles militares.

En las comunidades organizan las fiestas patronales, en las cuales realizan algunas costumbres ancestrales en beneficio de la salud y la cosecha. De igual forma realizan dos fiestas, la primera en honor de la Virgen de Candelaria conocida como el Octavo de Candelaria, su celebración es del 16 al 18 de febrero, la segunda es la feria agostina del 22 al 24 de agosto, en ella participan todos los grupos sociales. Es importante mencionar la participación de cofradías que realizan ritos autóctonos en los cuales se quema copal y mirra en recipientes con agujeros que cuelgan de alambres; calcinan cáscara de roble sobre las cuales vierten sangre de animales domésticos. A la fecha de la investigación sólo existe una cofradía.

Sitios Sagrados no existen como consecuencia de que la mayoría de ciudadanos profesa la religión católica y protestante, razones por las cuales han abandonado sus antiguas creencias. Entre sus principales danzas folklóricas son la conquista, el venado y el torito. Una de las recreaciones importantes es el fútbol, practicado por hombres, mujeres y niños, para esta actividad existen 12 campos deportivos distribuidos en las siguientes comunidades, Santa Bárbara, Canjá Grande, Chicol, Chuen, Cruz Chiquita, Cruz Quemada, Pacate, Tintonel, Tojchiguel, La Vega y Xoconilaj. El básquetbol es otro deporte que no se ha desarrollado; sin embargo existe una cancha en el pueblo para hacer deporte.

1.1.12 DIVISIÓN POLÍTICO-ADMINISTRATIVA

El siguiente tema analiza la situación en que se encuentra dividido política y administrativamente el municipio, al momento que se realizó la investigación de campo, comparada con el censo de población de 1994.

1.1.12.1 División política

Conforme el transcurso del tiempo la división política del municipio, ha tenido incrementos significativos de centros poblados en los últimos años, la cabecera municipal siempre es el pueblo de Santa Bárbara. A continuación se presenta un cuadro con el número de caseríos, parajes y cantones.

Tabla V. Municipio de Santa Bárbara – Huehuetenango División Política

Años 1994 - 2003

INE 1994		Investigación de campo 2003	
1	Pueblo Santa Bárbara	1	Pueblo Santa Bárbara
2	Caserío las Cruces	2	Caserío las Cruces
		3	Caserío Tuiqmex
		4	Paraje Tuihitz
		5	Caserío El Centro
		6	Paraje Bella Vista

		7	Paraje Ticman
3	Aldea Sacpic	8	Aldea Sacpic
4	Caserío Pacate	9	Caserío Pacate
5	Tierra Blanca	10	Tierra Blanca
6	Caserío Sacmuj	11	Caserío Sacmuj
7	Caserío Hierbabuena	12	Caserío Hierbabuena
8	Caserío El Potrero	13	Caserío El Potrero
9	Caserío Chuen	14	Caserío Chuen
10	Caserío Carbonero	15	Caserío Carbonero
		16	Paraje Tojzunel
11	Aldea Cruz Quemada	17	Aldea Cruz Quemada
12	Caserío Ixcanchichuj	18	Caserío Ixcanchichuj
13	Caserío Tojnin	19	Caserío Tojnin
14	Caserío Canja Grande	20	Caserío Canja Grande
15	Caserío Canja Pequeño	21	Caserío Canja Pequeño
		22	Caserío cruz Grande
		23	Caserío Tojchan
		24	Caserío La laguna Carrizal
		25	Cantón Cementerio
		26	Cantón Shacmac
		27	Cantón El Gritadero
		28	

Fuente: Elaboración propia, con base en datos del Instituto Nacional de Estadística –INE-, Municipalidad de Santa Bárbara, Fundación Centroamericana de Desarrollo, Investigación de campo Grupo EPS., primer semestre 2,003.

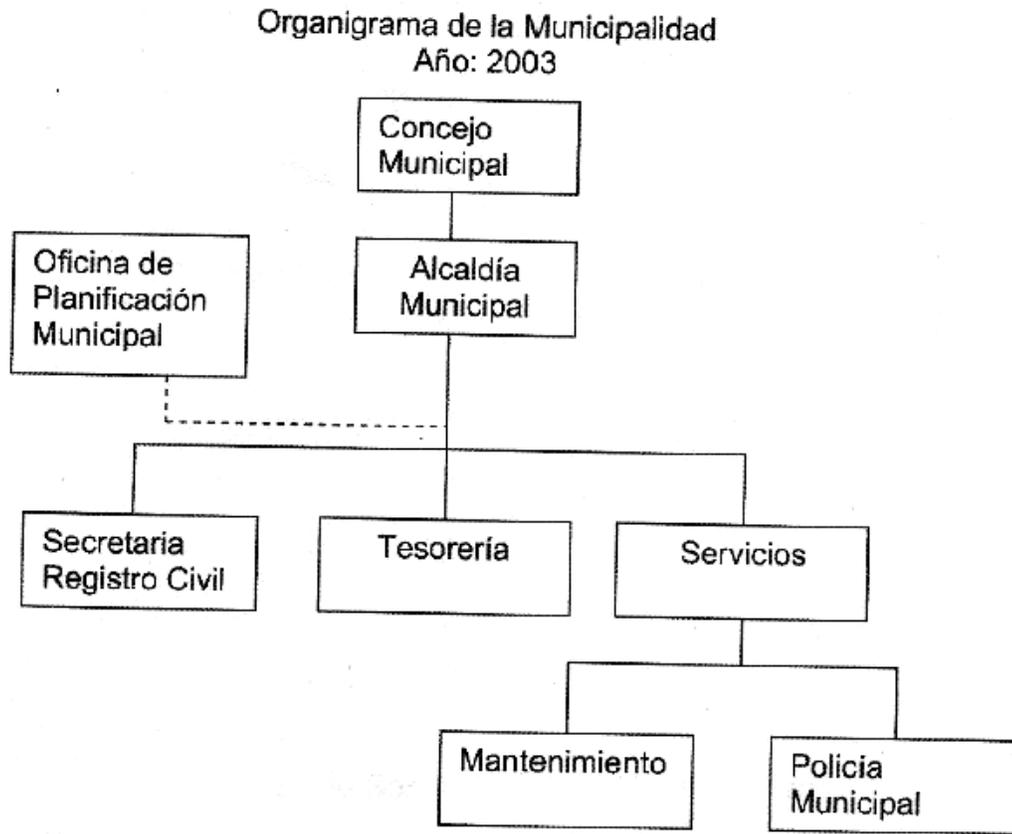
Como se observa en la tabla anterior, según la investigación realizada al año 2003, con respecto a 1994 Santa Bárbara duplicó sus centros poblados, dicho aumento se produjo en caseríos y parajes, en especial en las aldeas de Cruz Quemada y Tojchiguel, las cuales son grandes y lejanas de la Cabecera Municipal.

Sin embargo, en la investigación de campo se tomó en cuenta la opinión de los pobladores, no así al capítulo III, artículos 26 y 27 del código municipal, en los cuales se describen los lineamientos, requisitos e infraestructura para la creación o modificación territorial dentro del municipio.

1.1.13 División administrativa

La división administrativa de la municipalidad está constituida por el concejo y la alcaldía, seguido por la secretaría y tesorería. Dicha Institución posee una estructura simple y jerarquizada. En ella el alcalde asume un papel como supervisor directo, mantiene una coordinación interna y externa. En la siguiente grafica se presenta el organigrama municipal.

Figura 3. Municipio de Santa Bárbara – Huehuetenango



Año: 2003 Concejo municipal, tesorería, oficina de planificación municipal, secretaria, registro civil, mantenimiento, policía municipal, y alcaldía municipal.

Fuente: Elaboración propia, con base en datos de la municipalidad de Santa Bárbara, Huehuetenango 2,003.

Como se muestra en la gráfica anterior existe una oficina de planificación municipal, ella cuenta con un empleado que se encarga de coordinar los proyectos y ejerce la función de auxiliar a la alcaldía municipal y al concejo.

El concejo trabaja en forma coordinada con las instituciones que colaboran en el municipio, entre ellas el apoyo brindado por el Fondo de las Naciones Unidas para la Infancia UNICEF, que contribuye con capacitaciones y facilitan la recopilación de datos para la elaboración de un diagnóstico institucional municipal. Según el código municipal, corresponde con exclusividad al concejo el ejercicio del gobierno del municipio, velar por la integridad de su patrimonio garantizar sus intereses con base en los valores, cultura y necesidades planteadas por los vecinos, conforme a la disponibilidad de recursos. La posibilidad de que el concejo opere conforme lo requiere el código municipal depende de la calidad de sus miembros, por mandato del código municipal (artículo 36 decreto No. 12-2002), el concejo municipal organizará las comisiones necesarias para el estudio y dictamen de los asuntos que conocerá durante todo el año, en el caso de Santa Bárbara, opera a través de seis comisiones también existen otros dos grupos de apoyo importantes para la municipalidad como lo es, los alcaldes auxiliares que son nombrados en enero de cada año y que representan las aldeas, caseríos y parajes, designados por sus propias comunidades. Los alcaldes auxiliares sesionan con el alcalde dos días a la semana, lunes y jueves por la tarde.

1.1.14 Actividades económicas de la comunidad

La mayoría de la población basa su economía en la agricultura, crianza de aves, ganado ovino, vacuno.

1.1.15 Servicios de la comunidad

La comunidad de Canja cuenta únicamente con el servicio de agua potable.

2. Estudio, diseño y planificación de puente Vehicular sobre el río Selegua hacia la aldea Canja

2.1 Datos generales, puentes de concreto

El cruce del camino de la carretera interamericana con el río Selegua que comunica con la aldea de Canja perteneciente al municipio de Santa Bárbara del departamento de Huehuetenango, esta en el Km. 277+800.00 y se planificara el trazo de dicha vía para comunicar a dicha población con el acceso mas cercano ya que esta comunidad tiene que sacar sus productos por el casco urbano del municipio haciendo un recorrido aproximadamente de 20 kilómetros en carretera de mal acceso, por esto se pretende que con esta obra la población para llegar a su comunidad de la carretera interamericana se llegue en menor tiempo y también sea de acceso para otras comunidades que colindan con la aldea Canja . Los beneficios que reporta este camino serán muy grandes, tanto en el aspecto económico al darle salida a los productos de la región, como maíz, frijol, tomate, etc. Así como el aspecto sociocultural, ya que para trasladar enfermos a la ciudad de Huehuetenango, donde queda el Hospital mas cercano, se tardan aproximadamente tres horas, con este acceso se demorará un promedio de 1 hora.

La longitud horizontal a salvar en la línea central es de 40 metros.

Para el diseño se emplean las normas A.A.S.H.T.O. (American Association State Highway and Transportation Officials 1996) y ACI 318-99 (American Concrete Institute 1999) y para la construcción las especificaciones generales de la Dirección General de Caminos, Ministerio de Comunicaciones y Obras Públicas de Guatemala 2001.

2.1.1 Criterios y especificaciones para el diseño de puentes de concreto de sección en viga y losa

Para efectos de diseño, se aplicará lo siguiente:

1. Recubrimientos: A.A.S.H.T.O 8.22 medido del rostro de la barra a la superficie del concreto: 8 [cm.] para cimientos y muros, 5 [cm.] Para losas arriba 5 y 2.5 [cm.] abajo, 5 [cm.] para columnas y vigas.
2. Longitud de desarrollo: A.A.S.H.T.O 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: A.A.S.H.T.O 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.11, de tal modo que desarrolle un 125% del F_y nominal de la barra, siguiendo la especificación A.A.S.H.T.O 8.33.2, evitando localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea, deberán colocarse alternos a cada 60 cm.
4. Ganchos: A.A.S.H.T.O 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, ó 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.

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 sobre presiones.

2.1.2 Estudios de campo

Las actividades de la ingeniería encaminada al estudio y a la construcción de puentes, pueden agruparse en “Estudios de Campo”, “Estudios de Gabinete” y “Trabajos de Construcción”. Los estudios de campo deben hacerse con todo cuidado y buen criterio, ya que estos estudios sirven de base para el proyecto y este a su vez a la construcción.

Los estudios de campo, destinados a recabar los datos necesarios para el proyecto, se pueden agrupar en la siguiente forma:

- TOPOGRÁFICOS
- HIDRÁULICOS
- DE CIMENTACIÓN
- DE TRÁNSITO
- DE CONSTRUCCIÓN

2.3 TOPOGRÁFICOS

Se llevo a cabo un reconocimiento preliminar de la zona donde se ubicará el puente obteniéndose dos alternativas: una de ellas en la cual el cause es mas estrecho y mejor definido se descarto por tener la corriente una curva aguas arriba muy próxima a la sección del cruce, en la alternativa aceptada definitivamente el cruce es normal, lo que facilita gradualmente el cálculo de la geometría del puente y permite fijar toda nuestra atención al aspecto mas interesante que es el calculo estructural. Se levanto la sección transversal del río según el eje del camino, también se efectuó una configuración del terreno, basada en una poligonal cerrada, abarcando una faja de aproximadamente 200.00 m. de ancho a lo largo del eje del camino. Las cotas están referidas al Banco de Nivel Auxiliar con una cota arbitraria de 17.4 m., el cual esta localizado a 56.80 m. a la izquierda de la estación 277+800, en tronco de pino sobre grapas, a estas esta referida la cota arbitraria.

2.4 HIDRÁULICOS

El tirante de aguas máximas extraordinarias es de 4.08 m., presentándose las crecientes con una duración de 1 a 3 horas, de la frecuencia no se tiene noticias. El régimen de la corriente es torrencial, abarcando la temporada de crecientes los meses de agosto a octubre, el cause es bajo en estiaje.

Para obtener el gasto de la corriente se recurrió al método de sección y pendiente; en un tramo sensiblemente recto del cause con una longitud aproximada de 700 m, se determinó la pendiente hidráulica $S = 0.0020$, considerando el coeficiente de rugosidad de Manning $n = 0.040$ para el fondo y $n = 0.045$ para los márgenes, la velocidad del agua se estimó en 1.50 m/seg., obteniéndose un gasto del orden de $145\text{m}^3/\text{seg.}$, para las corrientes máximas extraordinarias, la corriente lleva materiales de arrastre que son ramazones troncos de árbol, de unos 20 m. de longitud y 0.80 m. de diámetro.

2.5 DE CIMENTACIÓN

Las márgenes izquierda y derecha están formadas por una arcilla compacta que puede soportar esfuerzos de $1\text{kg}/\text{cm}^2$, del fondo del cause hacia abajo existe una capa de espesor indefinido formada por arena y grava, los esfuerzos que pueda soportar esta capa son de $3\text{kg}/\text{cm}^2$, por lo anterior concluyo que la cimentación será por superficie con pilas y estribos de mampostería de 3a. clase, juntada con mortero de cemento y dando una profundidad de 4.50 m. habrá necesidad de bombear a partir de una profundidad aproximadamente de 2.00 m.

La determinación de la calidad y tipo de suelo sobre el cual será colocada la subestructura de un puente es de gran importancia, ya que este soportará en su totalidad la carga que se transmite de la superestructura a la subestructura. Por esta razón es necesario tener un conocimiento apropiado del comportamiento del suelo donde se ubicarán los estribos del puente.

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 1.75 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.

Cálculo del valor soporte del suelo, datos del ensayo de compresión triaxial
Método de capacidad soporte Dr. Terzaghi

Datos de ensayo triaxial para el cálculo del valor soporte

Tabla VI. Datos de ensayo triaxial de suelo puente vehicular

Base (B)	1.00	[m]
γ Suelo	1.92	[T/ m ³]
ϕ ángulo de fricción interna	20.42	[°]
Carga última (Cu)	19.10	[T/ m ²]
Desplante (D)	2.10	[m]

Ángulo en radianes

$$\theta_{rad} = \frac{\theta * \pi}{180}$$

$$20.42 [^\circ] = 0.3564 [\text{rad}]$$

Factor de flujo de carga

$$Nq = \frac{e^{\left(\frac{3}{2} * \pi - \theta_{rad}\right) \tan \theta}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\theta}{2}\right)}$$

$$Nq = 7.77$$

Factor de flujo de carga última

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

$$Nc = 18.20$$

Factor de flujo de carga

$$N_{\gamma} = 2 * (N_q + 1) * \tan\theta$$

$$N_{\gamma} = 6.53$$

Nota: este valor debe colocarse cero si es arcilla pura.

Capacidad portante última

$$q_o = 0.4 * \gamma_{\text{suelo}} * B * N_{\gamma} + 1.3C_{Nc} + \gamma_{\text{suelo}} * D * N_q$$

$$q_o = 488.1$$

Capacidad portante neta última

$$q_{on} = q_o - \gamma_{\text{suelo}} * D$$

$$q_{on} = 484.13$$

Capacidad soporte de diseño

Factores de seguridad $1.50 < f_c < 3.00$

Factor de seguridad utilizado 3.00

$$q_d = \frac{q_{on}}{f_c}$$

$$q_d = 161.38 \text{ [T/ m}^2\text{]}$$

La capacidad de soporte del suelo es bastante alta por las características del suelo, no se tendrá ningún problema en colocar la cimentación en el estrato seleccionado.

2.6 DE TRÁNSITO

Siendo la zona que atraviesa el camino agrícola y dado que une la carretera interamericana con las aldeas mas lejanas del casco urbano de Santa Bárbara, se espera que por ahí pasen camiones con carga, debemos proyectar la estructura con una banda de circulación, ancho de carretera 5 metros con cunetas naturales de 0.50 m. de ancho parapeto de 150kg/m y una carga de diseño tipo H-15 S-12.

2.7 DE CONSTRUCCIÓN

El principal centro de abastecimiento de materiales es municipio de Huehuetenango que esta a 25 kilómetros del proyecto, ahí puede conseguirse: cemento a Q50 el quintal, cal Q40 el quintal, acero de refuerzo a Q 360 el quintal, el material para revestimiento, así como el agregado fino, el cual se obtendrá de piedra triturada, la arena del río Selegua que es de buena calidad y la grava triturada se transportará del municipio de San Sebastián Huehuetenango, donde existe una cantera que tritura el material, el cual dista del proyecto a 2 kilómetros, los jornales que se tienen en la región es de Q60.00, domina en la región el clima templado.

3. ELECCIÓN DEL TIPO DE PUENTE

3.1 En la realización de un puente debe prestarse particular importancia a la selección del tipo de puente, ya que la economía de la obra depende fundamentalmente de ello, y no así de los métodos de cálculo; para esto se requiere de una cierta experiencia en proyectos de puentes, diseño, procedimientos de construcción y costos.

3.2 Para lograr una buena elección, es necesario proponer varias soluciones y estudiarlas en forma de ante proyectos, siendo de gran utilidad la comparación con -puentes existentes que tengan condiciones semejantes a -las del problema en cuestión.

Debe tenerse en cuenta que un puente es parte de un camino, por lo tanto, para encontrar la solución más económica hay que tener presente además de los costos comparativos de las estructuras propuestas, los recargos que significan la operación y mantenimiento del puente, la operación de los vehículos, costos de los accesos, etc. La elección del tipo de puente depende de los aspectos de economía de la construcción y conservación de la obra, así como de su duración. Por lo que se refiere a la longitud de puente necesaria para el cruce, esta depende de las condiciones hidráulicas en la sección de cruce, cuidando de no obstruccionar demasiado el cauce pues es puede ocasionar una tendencia del río a socavar, comprometiendo así la estabilidad de la estructura o bien puede producirse una sobre elección del nivel de agua, peligrosa para los alrededores del puente, también debe tenerse en cuenta el tamaño de los cuerpos flotantes. Teniendo en cuenta los factores antes mencionados se procederá a elaborar anteproyectos de longitud de puente, de entre los cuales se escogerá el de mejor funcionamiento hidráulico. Una vez elegida la longitud del puente necesaria, se hará un estudio económico con los diferentes materiales, de construcción que pueden usarse cumpliendo los requisitos de duración y conservación.

3.3 ANTEPROYECTOS

Dado el caso que el costo de las travesas aumenta con el cuadrado de la longitud del claro, se empezara tomando como base el claro mínimo que es de 20.00 m. para el problema que nos ocupa. Como la sección de cruce presenta una zona franca de escurrimiento, las obstrucciones por medio de terraplenes se harán solamente en la margen izquierda.

Sean 60.00 m. la longitud necesaria de puente, dividida en tres tramos de 20.00 m. c/u., con dos apoyos intermedios. Se calculará la sobre elevación que motivó el estrechamiento del cauce, para lo cual se empleará el teorema de Bernoulli:

$$h = \frac{v_p^2 - v_o^2}{2 \times g} \quad \therefore \quad v_p = \sqrt{2gh + v_o^2}$$

donde:

V_p = velocidad bajo el puente

V_o = velocidad de llegada

g = aceleración de la gravedad.

h = sobre elevación

Como V_p es función de la sobre elevación y del área hidráulica bajo el puente, procederemos por tanteos:

Sea $h=0.08m$.

$A_o = \dots\dots\dots 118.77 \text{ m}^2$

$A_{obstruida} = \dots\dots\dots - \underline{30.20} \text{ m}^2$

$$A_p \text{ libre} = \dots\dots\dots 88.57 \text{ m}^2$$

$$V_p = \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.08 + (1.212)^2} = 1.56 + 146$$

$$V_p = 1.73 \text{ m/seg.}$$

Para comprobar que la "h" supuesta es la correcta, calculemos el gasto total:

$$Q_t = \text{Area libre} \times V_p = 88.57 \times 1.73$$

$$Q_t = 153.0 \text{ m}^3/\text{seg} > 145.0 \text{ m}^3/\text{seg}$$

La sobre elevación supuesta es la correcta.

Analicemos 2 tramos de 20.00 m. c/u. y veamos su funcionamiento hidráulico.

Sea $h = 0.12 \text{ m}$.

$$A_o = \dots\dots\dots 118.77 \text{ m}^2$$

$$\text{Obstruída} = \dots\dots\dots 42.20 \text{ m}^2$$

$$A_p \text{ libre} = \dots\dots\dots 76.57 \text{ m}^2$$

$$V_p = \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.12 + (1.212)^2} = \sqrt{2.36 + 1.46}$$

$$V_p = 1.93 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Calculemos nuevamente el gasto:

$Q_t = 76.57 \times 1.93 = 148.0 \text{ m}^3/\text{seg.} > 145.0 \text{ m}^3/\text{seg.}$ Esta solución es hidráulicamente buena, se disminuye en 20.00 m. la longitud del puente, se elimina una pila y la sobre elevación de 0.12 m. está dentro de la permisible, es decir los valores obtenidos aseguran el buen funcionamiento hidráulico del puente.

Tabla VII. Presupuesto para el anteproyecto que consta de dos tramos de 20.00m., de losa sobre dos nervaduras de concreto reforzado, pila intermedia y estribos de mampostería con coronas de concreto reforzado.

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
SUPERESTRUCTURA				
Preliminares	1	Global	6000	6000.00
Pasamanos 150 kg/m	80.00	m.	952.90	76,232.58
Concreto f'c 200 kg/cm ²	120.00	m ³	8000	960,000.00
Concreto f'c 250 kg/ cm ² en apoyos	0.20	m ³	8000	1,600.00
Acero de refuerzo (2320)	25,500.00	Kg	40	1,020,000.00
Acero estr. en apoyos	920.00	Kg	30	27,600.00
Plomo apoyos	260.00	Kg	30	7,800.00
Drenes	28.00	pzas	125	3,500.00
				2,102,732.58

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	TOTAL
SUBESTRUCTURA				
Concreto f'c 200 kg/cm ²				
En coronas y diafragmas	23.50	m ³	8000	188,000.00
Acero de refuerzo	1,340.00	kg	125.61	168,319.00
Mampostería de 3a. clase	830.00	m ³	400	332,000.00
Excavación	1,340.00	m ³	100	134,000.00
				822,319.00

$$\text{Precio por metro lineal de puente} = \frac{2,925,052.32}{40} \text{ ml}$$

$$= \text{Q. 73,126.31 m.l.}$$

Por lo general, este tipo de superestructura resulta más económico cuando la altura del puente es menor de 8.00 m., (como el presente caso), pues la obra falsa es económica y de fácil colocación. Se eligió losa de concreto con dos nervaduras, para claros mayores de 12.00 m.

Los estribos y la pila, estarán localizados, (según se consigna en la planta general al final del trabajo), en los siguientes kilometrajes:

Estribo No. 1; km. 277 + 800
 Pila No. 2; km. 277 + 820
 Estribo No. 3; km. 277 + 840

4. CÁLCULO DE LA SUPERESTRUCTURA

4.1 Descripción general:

La superestructura consistirá de dos tramos de losa de dos nervaduras, de concreto reforzado, de 20.00 m. de claro y 7.50 m. de ancho de calzada, para carga viva de camión tipo H 15-S 12, guarniciones de 0.80 m. de ancho y parapeto de 150 kg/m.

4.2 Especificaciones:

- 1) Claro -----20.00 m
- 2) Longitud total-----20.50 m
- 3) Ancho de guarnición-----0.80 m
- 4) Ancho de calzada-----7.00 m
- 5) Número de nervaduras-----2
- 6) Número de diafragmas -----4
- 7) Parapeto-----150 kg/m.
- 8) Carga viva-----Camión tipo H 15-S
12 en dos bandas de tránsito.
- 9) Especificaciones _____ A.A.S.H.T.O.
- 10) Acero de refuerzo _____ Hierro redondo corrugado de grado medio con
L.E. 2320 kg/cm²
- 11) Concreto _____ f'c = 200 kg/cm²
- 12) Apoyos _____ Un externo fijo y otro móvil

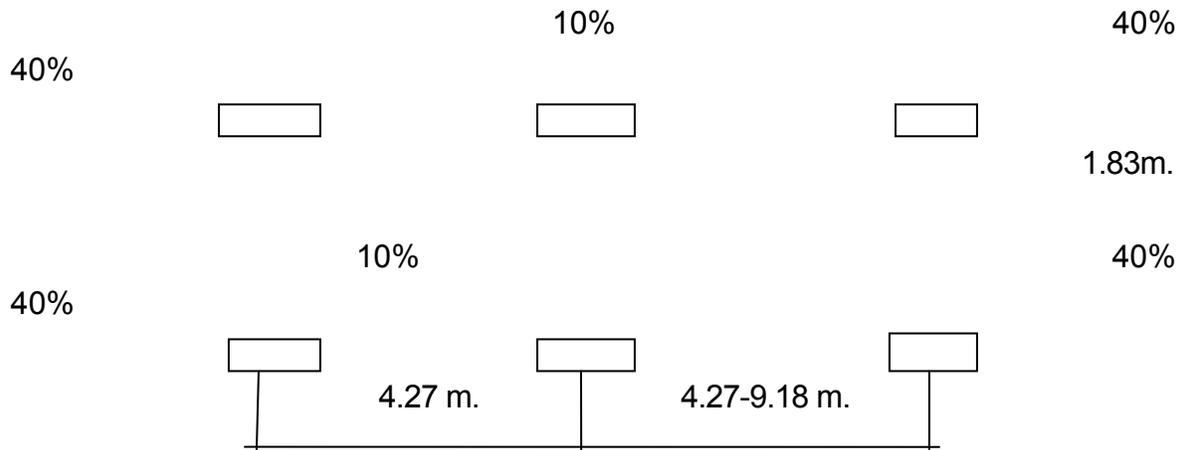
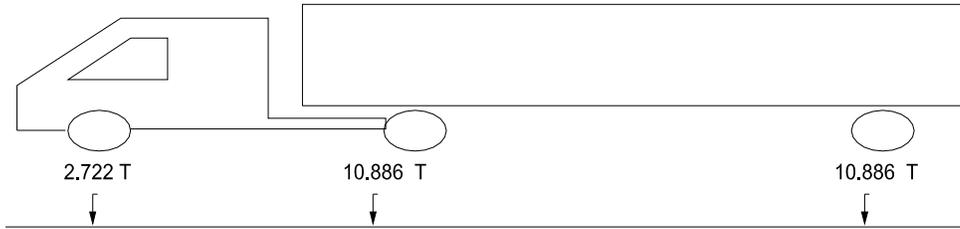
El diseño estructural consiste en los siguientes elementos de la superestructura conformada por losa, banquetas, postes y pasamanos, vigas principales, diafragmas internos y externos. La subestructura está conformada por viga de apoyo que incluye la cortina, estribos y aproches. Los estribos serán construidos de concreto ciclópeo y todos los demás elementos serán de concreto armado hecho en obra.

