



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

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO LOS
ESCLAVOS EN LA ALDEA SANTA ROSA Y REDISEÑO DE
AVENIDA DE INGRESO A CHIQUIMULILLA, SANTA ROSA**

Edy Rafael Pineda García

Asesorado por el Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta

Guatemala, noviembre de 2009

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO LOS ESCLAVOS EN LA
ALDEA SANTA ROSA Y REDISEÑO DE AVENIDA DE INGRESO A
CHIQUMULILLA, SANTA ROSA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR:

EDY RAFAEL PINEDA GARCÍA

ASESORADO POR EL ING. MANUEL ALFREDO ARRIVILLAGA OCHAETA
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE 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 Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. José Milton De León Bran
VOCAL V	Br. Isaac Sultán Mejía
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

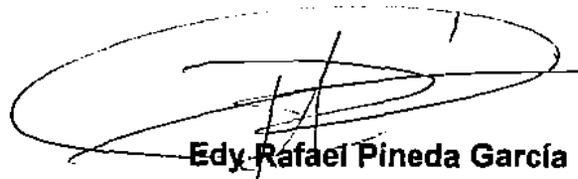
DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos
EXAMINADOR	Inga. Evelyn Maribel Morales Ramírez
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

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:

**DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO LOS ESCLAVOS, EN LA
ALDEA SANTA ROSA Y REDISEÑO DE AVENIDA DE INGRESO A
CHIQUMULILLA, SANTA ROSA,**

tema que se me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, el día 8 de octubre de 2007.



Edy Rafael Pineda García



UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala 28 de agosto de 2009.
Ref.EPS.DOC.1267.08.09.

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 **Edy Rafael Pineda García** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **200011481**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **"DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO LOS ESCLAVOS EN LA ALDEA SANTA ROSA Y REDISEÑO DE AVENIDA DE INGRESO A CHIQUIMULILLA, SANTA ROSA"**.

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

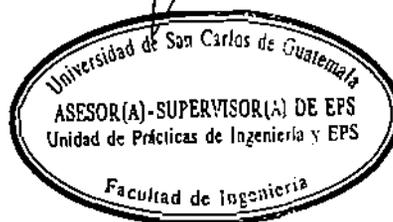
Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"

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

c.c. Archivo
MAAO/ra





UNIDAD DE E.P.S.

Guatemala, 28 de agosto de 2009.
Ref.EPS.D.522.08.09

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

Estimado Ingeniero Samuels Milson.

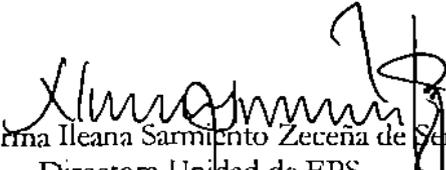
Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO LOS ESCLAVOS EN LA ALDEA SANTA ROSA Y REDISEÑO DE AVENIDA DE INGRESO A CHIQUIMULILLA, SANTA ROSA"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Edy Rafael Pineda García**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el **Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


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

NISZ/ra





Guatemala,
11 de septiembre de 2009

FACULTAD DE INGENIERIA

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

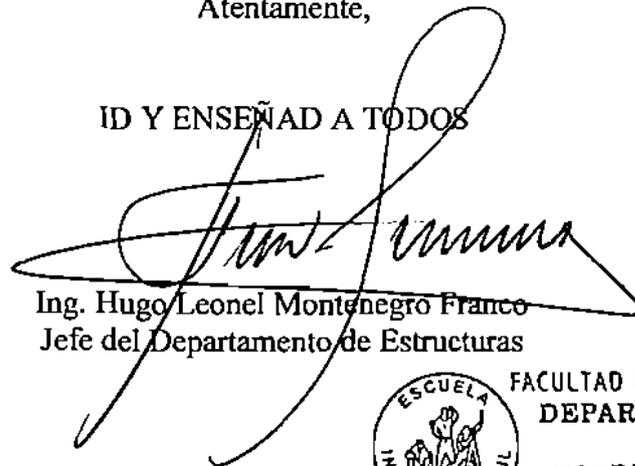
Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO LOS ESCLAVOS EN LA ALDEA SANTA ROSA Y REDISEÑO DE AVENIDA DE INGRESO A CHIQUIMULILLA, SANTA ROSA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Edy Rafael Pineda García, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS



Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



Guatemala,
12 de noviembre de 2009

FACULTAD DE INGENIERIA

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

Estimado Ingeniero Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO LOS ESCLAVOS EN LA ALDEA SANTA ROSA Y REDISEÑO DE AVENIDA DE INGRESO A CHIQUIMULILLA, SANTA ROSA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Edy Rafael Pineda García, quien contó con la asesoría del Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Fernando Amílcar Boitón Velásquez
Coordinador del Área de Topografía y Transportes

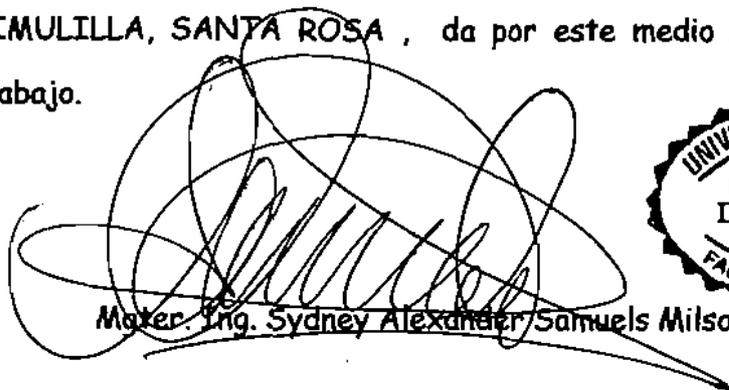


FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
TRANSPORTES
USAC

/bbdeb.