La superestructura funciona estructuralmente como un modelo simplemente soportado donde los momentos flexionantes en el apoyo son iguales a cero. La carga viva que transita por la estructura transmite su peso hacia la losa, posteriormente esta a las vigas principales y luego a la viga de apoyo, para que finalmente sean transmitidas por los estribos hacia el suelo sustentante.

La losa, las vigas principales, serán perpendiculares entre sí al eje central del alineamiento horizontal, se apoyarán en la viga de apoyo que va unida al estribo.

En los planos constructivos se incluyen detalles geométricos de la sección principal de la superestructura.

Figura 4. Camión tipo H 15-S 12



4.3 Esfuerzos de trabajo admisibles:

a).- Concreto

$$f_c = 0.40 f_c' = 0.40 \times 200$$

$$f_c = 80 \text{ kg/cm}^2$$

b).- Acero de refuerzo

Tensión, $f_s = 1406 \text{ kg/cm}^2$

Compresión, $f_s = 1125 \text{ kg/cm}^2$

$n = 6$

$$K = \frac{1}{1 + f_s / n f_c} = \frac{1}{1 + 140 * 80 / 6}$$

$K = 0.255$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.255}{3}$$

$j = 0.915$

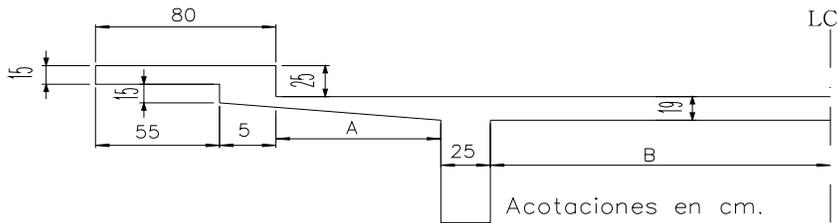
$$R = \frac{1}{2} f_c x k x j = \frac{1}{2} x 80 x 0.255 x 0.915$$

$R = 9.333 \text{ kg/cm}^2$

4.4 Separación entre nervaduras

Esta separación se calculará de tal manera, que el momento negativo en el voladizo, sea igual, en valor absoluto, al momento positivo en el centro del claro. De tal suerte que el espesor de la losa en las nervaduras es igual, tanto para la losa *en* voladizo, como para la losa entre nervaduras

Figura 5. Se propone la siguiente sección de nervadura:



Para encontrar dicha separación procederemos por tanteos.

1^{er} tanteo:

A = 65 cm ; B = 1.80 cm.

4.4.1 Momento producido por el voladizo.

1).- Tabla VIII. Momento debido a carga muerta.

Concepto	Volumen (m ³)	Peso (kg.)	Brazo (m.)	Momento (kg x m.)
Parapeto	--	150	1.26	189
Banqueta	0.0975	234	1.01	236
Guarnición	0.03375	81 r.l.	0.71	58
Losa Cam.	0.170	409	0.365	149
Suma		874		632

2).- Momento debido a carga viva.

$$E = 0.80X + 1.143$$

donde:

E = Ancho de distribución de la carga.

X = Distancia desde la carga al punto de apoyo (m.),

$$X = 0.65 - 0.2330 = 0.417 \text{ m.}$$

$$E = 0.8 \times 0.417 + 1.143$$

$$E = 1.477 \text{ m.}$$

Momento por ancho de longitud:

$$M = 1.3 \times \frac{P X}{E} \quad (\text{Según A.A..S.H.T.O. Para carga H 15-S 12})$$

Siendo $P = 5443 \text{ kg.}$

$$M = 1.3 \times \frac{5453 \times 0.417}{1.477}$$

$$M = 1997 \text{ kg-m.}$$

El momento total será:

$$M_t = M_{cv} + M_{cm} = 1997 + 632$$

$$M_t = 2629 \text{ kg-m}$$

4.4.2. Momento en el centro del claro

1).- Por carga muerta. Se tomará este momento como $\frac{W_x L^2}{10}$ ya que la losa no está ni simplemente apoyada, perfectamente empotrada.

$$M = \frac{W_x L^2}{10}$$

donde: $W = 0.19 \times 1.0 \times 1.0 \times 2400 = 456 \text{ kg/m.}$

$$M = \frac{456 \times 3.6^2}{10} = M = 591 \text{ kg} - \text{m}.$$

2).- Por carga viva e impacto:

El momento flexionante lo valuaremos con

$$M = \frac{P L}{5 E}, \text{ en donde } E = \text{ancho de distribución y vale:}$$

$$E = 0.4 S + 1.14 = 0.4 \times 3.60 + 1.14$$

$$E = 2.58$$

El impacto se considera de 30 %

$$M = 0.20 \times 5443 \times \frac{3.60}{2.58} \times 1.30$$

$$M = 1975 \text{ kg} - \text{m}.$$

El momento total será:

$$M_t = M_{cv} + M_{cm} = 1975 + 632$$

$$M_t = 2606 \text{ kg} - \text{m}.$$

El impacto será de 30%

$$M = 0.20 \times 5443 \times \frac{3.6}{2.58} \times 1.3.$$

$$M = 1974 \text{ kg} - \text{m}.$$

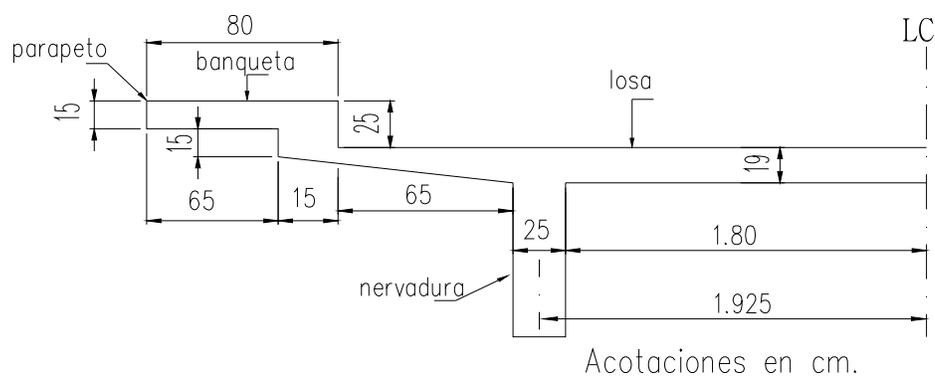
El momento total será:

$$M_t = 591 + 1974$$

$$M_t = 2565 \text{ kg} - \text{m}.$$

Como la diferencia entre el momento producido por el voladizo, y el momento producido por la losa entre nervaduras, es de 23 kg.-m., se puede considerar aceptable; y se acepta la siguiente sección transversal:

Figura 6. Sección Transversal de puente

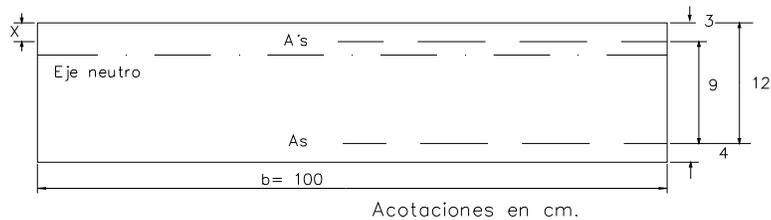


4.5. Cálculo de la losa.

a).- Para este fin se supondrá una sección con su armado obtenido de la experiencia en el diseño de puentes y se revisará que trabaje a esfuerzos admisibles máximos.

El espesor de la losa para puentes de concreto reforzado tiene que ser mayor de 17 cm y el refuerzo principal tiene que ser paralelo al tráfico.

Figura 7. Sea la siguiente sección



donde:

$$A_s = \text{Vars. } 3/4 \text{ } \emptyset \text{ a } 13.5 \text{ cm.} = 21.10 \text{ cm}^2./\text{m.}$$

$$A_s' = \text{Vars. } 3/4 \text{ } \emptyset \text{ a } 27 \text{ cm.} = 10.55 \text{ cm}^2./\text{m.}$$

Profundidad del eje neutro:

Tomando momentos de las áreas de la sección transformada con respecto al eje neutro:

$$n A_s (d - x) = bX^2 + (2n - 1) A_s' (X-d)$$

y sustituyendo valores:

$$6 \cdot 21.10 (15-X) = 100 \cdot X^2 + 23 \cdot 10.55 (X-3)$$

Simplificando:

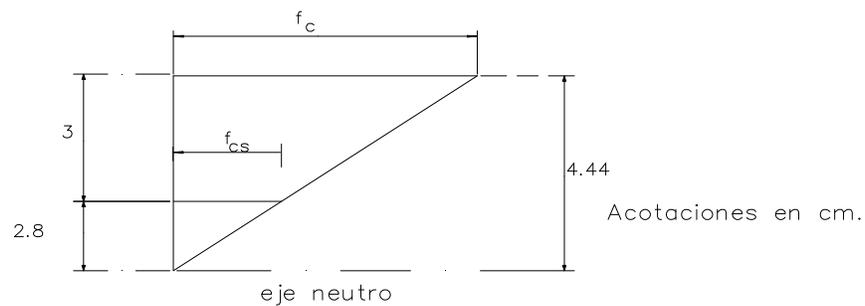
$$X^2 + 7.385 X + 52.54 = 0$$

Resolviendo la ecuación de segundo grado:

$$X = -3.69 + \sqrt{3.69 + 52.54}$$

$$X = 4.44 \text{ cms.}$$

Figura 8. eje neutro



$$\frac{F_{cs}}{1.44} = \frac{f_c}{4.44}$$

de donde:

$$F_{cs} = \frac{1.44 \times f_c}{4.44} = 0.32 \times f_c$$

De la cuña de compresiones: $c = \frac{4.44 \times f_c \times b}{2} + (2n-1) \times A' \times f_{cs}$.

Sustituyendo valores:

$$c = \frac{4.44 \times fc \times 100}{2} + 23 \times 10.55 \times 0.48 \times fc.$$

Simplificando:

$$C = 222 \times fc + 117 \times fc = 339 \times fc$$

Tomando momentos con respecto a la cara superior del concreto:

$$M = 222 \times fc \frac{4.44}{3} + 117 \times fc \times 3$$

$$M = 445.56 \times fc$$

De donde

$$Z = \frac{2.24}{339} = 1.31 \text{ cm.}$$

Así que el brazo del par elástico es:

$$jd = 15.00 - 1.31$$

$$jd = 13.69 \text{ cm.}$$

Siendo el esfuerzo a que trabaja el acero:

$$Fs = \frac{M}{As \times jd} = \frac{35200}{21.1 \times 12.76}$$

$$As \times jd$$

$$fs = 1286 \text{ kg/cm}^2 < 1369 \text{ kg/cm}^2$$

Y el esfuerzo a que trabaja el concreto:

$$f_c = \frac{M}{339 \times jd} = \frac{35200}{339 \times 13.69}$$

$$f_c = 75.85 \text{ kg/cm}^2. < 80 \text{ kg/cm}^2$$

Como los esfuerzos resultan menores que los permisibles, se aceptan y se adopta la sección propuesta.

El recubrimiento es:

$$r = 4 \text{ cm.}$$

Por lo que el peralte total es:

$$h = 15 + 4 = 19 \text{ cm.}$$

Doblado de las varillas necesarias para tomar flexión.

Esto se hará debido a que el valor del momento flexionante obtenido, no es constante en toda la longitud de la pieza, sino que es el máximo que se presenta, no siendo necesario armar toda la pieza según el cálculo. Analicemos pues, la variación del momento flexionante.

El diagrama de momentos en el LC entre nervaduras.

Figura 9. Por carga móvil:

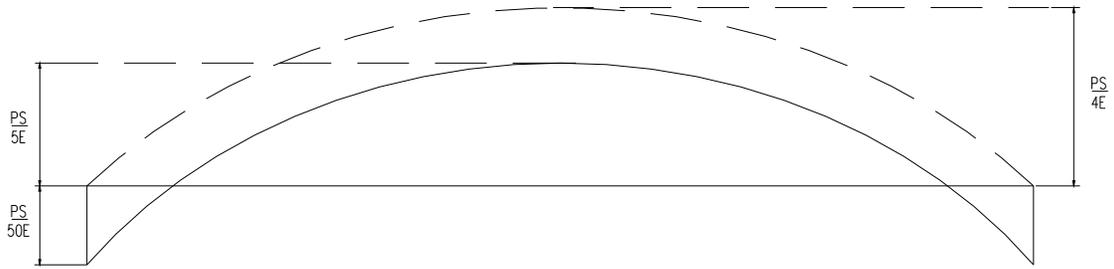
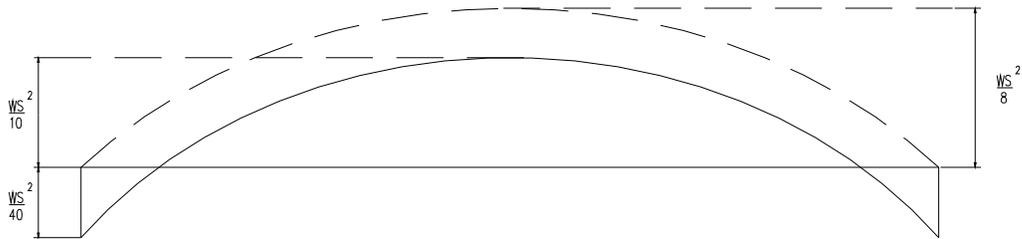


Figura 10. Por carga permanente:



Donde:

$\frac{PS}{50E}$ como simplemente apoyada
 $\frac{PS}{5E}$ como semiempotrada.

El diagrama de momentos en los empotramientos:

Figura 11. Por carga móvil.

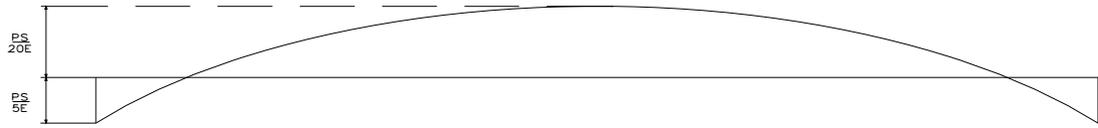
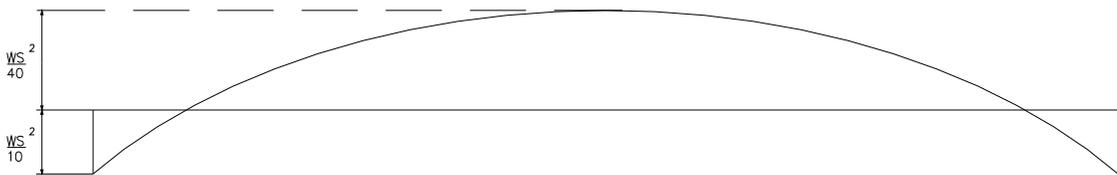


Figura 12. Por carga permanente.



Eso se debe a que tomamos en el LC entre nervaduras un momento igual a $\frac{P \times S}{5 \times E}$ por estar semiempotrada.

Si fuera simplemente apoyada el momento sería $\frac{P \times S}{4 \times E}$ luego, se presenta un cierto momento negativo en el empotramiento que vale:

$$\frac{P \times S}{4 \times E} - \frac{P \times S}{5 \times E} = \frac{P \times E}{20 \times E}$$

Análogamente, por carga permanente:

$$ME = \frac{W x S^2}{8} - \frac{W x S^2}{10} = \frac{W x S^2}{40}$$

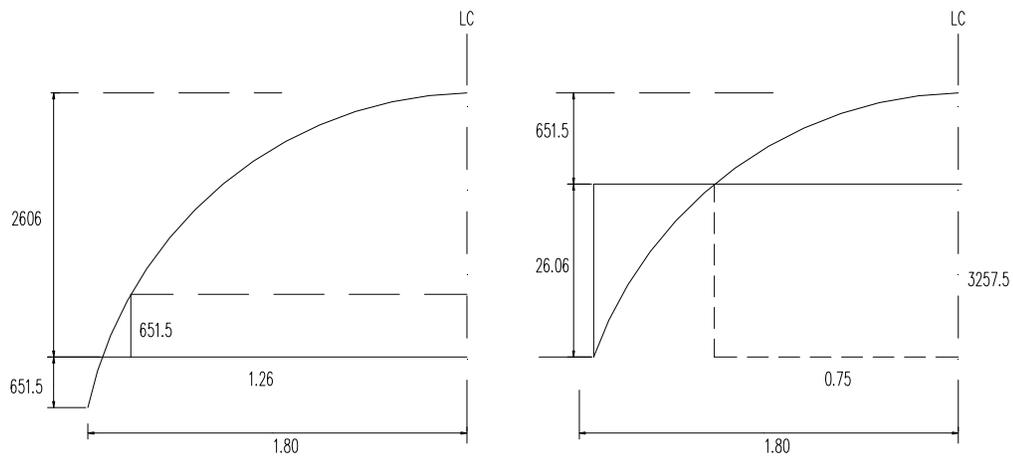
Entonces:

$$ME = -\frac{1}{4} x M x LC$$

$$ME = -\frac{1}{4} x 2606$$

ME = 651.5 kg-m.

Figura 13. por carga móvil y carga permanente



Acotaciones:

Longitudes en m. (horizontales)

Momentos en kg-m. (verticales)

Suponiendo una ley de variación parabólica del momento a lo largo de la longitud de la pieza, podremos doblar la mitad de las varillas a una distancia del centro del claro:

De la ecuación de la parábola para un punto:

$$Y_i = K X_i^2$$

Por consiguiente:

$$Y_1 = X_1^2$$

$$Y_2 = X_2^2$$

Despejando X_1 , y sustituyendo valores:

$$X_1 = X_2 \times \sqrt{\frac{Y_1}{Y_2}}$$

$$X_1 = 1.80 \times \sqrt{\frac{1303}{3257.5}}$$

$$X_1 = 1.14 \text{ m.}$$

4.5.1 Acero de distribución.

En el lecho inferior de las dos losas se pondrá acero de refuerzo transversalmente a la dirección del refuerzo principal, para lograr una distribución lateral de las cargas vivas concentradas. La cantidad será un porcentaje del acero de refuerzo principal paralelo al tránsito, tal porcentaje está dado por la siguiente fórmula:

$$\text{Porcentaje} = \frac{100}{3.28 \times 5} = \frac{100}{1.41 \times 3.6}$$

$$\% = 19.7$$

donde:

S= separación entre nervaduras.

$$\text{Área de acero} = A_s \% = 21.10 \times 0.197$$

$$\text{Área de acero} = 4.16 \text{ cm.}^2/\text{m.}$$

Este acero se proporcionará con: Varillas. de 1/2" Ø a 20 cm.

4.5.2 Acero de temperatura.

$$A_{s_t} = 0.0015 \times b \times d = 0.0015 \times 100 \times 15$$

$$A_{s_t} = 2.3 \text{ cm.}^2/\text{m.}$$

Se proporcionará con:

Varillas. de 1/2" Ø a 38 cm.

4.5.3 Acero adicional sobre los diafragmas.

$$A_{s_a} = 0.50 A_s = 0.50 \times 21.10$$

$$A_{s_a} = 10.60 \text{ cm}^2./\text{m.}$$

Se proporcionará con:

Varillas. de 5/8" Ø a 19 cm.

Por especificación este refuerzo debe prolongarse a partir del par momento del diafragma, una longitud de:

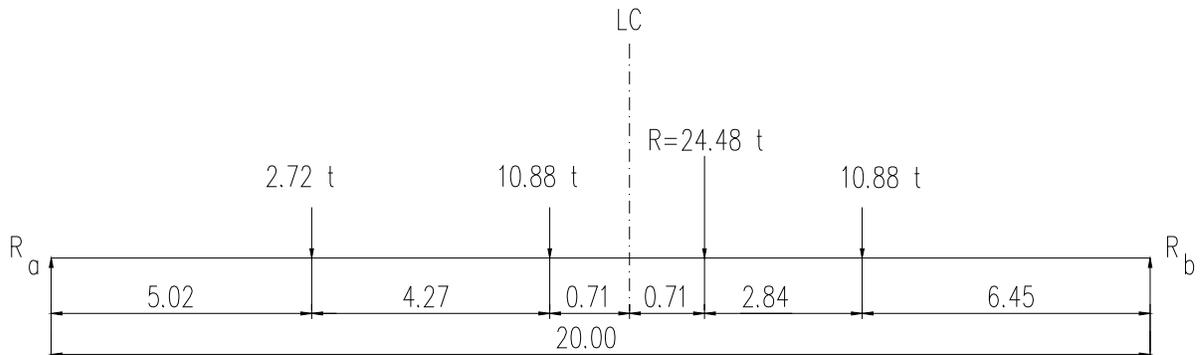
$$\frac{S}{4} + 30\phi = \frac{3.6}{4} + 0.50$$

S=1.40 m. hacía cada lado.

4.6. Calculo de las nervaduras.

Las nervaduras trabajarán como vigas simplemente apoyadas.

4.6.1 Figura 14. Momento flexionante por carga móvil.



La figura anterior muestra la posición crítica de la carga móvil, pues para este caso rige el camión tipo.

Tomando momentos de las fuerzas a la izquierda de la sección, con respecto al punto A, tenemos:

$$R_a = \frac{24.48}{20} \times 9.29 = 11.42 T.$$

$$M_A = 11.40 \times 9.29 - 2.72 \times 4.27$$

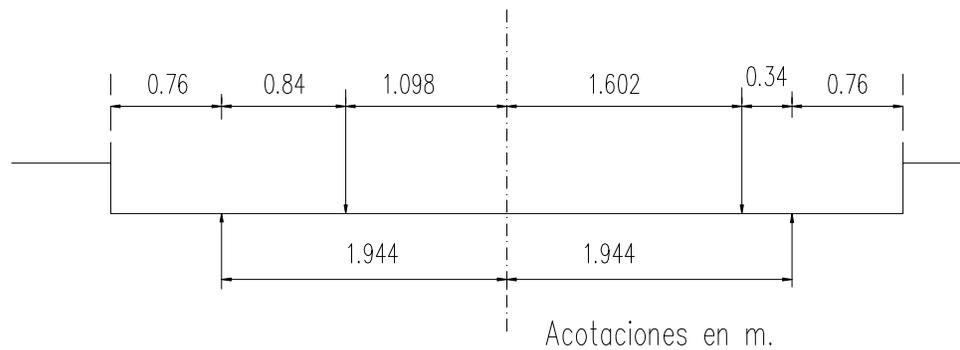
$$M_A = 94.5 T.$$

Para valorar el impacto usaremos la siguiente fórmula que recomiendan las especificaciones A.A.S.H.T.O. (pág. 21 de las especificaciones de Puentes Para Caminos.)

$$I = \frac{15.24}{L+38.10} = \frac{15.24 \times L}{20.00+38.10}$$

$$I = 26.2 \%$$

Figura 15. Para valuar el factor de concentración.



$$F_c = \frac{0.846 \times 3.548}{3.888}$$

$$F_c = 0.77$$

$$M_M = 75.4 \times 1.279 \times 0.77$$

$$M_M = 74.26 \text{ T-m.}$$

4.6.2 Momento por carga permanente

Determinación de la carga uniformemente distribuida actuando sobre la nervadura:

Parapeto, guarnición y losa del voladizo----- 892kg/m.

Losa entre nervaduras: 456×2.05 -----1286kg/m

Carteles:

$0.10 \times 0.10 \times 2400$ -----24kg/m

Nervadura:

$(0.25 \times 0.77 \times 1.0 \times 2400 +$

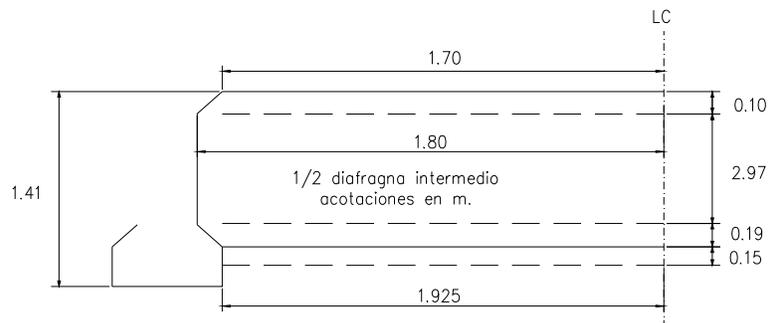
$0.325 \times 0.19 \times 1.0 \times 2400 +$

$0.15 \times 0.40 \times 1.0 \times 2400)$ -----754.2kg/m

2956.2 kg/m.

W= 2956.2 kg/m.

Figura 16. Determinación de la carga concentrada debida a medio diafragma intermedio, actuando sobre la nervadura:



$$P_p = (1.75 \times 0.10 + 0.97 \times 1.80 + 1.76 \times 0.19) \times 0.20 \times 2400 = 1082.59 \text{ kg.}$$

$$p_p = 1.08 \text{ T.}$$

Como el diafragma se localiza a la tercera parte del claro, o sea a 6.65 m. del eje apoyos, y considerado las nervaduras simplemente apoyadas, el momento flexionante por carga muerta vale:

$$M_p = W L^2 + P_p \times 6.65 = \frac{2956.2 \times 20^2}{8} + (1.57 \times 6.65)$$

$$M_p = 147.82 \text{ T-m}$$

Momento flexionante total.

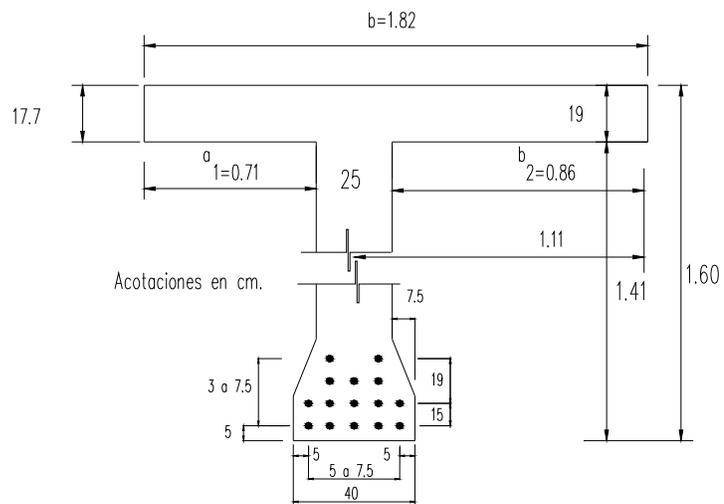
$$M_t = 74.26 + 147.82$$

$$M_t = 222.08 \text{ T-m.}$$

4.6.3 Diseño por momento flexionante.

Para el diseño se supondrá una sección de la nervadura con su armado y se revisará que trabaje a esfuerzos admisibles máximos.

Figura 17. Sección de viga



$$A_s = 15 \text{ varillas. de } 1 \frac{1}{2}'' \text{ } \emptyset$$

$$= 171 \text{ cm}^2$$

4.6.4 Centro de gravedad del refuerzo:

$$CG = \frac{10 \times 8.75 + (3 \times 20) + (2 \times 27.5)}{15} = \frac{87.5 + 60 + 55}{15}$$

$$C.G. = 13.5 \text{ cm.}$$

Dimensiones:

Losa en voladizo, espesor medio = 16 cm.

Losa entre nervaduras, espesor = 19 cm.

$$a_1 = 3 \times 16 = 48 \text{ cm.}$$

$$b_1 = 6 \times 19 + 25 = 139 \text{ cm.}$$

$$b_2 = 3 \times 19 = 57 \text{ cm.}$$

$$b = 71 + 25 + 57 = 182 \text{ cm.}$$

$$t_{\text{medio}} = \frac{16 \times 48 + 82 \times 19}{180} = \frac{768 + 1558}{180}$$

$$t_{\text{medio}} = 12.92 \text{ cm.}$$

Calculamos los anteriores valores con t_{medio} :

$$b = 12 + 12.92 + 25 = 180 \text{ cm.}$$

Se acepta $b = 180$

$$b_2 = 180 - (71 + 111) = 86 \text{ cm.}$$

Se acepta $b_2 = 86 \text{ cm.}$

Comprobación:

$$t_{\text{medio}} = \frac{12.92 \times (71 + 111)}{180} = 12.92 \text{ cm. por lo que queda bien.}$$

Por tanto:

$$h = 160 \text{ cm.}$$

$$A_s = 171 \text{ cm.}$$

$$d = 160 - 13.5 = 146.5 \text{ cm.}$$

Como se trata de una viga "T" calculemos la profundidad del eje neutro, con la siguiente fórmula:

$$kd = \frac{bt^2 + 2nAsd}{2bt + 2nAs} = \frac{182 \times 12.92^2 + 2 \times 6 \times 171 \times 146.5}{2 \times 182 \times 12.92 + 2 \times 6 \times 171}$$

$$kd = \frac{30380.60 + 300618}{4702.88 + 2052}$$

$$kd = 49 \text{ cm.}$$

$$z = \frac{\langle 3 \times kd - 2 \times t \rangle}{2 \times kd - t} \times \frac{t}{3} = \frac{3 \times 49 - \langle 2 \times 12.92 \rangle}{2 \times 49 - 12.92} \times \frac{12.92}{3}$$

$$Z = 6.13 \text{ cm.}$$

En consecuencia, el brazo del par elástico es:

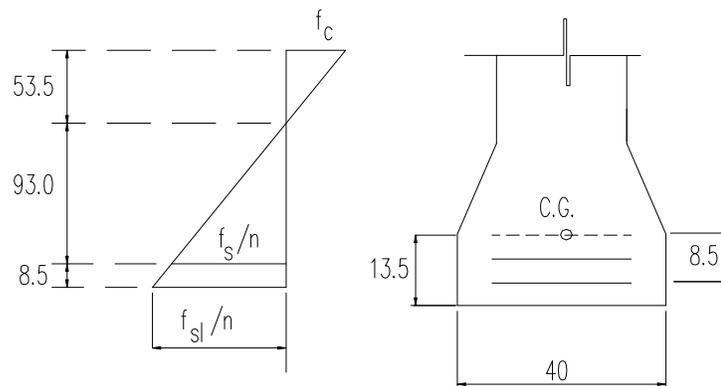
$$Jd = 146.50 - 6.20 = 140.37 \text{ cm.}$$

$$j = \frac{140.37}{146.50} = 0.96$$

$$k = \frac{49}{146.5} = 0.33$$

$$1 - k = 0.67$$

**Figura 18. Chequeo de ductibilidad de acero en compresión viga principal
puente vehicular**



Acotaciones en cm.

$$f_s = \frac{18089000}{171 \times 140.37}$$

$$f_s = 754 \text{ kg/cm}^2. < 1300 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = \frac{754 \times 0.33}{12 \times 0.67}$$

$$f_c = 30 \text{ kg/cm}^2 < 80 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sl} = 754 \times \frac{101.3}{93}$$

$$f_{sl} = 821 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto dichos esfuerzos están del lado de la seguridad y se aceptan.

4.6.5 Fuerza cortante en el apoyo

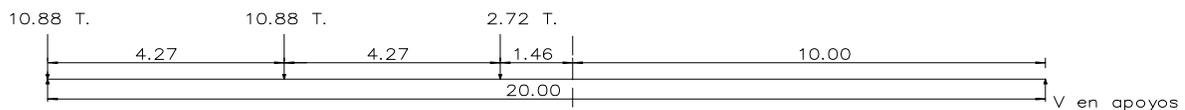
Por carga permanente.

$$v_p = \frac{W \times L}{2} + \text{peso diafragma} \times \frac{2.956 \times 20}{2} + 1.08$$

$$V_p = 30.64 \text{ T.}$$

Por carga móvil.

Figura 19. Diagrama de cuerpo libre para fuerza cortante la posición crítica de la carga móvil es



Dimensiones en m.

$$V_m = 10.88 + (10.88 \times 15.73 + 2.72 \times 11.46) \times \frac{1}{20}$$

$$V_m = 21.00 \text{ T.}$$

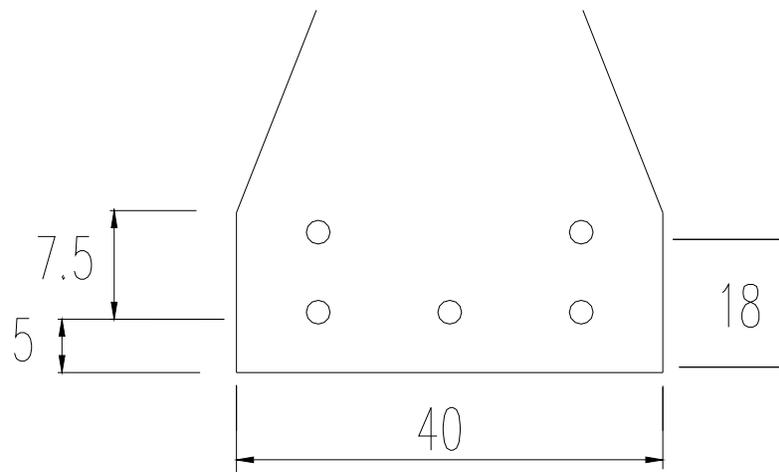
$$V_M = 21.00 \times 1.262 \times 1.07 = 28.40 \text{ T.}$$

$$V_t = V_p + V_M = 32.90 + 28.40$$

$$V_t = 61.30 \text{ T.}$$

Por especificación se corre dentro de los apoyos la tercera parte del acero por flexión; por tanto correremos dentro del apoyo 5 varillas de las 15 de dicho refuerzo.

Figura 20. Corrimiento de acero en viga



$$A_s = 5 \text{ varillas. de } 1 \frac{1}{2} \text{ } \varnothing$$

$$A_s = 57 \text{ cm}^2.$$

$$E_o = 12 \times 5 = 60 \text{ cm.}$$

Acotaciones en cm.

Revisión de los esfuerzos cortante y adherencia en los apoyos.

$$C.G. = \frac{3 \times 5 + 2 \times 12.5}{5} = \frac{15 + 25}{5}$$

$$C.G. = 8 \text{ cm.}; \quad d = 160 - 8 = 152 \text{ cm.}$$

Cálculo de la profundidad del eje neutro:

$$kd = \frac{bt^2 + 2nAsd}{2bt + 2nAs} = \frac{74100 + 208000}{8385 + 1370} = 28.9 \text{ cm.}$$

$kd = 28.9 \text{ cm.} > 19 \text{ cm.} \therefore$ es viga "T"

$$Z = \frac{\langle 3 \times kd - 2 \times t \rangle}{2 \times kd - t} \times \frac{t}{3} = \frac{3 \times 28.9 - \langle 2 \times 17.7 \rangle}{2 \times 28.9 - 17.7} \times \frac{17.7}{3}$$

$$Z = 7.6 \text{ cm.}$$

En consecuencia la profundidad del eje neutro:

$$jd = 152.0 - 7.6$$

$$jd = 144.4 \text{ cm.}$$

El esfuerzo cortante es:

$$V = \frac{v}{b \times jd} = \frac{61300}{25 \times 144.4} = 17 \text{ kg/cm}^2$$

$$v = 17.0 \text{ kg/cm}^2 < 18 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de adherencia vale:

$$U = \frac{v}{E0 \times jd} = \frac{61300}{60 \times 144.4} = 7.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$u = 7.1 \text{ kg/cm}^2 < 16 \text{ kg/cm}^2$$

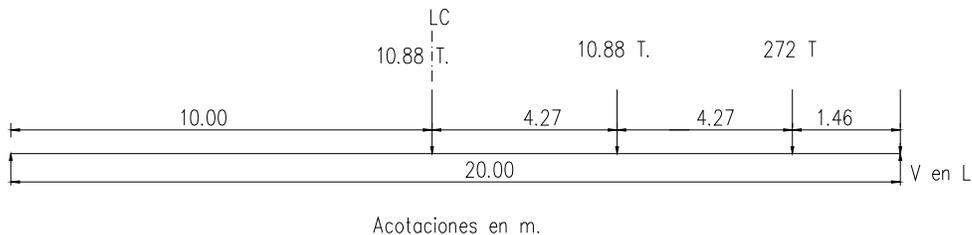
Como los esfuerzos están del lado de la seguridad, se aceptan.

4.6.6 Fuerza cortante en el LC

Por carga permanente $Y_p = 0$

Por carga móvil:

Figura 21. Diagrama de cuerpo libre de la posición crítica de la carga móvil para fuerza cortante, es la siguiente



$$V = 5.44 + (10.88 \times 5.73 + 27.2 \times 1.46) \times \frac{1}{20}$$

$$V = 8.76 \text{ T.}$$

$$V_M = 8.76 \times 1.262 \times 1.07$$

$$V_M = 11.85 \text{ T.}$$

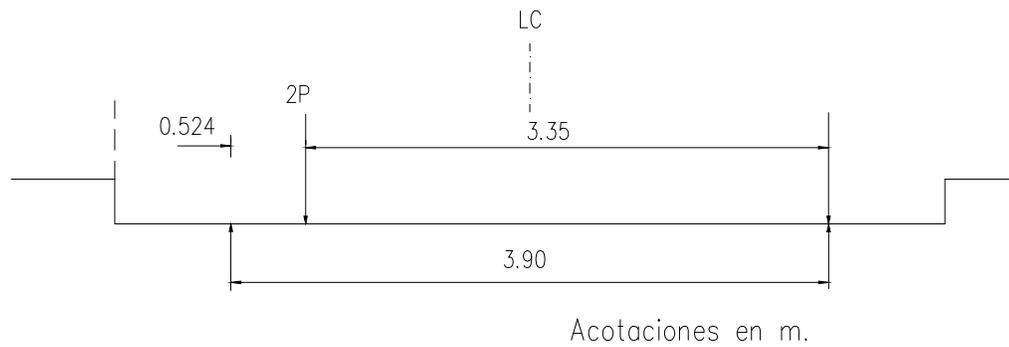
Como la fuerza cortante para carga permanente es igual a cero, la fuerza cortante total es:

$$V_t = 11.85 \text{ T.}$$

4.6.7 Revisión por carga móvil extraordinaria

Se hará previsión para cargas pesadas poco frecuentes, aplicando sobre cualquier carril sencillo el camión tipo, aumentando el 100% y sin que haya la presencia de carga en cualquiera de los otros carriles. Los esfuerzos combinados de carga muerta, viva a impacto, que resulten de ese tipo de carga no serán mayores que el 150 % de los esfuerzos permisibles.

Figura 22. Diagrama de cuerpo libre de carga móvil extraordinaria



Factor de concentración.

$$F_c = \frac{3.35}{3.9} = 0.85$$

Momento total.Mt

$$M = \frac{2 \times 75.4 \times 1.279 \times 0.85 + 106.73}{1.5} = \frac{163.94 + 106.63}{1.5} = 180.38 T - m$$

$$M'_i = 180.38 T - m. < 180.89 T - m.$$

Fuerza cortante total en el apoyo.

$$V_{ta}' = \frac{2 \times 21 \times 1.279 \times 0.85 + 25.47}{1.5} = \frac{45.66 + 32.9}{1.5} = 52.37 T$$

$$V_{ta}' = 52.37 T. < 61.30 T.$$

Fuerza cortante total en el LC

$$= \frac{2 \times 8.76 \times 1.262 \times 0.85}{1.5} = \frac{18.79}{1.5} = 12.53 T$$

$$V_{t LC} = 12.53 T > 11.85 T. \text{ se acepta}$$

4.6.8 Doblado de varillas

Considerando que los momentos flexionantes varían a lo largo de la pieza como una parábola de 2o. grado, las distancias de doblado de las barras del refuerzo de las nervaduras, donde no son necesarias para tomar flexión, son las siguientes a partir del centro del claro:

$$X = \frac{L}{2} \times \sqrt{\frac{Ad}{As}} = \frac{10}{\sqrt{171}} \times \sqrt{Ad} = 0.764 \sqrt{Ad}$$

Tabla IX. Doble de 10 barras; y tabulando la ecuación anterior:

No de barras	Ad (cm ² .)	Ad	X (m.)
1	11.40	3.38	2.58
2	22.80	4.77	3.64
3	31.20	5.85	4.47
4	45.60	6.75	5.15
5	57.00	7.55	5.77
6	68.40	8.27	6.32
7	79.80	8.92	6.81
8	91.20	9.54	7.29
9	102.60	10.13	7.74
10	114.00	10.68	8.15

Nota: estas longitudes calculadas se incrementaran una longitud variable, atendiendo al acomodo geométrico de las barras; para tomar en cuenta cualquier falta de concordancia con las condiciones supuestas que gobiernan el proyecto de la estructura.

4.6.9 Refuerzo del alma de la viga de carga

Este refuerzo se proporcionará con barras dobladas a 45° y con estribos de 1 ½" Ø con dos ramas.

Cortante resistente de una barra doblada a 45°

$$V_R = \frac{A_y \times F_y \times jd}{S \times \cos 45^\circ} = \langle 11.4 \times 1300 \times 138.30 \times 1.414 \rangle \times \frac{1}{S}$$

$$V_R = \frac{288000}{S}$$

Tabla X. Tabulando la anterior ecuación

S (cm.)	VR (kg.)
50	57,600
55	52,400
60	48,000
65	44,300
70	41,200
80	36,000
100	28,800
120	24,000
130	22,100

Cortante resistente de un estribo de ½" Ø

$$V_{Re} = \frac{A_y \times F_y \times jd}{S} = \frac{\langle 2.54 \times 1300 \times 138.30 \rangle}{S} \quad V_{Re} = \frac{454000}{S}$$

Tabla XI. Separación entre estribos

S (cm.)	VR (kg.)
16	28,400
28	16,200

Nota: S = separación entre dos estribos.

Con este refuerzo quedan totalmente cubiertas las fuerzas cortantes externas según se muestra en la figura de la hoja siguiente.

4.6.10 Acero de refuerzo longitudinal.

Como el peralte total es mayor de 1.40 m., se dispondrá en cada nervaduras de un área de acero de 8 % del acero principal.

$$A_t = 0.80 \times 171 = 13.7 \text{ cm}^2$$

Pudiéndose suministrar tal acero con 12 varillas de .1/2" \varnothing , (6 en cada cara), espaciadas uniformemente en el peralte de la nervadura.

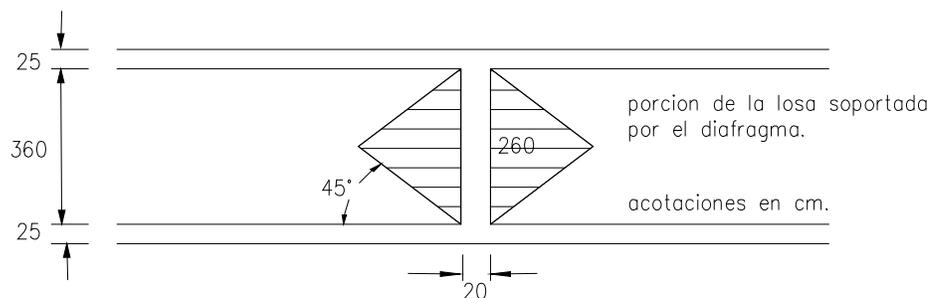
4.7. Cálculo de los diafragmas.

Se pondrán dos diafragmas extremos y dos intermedios, espaciados entre sí: 6.65, 6.70 y 6.65 m. Se calculará el diafragma interior.

La función de los diafragmas es evitar el desplazamiento lateral de las vigas principales, no tienen ninguna función de carga ya que la carga es absorbida totalmente por las vigas principales. El puente consta de 2 diafragmas externos, que son próximos a la viga de apoyo y 2 diafragmas internos que son distribuidos en la luz de la viga principal.

4.7.1 Diafragmas interiores.

a) **Figura 24. Determinación de cargas.**

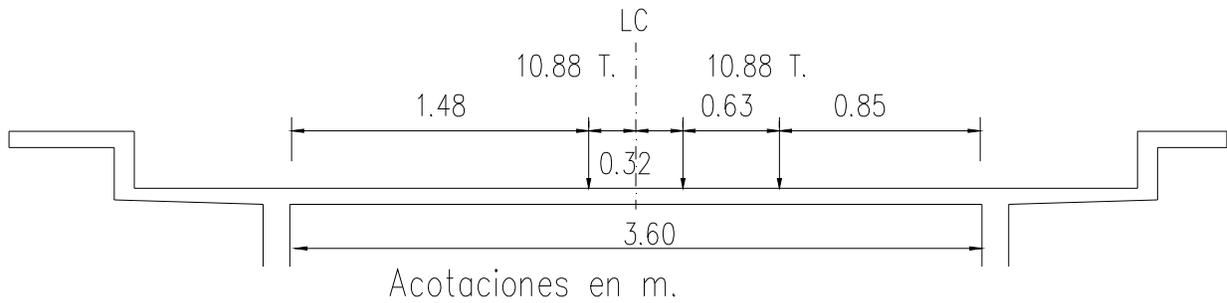


Peso de la losa.

$$P_i = \frac{3.6^2 \times 0.19}{2} + (0.19 \times 0.20 \times 3.6) \times 2400$$

$$M_M = 8.09 \text{ T-m}$$

d).- **Figura 26. Momento por carga móvil extraordinaria.**



En estas condiciones el momento flexionante será:

$$M'_M = \frac{2 \times 10.88 \times 1.48^2 \times 1.1}{3.6}$$

$$M'_M = 14.56 \text{ T.}$$

e).- Momento de proyecto.

$$M'_T = 5.36 + 18.01 = 13.36 \text{ T-m. (carga ordinaria)}$$

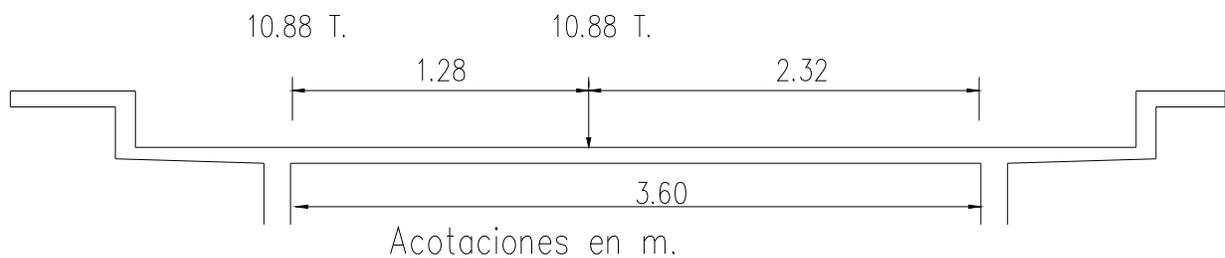
$$M'_T = - \frac{5.36 + 14.56}{1.5} = 13.28 \quad (\text{carga extraordinaria})$$

$$M'_T = 13.28 \text{ T-m.} < 13.36 \text{ T-m.}$$

f).- **Fuerza cortante permanente.**

$$V_p = 2.27 + 1.1 = 3.36 \text{ T.}$$

g).- **Figura 27. Fuerza cortante por carga viva extraordinaria**



$$V' = 10.88 + 10.88 \times \frac{2.32}{3.6} = 17.90 \text{ T}$$

$$V'_M = 17.90 \times 1.1 = 19.69 \text{ T.}$$

h).- **Fuerza cortante de proyecto.**

$$V'_T = \frac{3.36 + 19.69}{1.5} = 15.37 \text{ T}$$

i).- **Diseño.**

$$M = 2270000 \text{ kg-cm.}$$

Atendiendo la especificación de concreto:

$$b = \frac{3.6}{4} = 0.9 \text{ cm.}$$

En consecuencia el peralte efectivo es:

$$d = 160 - (1 + 12 + 15)$$

$$d = 132 \text{ cm.}$$

Se supondrá un área de acero y se revisará que trabaje a esfuerzos admisibles.

$$A_s = 2 \text{ varillas. de } 1 \frac{1}{4}'' \text{ } \emptyset = 15.84 \text{ cm.}^2$$

Investiguemos que tipo de viga es. Calculemos la profundidad del eje neutro como si fuera viga "T".

$$kd = \frac{bt^2 + 2nAsd}{2bt + 2nAs} = \frac{130 \times 19^2 + 2 \times 12 \times 15.84 \times 132}{2 \times 130 \times 19 + 2 \times 12 \times 15.84} = 18.4 \text{ cm.}$$

$kd = 18.4 \text{ cm.} < 19 \text{ cm.} \therefore$ se tiene una viga rectangular.

Datos:

$$A_s = 15.84 \text{ cm}^2$$

$$b = 20 \text{ cm.}$$

$$d = 132 \text{ cm.}$$

Calculemos las constantes para vigas rectangulares.

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{15.84}{20 \times 132} = 0.006 \text{ cm.}$$

$$k = \sqrt{2np + (2np)^2 - np}$$

$$k = \sqrt{2 \times 12 \times 0.006 + (12 \times 0.006)^2 - 12 \times 0.006}$$

$$k = 0.313$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - \frac{0.313}{3} = 0.896.$$

$$j = 0.896$$

Así, los esfuerzos en los materiales son:

$$f_c = \frac{2M}{kjb d^2} = \frac{2 \times 2270000}{0.313 \times 0.896 \times 20 \times 132^2} = 46.70 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_c = 46.70 \text{ kg/cm}^2 < 80 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{M}{A_s j b} = \frac{2270000}{15.84 \times 0.896 \times 20 \times 132} = 1210 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_s = 1210 \text{ kg/cm}^2 < 1300 \text{ kg/cm}^2$$

$$v = \frac{V}{bjd} = \frac{18760}{20 \times 0.896 \times 132} = 8 \text{ kg/cm}^2.$$

$$v = 8.0 \text{ kg/cm}^2 < 18.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$u = \frac{V}{E \circ x j d} = \frac{18760}{20 \times 0.896 \times 132} = 8 \text{ kg/cm}^2.$$

$$u = 8.0 \text{ Kg./cm}^2 < 16.0 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo que dichos esfuerzos se aceptan.

Separación máxima de estribos de 5/8" \varnothing de dos ramas.

$$\text{Separación de 5/8"} = \frac{A_v f_v j d}{V} = \frac{3.96 \times 1300 \times 0.896 \times 132}{18760}$$

Separación de 5/8" = 32 cm. c.a.c. (como máximo)

Por razones geométricas, se usarán estribos de 5/8" Ø de dos ramas a 19 cm. c.a.c.

Refuerzo en el alma.

$$A_{st} = 0.0015 \times 20 \times 132$$

$$A_{st} = 3.96 \text{ cm.}^2 \text{ (por cara)}$$

Este acero puede suministrarse con 3 varillas. de 1/2" Ø a 36 cm. c.a.c. (en cada cara)

Los diafragmas extremos llevarán el mismo acero por flexión y por cortante que los diafragmas intermedios.

Los diafragmas en voladizo, en este tipo de piezas, bastará armarlos con 2 varillas. de 1/2" Ø para resistir la flexión, y con estribos de 5/8" Ø a 19 cm. c.a.c. para cortante.

El plano de la superestructura se consigna al final del trabajo.

Cubicación del concreto de la superestructura.

Nervaduras:

$$\langle 1.41 \times 0.25 + 2 \times \frac{0.075 \times 0.19}{2} + 2 \times 0.15 \times 0.075 \rangle \times 20.50 \times 2 = 16.00 \text{ m}^3.$$

Losa:

$$\langle 0.19 \times 5.42 + 2 \times \frac{0.15 \times 0.19}{2} \times 1.025 \rangle \times 20.50 = 28.50 \text{ m}^3.$$

Guarniciones:

$$\langle 0.15 \times 0.65 + \frac{0.15 + 0.12}{2} \times 0.25 + 0.15 \times 0.15 \rangle \times 20.50 \times 2 = 6.30 \text{ m}^3.$$

Carteles:

$$4 \times \left\langle \frac{0.10 \times 0.10}{2} \right\rangle \times 20.50 = 0.41 m^3..$$

Diafragmas:

Intermedios: $2 \times 6.56 \times 0.20 = 2.62$

Extremos: $2(6.56 + 0.15 \times 5.05 + 2 \times 0.988)$

$I + E = 2.62 + 3.70 = 6.32 m^3$

Por tanto el volumen total de concreto de un tramo de superestructura es:

$V_t = 57.53 m^3.$

4.8 Cálculo de los apoyos

4.8.1 Reacción máxima por carga permanente.

$V_p = \frac{W \times L}{2} + \text{peso } 1/2 \text{ diafragma.} \text{-----} 32.90 T.$

Peso 1/2 diafragma exterior----- 1570 kg.