El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Manuel Alfredo Arrivillaga Ochaeta y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación del estudiante Edy Rafael Pineda García, titulado DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO LOS ESCLAVOS, EN LA ALDEA SANTA ROSA Y REDISEÑO DE AVENIDA DE INGRESO A CHIQUIMULILLA, SANTA ROSA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.



Mater. Ing. Sydney Alexander Samuels Milson



Guatemala, noviembre 2009.

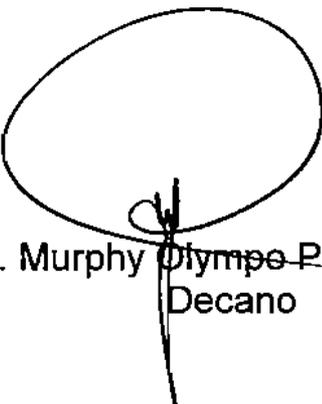
/bbdeb.



Ref. DTG.523.09

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RÍO LOS ESCLAVOS, EN LA ALDEA SANTA ROSA Y REDISEÑO DE AVENIDA DE INGRESO A CHIQUIMULILLA, SANTA ROSA**, presentado por el estudiante universitario **Edy Rafael Pineda García**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.


Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos
Decano



Guatemala, noviembre de 2009

/cc

DEDICATORIA A:

- Dios** Gracias a su amor y fortaleza me brindó la oportunidad de alcanzar esta meta.
- Mis padres** Rafael Pineda Melgar y Ana Victoria García de Pineda, porque son la base fundamental de mi vida.
- Mis hermanos** Dany y Yohana, con mucho cariño.
- Mis sobrinos** En especial a José Rafael, Tania y Olga Fernanda, que este logro alcanzado sea un ejemplo en sus vidas.
- Mis abuelos** Ignacio Pineda (D.E.P.)
Cándida Melgar (D.E.P.)
Pedro García (D.E.P.)
Victoria Díaz (Mamita D.E.P.) por su amor incondicional.
- Mis tíos** Por el apoyo y cariño que me brindan.
- Mis primos** Por el apoyo en todo momento
- Mis amigos en general** Por el cariño y amistad incondicional.

AGRADECIMIENTOS A:

- Dios** Por darme la vida, salud, fortaleza y ánimo de seguir adelante.
- Mis padres** Por sus esfuerzos y sacrificios.
- Mi tía** Aracely de Mérida (D.E.P.) muy especialmente por todo el cariño, apoyo y sus sabios consejos.
- Mis amigos** A pesar de tantas dificultades en la vida siempre están allí para brindar su amistad.

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA, EN ESPECIAL
A LA FACULTAD DE INGENIERÍA.**

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	XI
LISTA DE SÍMBOLOS	XV
GLOSARIO	XXII
RESUMEN	XXI
OBJETIVOS	XXIII
INTRODUCCIÓN	XXV
1. INVESTIGACIÓN	1
1.1. Monografía del municipio de Chiquimulilla	1
1.1.1. Ubicación	1
1.1.2. Extensión territorial y colindancias	1
1.1.3. Vías de acceso	1
1.1.4. Aspectos climáticos	2
1.1.5. Topografía del terreno	2
1.1.6. Enfoque del impacto económico	2
1.1.6.1. Aldea Santa Rosa	3
1.1.6.2. Cabecera municipal Chiquimulilla	3
2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL	5
2.1. Diseño de puente vehicular sobre el río Los Esclavos en la aldea Santa Rosa	5
2.1.1. Levantamiento topográfico	6
2.1.2. Estudio de suelos	7
2.1.3. Estudio hidrológico	8

2.1.3.1.	Crecientes	9
2.1.3.2.	Cálculo de caudal máximo	9
2.1.3.2.1.	Método racional	9
2.1.3.2.2.	Método de sección-pendiente	9
2.1.4.	Geometría del puente	10
2.1.5.	Selección del tipo de estructura	11
2.1.6.	Diseño de la superestructura	12
2.1.6.1.	Pre-dimensionamiento	13
2.1.6.1.1.	Losa	13
2.1.6.1.2.	Viga principal	14
2.1.6.1.3.	Diafragmas externos e intermedio	14
2.1.6.2.	Análisis y diseño de losa	15
2.1.6.2.1.	Cálculo de momentos	16
2.1.6.2.1.1.	Momento por carga muerta	16
2.1.6.2.1.2.	Momento por sobrecarga (carga viva)	16
2.1.6.2.1.3.	Momento por impacto (cargas de impacto)	17
2.1.6.2.1.4.	Momento total	17
2.1.6.2.2.	Cálculo del peralte	18
2.1.6.2.3.	Cálculo del acero de refuerzo	18
2.1.6.2.3.1.	Refuerzo transversal cama inferior	19
2.1.6.2.3.2.	Refuerzo transversal cama superior	19
2.1.6.2.3.3.	Refuerzo longitudinal camas superior e	