$0.15 \times 2.525 + 0.20 \times 0.775 + \frac{0.775 \times 1.21}{2}.$

$+ 0.275 \times 1.41 - (0.10 \times 0.10 + \frac{1}{2} \times 0.075 \times 0.19 +$

$+ 0.075 \times 0.15) \times 0.20 \times 2400 \text{-----} \underline{658 \text{ kg.}}$

2228 kg. 2.23 T.

Peso de la ménsula:

$$\frac{1}{2} \cdot 0.315 \times 0.15 (7.80 - 0.80) \times 2400 \text{-----} 397 \text{ kg.}$$

$$\frac{1}{2} \cdot (0.10 \times 0.19 \times 7.80) \times 2400 \text{-----} 178 \text{ kg.}$$

575 kg. 0.58 T.

Peso de la ampliación de las nervaduras atrás del diafragma:

$$(2 \times 0.40 \times 1.60 \times 0.15 \times 2400) \text{-----} 230 \text{ kg. } \underline{0.23 \text{ T.}}$$

$$\text{TOTAL=} \qquad \qquad \qquad 35.94 \text{ T.}$$

4.8.2 Reacción máxima por carga viva.

$$R_M = 28.40 \text{ T.}$$

Reacción total.

$$R_t = 35.94 + 28.40 = 64.34 \text{ T.}$$

Se acepta:

$$R_t = 65.00 \text{ T.}$$

4.8.3 Apoyos móviles.

Se proyectarán de mecedora de concreto, según las dimensiones de la figura siguiente. A continuación se verifican sus dimensiones

Nervadura; $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

Mecedora de concreto $F_c = 300 \text{ kg/cm}^2$.

Placa de plomo de $16 \times 48 \times 2.5 \text{ cm}$.

Placa de acero de $48 \times 20.3 \times 1.9 \text{ cm}$.

Cabezal $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

Acotaciones en cm.

Esfuerzo medio:

$$f_o = \frac{65000}{16 \times 48} = 85 \text{ kg/cm}^2 < 100 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo de fluencia:

$$f_p = \frac{12 \times 16}{2.5} + 90 = 167 \text{ kg/cm}^2 \therefore f_c = 0.508 f_p = 0.5 f_p$$

Excentricidad máxima admisible:

$$e_{\text{máx.}} = 8(1 - 0.508) = 3.93 \text{ cm.}$$

Deformación máxima de la superestructura, por - esfuerzo y por dilatación.

$$\Delta = \frac{1200 \times 1000}{2.100000} - 0.000011 \times 2000 \times 15 = 0.57 + 0.33$$

$$\Delta = 0.9 \text{ cm.}$$

Por lo cual la máxima excentricidad es amplia, y en este caso no llegará a presentarse.

Para el esfuerzo de fluencia el ancho de contacto del plomo.

$$b'p = \frac{65000}{187 \times 48} = 8.1 \text{ cm.}$$

$$\text{Area de contacto} = A_p = 8.1 \times 48 = 389 \text{ cm.}^2$$

$$\text{Area de concreto de la mecedora} = A_c = 52 \times 26 = 1352 \text{ cm.}^2$$

Por lo que, para $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$, el esfuerzo admisible del concreto por aplastamiento.

$$f_a = 116 \times \sqrt[3]{\frac{1352}{389}} = 175 \text{ kg/cm}^2, \quad 0.6f'c = 180 \text{ kg/cm}^2$$

Que es mayor de 167 kg/cm^2 ., por lo que dicha -placa se acepta, para disminuir la presión de contacto entre el cabezal y la nervadura, se usarán placas de acero.

Se considera como ancho efectivo de contacto, el ancho del plomo, mas dos veces el espesor de la placa; según se recomiendan las. Especificaciones Área para apoyos de puentes de acero.

Ancho presionado de la placa de acero en cargas permanentes y carga concentrada.

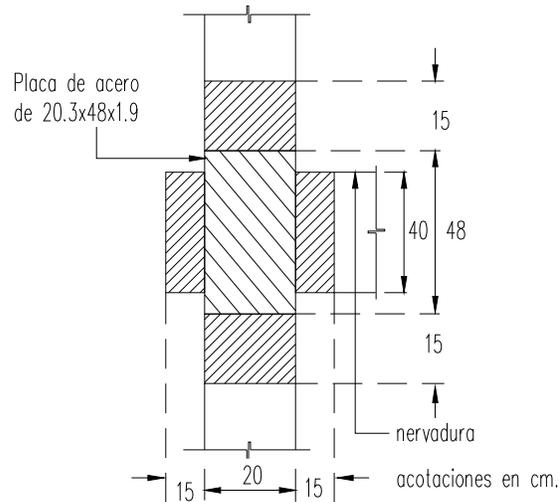
$$A_a = 16 + 2 \times 2 = 20 \text{ cm.}$$

$$\text{Y el esfuerzo; } f = \frac{65000}{48 \times 20} = \underline{65000} = 68 \text{ kg/cm}^2. < 80 \text{ kg/cm}^2$$

Para carga excéntrica el ancho presionado es: $A'a = 8.1 + 2 \times 2 = 12.1 \text{ cm.}$

$$\text{Y el esfuerzo; } f = \frac{65000}{48 \times 12.1} = 112 \text{ kg/cm}^2$$

Figura 28. El área tributaria del concreto



$$A_t = 20 \times 78 + 30 \times 40 = 2720 \text{ cm}^2$$

Por lo que, para $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$, el esfuerzo admisible es:

$$f_e = 80 \times \sqrt{\frac{2720}{48 \times 12.1}} = 134 \text{ kg/cm}^2$$

Se limita a $0.6 \times 200 = 120 \text{ kg/cm}^2 > 112 \text{ kg/cm}^2$, lo que es aceptable.

Los cabezales pueden hacerse de concreto de $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ pero al igual que las nervaduras, deben llevar refuerzo especial.

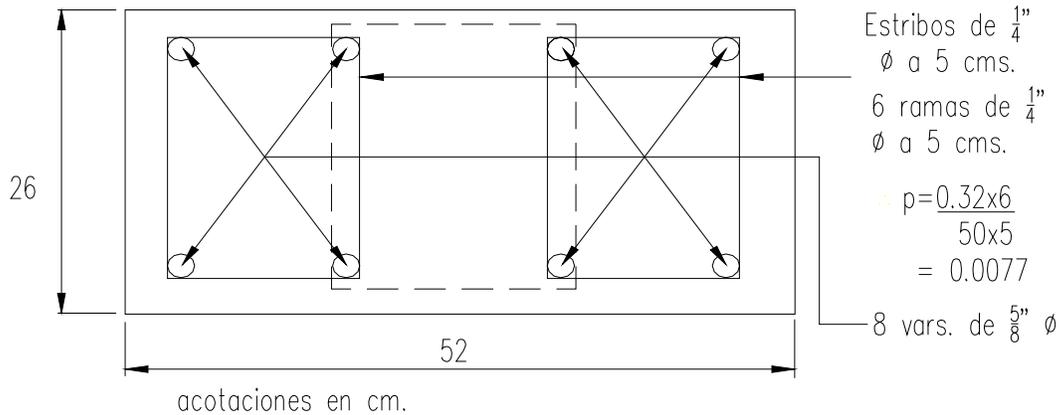
Mecedora de concreto.

La tensión máxima que se presentará vale:

$$f = \frac{0.375 p \times (a - b)}{L \times (1.17a - 0.44b)^2} \times (1 - pn)$$

$$f = \frac{0.375 \times 65000 \times (26 - 16)}{50 \times (1.17 \times 26 - 0.44 \times 16)^2} \times (1 - pn) = 9 \times (1 - pn)$$

Figura 29. Mecedora de concreto



Considerando ; $n = 8$. . $p \times n = 0.0616$

$$f = 9.0 (1 - 0.0616) = 8.5 \text{ kg/cm}^2.$$

que es aceptable por ser menor a $0.03 \times 300 = 9.0 \text{ kg/cm}^2$

La tensión total en 5 cm. de alto es:

$$T = 8.5 \times 5 \times 50 = 2120 \text{ kg/cm}^2$$

Y la tensión en el acero resulta de:

$$f = \frac{2120}{6 \times 0.32} = 1100 \text{ kg/cm}^2 \text{ que cumple.}$$

Apoyos fijos.

Estos apoyos se lograrán con una placa de plomo de $16 \times 48 \times 2.5 \text{ cm}^2$, entre dos de acero de $20.3 \times 48 \times 1.9 \text{ cm}$., cuyos esfuerzos calculados antes son aceptables:

5. CALCULO DE LA SUBESTRUCTURA

5.1 Cálculo del estribo No. 1

Datos para el cálculo:

Carga viva H-15 S-12

Apoyos fijos.

Corona y diafragmas de concreto $f' = 200 \text{ kg/cm}^2$:

Cuerpo de mampostería de 3a. clase con mortero de cemento 1:5

Desplante en el manto de arena y grava.

Altura del estribo 10 m.

Fatigas permisibles.

5.2 Mampostería

Compresión 9.00 kg/cm^2

Tensión 1.00 kg/cm^2

Esfuerzo cortante — 2.00 kg/cm^2

5.3 En el desplante sobre arena y grava

Compresión _____ 3.00 kg/cm^2

Tensión _____ 0.00 kg/cm^2

5.4 Coeficiente de deslizamiento y volteamiento

Estimación de las cargas.

Carga muerta (C.M.)

Peso total del tramo 154.68 Tons

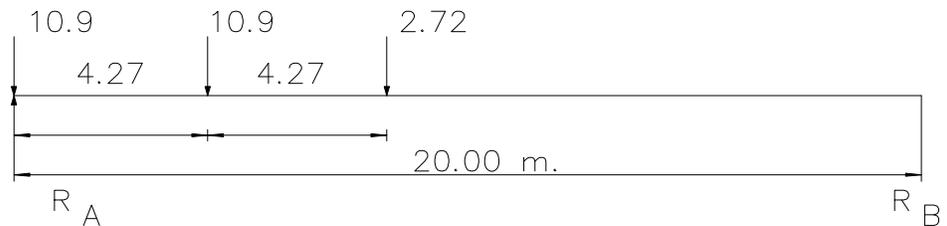
Carga que actua sobre el estribo

$$\frac{154.68}{2} = 77.34$$

5.5 Coeficiente de deslizamiento por carga viva

La carga tipo H - 15 S- 12 en dos bandas de circulación. Para este claro la máxima fuerza cortante en el apoyo se produce para carga de camión.

Figura 30. Diagrama de cuerpo libre coeficiente de deslizamiento carga viva



$$R_A = 2 \times 10.9 + \frac{15.73}{20} \times 10.9 + \frac{11.46}{20} \times 2.72$$

$$R_A = 41.92 \text{ Ton.}$$

5.6 Fricción por carga permanente

Las especificaciones de la S.O.P. a este respecto señalan que esta fuerza se valúe como el 5% de la reacción por carga permanente.

$$F = 0.05 \times 77.34 = 3.87 \text{ Ton.}$$

5.7 Frenaje

Según las especificaciones A.A.S.H.T.O. (1.2.13) su intensidad es del 0.05 de la carga móvil en cada banda de circulación, considerando la carga equivalente y la fuerza concentrada correspondiente a -momento flexionante.

$$FR = 2 \times 0.05 (0.714 \times 20 + 6.13) = 2.05 \text{ Ton.}$$

Aplicada a 1.22 m. sobre la rasante. Se traslada a la superficie de la corona y se desprecia el par de transporte, por ser pequeño en comparación con los demás elementos mecánicos.

5.8 Cargas por viento normal a la superestructura

Según las especificaciones A.A.S.H.T.O. (1.2.14.1) se debe de considerar una carga uniformemente repartida de 244 kg/m² sobre vez y media el área expuesta.

Área expuesta	20.50 x 1.82	=	37.20
Parapeto	20.50 x 0.60	=	<u>12.30</u>
		A =	49.50 m ²

$$V.N.S. = \frac{1.5 \times 49.5 \times 0.244}{2} = 9.1 \text{ Ton.}$$

5.9 Viento tangencial a la superestructura 59 kg/m²

$$0.5 \times 49.50 \times 0.059 = 1.47 \text{ Ton.}$$

Despreciando el par de transporte se consideran aplicadas sobre la rasante.

5.10 Viento normal a la carga viva

Según las especificaciones A.A.S.H.T.O. se debe de considerar una carga uniformemente repartida con una intensidad de 300 kg/m. aplicada a 1.83 sobre la rasante, se desprecia el par de transporte por ser pequeño en comparación con los demás elementos.

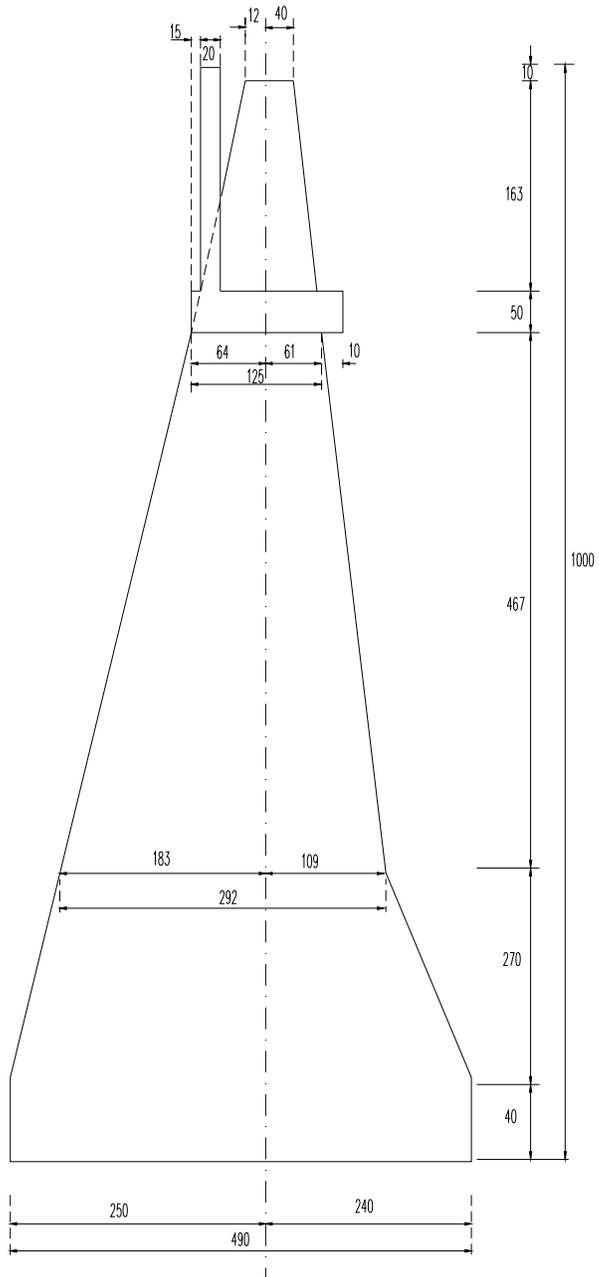
$$0.5 \times 0.3 \times 20 = 3 \text{ Ton.}$$

5.11 Viento tangencial sobre la carga viva

$$0.5 \times 0.060 \times 20 = 0.60 \text{ Ton.}$$

Para proceder a calcular el estribo, se propone como sección definitiva la que con sus dimensiones se muestra en la figura 31.

Figura 31. Sección de Estribo

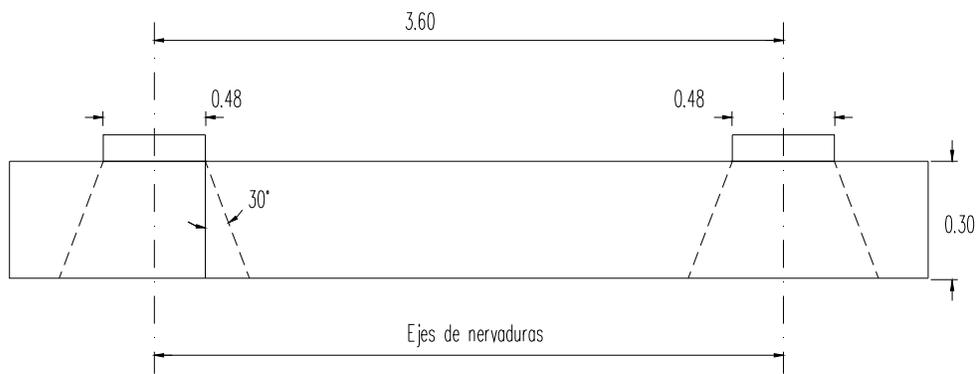


SECCION PROPUESTA

5.12 Revisión de la subcorona

Las placas de apoyo son de 20.3 x 48 x 1.9 cm. para revisar la subcorona se consideran ángulos de transmisión de 30 grados a partir de la placa.

Figura 32. Placa de subcorona



El área de transmisión por cada placa sobre la subcorona es de:

Incremento por lado: $2 \times 0.50 \times \text{Tan. } 30 = 0.58 \text{ m.}$

Por lo tanto:

$$A = (0.20 + .58) (0.48 + 0.58)$$

$$= 0.78 \times 1.06 = 0.825 \text{ m}^2$$

El área total de transmisión es:

$$A_r = 2 \times 0.825 = 1.65 \text{ m}^2$$

El peso de la corona en el área total de transmisión es:

$$1.65 \times 0.5 \times 2.4 = 2.0 \text{ Ton}$$

A continuación se considerará que el empuje de tierras sobre el diafragma y la corona lo absorben únicamente las áreas de transmisión.

$$ET = 0.229 h^2 L$$

$$ET = 0.229 \times (2.23)^2 \times 9.10 = 10.3 \text{ Ton.}$$

$$\text{Aplicada a } \frac{Y}{3} = \frac{2.23}{3} = 0.74 \text{ arriba de la subcorona}$$

Empuje de tierras con sobre carga:

Se considerará una sobrecarga igual a una altura de tierra de $h = 0.61 \text{ m}$ (A.A.S.H.T.O. 1.2.19)

$$ET_{sc} = 0.229 (h^2 + 2h \times h_1) L$$

$$ET_{sc} = 0.229 (2.23^2 + 2 \times 2.23 \times 0.61) \times 9.10$$

$$ET_{sc} = 16.0 \text{ Ton.}$$

$$\text{Aplicado a: } y = \frac{2.23}{3} \times \frac{2.23 + 3 \times 0.61}{2.23 + 2 \times 0.61} = 0.445 \times \frac{4.06}{3.45}$$

$y = 0.88 \text{ m.}$ arriba de la subcorona.

Para calcular las fatigas se empleará la fórmula de la escuadría:

$$F = \frac{P}{A} + \frac{Mx}{I} = \frac{P}{A} \times 1 + \frac{6e}{h}$$

como $h = 0.78$ y $A = 1.65 \text{ m}^2$

$$\text{Se tiene: } f = \frac{P}{1.65} \times \left[1 + \frac{6e}{0.78} \right]$$

Finalmente se tiene: $f = 0.605 \times P \times [1 + 7.7e]$ Para el cálculo de fatigas en las secciones se usaran las tres primeras combinaciones de carga especificadas por

A.A.S.H.T.O. 1.4.1, pues son las que determinan el diseño de esta estructura y que son:% de esfuerzos unitarios

Grupo 1	$C M + C V + I + E T + S + P C$	100
Grupo II	$C M + E T + S + P C + V E$	125
Grupo III	$\text{Grupo I} + F R + F + F C + 30\% V E + V C V$	125

donde:

$C M$ = carga muerta

$C V$ = carga viva

I = Impacto

$E T$ = Empuje de tierras

S = Subpresión

$P C$ = Presión de la corriente

$V E$ = Viento sobre la estructura

$F R$ = Frenaje

F = Fricción

$F C$ = Fuerza centrífuga

$V C V$ = Viento sobre la carga viva.

Antes de analizar la subcorona con cada una de las combinaciones de cargas se hará en la siguiente hoja una tabla con todas las cargas que intervienen, sus brazos y sus momentos.

Tabla XII. Integración de Cargas

Cargas y Momentos flexionantes sobre la subcorona				
Cargas verticales	Simbolo	Valor - Ton	Brazo - m	Momento Flexionante Ton-m
Peso de la superestructura	CM	77,34	0,39	30,30
Carga viva	CV	41,92	0,39	16,30
Impacto	I	5,90	0,39	2,30
Peso de la corona	Pcorona	2.00	0,39	0,80
Cargas horizontales				
Frenaje	FR	2.00	0,50	1.00
Fricción	F	3,90	0,50	1,90
Viento tang. sobre superestructura	VTS	1,40	1,44	2.00
Viento tang. al puente sobre la carga viva	VTV	0,60	4,06	0,40

5.13 Revisión de la subcorona

Para el Grupo I de cargas $C M + C V + I + ET$, pues no existen subpresión (S), ni presión de la corriente (P C)

Volteamiento.

Momentos
Resistentes
(Ton - m)

CM	30.,30
CV	16,30
I	2,30
<u>Pcorrimiento</u>	<u>0,80</u>
$\sum M_v$	49.70

Momentos Volteantes
(Ton - m)

$$ET = 10,30 \times 0,74$$

$$ET = 7,6 \text{ Ton-m}$$

$$\sum MH = 7.6 \text{Ton} - m$$

$$C_v = \frac{49.7}{7.6} = 6.5 > 2$$

Deslizamiento.

Fuerzas Resistentes
(Ton)

CM	77,30
CV	41,90
I	5,90
<u>Pcorrimiento</u>	<u>2,00</u>
$\sum P$	127.10

Fuerzas deslizantes
(Ton)

$$ET = 10,30$$

$$\sum EH = 10.3 \text{Ton} - m$$

$$CD = \frac{07 \times 127.1}{10.3} = 8.6$$

La excentricidad vale

$$C = 0.39 - \frac{49.7 - 7.6}{127.1} = 0.39 - \frac{42.1}{127.1}$$

$$C = 0.39 - 0.33 = 0.06 \text{ m.}$$

Fatigas.

$$f_{\max} = 0.605 \times 127.1 + 7.7 \times 0.06 = 77.0 \times (1 + 0.46)$$

$$f_{\max} = 77.0 \times 1.46 = 112.0 \text{ Ton/m}^2 = 11.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\min} = 77.0 \times 0.46 = 35.5 \text{ Ton/m}^2 = 3.5 \text{ kg/cm}^2$$

Ambas fatigas de compresión.

Revisión de la subcorona para el Grupo II de cargas.

C M + E T + VE pues no existe S ni P C.

Momentos
Resistentes
(Ton - m)

$$\text{CM} \quad 30.30$$

Pcorrimiento 0.80

$$\sum P = 31.10$$

Momentos
Volteantes
(Ton - m)

$$\text{ET} = 10.3 \times 0.70$$

$$\text{ET} = 7.6$$

VTS = 2.0

$$\sum H = 9.6$$

$$C_v = \frac{\sum M_v}{\sum M_H} = \frac{31.1}{9.6} = 3.2 > 1.5$$

Pues para esta combinación de carga se permite un 125% de los esfuerzos permitidos para la combinación I

Deslizamiento.

Fuerzas Resistentes
(Ton)

CM 77,30

Fuerzas deslizantes
(Ton)

E =10,30

$$\frac{P_{\text{corrimiento}}}{\sum P} = \frac{2,00}{79.3}$$

$$\frac{VTS = 1.40}{\sum EH} = 11.7 \text{ Ton} - m$$

$$CD = \frac{0.7 \times P}{H} = \frac{0.7 \times 79.3}{11.3} = 4.9 > 1.5$$

Excentricidad.

$$e = 0.39 - \frac{31.1 - 9.6}{79.3} = 0.39 - \frac{21.5}{79.3}$$

$$e = 0.39 - 0.27 = 0.12 \text{ m.}$$

Fatigas.

$$\begin{aligned} f_{\text{max}} &= 0.605 \times 79.3 + 7.7 \times 0.12 \\ &= 48 (1 + 0.93) \end{aligned}$$

$$f_{\text{max}} = 93.0 \text{ Ton/m}^2 = 9.3 \text{ kg/cm}^2 \text{ a compresion.}$$

$$f_{\text{min}} = 48 (0.07) = 3.3 \text{ Ton/m}^2 = 0.33 \text{ kg/cm}^2 \text{ a compresion.}$$

Revisión de la subcorona para el Grupo III de cargas,
Grupo I +F R+F +30% VE +V C V pues no existe FC

Volteamiento.

Momentos
Resistentes
(Ton - m)

CM	30.,30
CV	16,30
I	2,30
<u>Pcorrimiento</u>	<u>0,80</u>
$\sum M_v$	49.70

Momentos Volteantes
(Ton - m)

ET =	7.60
FR =	1,00 Ton-m
VTS =	0.3 x 2.00
=	0.60
<u>VTS =</u>	<u>2.40</u>
$\sum MH$	= 11.6Ton - m

$$C_v = \frac{\sum M_v}{\sum MH} = \frac{49.7}{11.7} = 4.2 > 1.5$$

Deslizamiento.

Fuerzas resistentes
(Ton)

CM	77.30
CV	41,90
I	5,90
<u>Pcorrimiento</u>	<u>2,00</u>
$\sum P$	127.10

Fuerzas deslizantes
(Ton)

ET =	10.30
FR =	2,00
F =	1.90
VTS =	0.3 x 1.40
=	0.40
<u>VTV =</u>	<u>0.60</u>
$\sum H$	= 15.2

$$CD = \frac{\sum P}{\sum H} = \frac{0.7 \times 127.1}{15.2} = 5.8 > 1.5$$

Excentricidad.

$$e = 0.39 - \frac{49.70 - 11.60}{127.10} = 0.39 - \frac{38.10}{127.10}$$

$$= 0.39 - 0.30 = 0.09 \text{ m.}$$

Fatigas.

$$f_{\max} = 0.605 \times 127.1 (1 + 7.70 \times 0.09) = 77 (1 + 0.69)$$

$$f_{\max} = 130 \text{ Ton/m}^2 = 13.0 \text{ Ton/cm}^2$$

$$f_{\min} = 77 \times 0.31 = 24 \text{ Ton/m}^2 = 2.4 \text{ kg/cm}^2$$

Ambas de compresión.

Tabla XIII. Resumen de combinaciones de carga

	Volteamiento	Grupo deslizamiento	Fatiga max. , kg/cm ²		Fatiga min. kg/cm ²	
	CV	CV	Real	Permisible	Real	Perm.
I	6.5 > 2	8.6 > 2	11.2	10.0	3.5	10.0
II	3.2 > 1.5	4.9 > 1.5	9.3	15.0	3.3	15.0
III	4.2 > 1.5	5.8 > 1.5	13.0	15.0	2.4	15.0

El exceso de 1.2 kg/cm² de más de la compresión en la combinación del Grupo I (11.2 > 10.0), se admite dada la eventualidad de las cargas y el coeficiente de seguridad que implican los esfuerzos. Permisibles y además se ha considerado solamente el área de las placas como área de transmisión. Así pues se acepta el espesor supuesto para la corona que fue de 0.50 m.

Se proseguirá a revisar ahora la sección intermedia y después la sección del desplante terminando con el escalón.

5.13 Revisión de la sección intermedia

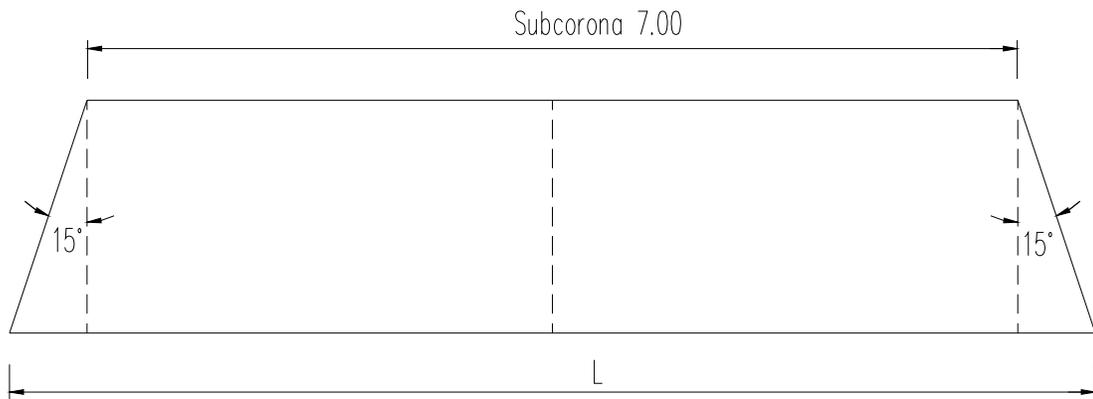
La sección intermedia esta a 4.67 abajo de la subcorona.

Dimensiones:

Ancho de la sección 2.92 m.

Longitud de la subcorona 7 m.

Figura 33. Sección de la subcorona



$$V = 1.09 - 0.61 = 0.48$$

$$L = 7 + 2 V \tan 15^\circ$$

$$L = 7 + 2 \times 0.48 \times 0.268$$

$$L = 7 + 0.25 = 7.25$$

Por lo tanto $H = 4.67$ m. y $L = 7.25$ m.

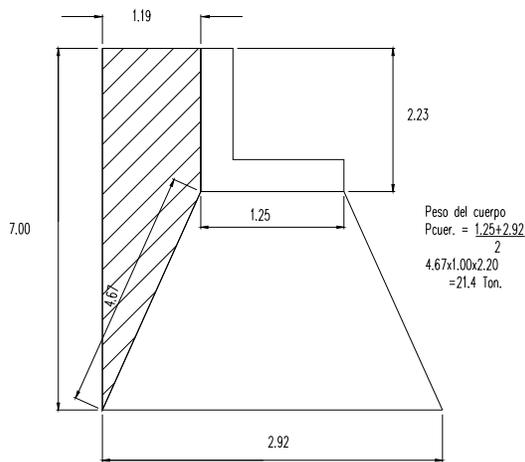
Cargas que actúan sobre la sección.

La verificación de los esfuerzos en esta sección se hará considerando una longitud de 1.0 m. por lo que los valores de CM, CY, FR, F, VE y VCV se dividieran entre 7.25 para tener la carga por metro necesaria para este análisis.

Peso de la corona

Peor. = $1.35 \times 1.00 \times 0.50 \times 2.4 = 1.6$ Ton.

Figura 34. Brazo del peso de la corona respecto a la arista de volteo



Brazo del peso del cuerpo respecto a la arista de volteo.

$$b = \frac{2.92 \times (2.92 + 1.25 + 0.48) + 1.25 \times (12.5 + 2 \times 0.48)}{3 \times (2.92 + 1.25)}$$

$$b = \frac{13.50 + 2.75}{12.51} = 1.30 \text{ m.}$$

$$\text{Peso de la tierra. } P_{tierra} = \frac{7.00 + 2.23}{2.00} \times (1.09 \times 1.06) = 8.10 \text{ Ton.}$$

Brazo del peso de la tierra respecto a la arista de volteo.

$$b = \frac{1.19}{3} \times \frac{2 \times 7.00 + 2.23}{7.00 + 2.23} + 0.64 + 1.09$$

$$b = 0.70 + 1.73 = 2.43 \text{ m.}$$

Empuje de tierras.

$$E T = 0.229 (7.00)^2 \times 1.00 = 11.30 \text{ Ton.}$$

Brazo del empuje de tierras respecto a la sección

$$b = \frac{7.00}{3.00} = 2.34 \text{ m.}$$

En la siguiente hoja se hará el resumen de todas las cargas que intervienen junto con sus brazos y el momento que producen cada una de ellas.

Cargas y Momentos flexionantes sobre la subcorona

Cargas verticales	Símbolo	Valor - Ton	Brazo - m	Momento Flexionante Ton-m
Peso de la superestructura	CM	8.30	1.09	9.00
Carga viva	CV	4.5	1.09	4.9
Peso de la corona	Pcorona	1.6	1.05	1.7
Peso del cuerpo	Pcuerpo	21.4	1.30	27.8
Peso de la tierra	PT	8.10	2.43	19.6
Cargas horizontales				
Frenaje	FR	0.21	5.17	1.10
Fricción	F	0.42	5.17	2.10
Empuje de tierras	ET	11.30	2.34	26.40
Viento tangencial. sobre superestructura	VTS	0.15	6.11	0.90
Viento tang. al puente sobre la carga viva	VTV	0.07	8.73	0.60

Revisión de la sección intermedia para el Grupo I de cargas.

CM, CY, Pcor., PT, ET esfuerzos. Permisibles 100 %.

Volteamiento.

Momentos Resistentes (Ton - m)		Momentos Volteantes (Ton - m)
CM	9.00	ET = 26.40
CV	4.90	
Pcor.	1.70	
Pcuer	27.80	
<u>PT</u>	<u>19.60</u>	
$\sum M_v$	63.00	$\sum MH = 26.4Ton - m$

$$C_v = \frac{63.00}{26.40} = 2.40 > 2$$

Deslizamiento.

Fuerzas resistentes (Ton)		Fuerzas deslizantes (Ton)
CM	8.30	ET = 11.30
CV	4.50	
Pcor.	1.60	
Pcuer	21.40	
<u>PT</u>	<u>8.10</u>	
$\sum P$	43.90	$\sum H = 11.30Ton - m$

$$CD = \frac{P}{H} = \frac{0.7 \times 43.90}{11.30} = 2.70 > 2$$

Excentricidad.

$$e = 1.46 - \frac{63.00 - 26.40}{143.90} = 1.43 - \frac{37.60}{43.90}$$

$$e = 1.46 - 0.86 = 0.60$$

Fatigas

$$F_{\max} = \frac{43.90}{2.92} \times 1 + \frac{6.00 \times 0.60}{2.92} = 15.10 \times (1 + 1.23)$$

$$f_{\max} = 33.80 \text{ Ton/m}^2 = 3.38 \text{ kg/cm}^2 \text{ a compresion.}$$

$$f_{\min} = 15.1 (1 - 1.23) = 15.1 \times 0.23 = 3.48 \text{ Ton/m}^2 = 0.348 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión de la sección intermedia para el Grupo II de cargas.

C M, Pcor., Pcuer., PT, E T y V T S; Esfuerzo permisible. 125 %.

Volteamiento.

Momentos Resistentes (Ton - m)	Momentos Volteantes (Ton - m)
CM 9.00	ET = 26.40
Pcor. 1.70	
Pcuer 27.80	<u>VTS = 0.90</u>
<u>PT</u> <u>19.60</u>	
$\sum M_v$ 58.10	$\sum MH = 27.30 \text{ Ton} - m$
$C_v = \frac{58.10}{27.30} = 2.15 > 2$	

Deslizamiento.

Fuerzas resistentes (Ton)	Fuerzas deslizantes (Ton)
CM 8.30	ET = 11.30
Pcor. 1.60	
Pcuer 21.40	
<u>PT</u> <u>8.10</u>	VTS = 00.10

$$\sum P = 39.40$$

$$\sum H = 11.80 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$CD = \frac{P}{H} = \frac{0.7 \times 39.40}{11.80} = 2.33 > 2$$

Excentricidad.

$$e = 1.46 - \frac{58.10 - 27.30}{39.4} = 1.46 - \frac{30.80}{39.40}$$

$$e = 1.46 - 0.78 = 0.68$$

Fatigas.

$$f_{\max} = \frac{39.40}{2.92} + \frac{6.00 \times 0.68}{2.92} = 13.50 \times 2.40$$

$$f_{\max} = 13.50 \times 2.40 = 32.50 \text{ Ton/m}^2 = 3.25 \text{ kg/cm}^2 \text{ compresion}$$

$$f_{\min} = 13.50 (1.00 - 1.40) = -5.40 \text{ Ton/m}^2 = 0.54 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión de la sección intermedia para el Grupo

III de cargas.

Grupo I + F + F + 30 % Y T S + V C V Esf . per. 125%

Volteamiento.

Momentos resistentes
(Ton - m)

CM 9.00
CV 4.90
Pcor. 1.70

Pcuer 27.80

Momentos volteantes
(Ton - m)

FR = 1.10
F = 2.10
30% VTS = 0.90x0.30
 = 0.30
VTV = 0.60
ET = 26.04

$$\frac{PT}{\sum M_v} = \frac{19.60}{63.00}$$

$$\sum MH = 30.05 \text{ Ton} - m$$

$$C_v = \frac{63.00}{30.05} = 2.05 > 1.50$$

Deslizamiento.

Fuerzas resistentes
(Ton)

CM	8.30
CV	4.50
Pcor.	1.60
Pcuer	21.40
<u>PT</u>	<u>8.10</u>

$$\sum P = 43.90$$

Fuerzas deslizantes
(Ton)

FR =	0.21
F =	0.42
30%VTS =	0.15 x 0.30
	= 0.04
VTV =	0.07
<u>ET</u>	<u>= 11.30</u>

$$\sum H = 12.04 \text{ Ton} - m$$

$$CD = \frac{P}{H} = \frac{0.7 \times 43.90}{12.04} = 2.55 > 1.50$$

Excentricidad.

$$e = 1.46 - \frac{63.00 - 30.50}{43.90} = 1.46 - \frac{32.50}{43.90}$$

$$e = 1.46 - 0.74 = 0.72$$

Fatigas.

$$f_{\max} = \frac{43.90}{2.92} \times 1 + \frac{6.00 \times 0.72}{2.92} = 15.10 \times (1 + 1.48)$$

$$= 37.2 \text{ Ton/m}^2 = 3.72 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\min} = 15.1 \times (1 - 1.48) = -7.2 \text{ Ton/m}^2 = -0.72 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla XIV. Resumen de combinaciones de carga

Grupo	Volteamiento	Deslizamiento	Fatiga Max. Kg/cm ²		Fatiga Min. Kg/cm ²	
	CV	CD	Real	Permisible	Real	Permisible
I	2.4 >2.0	2.7 >2	3.38	10.0	0.34	-1.00
II	2.1 >1.5	2.3 >1.5	3.25	14.5	-0.54	-1,25
III	2.0 >1.5	2.5 >1.5	3.72	14.5	-0.72	-1,25

De la tabla anterior se puede concluir que, puesto que se satisfacen los coeficientes de seguridad al volteamiento y deslizamiento, así como los esfuerzos permisibles a tensión y compresión no se exceden de los permisibles, la sección intermedia propuesta se acepta como definitiva.

5.14 Revisión del desplante

La sección del desplante esta a 5.77 de la sub-corona

Dimensiones.

Ancho de la sección 3.35 m.

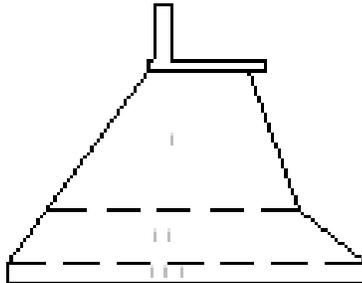
Longitud de la subcorona 7.00 m.

Longitud de la sección en el desplante 5.35 m.

Valuación de las cargas.

El análisis se hará también, como en la sección intermedia para una faja de 1.00 m. de ancho, por lo que las cargas CM, CV, FR, F, VTS y VTV, se dividen entre 5.35 para obtener la carga en un metro.

Figura 35. Desplante



Peso del cuerpo.

$$P_{\text{cuerpo}} = P_I + P_{II} + P_{III}$$

$$P_I = \frac{4.90 + 2.92}{2} \times 2.70 \times 1.00 \times 2.20 = P_I = 21.40 \text{ Ton.}$$

2

$$P_I = 21.40 \text{ Ton}$$

$$P_{II} = 23.20 \text{ Ton.}$$

$$P_{III} = 4.90 \times 0.40 \times 1.00 \times 2.20$$

$$P_{III} = 4.30 \text{ Ton.}$$

$$P_{\text{cuerpo}} = 21.40 + 23.20 + 4.30 = 48.90 \text{ Ton.}$$

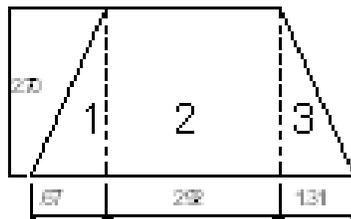
La distancia del peso I a la arista de volteo es:

$$1.30 + 1.31 = 2.61 \text{ m.}$$

La distancia del peso a la arista de volteo es:

	A	Brazo	Momento
1	0.45	2.22	0.99
-			
2	3.95	1.385	5.47
3	<u>0.85</u>	0.435	<u>0.37</u>
	5.25		6.83

$$X = \frac{6.83}{5.25} = 1.30 \text{ m}$$



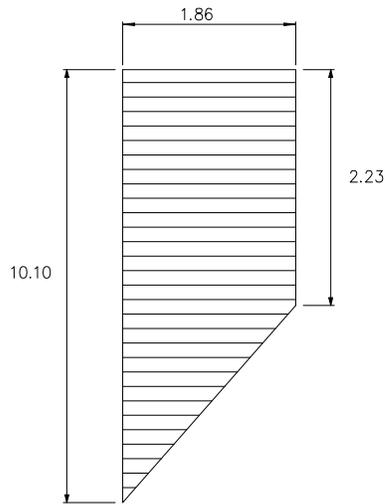
El brazo del peso del cuerpo (total) respecto a la arista de volteo vale:

$$b = \frac{21.40 \times 1.30 + 23.20 \times 2.60 + 4.30 \times 2.45}{21.40 + 23.20 + 4.30}$$

$$b = \frac{27.82 + 60.10 + 10.50}{48.90}$$

$$b = 2.01 \text{ m.}$$

Figura 36. Peso de la Tierra



$$Pt = \frac{10.10 + 2.23}{2} \times 1.35 \times 1.00 \times 1.60$$

$$Pt = 13.30 \text{ Ton.}$$

Brazo del peso de la tierra respecto a la arista de volteo

$$b = \frac{1.86}{3} \times \frac{2 \times 10.10 + 2.23}{10.10 + 2.23} + 0.64 + 2.40$$

$$b = 0.62 \times \frac{22.43}{12.33} + 3.04$$

$$b = 1.13 + 3.04 = 4.17 \text{ m.}$$

Empuje de tierras.

$$E T = 0.229 \times (10.10)^2 \times 1.00 = 23.50 \text{ Ton.}$$

Brazo del empuje de tierras respecto a la arista de volteo.

$$b = \frac{10.10}{3} = 3.36m.$$

En la siguiente hoja se hará el resumen de todas las cargas que intervienen, junto con sus brazos y el momento que produce cada una de ellas.

Cargas verticales	Simbolo	Valor - Ton	Brazo - m	Momento Flexionante Ton-m
Peso de la superestructura	CM	7,45	2.40	17.90
Carga viva	CV	4.05	2.40	9.70
Peso de la corona	Pcorona	0.19	2.36	0.40
Peso del cuerpo	Pcuerpo	48.90	2.56	125.00
Peso de la tierra	Pt	13.3	4.17	55.5
Cargas horizontales				
Frenaje	FR	0.19	8.27	1.50
Fricción	F	0.38	8.27	3,10
Viento tang. sobre superestructura	VTS	0.14	9.21	1.30
Viento tang. al puente sobre la carga viva	VTV	0,06	11.83	0.70
Empuje de tierras	ET	23.50	3.36	79.00

Revisión del desplante para el Grupo I de Cargas.

C M, C V y E T: Esf. esf. Permissible: 100% volteamiento.

Momentos resistentes
(Ton - m)

CM	17.90
CV	9.70
Pcor.	0.40
Pcuer	125.00
<u>PT</u>	<u>55.50</u>
$\sum M_v$	= 208.50

Momentos volteantes
(Ton - m)

$$\sum MH = \frac{ET}{79.00} = 79.00 \text{ Ton} - m$$

$$C_v = \frac{208.5}{79.00} = 2.60 > 2.00$$

Deslizamiento.

Fuerzas resistentes
(Ton)

CM	7.40
CV	4.00
Pcor.	0.20
Pcuer	48.90
<u>PT</u>	<u>13.30</u>

$$\sum P = 73.80$$

Fuerzas deslizantes
(Ton)

$$ET = 23.50$$

$$\sum H = 23.5 \text{ Ton} - m$$

$$CD = \frac{P}{H} = \frac{0.7 \times 73.80}{23.50} = 2.20 > 2$$

Excentricidad.

$$e = 2.45 - \frac{208.50 - 79.00}{73.80} = 2.45 - \frac{129.5}{73.80}$$

$$e = 2.45 - 1.76 = 0.69$$

Fatigas.

$$f_{\max} = \frac{73.80}{4.90} \times 1 + \frac{6.00 \times 0.69}{4.90} = 15.10 \times (1 + 0.84)$$

$$= 27.6 \text{ Ton/m}^2 = 2.76 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\min} = 15.10 \times (1 - 0.84) = 2.41 \text{ Ton/m}^2 = 0.241 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión del desplante para el Grupo II de cargas.

C M, E T, V T S: Esf. Permisibles 125% Volteamiento

Momentos resistentes

Momentos volteantes

(Ton - m)

(Ton - m)

CM 17.90

E T 79.00

Pcor. 0.40

V T S 1.30

Pcuer 125.00

P t 55.50

$$\sum M_v = 198.80$$

$$\sum MH = 80.30 \text{ Ton - m}$$

$$C_v = \frac{198.80}{80.30} = 2.47 > 1.50$$

Deslizamiento.

Fuerzas resistentes

Fuerzas deslizantes

(Ton)

(Ton)

M 7.40

E T 23.50

Peor. 0.20

V T S 0.20

Pcuer. 48.90

P t 13.30

$$\sum P = 59.80$$

$$\sum MH = 23.70 \text{ Ton - m}$$

$$CD = \frac{0.70 \times 59.80}{23.70} = 1.76 > 1.50$$

Excentricidad.

$$e = 2.45 - \frac{198.80 - 80.30}{59.80} = 2.45 - \frac{118.50}{59.80}$$

$$e = 2.45 - 1.48 = 0.47\text{m}$$

Fatigas.

$$f_{\max} = \frac{59.80}{4.90} \times 1 + \frac{6.00 \times 0.47}{4.90} = 12.18 \times (1 + 0.58)$$

$$= 19.20 \text{ Ton/m}^2 = 1.92 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\min} = 12.18 \times (1 - 0.58) = 5.10 \text{ Ton/m}^2 = 0.51 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión del desplante para el Grupo III de cargas

Grupo I + F R + F + 30% V T S + V C V : esf – perm. 125% Volteamiento.

Momentos resistentes

(Ton - m)

C M 17.90

C V 9.70

Peor. 0.40

P cuer. 125.00

P t 55.50

$$\sum M_v = 208.50$$

Momentos volteantes

(Ton - m)

F R 1.50

F 3.10

30% V T S = 0.30 x 1.3 0.4

V T V 0.70

E T 79.00

$$\sum MH = 84.70 \text{ Ton - m}$$

$$C_v = \frac{208.50}{84.70} = 2.46 > 1.50$$

Deslizamiento.

Fuerzas resistentes

(Ton)

C M	7.45
Cv	4.05
Peor.	0.19
Pcuer.	48.90
<u>P t</u>	<u>13.30</u>

$$\sum P = 73.89$$

Fuerzas deslizantes

(Ton)

F R	0.19
F	0.38
30% V T S	0.30 * 1.3 = 0.4
V T V	0.06
<u>E T</u>	<u>23.50</u>

$$\sum MH = 24.17 \text{ Ton} - m$$

$$CD = \frac{0.70 \times 73.89}{84.17} = 2.14 > 1.50$$

Excentricidad.

$$e = 2.45 - \frac{208.50 - 84.70}{73.89} = 2.45 - \frac{123.80}{73.89}$$

$$e = 2.45 - 1.67 = 0.78 \text{ m}$$

$$E = 0.78 \text{ m}$$

Fatigas.

$$f_{\max} = \frac{73.89}{4.90} \times 1 + \frac{6.00 \times 0.78}{4.90} = 15.00 \times (1 + 0.95)$$

$$f_{\max} = 29.30 \text{ Ton/m}^2 = 2.93 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\min} = 15.00 \times (1 - 0.95) = 0.75 \text{ Ton/m}^2 = 0.075 \text{ kg/cm}^2$$

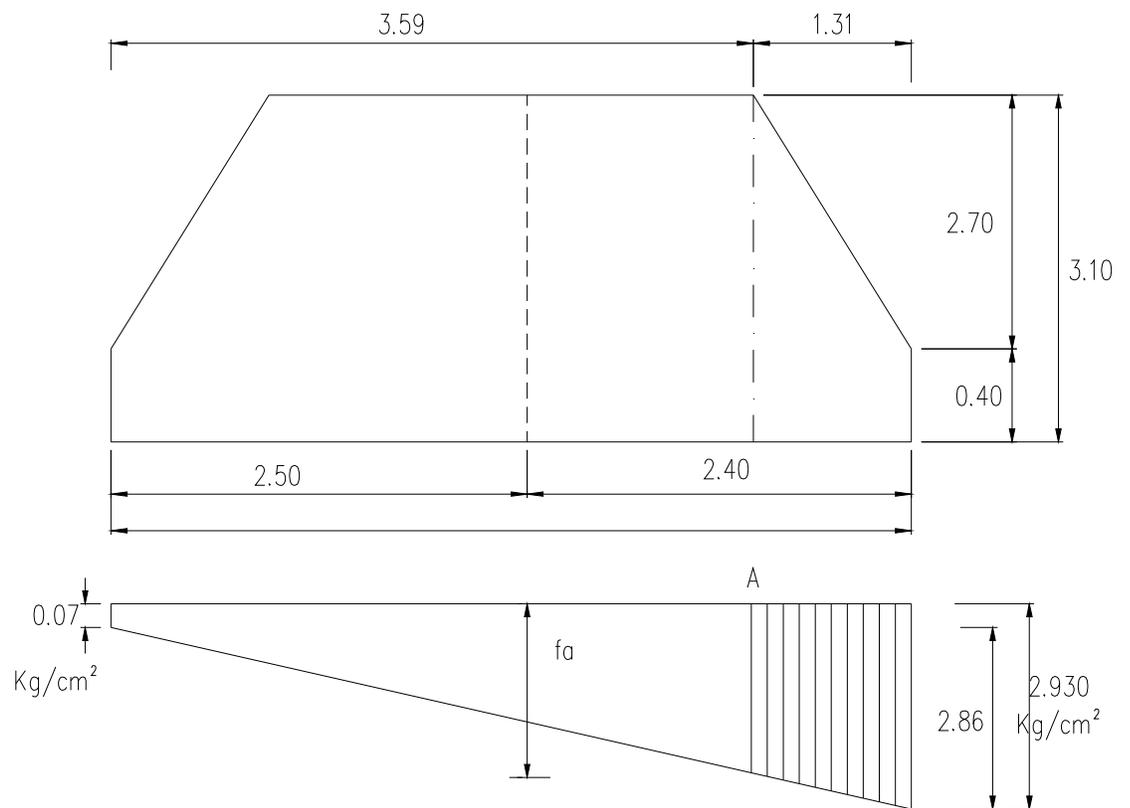
Tabla XV. Resumen de las combinaciones de cargas

Grupo	Volteamiento		Deslizamiento		Fatiga max.kg/cm ²		Fatiga min. kg/cm ²	
	Cv		CD		Real	Permi.	Real	Permi.
I	2.6	2	2.2	2	2.76	3.00	0.24	3.00
II	2.47	1.5	1.76	1.5	1.92	3.75	0.51	3.75
III	2.4	1.5	2.14	1.5	2.93	3.75	0.07	3.75

Y por lo tanto se acepta la sección en el desplante.

5.13 REVISIÓN DE LA SECCIÓN DEL ESCALÓN

Figura 37. Sección del escalón



Fatiga en el punto A

$$f_a = 0.07 + \frac{3.59}{4.90} \times 2.86 = 0.07 + 2.09 =$$

$$f_a = 2.16 \text{ kg/cm}^2$$

Reacción del terreno sobre el volado del escalón:

$$R = \frac{2.16 + 2.93}{2} \times 1.31 \times 1.00 = \frac{5.09}{2} \times 1.31$$

$$R = 333 \text{ kg/cm}$$

Punto de aplicación de la reacción.

$$X = \frac{131}{3} \times \frac{2.16 + 2 \times 2.93}{2.16 + 2.93} = 0.437 \times \frac{8.02}{5.09} =$$

$$X = 0.69$$

Por lo tanto el momento que produce la reacción del terreno en la sección del escalón vale.

$$M = 333 \times 69 = 23\,000 \text{ kg} - \text{cm}^2.$$

El peso del escalón es:

$$P = \frac{2.70}{2} \times 1.31 + (0.40 \times 1.31 \times 0.01) \times 22 =$$

$$P = (1.78 + 0.53) \times 22 = 50.2 \text{ kg}.$$

Punto de aplicación del peso del terreno.

$$X = \frac{1.31}{3} \times \frac{3.10 + (2 \times 0.4)}{(3.10 + 0.40)} =$$

$$X = 0.487 \text{ m.}$$

Y el momento del peso propio vale.

$$M = 50.2 \times 48.7 = 2450 \text{ kg cm}^2.$$

Peso de la tierra sobre el escalón.

$$W = \frac{2.70 \times 1.31}{2} \times 0.10 \times 1600 =$$

$$W = 2.005 \times 16 = 32.00 \text{ kg.}$$

$$X = \frac{1.31 \times 2}{3} = 0.87 \text{ m.}$$

Momento del peso propio de la tierra sobre el escalón:

$$M = 32 \times 87 = 2794 \text{ kg - cm}^2.$$

De modo que el momento total resultante es:

$$M_t = 23000 - 2450 - 2794 = 17756 \text{ kg - cm}^2.$$

Fatiga por flexión.

$$f_a \cong \frac{6 \times Mt}{b \times h^2} = \frac{6 \times 17756}{1 \times 310 \times 310} = 1.10 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Esfuerzo permisible} = 1.00 \times 1.25 = 1.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$1.10 < 1.25 \text{ cumple}$$

Revisión del escalón por esfuerzo cortante.

$$V = 333 - 50.20 - 32.00 = 250 \text{ kg.}$$

$$v = \frac{3 \times V}{2 \times A} = 1.50 \frac{250}{310} = 1.21 \text{ kg/cm}^2.$$

$$V \text{ permisible} = 2 \times 1.25 = 2.5 \text{ kg/cm}^2$$

$1.21 \text{ kg/cm}^2 < 2.50 \text{ kg/cm}^2$. Cumple y se acepta la sección del escalón.