	inferior	20
	2.1.6.2.4. Diseño de la banqueta	21
2.1.6.3.	Análisis y diseño de barandal (pasamanos y postes)	21
	2.1.6.3.1. Pasamanos	21
	2.1.6.3.2. Postes	22
2.1.6.4.	Análisis y diseño de viga principal	25
	2.1.6.4.1. Cálculo de momentos	26
	2.1.6.4.1.1. Momento por carga muerta	26
	2.1.6.4.1.2. Momento por sobrecarga	26
	2.1.6.4.1.3. Momento por impacto	28
	2.1.6.4.1.4. Momento total	28
	2.1.6.4.2. Cálculo del refuerzo	29
	2.1.6.4.2.1. Refuerzo longitudinal cama inferior	29
	2.1.6.4.2.2. Refuerzo longitudinal cama superior	29
	2.1.6.4.2.3. Refuerzo adicional	30
2.1.6.4.3.	Diseño a corte	30
	2.1.6.4.3.1. Corte por carga muerta	30
	2.1.6.4.3.2. Corte por sobrecarga	30
	2.1.6.4.3.3. Corte último	30
	2.1.6.4.3.4. Corte que resiste el concreto	31
	2.1.6.4.3.5. Cálculo de refuerzo a	

	corte	32
2.1.6.5.	Análisis y diseño de diafragmas	32
2.1.7.	Diseño de la subestructura	33
2.1.7.1.	Diseño de aleros	34
2.1.7.1.1.	Cálculo de momentos	34
2.1.7.1.2.	Cálculo de acero de refuerzo	35
2.1.7.1.3.	Refuerzo por corte	36
2.1.7.2.	Análisis y diseño de cortina y viga de apoyo	37
2.1.7.2.1.	Diseño cortina	37
2.1.7.2.1.1.	Fuerza de empuje de la tierra (E)	38
2.1.7.2.1.2.	Fuerza longitudinal (FL)	38
2.1.7.2.1.3.	Fuerza de sismo (EQ)	39
2.1.7.2.1.4.	Momento de diseño	39
2.1.7.2.1.5.	Cálculo de acero de refuerzo por flexión	40
2.1.7.2.1.6.	Corte de diseño	40
2.1.7.2.1.7.	Cálculo de acero de refuerzo por corte	41
2.1.7.3.	Diseño viga de apoyo	41
2.1.7.3.1.	Refuerzo longitudinal por temperatura	41
2.1.7.3.2.	Refuerzo transversal	41
2.1.7.4.	Diseño del asiento de apoyos (neopreno)	42
2.1.7.4.1.	Esfuerzo máximo permisible	43
2.1.7.4.2.	Esfuerzo por compresión	43
2.1.7.4.3.	Cálculo del desplazamiento	

horizontal	44
2.1.7.4.4. Espesor apoyos	44
2.1.7.5. Análisis y diseño de estribo	45
2.1.7.5.1. Chequeos por volteo, deslizamiento y presiones	46
2.1.7.5.1.1. Chequeo muro (sin sobrecarga)	48
2.1.7.5.1.2. Chequeo del muro con superestructura y carga viva	48
2.1.7.5.1.3. Chequeo del muro por sismo	49
2.1.8. Integración del presupuesto	51
2.1.9. Estudio de impacto ambiental	52
2.1.9.1. Generalidades	52
2.1.9.2. Evaluación de impacto ambiental del proyecto “Diseño de puente vehicular sobre el río Los Esclavos en la aldea Santa Rosa”	53
2.1.9.2.1. Impactos ambientales determinados durante la construcción y operación	55
2.1.9.2.2. Impactos, medidas de mitigación y etapa del proyecto en que se aplican	56
2.1.9.2.3. Costos de aplicación de las medidas de mitigación	57
2.1.9.2.4. Recomendaciones de la evaluación de impacto ambiental y la viabilidad ambiental del proyecto	58
2.1.9.2.5. Mantenimiento preventivo	58

3.	REDISEÑO AVENIDA DE INGRESO A CHIQUIMULILLA	59
3.1.	Antecedentes	59
3.2.	Condiciones actuales de la superficie de la avenida	60
3.3.	Levantamiento topográfico	60
3.3.1.	Levantamiento planimétrico	60
3.3.2.	Levantamiento altimétrico	61
3.4.	Estudio de suelos	61
3.4.1.	Toma de muestras	61
3.4.2.	Ensayos de laboratorio	62
3.4.2.1.	Granulometría	62
3.4.2.2.	Límites de Atterberg	62
3.4.2.3.	Ensayos de compactación (proctor modificado)	62
3.4.2.4.	Ensayo de valor soporte (C.B.R.)	63
3.5.	Diseño geométrico	64
3.5.1.	Corona	64
3.5.2.	Ancho de calzada	64
3.6.	Elementos estructurales del pavimento	64
3.6.1.	Sub rasante	64
3.6.2.	Sub base	64
3.6.3.	Base	65
3.6.4.	Juntas	65
3.6.4.1.	Juntas longitudinales	65
3.6.4.2.	Juntas transversales (contracción)	66
3.6.4.3.	Juntas de expansión	66
3.6.4.4.	Juntas de construcción	66

3.7. Selección del tipo de carpeta de rodadura a utilizar	66
3.8. Diseño del pavimento	67
3.8.1. Tránsito	67
3.8.2. Módulo de ruptura (MR)	69
3.8.3. Soporte de subrasante	69
3.8.4. Diseño y dimensionamiento del espesor del pavimento	70
3.8.4.1. Proceso de diseño de pavimento	72
3.8.5. Diseño de la mezcla de concreto	73
3.9. Muro de contención	76
3.9.1. Localización y topografía del lugar	76
3.9.2. Condiciones del terreno y tipo de suelo	76
3.9.3. Parámetros de diseño	76
3.9.4. Evaluación del tipo de muro a utilizar	77
3.9.5. Diseño del muro	78
3.9.5.1. Cálculo cortina	78
3.9.5.1.1. Pre-dimensionamiento	78
3.9.5.1.1.1. Corte actuante en la base	78
3.9.5.1.1.2. Determinación del momento flector en la base	79
3.9.5.1.1.3. Cálculo acero de refuerzo principal	79
3.9.5.1.1.4. Cálculo acero por temperatura	80
3.9.5.1.2. Pre-diseño de cortina	80
3.9.5.2. Diseño de la base	81
3.9.5.2.1. Pre-diseño del talón	81

3.9.5.2.2.	Pre-diseño del pie	82
3.9.5.2.3.	Cálculo del empuje	82
3.9.5.2.4.	Cálculo de momentos y pesos	83
3.9.5.3.	Diseño del pie y el talón	86
3.9.5.3.1.	Cálculo del pie	86
3.9.5.3.2.	Cálculo del talón	87
3.9.6.	Resultados finales diseño del muro de contención	89
3.9.6.1.	Cortina	89
3.9.6.2.	Cimiento (base)	90
3.9.6.2.1	Pie	90
3.9.6.2.2	Talón	90
3.10.	Presupuesto general de materiales y mano de obra, Proyecto rediseño avenida de ingreso Chiquimulilla	91
3.10.1.	Presupuesto pavimento	92
3.10.2.	Presupuesto muro de contención	93
3.10.2.1.	Materiales	93
3.10.2.2.	Mano de obra	94
3.10.3.	Costos totales muro de contención	95
3.11.	Estudio de impacto ambiental	96
3.11.1.	Generalidades	96
3.11.2.	Evaluación de impacto ambiental del proyecto “Rediseño de avenida de ingreso a Chiquimulilla”	96
3.11.3.	Impactos ambientales y medidas de mitigación determinados durante las fases construcción y operación	97
3.11.4.	Recomendaciones de la evaluación de impacto ambiental y la viabilidad ambiental del proyecto.	101
3.11.5.	Mantenimiento preventivo pavimento avenida de ingreso a Chiquimulilla	101

3.11.6. Plan de mitigación del muro de contención de mampostería reforzada	101
---	-----

CONCLUSIONES	103
RECOMENDACIONES	105
BIBLIOGRAFÍA	107
APÉNDICES	109

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1. Croquis ubicación municipio Chiquimulilla	3
2. Sección típica de puente de concreto reforzado	6
3. Planta típica de puente de concreto reforzado	7
4. Tren de cargas para los camiones H	13
5. Sección transversal de superestructura	15
6. Momentos en losa	15
7. Carga viva estándar de camiones H	17
8. Detalle longitudinal del armado final de la losa	20
9. Detalle transversal del armado final de la losa	21
10. Diagrama de cargas en el barandal	22
11. Armado final del poste	25
12. Distribución de cargas	27
13. Determinación de centro de gravedad de camión H	27
14. Diagrama de cargas posición momento máximo	28
15. Determinación de carga crítica a corte	30
16. Diagrama de corte de diseño	31
17. Armado final de viga principal	32
18. Detalle de armado de diafragma	33
19. Detalle de aleros	34
20. Armado final de aleros	36
21. Geometría cortina y viga de apoyo	37
22. Estado de cargas cortina y viga de apoyo	38
23. Armado final cortina y viga de apoyo	42
24. Detalle de apoyos de neopreno	45
25. Diagrama de presiones de los estribos	46

26. Carretera en construcción	61
27. Interpretación planimetría	62
28. Interpretación curvas de nivel	63
29. Sección típica pavimento	67
30. Armado final cortina	83
31. Geometría de la base	84
32. Estado de presiones	85
33. Diagrama cálculo pesos y momentos	86
34. Distribución de presiones pie y talón	88
35. Diagrama de presiones en el talón	90
36. Armado final muro de contención	92

TABLAS

I. Resultados caracterización tipo de suelo Proyecto puente vehicular aldea Santa Rosa	8
II. Cálculo de momento de volteo producido por el peso del estribo	47
III. Cálculo de momento estabilizante debido al muro	47
IV. Cálculo de momento estabilizante sin carga viva	50
V. Costos totales puente Aldea Santa Rosa	51
VI. Impactos ambientales negativos generados durante la construcción	55
VII. Impactos ambientales negativos generados durante la operación	56
VIII. Medidas de mitigación en la construcción y operación	57
IX. Costos de aplicación medidas de mitigación en la construcción y operación	58