Conclusión:

Puesto que todas las secciones estudiadas satisfacen los requerimientos necesarios, se acepta como definitiva la sección propuesta para el estribo No. 1, el que puede verse detallado en el plano correspondiente que se agrega al final.

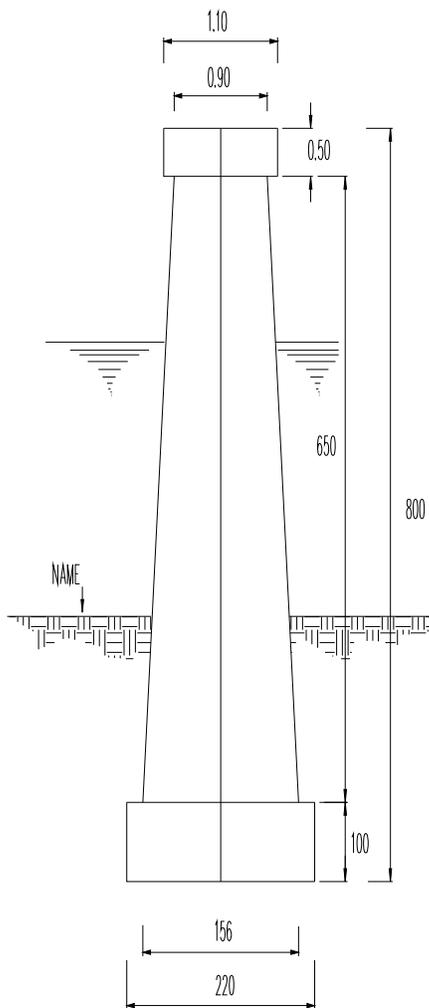
Estribo No. 3. - En vista de que este estribo se puede construir igual al numero 1, basta el anterior cálculo para ambos.

5.16 Cálculo de la pila No. 2

Las especificaciones generales del proyecto y las fatigas de los materiales serán las mismas que para el estribo No. 1

Sección propuesta

Figura 38. Elevación de pila



5.17 Conceptos geométricos útiles de la pila

AN = ancho de la sección "n"

Ln = longitud de la sección "n"

$$A1 = 1.10 \text{ m.}$$

$$L1 = 6.36 \text{ m.}$$

$$A2 = 0.90 \text{ m.}$$

$$L2 = 6.20 \text{ m.}$$

$$A3 = 1.56 \text{ m.}$$

$$L3 = 6.48 \text{ m.}$$

$$A4 = 2.20 \text{ m.}$$

$$L4 = 6.74 \text{ m.}$$

Areas.

$$An = \left\langle Ln + \frac{An}{2} \right\rangle \times An$$

$$A1 = \left\langle 6.36 + \frac{1.10}{2} \right\rangle \times 1.10 = 7.60 m^2$$

$$A2 = \left\langle 6.20 + \frac{0.90}{2} \right\rangle \times 0.90 = 6.00 m^2$$

$$A3 = \left\langle 6.48 + \frac{1.56}{2} \right\rangle \times 1.56 = 10.70 m^2$$

$$A4 = \left\langle 6.74 + \frac{2.20}{2} \right\rangle \times 2.20 = 17.30 m^2$$

Área media.

Solo se necesita el área media del cuerpo de la pila.

$$A_{2-3} = \left\langle 6.34 + \frac{11.23}{2} \right\rangle \times 1.23 = 8.60 m^2$$

Valuación de las Cargas

a) **Peso de la corona**

$$W = 7.60 \times 0.50 \times 2.4 = 9.10 \text{ Ton.}$$

b) **Peso del cuerpo sobre la sección 3**

$$\text{Volume: } V = \frac{h}{6} \times \langle A_s + A_1 + 4 \times A_m \rangle$$

$$W = 2.2 V.$$

$$W = 2.2 + \frac{650}{6} \langle 6.00 + 10.70 + 4 \times 8.60 \rangle$$

$$W = 122.00 \text{ Ton.}$$

c) **Peso de la pila sobre el desplante.**

$$P = 9.10 + 122.0 + 17.30 \times 1.00 \times 2.2 = 169.20 \text{ Ton.}$$

d) **Peso del agua sobre la sección en la base del cuerpo.**

$$W = 10.70 \times 5.99 - 51.90$$

$$W = 64.20 - 51.90 = 12.30 \text{ Ton.}$$

e) **Peso del agua sobre la sección del desplante.**

$$W = 17.30 \times 6.99 - 51.90 - 17.30 = 58.60 \text{ Ton.}$$

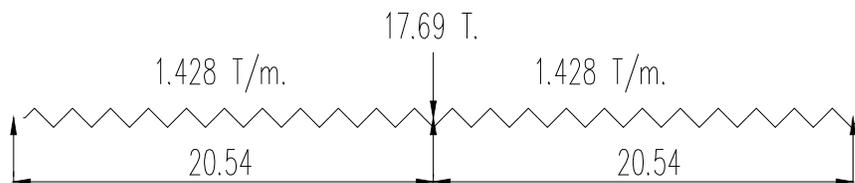
f) **Carga muerta**

$$CM = 2 \times 77.34 + 0.55 = 155.20 \text{ Ton.}$$

g) **Un tramo cargado**

1).- Para dos trenes H 15 - S12

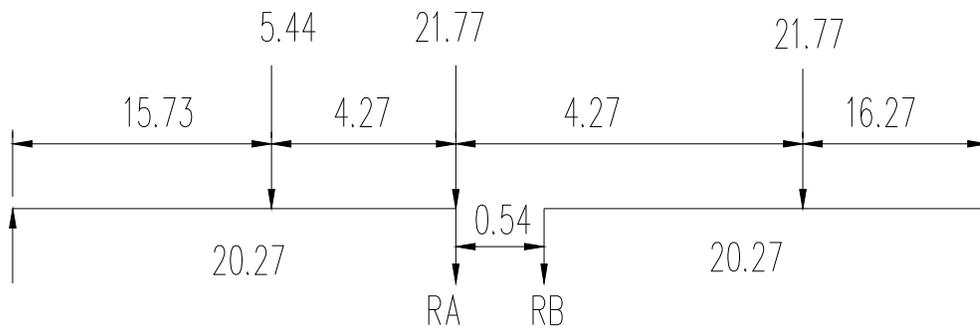
Figura 39. Diafragma de cuerpo libre para dos trenes A.A.S.H.T.O.



$$R_{max} = (10.27 + 10.27) \times 1.428 + 17.69 = 47.02$$

2).- **Con dos trenes y carga tipo H 15 - S12**

Figura 40. Diagrama de cuerpo libre



$$R_a = \frac{5.44 \times 15.73}{20.27} + 21.27 = 26.07 \text{ Ton/m}$$

$$\begin{aligned} \underline{R_b} &= \frac{21.77 \times 16.27}{20.27} = 17.60 \text{ Ton/m} \\ &= 43.66 < 47.02 \text{ Rige.} \end{aligned}$$

Por consecuencia, rige la carga calculada como equivalente.

$$C V \text{ max} = 47.02 \text{ Ton.}$$

$$h) \quad \text{Impacto} = 0.262 \text{ (ver superestructura)}$$

$$I = 47.02 \times 0.262 = 12.30 \text{ Ton.}$$

El impacto solo se debe considerar la corona

i) Frenaje

Según las especificaciones A.A.S.H.T.O. debe de considerarse una fuerza Horizontal, longitudinal del 5% de la carga móvil que se traslada en uno de los sentidos del tránsito. La carga móvil, considerada con su valor carga equivalente uniforme y la concentración correspondiente al momento.

Esta fuerza longitudinal se debe de considerar actuando a 1.20 m. sobre la razante.

$$F R = 0.05 \times (6.13 + 0.714 \times 20.00) = 1.02 \text{ Ton}$$

j) **Fricción por carga permanente**

No se considera fricción por carga móvil ya que ésta produce vibraciones que liberan al menos parcialmente de estas fuerzas a los miembros del apoyo. Según las especificaciones de la S.O.P. se debe de valuar como el 5% de la reacción por carga permanente.

$$F = 0.05 \times 77.34 = 3.86 \text{ Ton.}$$

k) **Empuje dinámico**

$$E_d = C \times W \times A \times \frac{V^2}{g}, \text{ en la que:}$$

C = Coeficiente de forma, para tajamares a 45° con la dirección de la corriente vale 0.75.

W = Peso volumétrico del agua = 1.0 Ton/m³

A = Proyección en un plano normal a la dirección de la corriente del área expuesta.

V = Velocidad del agua.

g = Aceleración de la gravedad. Para el caso que nos ocupa.

$$A = \frac{0.95 + 1.20}{2} \times 2.50 = 2.70 \text{ m}^2$$

Por lo tanto el empuje dinámico vale

$$E_d = 0.75 \times 1.00 \times 2.70 \times \frac{1.93^2}{2 \times 9.81} = 0.51 \text{Ton.}$$

Aplicada esta fuerza a una distancia de la sub-corona de:

$$X = 0.49 + \frac{2.50}{3} \times \frac{2 \times (1.20 + 0.95)}{1.20 + 0.95} = 1.30 \text{m.}$$

Es decir que se considera dicha fuerza aplicada en el centro de gravedad del área expuesta, lo cual no es rigurosamente cierto, ya que la velocidad del agua no es constante, sino que varía con la profundidad, pero para fines prácticos se puede suponer así y obtener resultados bastante aproximados

n) **Viento normal en la superestructura.**

Las especificaciones A.A.S.H.T.O. indican que se considere una presión de viento de 244 kg/m² en el área expuesta por la superestructura en elevación lateral y con un mínimo 0.447 kg/m.

Área expuesta

$$\text{losa} = 20.50 \times 1.82 = 37.20 \text{ m}^2$$

$$\text{parapeto} = 20.50 \times 0.60 = \underline{12.30 \text{ m}^2}$$

$$A = 49.50 \text{ m}^2$$

$$V N S = 1.5 \times 49.50 \times 0.244 = 18.10 \text{ Ton. Cumple.}$$

$$a = \frac{242}{2} = 1.21 \text{m.}$$

$$V N S = 0.447 \times 20.00 = 8.90 \text{ Ton.}$$

Se desprecia el par de transporte.

l) Viento tangencial a la superestructura

$$= 49.50 \times 0.059 = 2.93 \text{ Ton.}$$

a) Viento normal a la carga viva:

Se considera que es de 300 kg/m y se supone que solo un tramo de los que se apoyan en la pila esta bajo la acción de cargas móviles. Actuando esta fuerza a 1.83 sobre la rasante.

$$V N V = \frac{0.300 \times 20.00}{2} = 3.00 \text{ Ton. a, } 1.76 + 1.83 = 3.59 \text{ de la corona.}$$

b) Viento tangencial a la carga móvil.

Se debe considerar 60 kg/m

$$V T V = 0.060 \times 20 = 1.2 \text{ Ton.}$$

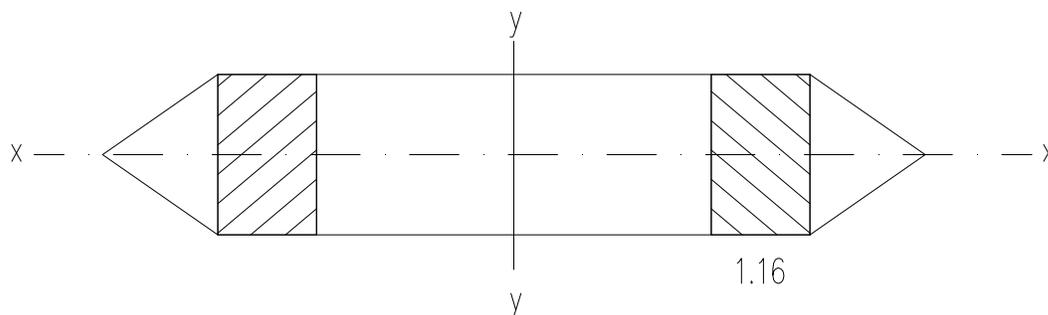
5.18 Revisión de la sección de la subcorona

En primer lugar, se obtendrá el área resistente teniendo en cuenta un ángulo de transmisión de 30°, con placas de 0.203 x 0.48.

Incremento por lado = $2 \times 0.50 \text{ Tan. } 30^\circ = 0.58 \text{ m.}$

Área de transmisión

Figura 41. Sección de la subcorona



$$0.90 \times (0.48 + 0.58) = 0.90 \times 1.16 = 1.04 \text{ m}^2$$

Propiedades geométricas del área resistente de sub-corona.

$$Y \text{ max} = \frac{0.90}{2} = 0.45 \text{ m.} \quad X \text{ max} = 2.725 \text{ m.}$$

$$I_{xx} = 2 \times 1.16 \times \frac{0.9^3}{12} = 0.141 \text{ m}$$

$$I_{yy} = 2 \times 0.9 \times \frac{1.16^3}{12} + 2 \times 0.9 \times 1.16 \times (2.725)^2 = 15.73 \text{ m}$$

Fatigas:

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x}{I_x} y \pm \frac{M_y}{I_y} x$$

Substituyendo los valores calculados anterior -mente en la fórmula queda.

$$f = \frac{P}{5.95} + \frac{M_x}{0.141} \times 0.45 + \frac{M_y}{15.733} \times 2.73$$

$$f = 0.168 P + 3.20 M_x + 0.174 M_y$$

Para esta sección es determinante el Grupo III de Cargas.

$$f_{\text{max}} = 0.168 \times 223.62 + 3.20 \times 8.84 + 0.174 \times 21.58 = 37.20 + 28.30 + 3.75$$

$$f_{\text{max}} = 69.25 = 6.93 \text{ kg/cm}^2 < 10 \text{ kg/cm}^2 \text{ cumple}$$

$$f_{\text{min}} = 37.20 - 28.30 - 3.75 = 37.20 - 32.05$$

$f_{min} = 5.15 \text{ Ton/m}^2 = 0.515 < 10 \text{ kg/cm}^2$ cumple.

Por lo tanto se acepta como buena la sección de subcorona que se había propuesto.

Revisión de la base. Propiedades geométricas de la sección:

Ancho: 1.56 m

Largo : 6.48 m

Area : 10.70 m²

Semiperaltos $y = 0.78 \text{ m}$; $x = 3.24 \text{ m}$

Momentos de Inercia.

$$I_{xx} = \frac{1.56^3}{12} \times (2.00 \times 6.48 + 0.78)$$

$$I_{xx} = 4.34 \text{ m}$$

$$I_{yy} = \frac{1.56^3}{12} \times (2.00 \times 6.48 + 0.78)$$

$$= 47.00 \text{ m}$$

Sustituyendo los valores obtenidos en la fórmula:

$$F = \frac{P}{10.70} + \frac{Mx}{4.34} \times 0.78 + \frac{My}{47.00} \times 3.24$$

$$f = 0.0932P + 0.18 Mx + 0.069 My$$

En esta sección también es predominante la combinación de cargas del Grupo III

Fatigas-:

$$f_{\text{máx}} = 0.0932 \times 357.92 + 0.18 \times 53.05 + 0.0691 \times 78.90$$

$$= 33.40 + 9.52 + 5.44$$

$$= 48.36 \text{ Ton/m}^2 = 4.83 \text{ kg/cm}^2 < 10 \text{ kg/m}^2 \text{ cumple.}$$

$$f_{\text{min}} = 33.40 - 9.52 - 5.44$$

$$= 18.44 \text{ Ton/m}^2 = 1.844 \text{ kg/cm}^2 < 10 \text{ kg/m}^2 \text{ Bien.}$$

Y se acepta la sección del descanso del cuerpo.

Revisión del desplante.

Propiedades geométricas de la sección del desplante.

Ancho: 2.20 m

Largo: 6.74 m

Área: 17.30 m²

Semiperaltos $y = 1.10 \text{ m}$

$x = 3.37 \text{ m}$

Momentos de Inercia.

$$I_{xx} = \frac{2.20^3}{12} \times \langle 2.00 \times 6.74 + 1.10 \rangle$$

$$= \frac{10.64}{12} \times 14.58 = 12.90 \text{ m}$$

$$I_{yy} = 17.30 (6.74^2 + 17.70)$$

$$= 1.42 (63.20) = 91.10 \text{ m}$$

Substituyendo los valores obtenidos, en la fórmula.

$$f = \frac{P}{17.30} \pm \frac{M_x}{12.90} \pm 1.10 \pm \frac{M_y}{91.10} \times 3.37$$

$$f = 0.0578P + 0.085M_x + 0.0368 M_y$$

Se analizará la sección para el Grupo III de cargas que es el que determina los esfuerzos mas desfavorables.

Fatigas

$$F_{\text{máx}} = 0.0578 \times 439.12 + 0.085 \times 61.02 + 0.0368 \times 88.10$$

$$= 25.40 + 5.20 + 3.25$$

$$= 33.85 \text{ Ton/m}^2 = 3.385 \text{ kg/cm}^2 < 3.75 \text{ kg/cm}^2 \text{ Cumple.}$$

Pues en este caso se permite 125% de los esfuerzos para esta combinación.

$$F_{\text{mín}} = 25.40 - 5.20 - 3.25 = 16.95 \text{ Ton/m}^2 = 1.695 \text{ kg/cm}^2 < 3.75 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto se acepta la sección en el desplante.

Fatiga en el punto A

$$F_a = 1.695 + \frac{1.88}{2.20} \times 1.69 = 1.695 + 1.445 = 3.14 \text{ kg/cm}^2$$

Reacción del terreno sobre el volado.

$$R = \frac{3.385 + 3.14}{2} \times 32 \times 1.00 = 104.70 \text{ kg/cm}$$

Aplicada a

$$X = \frac{32}{3} \times \frac{2 \times 3.385 + 3.14}{3.385 + 3.14} = 16.2 \text{ cm desde A}$$

Momento por la reacción del terreno.

$$M = 104.7 \times 16.2 = 1694 \text{ kg/cm}^2$$

Peso del escalón.

$$P = 0.32 \times 1.00 \times 0.01 \times 2200 = 4.04 \text{ kg/cm}$$

Aplicado a 16 cm desde A

Momento por peso propio

$$M = 7.04 \times 16 = 113 \text{ kg/cm}^2$$

Peso de la tierra sobre el escalón.

$$\begin{aligned} P_t &= 0.48 + 0.32 \times 3.50 \times 0.01 \times 1600 \\ &= 22.30 \text{ Kg/cm} \end{aligned}$$

Aplicada a 15.2 cm de A

Momentos por el peso de la tierra sobre el escalón.

$$M = 22.3 \times 15.2 = 338 \text{ kg/cm}^2$$

Momento resultante.

$$MR = 1694 - 113 - 338 = 1243 \text{ kg - cm/cm}$$

$$\text{fatiga por flexión. } f_A = \frac{6M}{b \times h^2} = \frac{6 \times 1243}{1 \times 100 \times 100} = 0.75$$

$$f_{\text{permisible}} = 1 \times 1.25 = 1.25 \text{ kg/cm}^2$$

como $0.75 \text{ kg/cm}^2 < 1.25 \text{ kg/cm}^2$ está correcto.

Revisión del escalón por esfuerzo cortante.

$$V = 104.7 - 7.04 - 28.30 = 75.36$$

$$V = \frac{3 \times V}{2 \times A} = 1.5 \times \frac{75.36}{100} = 1.30 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{\text{permisible}} = 2 \times 1.25 = 2.50 \text{ kg/cm}^2$$

como $1.30 \text{ kg/cm}^2 < 2.50 \text{ kg/cm}^2$ se acepta la sección propuesta para el escalón.

Ahora bien, al hacer los análisis por deslizamiento y volteamiento se advierte que, no son necesarios pues la pila queda muy sobrada por estos conceptos.

Por lo tanto se acepta como definitiva la sección propuesta para la pila.

6. PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCIÓN

Puesto que este río presenta la característica de quedar con el cauce seco durante la época de estiaje, que es del mes de Octubre al mes de Mayo, la construcción del puente deberá hacerse durante este tiempo, lo cual es posible, puesto que, el puente no presenta ningún problema constructivo especial y alcanza bastante bien con ese lapso de tiempo para construirlo. Para empezar a construir el puente debe realizarse lo siguiente

6.1 Trazo de los ejes de estribos y pila en su sitio exacto y deben referirse a puntos fijos o mojoneras especiales, colocadas fuera de la obra para que se conserven inalterables, pues durante las excavaciones se pierden los ejes trazados y es necesario volver a localizarlos, siendo muy sencillo para ello, referirse a puntos cercanos a la obra aún fuera de ella.

6.2 Las excavaciones para el desplante de la subestructura, deberán empezarse tan pronto como comience el periodo de estiaje. Deberán construirse las obras de protección necesarias para evitar derrumbes ó inundaciones en la excavación. El nivel definitivo de desplante, debe ser fijado por el ingeniero residente, de acuerdo con las condiciones que se tengan en el sitio, pero en todo caso no deberá exceder en mas ó menos de 50 cm del nivel especificado. El material producto de la excavación, deberá colocarse a la menor distancia posible de ella, para si evitar sobré acarreos necesarios al rellenar.

6.3 Para la construcción de los estribos y de la pila, se acarrearán durante las excavaciones, piedras extraídas de bancos aprobados y deberán de ser de las mayores dimensiones posibles y también resistentes a la acción del intemperismo.

Durante la construcción, estas piedras se unirán entre si con mortero de relación cemento arena 1:5, procurando dejar únicamente huecos pequeños, estos debidos a las irregularidades de las piedras y rellenándolos con lajas de las mismas piedras, usando el mortero. Si por algún motivo hubiere que detener el avance de la construcción, esta se dejará tal y como se llevaba, pues deben quedar entrantes y salientes, es decir una superficie muy rugosa, para después continuar la construcción del mismo modo. Este mismo proceso se seguirá al llegar el nivel de la subcorona, para así efectivamente ligar el cuerpo con la corona. Se aprovecharán las mejores superficies de las piedras para formar los paramentos, a los que se dará un acabado a base de gusaneo en sus partes visibles, con objeto de mejorar la armonía del conjunto. Antes de colar las coronas, deben revisarse cuidadosamente las elevaciones para que los apoyos queden en su sitio correctamente. Durante el avance de la construcción de la subestructura, y según este lo permita, se irán rellenando las excavaciones y construyendo los terraplenes de acceso, a la vez que la capa de grava o piedra quebrada que va en el respaldo de los estribos.

6.4 Construcción de la superestructura

Puede entonces procederse a la construcción de la superestructura, para lo cual debe empezarse por colocar la obra falsa y en esta apoyar los moldes ó formas para recibir el concreto. Estos moldes deberán ser lo suficientemente fuertes para resistir el peso del concreto fresco y las cargas vivas que en general se presentan durante la construcción; pueden ser de madera o metal, en todo

caso, los de madera deben recibir una capa de aceite quemado, para así evitar que el concreto se adhiera a ellos, y con esto facilitar su remoción.

La habilitación del acero de refuerzo debe empezarse todo el tiempo que sea necesario, para que esté listo al terminarse la colocación de los moldes de la superestructura y se colocará con ayuda de silletas metálicas especiales, para con estas satisfacer los requerimientos de distancias entre lechos de varillas, de recubrimientos etc. Para proceder a la elaboración del concreto, deberán adquirirse materiales de las calidades especificadas por el proyectista y se mezclará en revolvedoras mecánicas, de las cuales se necesitan dos de una capacidad de 14 sacos, para satisfacer el programa de trabajo. Como la colocación del concreto se hará mediante el uso de vogues, deberán construirse pasarelas para que transiten. Se usarán vibradores para la mejor colocación del concreto, debiendo emplearse vibradoristas hábiles, con el objeto de evitar la disgregación del concreto por mal vibrado y reducir al mínimo el posible cambio de sitio del acero de refuerzo, debido a mala manipulación del vibrador.

Durante el colado de las banquetas, se dejarán embebidas en el concreto las varillas de anclaje y las placas de acero, necesarias para la posterior colocación del parapeto del puente. La operación de curado del concreto se hará de modo eficiente, cubriendo la calzada del puente con una capa de arena húmeda, la cual se regará durante toda una semana.

Naturalmente, la frecuencia con que debe regarse de agua la arena, depende del clima del lugar, pues si la evaporación es considerable, se regará más de una vez diaria. Mientras se ejecuta la operación de colocar el concreto en sus moldes, se tomarán muestras del concreto para enviarlas al laboratorio, y así de este modo garantizar que cumpla con los requisitos de resistencia exigidos.

Una vez garantizada la resistencia del concreto, se procederá a retirar los moldes y se podrá hacer entonces la limpieza general del puente.

Naturalmente que la unión de los terraplenes de acceso con el puente, deberá hacerse hasta que ya se haya recibido la superestructura. En el colado deben usarse concretos a base de cemento de fraguado y dureza rápidos, con objeto de descimbrar lo antes posible, con esto se tiene la ventaja de utilizar cuanto antes y sucesivamente los moldes y la obra falsa en los diferentes tramos; igualmente, en esa forma se reducen considerablemente los gastos de administración al reducirse los tiempos de construcción.

6.5. Presupuesto

El presupuesto se compone de:

- **Costos directos**

Los costos directos son los que van directamente a la obra; y están tiempos de construcción. compuestos por materiales y mano de obra se establecieron de acuerdo a cotizaciones realizadas en el casco urbano de Santa Bárbara.

- **Costos indirectos**

Éstos se componen de gastos generales, gastos legales, supervisión técnica y utilidades. Son determinados a través de porcentajes entre el 25% y 35% de los costos directos.