X.	Resultados caracterización tipo de suelo proyecto rediseño de avenida de ingreso a Chiquimulilla	65
XI.	Relación del comportamiento de suelos	69
XII.	Categoría de carga por eje	70
XIII.	Tipos de suelos subrasante y valores aproximados de k	71
XIV.	Carga permisible por eje categoría 2, (diseño espesor de pavimento)	72
XV.	Valores de k para diseño sobre bases de suelo cemento (PCA)	73
XVI.	Valores de k para diseño sobre bases granulares (PCA)	73
XVII.	Interrelación aproximada de las clasificaciones de suelos y los valores soporte	74
XVIII.	Relación a/c para diferentes valores de resistencia a compresión	75
XIX.	Revenimientos recomendados para varios tipos de construcciones	76
XX.	Resistencia promedio a la compresión requerida	76
XXI.	Requisitos aproximados de agua para diferentes revenimientos y tamaños máximos nominales de los agregados	76
XXII.	Porcentaje de arena sobre agregado grueso	77
XXIII.	Resultados diseño mezcla de concreto pavimento, Rediseño de avenida de ingreso a Chiquimulilla	78
XXIV.	Cálculo de momentos y pesos del muro	85
XXV.	Presupuesto total Proyecto rediseño avenida de ingreso Chiquimuilla	93
XXVI.	Presupuesto Pavimento, Proyecto rediseño avenida de ingreso a Chiquimulilla	93
XXVII.	Materiales trabajos preliminares	94
XXVIII.	Cuantificación de materiales	95

XXIX. Cuantificación de mano de obra	96
XXX. Costos totales muro de contención	96
XXXI. Cronograma ejecución Muro de contención	97
XXXII. Impactos ambientales negativos generados durante la construcción	99
XXXIII. Impactos ambientales negativos generados durante la operación	99
XXXIV. Costos de aplicación medidas de mitigación en la construcción y operación	100
XXXV. Impactos, medidas de mitigación y etapa del proyecto en que ocurren	101

LISTA DE SÍMBOLOS

As	Área de acero de refuerzo
Av	Área de acero a corte
cm	Centímetros
CM	Carga muerta
CV	Carga viva
f'c	Resistencia del concreto
F'y	Resistencia del acero
kg	Kilogramos
kg/cm²	Kilogramos por centímetro cuadrado
l	Litros
m	Metros
m²	Metros cuadrados
M	Momento
Mu	Momento último
psi	Libras por pulgada cuadrada

Σ	Sumatoria
Ton	Toneladas
V	Velocidad

GLOSARIO

Alas, aleros	Unidades destinadas a contener el relleno de la carretera.
Anclaje	Sistema que sirve para fijar.
AASHTO	Siglas en ingles de la <i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i> .
Baranda	Armadura o muro construido a manera de remate de las aceras y que protegen a los vehículos y peatones.
Bombeo	Pendiente dada, para evacuar el agua pluvial.
Calidad	Cualidad que deben cumplir los materiales y los trabajos.
Camión unitario	Vehículo automotor de seis o más llantas, destinado al transporte de carga con peso bruto vehicular mayor de cuatro toneladas.
Claro	Espacio libre entre dos apoyos.
Cohesión	Fuerza que une, adherencia.

Cota de terreno	Número que en los planos topográficos indica la altura de un punto, sobre el nivel del mar o sobre otro plano.
Cuneta	Pequeño canal que se utiliza para drenar agua por los costados del camino.
Desplantar	Nivel donde se comienza a levantar o construir una cimentación.
Diafragma	Unidades usadas para evitar la deformación de vigas de la superestructura.
Esfuerzo	Acción enérgica de un cuerpo contra una acción.
Estribo	Elemento extremo auxiliar de los puentes para dar estabilidad.
Funcionalidad	Cualidad que debe cumplir un puente para proporcionar un buen servicio.
Gálibo	Dimensión mínima ideal autorizada para permitir el paso de vehículos sin problemas.
Infraestructura	Conjunto de obras que prestan un servicio a la comunidad.
Losa	Elemento estructural plano, que soporta directamente las cargas y las transmite a diferentes apoyos.

Luz	Longitud entre apoyos de un puente.
Neopreno	Material natural o artificial con propiedades similares a las del caucho, utilizado en apoyos de puentes.
Peso bruto vehicular	Suma del peso vehicular y el peso de la carga, en el caso de vehículos de carga; o suma del peso vehicular y el peso de los pasajeros, equipaje y paquetería en el caso de vehículos destinados al servicio de pasajeros.
Peso vehicular	Peso de un vehículo o combinación vehicular con accesorios, en condiciones de operación, sin carga.
Puente	Estructuras mayores de seis metros construidas para salvar depresiones del terreno.
Rasante	Proyección del eje de la corona de una carretera sobre un eje vertical.
Remolque	Vehículo con eje delantero y trasero no dotado de medios de propulsión y destinado a ser jalado por un vehículo automotor, o acoplado a un semirremolque.
Sobre elevación	Pendiente transversal descendente que se da a la corona hacia el centro de las curvas del alineamiento horizontal.

Tablero	Losa de un puente.
Tipología	Tipo de material.
Viga de apoyo	Es la parte superior del estribo sobre la que se apoya la súper estructura.

RESUMEN

Las vías de acceso son motivo de estudio, ya que estas generan progreso y dan como resultado una mejor calidad de vida para los seres humanos. Estas son de suma importancia para las comunidades rurales, ya que impulsan el desarrollo para sus habitantes, tal es el caso de las Aldeas Santa Rosa, La Rubia, Las Pozas y La Selva, en las cuales la necesidad de realizar un puente vehicular que les permita el acceso a una parte de la Aldea y de esta manera poder sacar con mayor rapidez sus productos y cultivos.