Tabla XVI. Resumen de presupuesto del puente vehicular para aldea Canja, Santa Bárbara, Huehuetenango

PROYECTO: PUENTE VEHICULAR				
UBICACIÓN: ALDEA CANJA, SANTA BÁRBARA HUEHUETENANGO				
	RENGLÓN	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
SUPERESTRUCTURA				
	Preliminares	1 Global	6000	6,000.00
	Pasamanos 150 kg/m	80 m	952.90	76,232.58
	Concreto fc200 kg/cm ²	120.00 m ²	8000	960,000.00
	Concreto fc250 kg/cm ² en apoyos	0.20 m ²	8000.	1,600.00
	Acero de refuerzo (2320)	25,500 kg	40	1,020,000.00
	Acero estribo en apoyos	920 kg	30	27,600.00
	Plomo apoyos	260 kg	30	7,800.00
	Drenes	28 Pzas	125	3,500.00
	TOTAL SUPERESTRUCTURA			Q.2,102,732.58

SUBESTRUCTURA				
	Concreto fc200 kg/cm ² en coronas y diafragmas.	23.50 m ²	8000	188,000.00
	Acero de refuerzo	1,340 kg	125.61	168,319.74
	Mampostería	830 m ³	400	332,000.00
	Excavación	1,340 m ³	100	134,000.00
				822,319.00
	COSTO TOTAL DEL PROYECTO			Q.2,925,052.32

- **Especificaciones técnicas**

Son parámetros constructivos de materiales y procedimientos a seguir en la construcción, por ejemplo tipo de tubería a utilizar, cemento, proporciones de concreto, acero de refuerzo, etc. Para la construcción del puente vehicular serán adoptadas las especificaciones generales para la construcción de carreteras y puentes. Guatemala 2001, de la Dirección General de Caminos.

6.6. Cronograma de ejecución

Es la secuencia lógica de las actividades de ejecución del proyecto. Es importante señalar que este cronograma toma tiempos aproximados de ejecución por lo que estará sujeto a cambios, se muestra en forma resumida en la siguiente figura.

Tabla XVII. Cronograma de ejecución de puente para aldea Canja Santa Bárbara, Huehuetenango

PROYECTO: PUENTE VEHICULAR

UBICACIÓN: ALDEA CANJA, MUNICIPIO DE SANTA BARBARA, DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO.

CRONOGRAMA DE EJECUSION E INVERSION

DESCRIPCIÓN	CAN.	U	P. UNIT.	TOTAL	A. F.	1. MES	2. MES	3. MES	4. MES	5. MES	6. MES
Instalacion de campamento	1	Global	Q 10.179,50	Q 10.179,50	0,42	■					
Excavaciones y rellenos	1340	m ³	Q 100,00	Q 134.000,00	5,47		■				
Mamposterias	830	m ³	Q 390,00	Q 323.700,00	13,21		■				
Colado de coronas	23,5	m ²	Q 5.990,00	Q 140.765,00	5,74			■			
Cimbrado de superestructura, tramo 1-2	130	kg	Q 30,00	Q 3.900,00	0,16			■			
Habilitado y colocado del acero de refuerzo	17750	kg	Q 29,00	Q 514.750,00	21,01				■		
Colado y descimbrado del tramo 1-2	60,1	m ²	Q 5.995,3411	Q 360.320,00	14,70				■		
Cimbrado de superestructura, tramo 2-3	130	kg	Q 30,00	Q 3.900,00	0,16					■	
Habilitado y colocado del acero de refuerzo	17750	kg	Q 30,00	Q 532.500,00	21,73					■	
Colado y descimbrado del tramo 2-3	60,1	m ²	Q 5.995,3411	Q 360.320,00	14,70						■
Colocacion de parapeto	80	ml	Q 700,00	Q 56.000,00	2,29				■		
Limpieza general	1	Global	Q 10.179,50	Q 10.179,50	0,42						■
					100,00	20%	10%	20%	20%	20%	10%
COSTO TOTAL DEL PROYECTO				Q2.450.514,00		Q490.102,80	Q.245.051,40	Q.490.102,80	Q.490.102,80	Q.490.102,80	Q.245.051,40

CONCLUSIONES

1. Se debe contar con toda la información técnica específica sobre las funciones de diseño de un puente, como es seguridad, servicio, economía y además con los estudios de campo se deben de elaborar anteproyectos para elegir el tipo de superestructura a utilizar.
2. Para el diseño de un puente de concreto se deben tomar todas las cargas de diseño según especificaciones A.A.S.H.T.O, 1.2.12, 3.10.1, 1.2.17 Y 1.2.20.
3. La idea fundamental al efectuar el análisis estructural de un puente, consiste en que la carga que efectué la estructura se encuentre en movimiento.
4. Es necesario el diseño de un puente de concreto para la comunidad de Canja y con ello lograr satisfacer la necesidad que tienen de poder comunicarse por medio de este puente que une esta vía de acceso a la comunidad.
5. Las nervaduras se deben diseñar con armado para que trabaje a esfuerzos admisibles máximos.
6. El concreto preesforzado es utilizado en la construcción de puentes para claros grandes, se ha logrado competir en forma directa con el acero estructural.

RECOMENDACIONES

1. El ejecutor al momento de construir el presente estudio debe seguir paso a paso los datos de campo enumerados, así como los procesos de construcción.
2. Al momento de construir el puente se debe contar con un libro de bitácora de inspecciones propias de cada elemento para colocar adecuadamente la información durante la etapa de construcción.
3. Al desarrollar el diseño de un puente, se debe hacer tomando en cuenta los criterios de recubrimiento, longitud de desarrollo, traslapes y ganchos, ver planos.
4. Utilizar diafragmas al centro y en los tercios de la luz cuando se tiene una superestructura mayor de 40 metros.
5. Diseñar diafragmas exteriores a media altura de la viga y los interiores de $3/4$, no deben ser menor a 50 centímetros.
6. Tener una supervisión de control de calidad en el concreto.
7. Para evitar socavamiento en el lugar donde se efectuó la excavación estructural, el espacio que no sea ocupado por subestructura debe rellenarse hasta la superficie del terreno o hasta el nivel de la subrasante con un material de buena calidad, sin arcilla, terrones grandes, madera u otro material fácilmente erosionante, la falla por socavación se evitará también si la estructura se encuentra lo suficientemente alejada de la acción de la corriente.

8. Las grietas por fraguado se pueden evitar realizando un curado adecuado durante el tiempo que dure el mismo, cualquier otro tipo de grieta debe de repararse para evitar alguna falla.
9. Cuando se efectuó un diseño de estribo, debe ponerse especial cuidado en la longitud adecuada y que al mismo tiempo sirva de protección al relleno y para encauzar la corriente.
10. Las fallas que se dan en la superestructura como en la subestructura, esta la balanceada: el acero empieza a ceder cuando el concreto alcanza su capacidad última de resistencia, supe reforzada: la falla ocurre cuando el concreto empieza a romperse por tener mas acero del necesario, poca reforzada: la falla ocurre cuando el acero falla normalmente, es cuando tiene menos acero de lo necesario.
11. La mayoría de las fallas en las subestructuras de puentes se han debido a causa de la socavación de los cimientos.

BIBLIOGRAFÍA.

1. ACI Committee 318, Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI Estándar 318-95. Detroit: American Concrete Institute, 1995.
2. American Association of State Highway and Transportation Officials AASHTO. LRFD Bridge Design Specifications. Washington, D.C., 1994.
3. Gaceta oficial del D.D.F. Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto. México D. F., 1991
4. González, Cuevas Oscar. Robles, Fernández-Villegas Fco. Aspectos fundamentales del concreto reforzado. México, Limusa Noriega, 1995.
5. Manual de Diseño de Puentes – MTC
6. Nilson, Arthur H. Diseño de estructuras de concreto. México, Limusa Noriega, 1988
7. Normas AASHTO – LRFD – 2002R CIRSOC – Argentina (Traducción, capítulos 1 al 5)
8. Normas AASHTO – LRFD –2002R CIRSOC – Argentina (Traducción, capítulos 1 al 5 y 10).
9. S. Merrit, Frederick, Manual del ingeniero civil. 3ra. Ed. México: Editorial McGraw Hill. 1989.

PROYECTO: PUENTE VEHICULAR
 UBICACIÓN: ALDEA CANJA, MUNICIPIO DE SANTA BARBARA, DEPARTAMENTO DE HUEHUETENANGO.

CRONOGRAMA DE EJECUSION E INVERSION

DESCRIPCION	CAN.	U	P. UNIT.	TOTAL	A. F.	1. MES	2. MES	3. MES	4. MES	5. MES	6. MES
Preliminares	1	Global	Q 6,000.00	Q 6,000.00	0.21						
Excavaciones y rellenos	84	m³	Q 1,339.29	Q 162,900.36	5.57						
Mamposterías	1271.96	m²	Q 1,268.91	Q 1,613,996.40	55.18						
Barandas en rampa	100.28	ml	Q 523.02	Q 52,448.45	1.79						
Vigas de anclaje 1 y 2	21.7	ml	Q 3,372.02	Q 77,512.83	2.65						
Nervaduras	80	ml	Q 5,099.88	Q 407,934.00	13.95						
Difragmas interiores y exteriores	35	ml	Q 1,611.49	Q 56,402.15	1.93						
Losas de rodadura	213.6	m²	Q 2,033.790	Q 434,417.54	14.85						
Andenes	56.03	m²	Q 1,360.57	Q 76,232.74	2.61						
Barandales	70	ml	Q 531.54	Q 37,207.80	1.27						
				Q 100.00		20%	40%	20%	20%	20%	10%
COSTO TOTAL DEL PROYECTO				Q 2,925,052		Q 585,010.46	Q 292,505.23	Q 585,010.46	Q 585,010.46	Q 585,010.46	Q 292,505.23

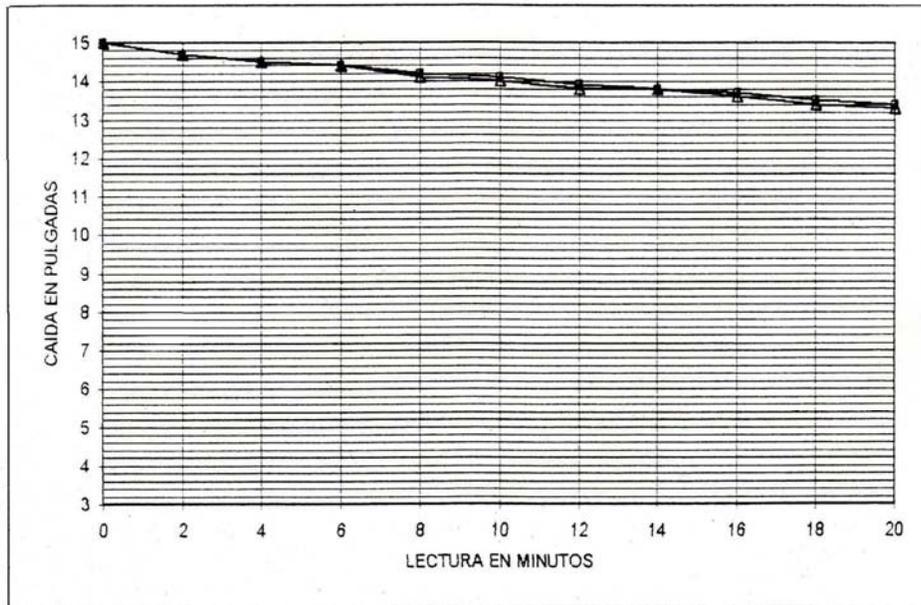
ANEXOS

INFORME DE LABORATORIO

RESULTADOS

TIPO DE SUELO: ARENA POMEZ BEIGE
CLASIFICACION: A - 2 - 4

EQUIVALENTE DE ARENA



PRUEBA	1	2	PROMEDIO % E.A.
ALTURA DE PIE	2.6	2.5	
% EQUIVALENTE DE ARENA	19.4	18.8	19.1

DATOS PROPORCIONADOS POR LA MUNICIPALIDAD

INFORME DE LABORATORIO

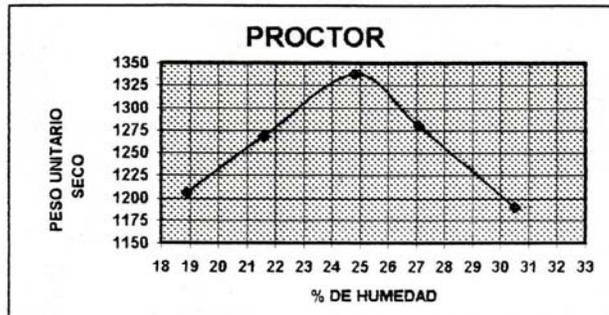
RESULTADOS:

TIPO DE SUELO: ARENA POMEZ BEIGE
 CLASIFICACION: A - 2 - 4

PESO UNITARIO SECO MAXIMO

DENS. MAX.: 83.4 LB/P³
 1,338 KG/M³

HUMEDAD OPTIMA : 24.8 %



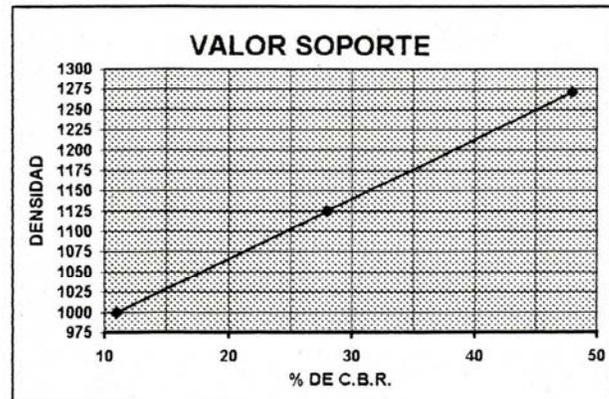
VALOR SOPORTE

CBR AL 95 % DE COMPACTACION

48

% DE HINCHAMIENTO MAXIMO

0



OBSERVACIONES: _____

DATOS PROPORCIONADOS POR LA MUNICIPALIDAD

INFORME DE LABORATORIO

RESULTADOS:

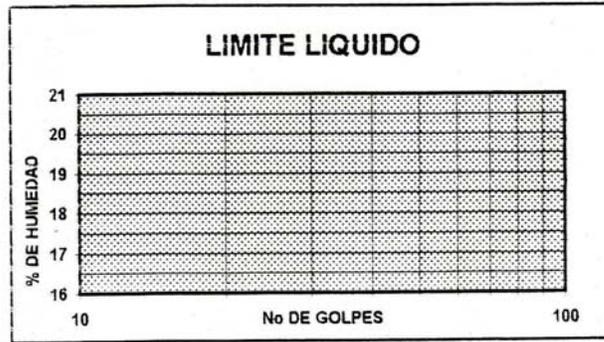
TIPO DE MATERIAL: ARENA POMEZ BEIGE
 CLASIFICACION: A - 2 - 4

LIMITES DE CONSISTENCIA:

LIMITE LIQUIDO: N.L.

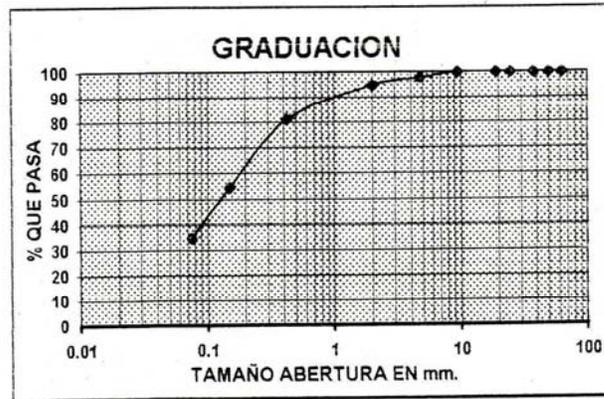
LIMITE PLASTICO: N.P.

INDICE DE PLASTICIDAD: N.P.



GRADUACION

TAMIZ	% QUE PASA
2 1/2"	100.0
2"	100.0
1 1/2"	100.0
1"	100.0
3/4"	100.0
3/8"	100.0
No 4	97.7
No 10	94.6
No 40	81.1
No 100	54.4
No 200	34.5



OBSERVACIONES: _____

DATOS PROPORCIONADOS POR LA MUNICIPALIDAD

PRESUPUESTO

PROYECTO: PUEBLO VEHICULAR
UBICACIÓN: Aldea Canja
MUNICIPIO: Santa Barbara
DEPARTAMENTO: HUEHUETENANGO
LONGITUD = 40.00 M.

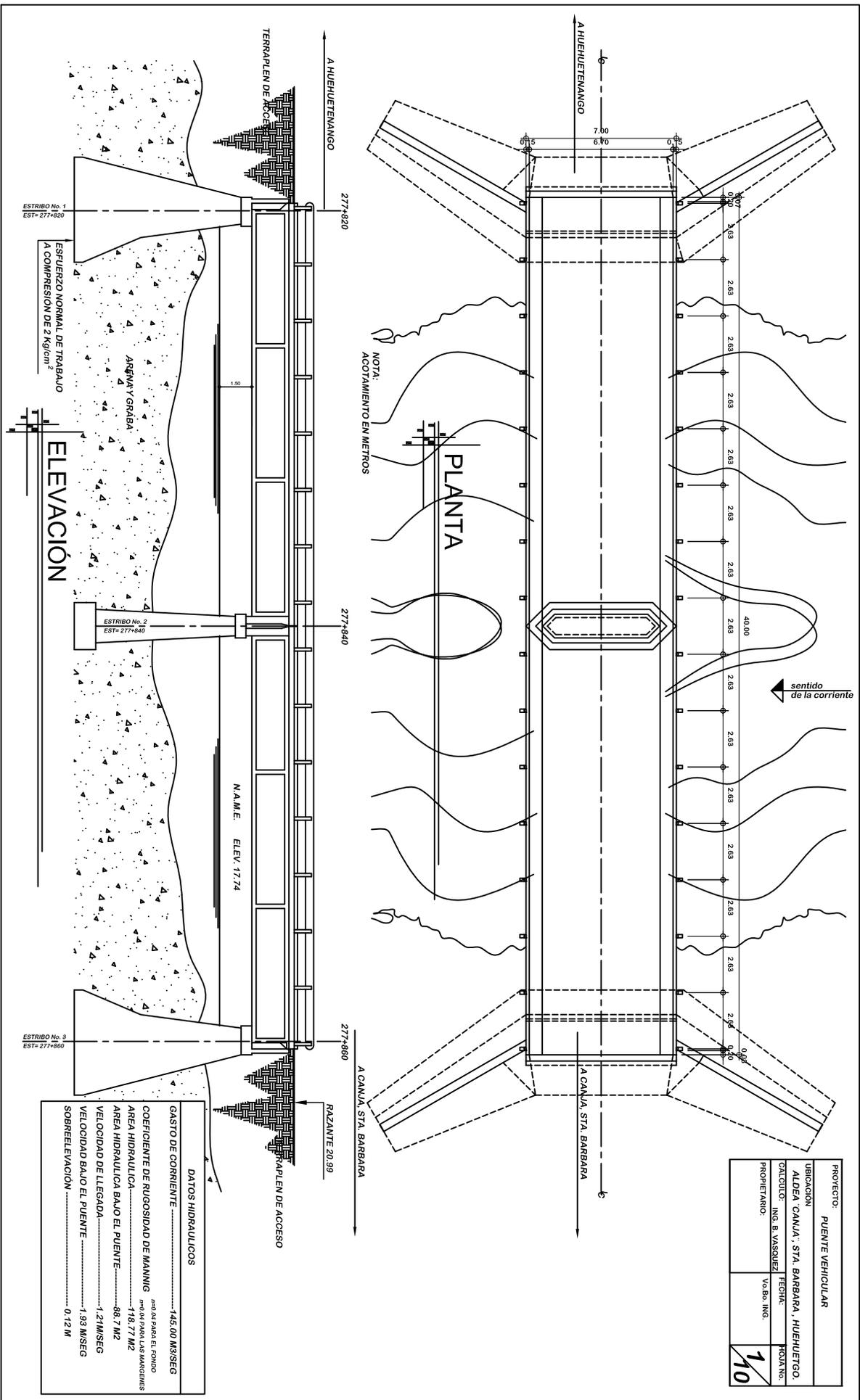
No.	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	COSTO TOTAL
	PRELIMINARES				
	Lipieza	1.00	global	2,500.00	2,500.00
	Trazo y estaqueado	1.00	global	3,500.00	3,500.00
					6,000.00
	DESPLANTE	84	m³		
	Materiales				
	Cemento gris	500	sacos	52.00	26,000.00
	Arena de río	40.00	m3	290.00	11,600.00
	Piedra bola	40.00	m3	290.00	11,600.00
	Alambre de amarre	50	lbs	6.00	300.00
	Mano de obra				
	Excavacion	84.00	m³	450.00	37,800.00
	Armado	84.00	m³	450.00	37,800.00
	Fundicion	84.00	m³	450.00	37,800.00
					162,900.00
	MUROS DE SOBRECARGA (mamposteria de piedra)	320.00	m3		
	Materiales				
	Cemento gris	800	sacos	52.00	41,600.00
	Arena de río	150.00	m3	290.00	43,500.00
	Piedra bola	450.00	m3	290.00	130,500.00
	Tabla de 1" x 12" x 12'	800	u	30.00	24,000.00
	Parales de 4" x 4" x 12'	800	u	25.00	20,000.00
	Clavo diferente medida	1,313	lbs	6.00	7,878.00
	Mano de obra				
	Formaleta	320.00	m2	310.00	99,200.00
	Fundicion de mamposteria de piedra	320.00	m3	750.00	240,000.00
					606,678.00
	MUROS DE CONTENCION (mamposteria en rampa)	380.90	m3		
	Materiales				
	Cemento gris	952	sacos	53.00	50,456.00
	Arena de río	190.45	m3	290.00	55,230.50
	Piedra bola	476.13	m3	290.00	138,077.70
	Tabla de 1" x 12" x 12'	635	u	30.00	19,050.00
	Parales de 4" x 4" x 12'	635	u	25.00	15,875.00
	Clavo diferente medida	762	lbs	6.00	4,572.00
	Mano de obra				
	Formaleta	634.84	m2	310.00	196,800.40
	Fundicion de mamposteria de piedra	380.90	m3	750.00	285,675.00
					765,736.60

RELLENO COMPACTADO (rampa)	671.06	m3		
Materiales				
Material selecto	671.06	m3	290.00	194,607.40
Mano de obra				
Relleno compactado	671.06	m3	70.00	46,974.20
				241,581.60
BARANDALES EN RAMPAS	100.28	ml		
Materiales				
Cemento gris	25.00	sacos	52.00	1,300.00
Arena de río	2.15	m3	290.00	623.50
Piedrín	2.15	m3	290.00	623.50
Hierro de 1/2"	56.00	var	71.42	3,999.52
Hierro de 1/4"	35.00	var	17.24	603.40
Alambre de amarre	57.00	lbs	6.00	342.00
Tabla de 1" x 12" x 12'	14.00	u	30.00	420.00
Clavo diferente medida	7.00	lbs	6.00	42.00
Tubo HG de 2 1/2"	50.00	u	496.80	24,840.00
Mano de obra				
Armado de columnas	57.40	ml	110.00	6,314.00
Formaleta de columnas	57.40	ml	30.00	1,722.00
Fundicion de columnas de 0.20 x 0.20 m.	57.40	ml	150.00	8,610.00
Colocacion de Tubos HG para pasamanos	100.28	ml	30.00	3,008.40
				52,448.32
VIGAS DE ANCLAJE 1	14.00	ml		
Materiales				
Cemento gris	88.00	sacos	52.00	4,576.00
Arena de río	9.00	m3	290.00	2,610.00
Piedrín	9.00	m3	290.00	2,610.00
Hierro de 1"	24.00	var	333.33	7,999.92
Hierro de 1/2"	205.00	var	71.42	14,641.10
Alambre de amarre	222.00	lbs	6.00	1,332.00
Tabla de 1" x 12" x 12'	9.00	u	30.00	270.00
Clavo diferente medida	4.00	lbs	6.00	24.00
Mano de obra				
Armado	14.00	ml	230.00	3,220.00
Formaleta	14.00	ml	150.00	2,100.00
Fundicion	14.00	ml	340.00	4,760.00
				44,143.02
VIGAS DE ANCLAJE 2	7.70	ml		
Materiales				
Cemento gris	115.00	sacos	53.00	6,095.00
Arena de río	12.78	m3	290.00	3,706.20
Piedrín	12.78	m3	290.00	3,706.20
Hierro de 1"	30.00	var	333.33	9,999.90
Hierro de 1/2"	50.00	var	71.42	3,571.00
Alambre de amarre	70.00	lbs	6.00	420.00
Tabla de 1" x 12" x 12'	10.00	u	30.00	300.00
Clavo diferente medida	1.00	lbs	6.00	6.00
Mano de obra				
Armado	7.70	ml	230.00	1,771.00
Formaleta	7.70	ml	150.00	1,155.00
Fundicion	7.70	ml	340.00	2,618.00

33,348.30

NERVADURAS	80.00	ml		
Materiales				
Cemento gris	500.00	sacos	52.00	26,000.00
Arena de río	50.00	m3	290.00	14,500.00
Piedrín	50.00	m3	290.00	14,500.00
Hierro de 1"	500.00	var	333.33	166,665.00
Hierro de 1/2"	700.00	var	71.42	49,994.00
Alambre de amarre	700.00	lbs	6.00	4,200.00
Tabla de 1" x 12" x 12'	90.00	u	30.00	2,700.00
Parales de 4" x 4" x 12'	75.00	u	25.00	1,875.00
Clavo diferente medida	50.00	lbs	6.00	300.00
Mano de obra				-
Armado	80.00	ml	770.00	61,600.00
Formaleta	80.00	ml	270.00	21,600.00
Fundicion	80.00	ml	550.00	44,000.00
				407,934.00
DIAFRAGMAS EXTERIORES	14.00	ml		
Materiales				
Cemento gris	21.00	sacos	52.00	1,092.00
Arena de río	2.10	m3	290.00	609.00
Piedrín	2.10	m3	290.00	609.00
Hierro de 1"	17.00	var	333.33	5,666.61
Hierro de 1/2"	21.00	var	71.42	1,499.82
Alambre de amarre	91.00	lbs	6.00	546.00
Tabla de 1" x 12" x 12'	21.00	u	30.00	630.00
Clavo diferente medida	10.00	lbs	6.00	60.00
Mano de obra				
Armado	14.00	ml	306.00	4,284.00
Formaleta	14.00	ml	270.00	3,780.00
Fundicion	14.00	ml	550.00	7,700.00
				26,476.43
DIAFRAGMAS INTERIORES	21.00	ml		
Materiales				
Cemento gris	37.00	sacos	52.00	1,924.00
Arena de río	3.47	m3	290.00	1,006.30
Piedrín	3.47	m3	290.00	1,006.30
Hierro de 1"	27.00	var	333.33	8,999.91
Hierro de 1/2"	32.00	var	70.42	2,253.44
Alambre de amarre	131.00	lbs	6.00	786.00
Tabla de 1" x 12" x 12'	42.00	u	30.00	1,260.00
Clavo diferente medida	15.00	lbs	6.00	90.00
Mano de obra				
Armado		ml	290.00	
Formaleta	21.00	ml	250.00	5,250.00
Fundicion	21.00	ml	350.00	7,350.00
				29,925.95
LOSA DE RODADURA e= 0.19 m.	213.60	m2		
Materiales				
Cemento gris	387.00	sacos	52.00	20,124.00
Arena de río	42.72	m3	290.00	12,388.80