Al mismo tiempo debido a la gran cantidad de vehículos que circulan en el casco urbano de Chiquimulilla se ve la necesidad de habilitar una vía extra de acceso, la cual puede beneficiar a gran cantidad de automovilistas que ingresan a dicho municipio.

Estas son las mayores necesidades que afectan al municipio de Chiquimulilla, esperando con esto dar una solución técnica a los problemas que afectan a todos los habitantes y así contribuir con el crecimiento de la infraestructura de este municipio.

Los diseños se realizaron de acuerdo a especificaciones técnicas de la Asociación Americana de Carreteras y Puentes (AASHTO), con la implementación de los dos proyectos mencionados, la población se verá beneficiada en su calidad de vida además de impulsar el desarrollo de la zona al contar con vías de comunicación adecuadas que permitan el fácil acceso a esta zona.

OBJETIVOS

General :

Diseñar y planificar un puente vehicular sobre el río Los Esclavos en la aldea Santa Rosa y Rediseñar la avenida de ingreso a Chiquimulilla, en el Departamento de Santa Rosa.

Específicos :

1. Poner en práctica los conocimientos adquiridos en la carrera de Ingeniería Civil, en la Facultad de Ingeniería al momento de desarrollar proyectos reales.
2. Realizar la integración del presupuesto respectivo para cada comunidad.
3. Ayudar a los habitantes del municipio de Chiquimulilla a mejorar su infraestructura.

INTRODUCCIÓN

Las vías de comunicación son uno de los principales medios para fortalecer el desarrollo económico, social y cultural de las comunidades, el hombre ha creado infraestructura enorme, a través de la construcción de grandes carreteras y puentes. La Municipalidad de Chiquimulilla ha priorizado los proyectos de un puente vehicular sobre el río Los Esclavos en la aldea Santa Rosa y el rediseño de la avenida de ingreso al municipio de Chiquimulilla, ambos en el Departamento de Santa Rosa, buscando beneficiar directamente a los habitantes de la región.

Este trabajo de graduación tiene como propósito definir los diseños óptimos de los dos proyectos de acuerdo a las especificaciones de la AASHTO, para que posteriormente sea construido por las autoridades correspondientes. El capítulo uno incluye la monografía del municipio de Chiquimulilla donde se presenta información sobre aspectos de clima y socioeconómicos del lugar, mientras que el capítulo dos se presenta el diseño del puente vehicular sobre el río Los Esclavos en la aldea Santa Rosa de acuerdo a los criterios utilizados.

Dentro del capítulo tres se presenta el diseño del proyecto el rediseño de la avenida de ingreso al municipio de Chiquimulilla, departamento de Santa Rosa; siguiendo las especificaciones de diseño. Por último se incluyen las conclusiones y recomendaciones surgidas en el presente estudio, dependerá de la experiencia y creatividad del proyectista utilizar la combinación estructural y de materiales adecuada, a efecto de que brinde una solución acorde a las condiciones existentes de la comunidad.

1. INVESTIGACIÓN

1.1. Monografía del municipio de Chiquimulilla

1.1.1. Ubicación

Se encuentra a una altura de 294 m.s.n.m. al sur del departamento de Santa Rosa en las faldas del volcán Tecuamburro, en la latitud norte 14° 05'18" y longitud oeste 90°22'48".

1.1.2. Extensión territorial y colindancias

El municipio de Chiquimulilla es el de mayor extensión y uno de los más importantes del departamento de Santa Rosa, alcanza los 499 kilómetros cuadrados, colinda al norte con Cuilapa y Pueblo Nuevo Viñas (Santa Rosa); al este con Pasaco y Moyuta (Jutiapa); Santa María Ixhuatán y San Juan Tecuaco (Santa Rosa); al sur con el Océano Pacífico y al oeste con Guazacapán.

1.1.3. Vías de acceso

Del municipio de Chiquimulilla a la cabecera departamental hay 42.0 km, y hacia la ciudad capital dista 107.0 km vía Cuilapa y 116 km vía Escuintla. Las rutas de acceso están asfaltadas; las aldeas, caseríos y fincas tienen fácil acceso a la cabecera municipal por caminos de terracería, transitables para vehículos automotores.

1.1.4. Aspectos climáticos

El clima del municipio es cálido, con temperaturas que van desde los 25 a los 35 grados centígrados, las principales zonas de vida son bosque muy húmedo sub-tropical (cálido) y bosque seco sub-tropical.

1.1.5. Topografía del terreno

La Topografía de este municipio es plana, en su mayor extensión, excepto hacia el norte, que es irregular, encontrándose las siguientes elevaciones: Los Cerritos; La Gavia; La Cebadilla; y La Soledad; Las Montañas; La Máquina; Santa Clara; y el volcán de Tecuamburro que es la mayor, con 1946 metros sobre el nivel del mar. Riegan su territorio varias corrientes fluviales que son los ríos: Los Esclavos (el mayor), Margaritas, Pinzón, Las Marías, Ixcatuná, Frío, Urayala, Umoca, Sinacantán, El Jute, De Oliveros, Usuma, Grande, Las Flores, Ulapa y Paso Caballos; los riachuelos Santa Catarina, Champote, Aguacoco, Guichipi, La Corona, así como numerosas quebradas.

1.1.6. Enfoque del impacto económico

El municipio cuenta con una vasta producción agropecuaria y con muchos recursos naturales que favorecen a su economía, además del gran comercio que existe actualmente. Los cultivos principales son café, arroz, y banano; en menor escala legumbres y frutas regionales. En su selva se encuentran animales silvestres de caza y en sus aguas marítimas y fluviales abundan los peces y crustáceos. En cuanto a ganadería, Chiquimulilla es uno de los mayores productores de bovinos del país, pues hay fuertes fundaciones ganaderas que abastecen al mercado interno y el de exportación.

1.1.6.1. Aldea Santa Rosa

A través de visitas a la comunidad, entrevistas con autoridades y pobladores se establecieron las necesidades de proyectos de infraestructura, determinando que las vías de acceso son importantes ya que generan progreso para las comunidades rurales, tal es el caso de la Aldea Santa Rosa donde es necesario un puente vehicular sobre el río Los Esclavos para mejorar la comunicación y permitir que las actividades comerciales se realicen de mejor manera.

1.1.6.2. Cabecera municipal Chiquimulilla

A través de visitas a la comunidad, entrevistas con autoridades y pobladores se establecieron las necesidades de proyectos de infraestructura, determinando que las vías de acceso son importantes ya que generan progreso para las comunidades rurales, tal es el caso del municipio de Chiquimulilla donde es necesario el rediseño de la avenida de ingreso para mejorar la comunicación y permitir el desarrollo del municipio.

Figura 1 Croquis ubicación municipio Chiquimulilla



Microsoft © Encarta © 2007. © 1993-2006
Microsoft Corporation. Reservados todos los
derechos.

2. SERVICIO TÉCNICO PROFESIONAL

2.1. Diseño de puente vehicular sobre el río Los Esclavos en la aldea Santa Rosa.

El objetivo del proyecto es el de integrar de mejor manera a los habitantes de la aldea Santa Rosa con el resto de municipios del departamento de Santa Rosa, por medio de un puente vehicular sobre el río Los Esclavos, con lo que tendrán mayores facilidades de comunicación. A los puentes los podemos clasificar de la siguiente manera:

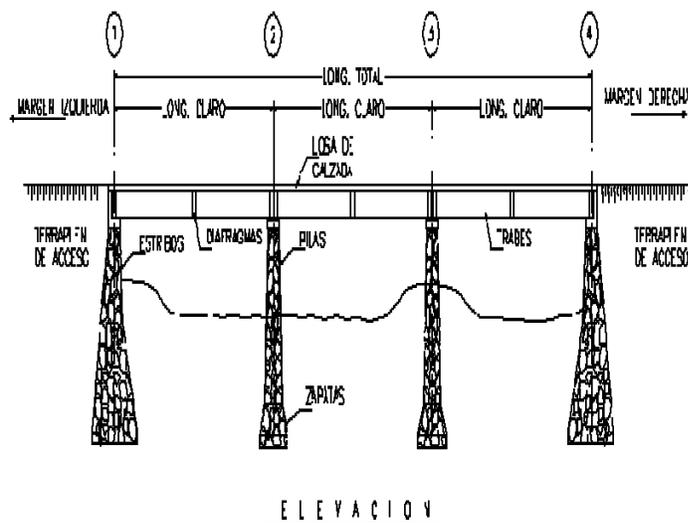
- Función y utilización
 - Puentes peatonales.
 - Puentes, viaductos o pasos carreteros.
 - Puentes, viaductos o pasos ferroviarios.
- Materiales de construcción
 - Madera.
 - Mampostería.
 - Acero estructural.
 - Concreto armado.
 - Concreto presforzado.
- Tipo de estructura.
 - Librementemente apoyados.
 - Tramos continuos.
 - Arcos.
 - Atirantados.
 - Colgantes.

La carga viva de diseño corresponde a un camión H 15-44, se aplicaron especificaciones de la AASHTO.

El puente será de una sola vía, de 18 metros de largo, 6.0 metros de ancho efectivo, contará con los siguientes elementos estructurales:

- Estribos de concreto ciclópeo
- Viga de apoyo
- 3 vigas principales
- Diafragmas externos
- Losa de rodadura y banquetas de concreto reforzado
- Barandas