Piedrín	42.72	m3	290.00	12,388.80
Hierro de 5/8"	539.00	var	100.00	53,900.00
Hierro de 1/2"	427.00	var	71.42	30,496.34
Alambre de amarre	1,179.00	lbs	6.00	7,074.00
Tabla de 1" x 12" x 12'	241.00	u	30.00	7,230.00
Parales de 4" x 4" x 12'	360.00	u	25.00	9,000.00
Clavo diferente medida	120.00	lbs	6.00	720.00
Tubo PVC 3"	4.00	u	300.00	1,200.00
Mano de obra				
Entarimado	213.60	m2	310.00	66,216.00
Armado	213.60	m2	420.00	89,712.00
Fundicion	213.60	m2	580.00	123,888.00
Colocacion de mangas para drenajes	2.00	u	40.00	80.00
				434,417.94
ANDENES e= 0.15 m	56.03	m2		
Materiales				
Cemento gris	75.04	sacos	52.00	3,902.08
Arena de río	8.40	m3	290.00	2,436.00
Piedrín	8.40	m3	290.00	2,436.00
Hierro de 5/8"	10.00	var	100.00	1,000.00
Hierro de 1/2"	130.00	var	71.42	9,284.60
Alambre de amarre	1.00	lbs	6.00	6.00
Tabla de 1" x 12" x 12'	77.00	u	30.00	2,310.00
Parales de 4" x 4" x 12'	98.00	u	25.00	2,450.00
Clavo diferente medida	50.00	lbs	6.00	300.00
Mano de obra				-
Entarimado	56.03	m2	180.00	10,085.40
Armado	56.03	m2	250.00	14,007.50
Fundicion	56.03	m2	500.00	28,015.00
				76,232.58
BARANDALES EN PUENTE	70.04	ml		
Materiales				
Cemento gris	17.00	sacos	52.00	884.00
Arena de río	1.50	m3	290.00	435.00
Piedrín	1.50	m3	290.00	435.00
Hierro de 1/2"	32.52	var	71.42	2,322.58
Hierro de 1/4"	25.00	var	17.24	431.00
Alambre de amarre	40.00	lbs	6.00	240.00
Tabla de 1" x 12" x 12'	10.00	u	30.00	300.00
Clavo diferente medida	5.00	lbs	6.00	30.00
Tubo HG de 2 1/2"	35.00	u	500.00	17,500.00
Mano de obra				
Armado de columnas	28.80	ml	110.00	3,168.00
Formaleta de columnas	28.80	ml	30.00	864.00
Fundicion de columnas de 0.20 x 0.20 m.	28.80	ml	150.00	4,320.00
Colocacion de Tubos HG para pasamanos	210.00	ml	30.00	6,300.00
				37,229.58
COSTO TOTAL DEL PROYECTO				2,925,052.32



ESTRIBO No. 1
EST= 277+820

ESFUERZO NORMAL DE TRABAJO
A COMPRESION DE 2 Kg/cm²

ELEVACION

ARGMA Y GRABA

ESTRIBO No. 2
EST= 277+840

ESTRIBO No. 3
EST= 277+860

N.A.M.E. ELEV. 17.74

A HUEUJETENANGO
277+820

277+840

277+860

A CANAL, STA. BARBARA

RAZANTE 20.99

NOTA:
ACOTAMIENTO EN METROS

PLANTA

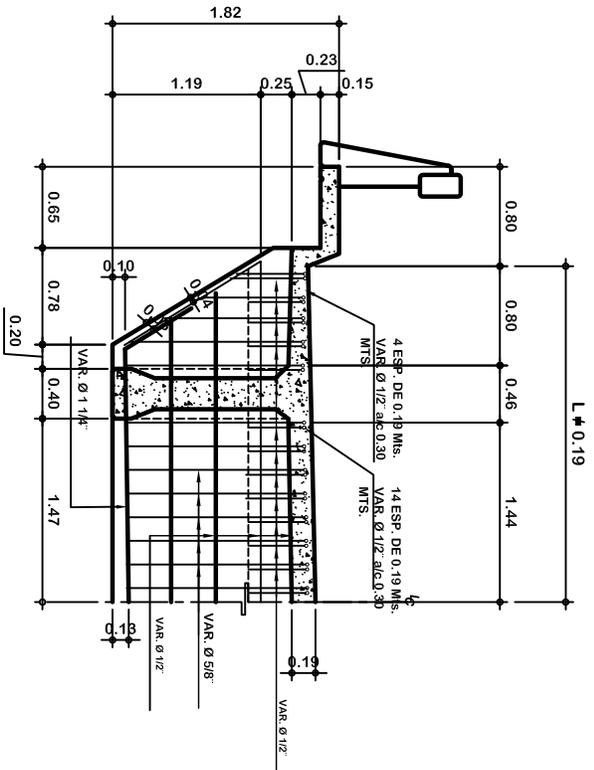
A HUEUJETENANGO

A CANAL, STA. BARBARA

sentido de la corriente

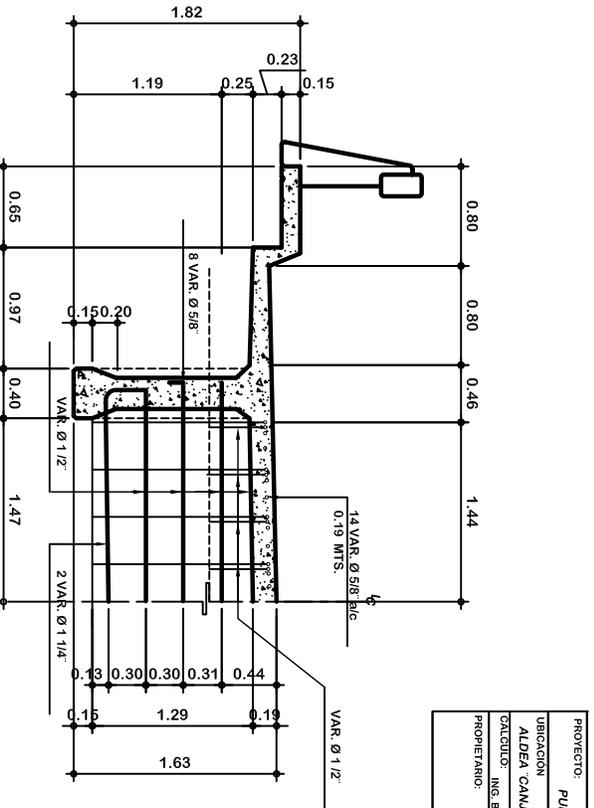
DATOS HIDRAULICOS	
GASTO DE CORRIENTE	145.00 M3/SEG
COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING	0.014 PARA EL FONDO 0.020 PARA LAS MARGENES
AREA HIDRAULICA BAJO EL PUENTE	118.27 M ²
AREA HIDRAULICA BAJO EL PUENTE	85.7 M ²
VELOCIDAD DE LLEGADA	1.21 M/SEG
VELOCIDAD BAJO EL PUENTE	1.93 M/SEG
SOBRELEVACION	0.12 M

PROYECTO:	PUENTE VEHICULAR		
UBICACION	ALDEA CANAL, STA. BARBARA, HUEUJETGO.		
CALCULO:	ING. B. VASQUEZ	FECHA:	HOJA No.
PROPIETARIO:	V.O. BO. ING.		1/10



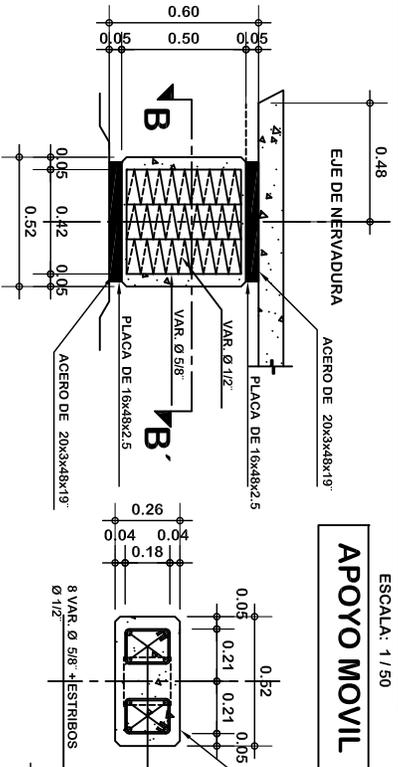
DIAFRAGMA SOBRE APOYO

ESCALA: 1/50

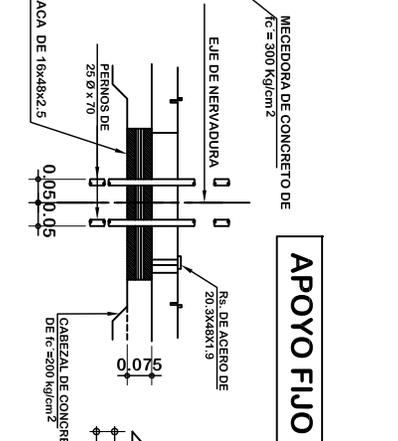


DIAFRAGMA INTERIOR

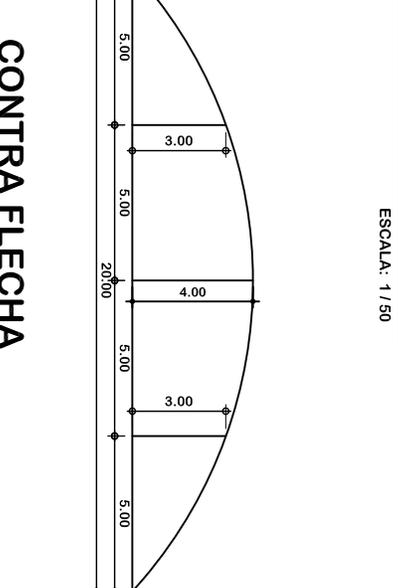
ESCALA: 1/50



APOYO MOVIL



APOYO FIJO



CONTRA FLECHA

ESCALA: 1/125

ELEVACION

ESCALA: 1/25

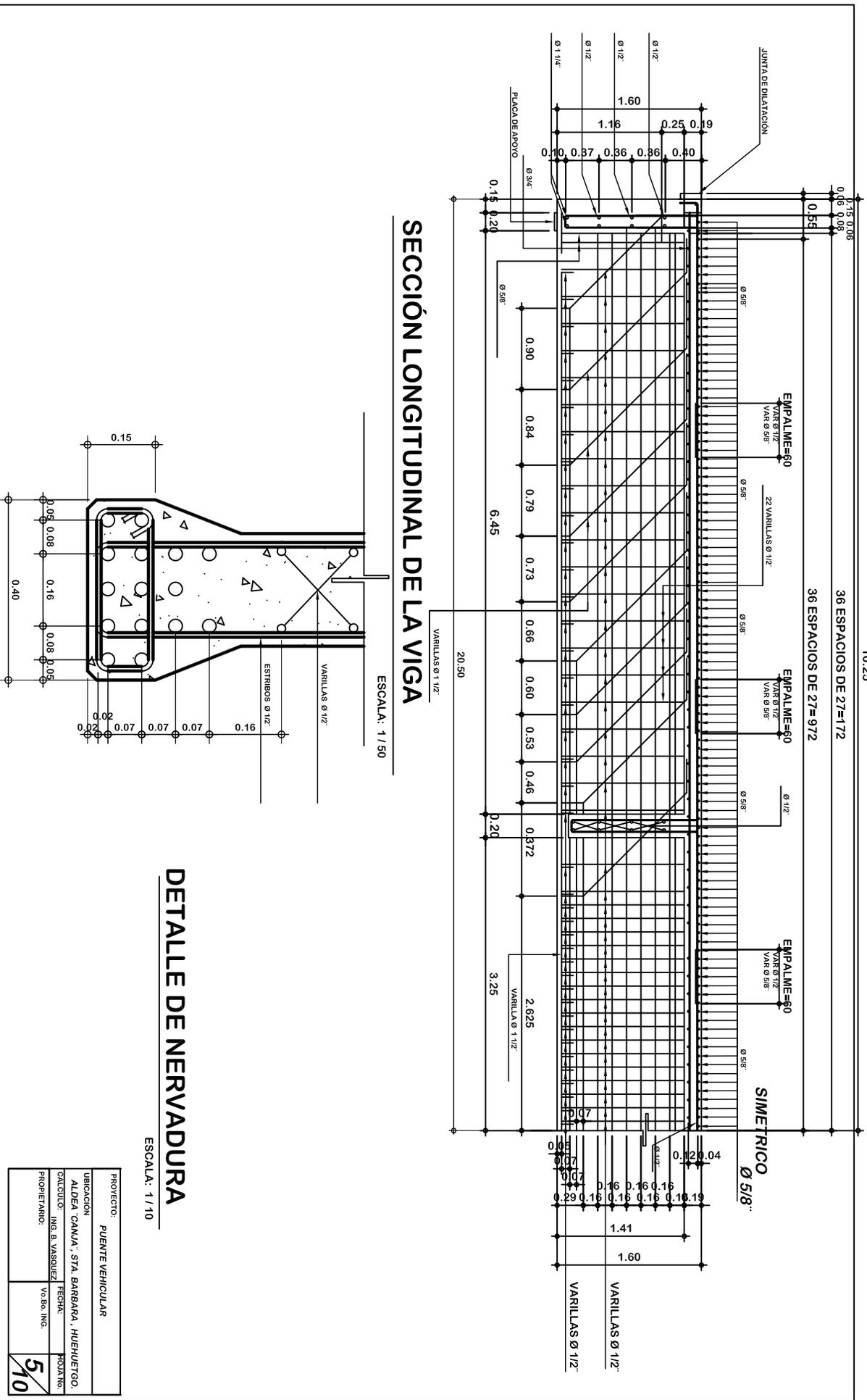
CORTE B-B'

ESCALA: 1/25

APOYOS TIPO C

ESCALA: 1/25

PROYECTO:	PUENTE VEHICULAR		
UBICACION	ALDEA CANUA, STA. BARBARA, HUEHUETGO.		
CALCULO:	ING. B. VASQUEZ	FECHA:	HOJA No.
PROPIETARIO:		V.O. SO. ING.	
			4/10



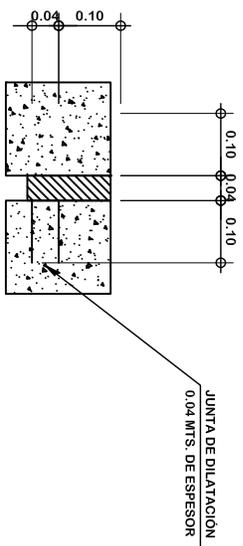
SECCIÓN LONGITUDINAL DE LA VIGA

ESCALA: 1/50

DETALLE DE NERVADURA

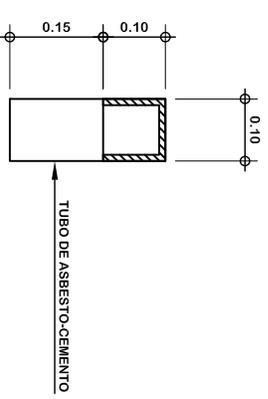
ESCALA: 1/10

PROYECTO:	PUENTE VEHICULAR		
UBICACION:	ALDEA CANUA, STA. BARBARA, HUEHUETGO.		
CALCULO:	ING. B. VASQUEZ	FECHA:	HOJA No.
PROPIETARIO:	VO. BO. ING.		
			5/10



ELEVACIÓN

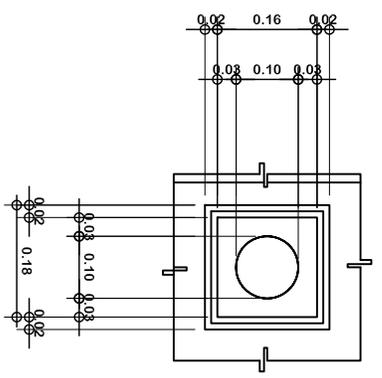
ESCALA: 1/10



ELEVACIÓN

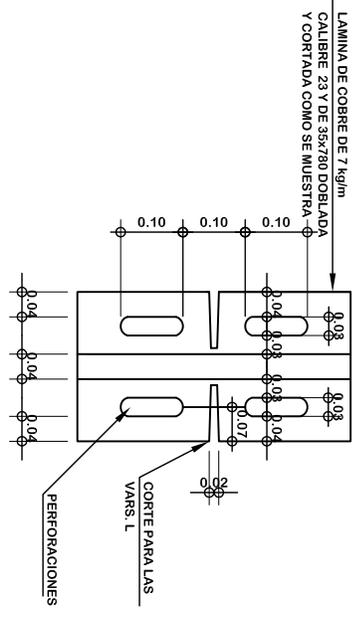
ESCALA: 1/10

DRENES



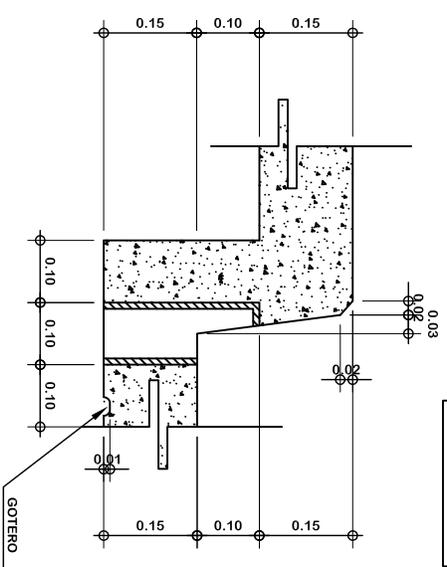
VISTA INFERIOR-DRENES

ESCALA: 1/10



PLANTA JUNTA DE DILATACIÓN

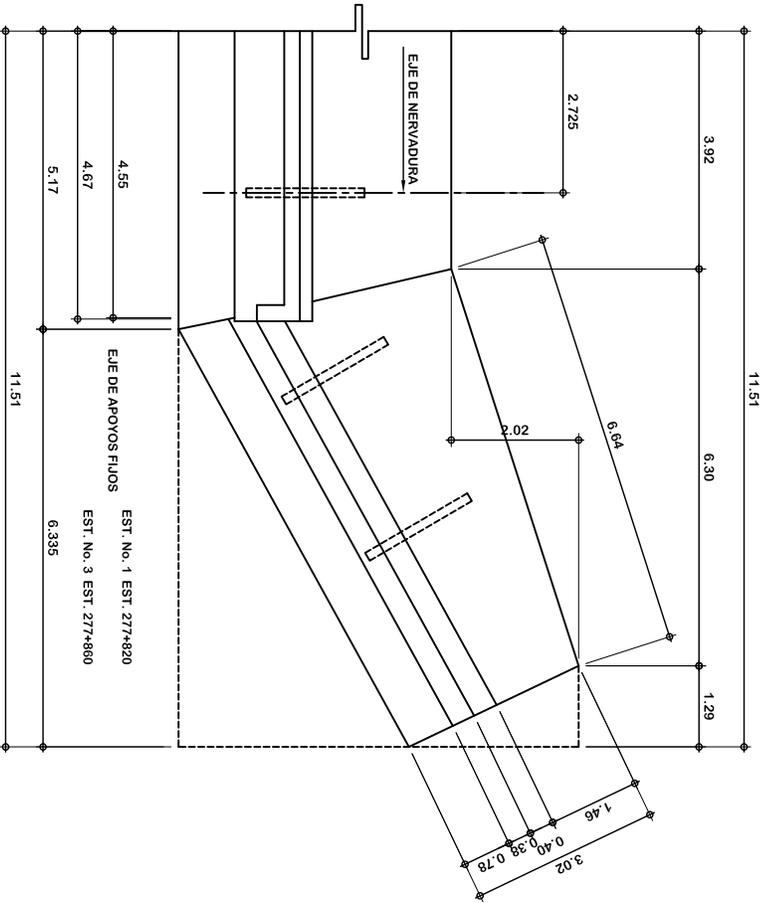
ESCALA: 1/10



CORTE

ESCALA: 1/10

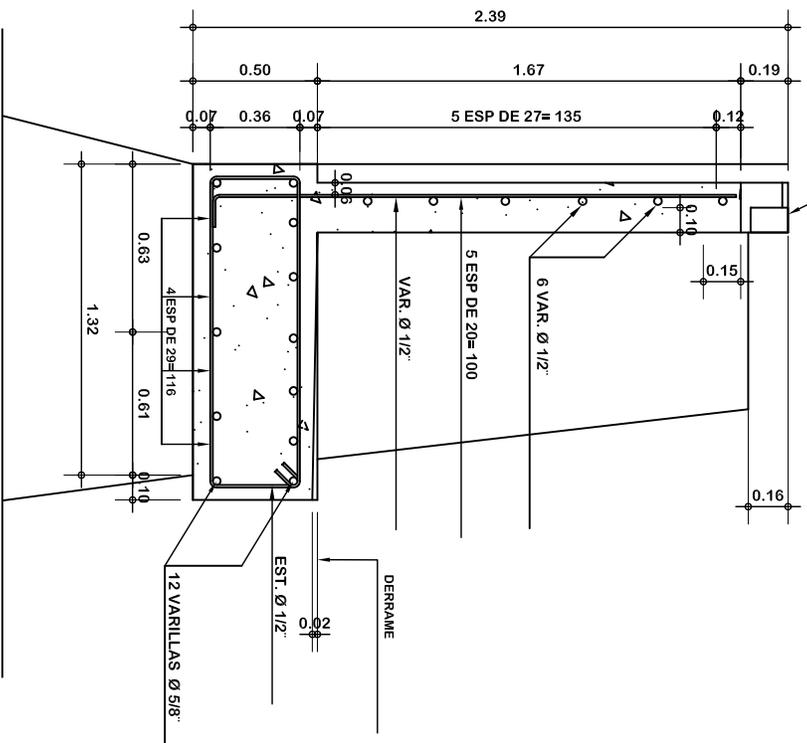
PROYECTO:	PUENTE VEHICULAR		
UBICACION:	ALDEA CANUA, STA. BARBARA, HUEHUETGO.		
CALCULO:	ING. B. VASQUEZ	FECHA:	PROYECTO
PROPIETARIO:	VO. BO. ING.		10/10



MEDIA PLANTA

ESCALA: 1/100

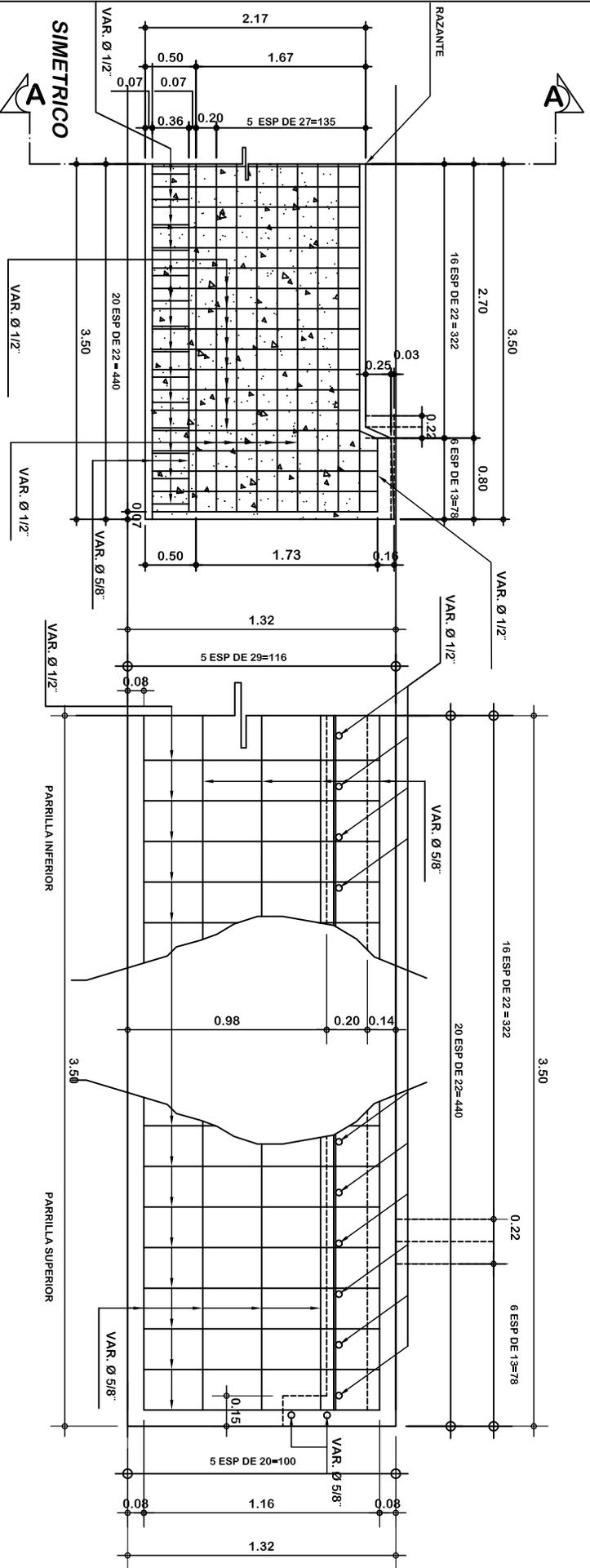
CALLA DE 0.10x0.15x1.50 PARA ALCOLAR LA LAMINA DE LA JUNTA DE DILATACION EN BANQUETAS



CORTE POR A-A

ESCALA: 1/25

PROYECTO:	PUENTE VEHICULAR		
UBICACION:	ALDEA CANUA, STA. BARBARA, HUEHUETGO.		
CALCULO:	ING. B. VASQUEZ	FECHA:	PROY. No.
PROPIETARIO:	VO. BO. ING.		
			8/10



MEDIA ELEVACIÓN - CORONA Y DIAFRAGMA

ESCALA: 1/50

MEDIA PLANTA - CORONA Y DIAFRAGMA

ESCALA: 1/25

PROYECTO:	PUENTE VEHICULAR		
UBICACION:	ALDEA CANUA, STA. BARBARA, HUEHUETGO.		
CALCULO:	ING. B. VASQUEZ	FECHA:	PROYECTO:
PROPIETARIO:	VO. BO. ING.	9/10	