Figura 2 Sección típica de puente de concreto reforzado



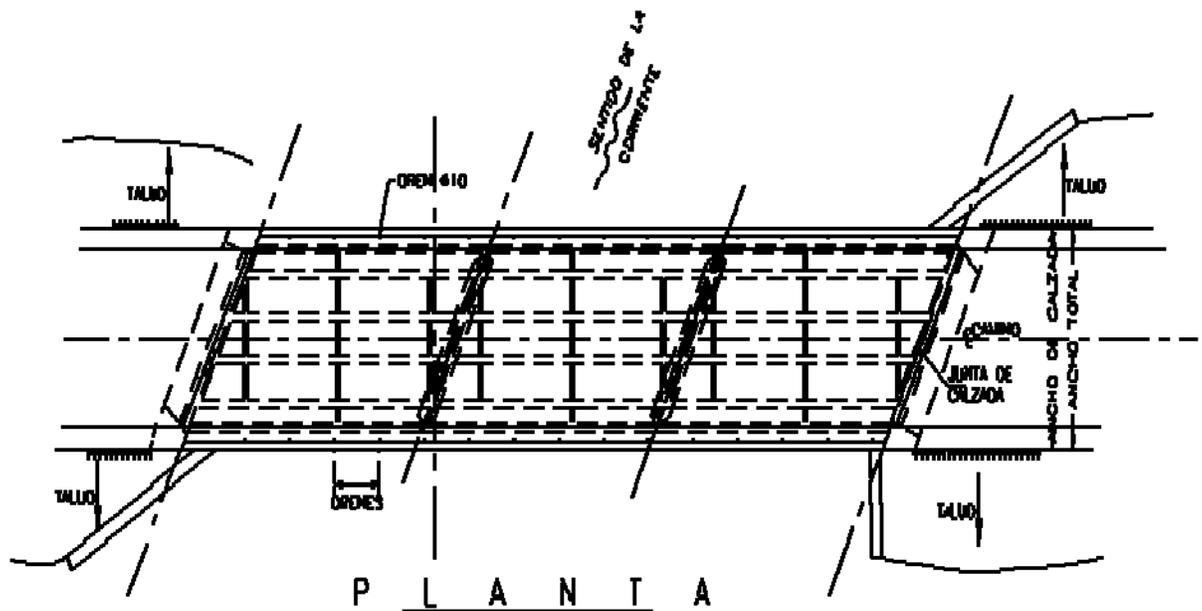
2.1.1. Levantamiento topográfico

Constituye uno de los elementos básicos para el diseño de puentes, proporciona datos necesarios para la determinación de la geometría de las partes constitutivas de la estructura. Para el levantamiento topográfico se utilizó el método taquimétrico, requiriendo el siguiente equipo:

- Teodolito

- Nivel de precisión
- Cinta métrica de 50 m
- Estadal de 4 m
- Estacas
- Plomada

Figura 3 Planta típica de puente de concreto reforzado



2.1.2. Estudio de suelos

Se realizaron dos pozos de 1 m de diámetro y 1 m de profundidad, se tomó una muestra inalterada que fue trasladada al laboratorio de Mecánica de suelos del Centro de Investigaciones de Ingeniería USAC. para su análisis. Para el valor de la capacidad soporte del terreno se cálculo primero la capacidad de carga límite, en base a la siguiente fórmula:

$$q_u = C N_c + q N_q + \gamma B N_w, \text{ donde}$$

- q_u capacidad de carga límite
- C coeficiente de cohesión del suelo 5.5 T/m^2
- Ángulo de fricción interna $\phi = 15.8^\circ$

- γ peso específico del suelo (1.93 Ton/m³)
- B base del cimiento (2.8 m)
- $q = \gamma D$, (D = desplante cimiento 4.0 m)
- N_c , N_q , N_w factores de capacidad de carga están en función del ángulo de fricción.
- q_u debe de afectarse por un factor de seguridad que de acuerdo a
- Tersaghi no debe ser menor de tres (se tomará 3.75), $q_u = 128.3$ y
Capacidad soporte = $128.3/3 = 42.8$ Ton/m²

**Tabla I Resultados caracterización tipo de suelo
Proyecto puente vehicular aldea Santa Rosa**

Resultados caracterización del tipo de suelo		
Ensayo	Resultados	Clasificación de suelo
Compresión triaxial (no consolidado y no drenado)	<ul style="list-style-type: none"> • Coeficiente de cohesión del suelo 5.5 Ton/m² • Ángulo de fricción interna 15.8° • Capacidad soporte 42.8 Ton/m² 	Limo arcilloso color negro

2.1.3. Estudio hidrológico

En el análisis de predeterminación de avenidas por cualquier método se obtiene una estimación del caudal máximo que tiene una determinada probabilidad de ocurrir en un período de cierto número de años. Mientras más grande sea este período, la probabilidad de que ocurra cierta avenida es menor, los caudales obtenidos serán mayores y las obras a construirse deberán ser más seguras, por lo tanto, más caras. Por lo tanto, se recomienda diseño a un nivel de crecidas con cierta periodicidad, en este proyecto, el periodo de diseño tomado fue de 30 años.

2.1.3.1. Crecientes

Se pueden dividir en tres categorías, estas son las siguientes:

- Crecida normal, la que regularmente mantiene el río, varía muy poco.
- Crecida máxima, la que ocurre de manera anual en el río.
- Crecida máxima extraordinaria, cuando se da un fenómeno natural extraordinario.

2.1.3.2. Cálculo de caudal máximo

2.1.3.2.1. Método racional

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

$$Q = CIA / 360 \text{ m}^3/\text{s}, \text{ donde:}$$

C (coeficiente de escorrentía)

I (intensidad de lluvia mm/hora)

A (área de la cuenca hectáreas)

2.1.3.2.2. Método de sección-pendiente

Este método es empírico no es necesario realizar una investigación profunda en cuanto a intensidad de lluvia y características de la cuenca se refiere; se basa en informaciones de orden general, es necesario determinar la altura máxima de agua alcanzada por una corriente en el pasado. Se considera la información de campo (para determinar la pendiente y la cota de crecida máxima del terreno se utilizaron los datos obtenidos en el estudio topográfico), fue el método utilizado para el cálculo del caudal máximo, considerando la siguiente información:

- Calcular el área transversal de la sección del río.

- Calcular el radio hidráulico.
- Calcular la velocidad (fórmula de Manning).
- Calcular el caudal.

Datos:

Área_H = área transversal de la sección del río = 22.0 m²

P_m = perímetro mojado = 12.4 m

R_H = radio hidráulico = Área/P_m = 1.80 m

h_{aguas arriba} = 96.2 m

h_{aguas abajo} = 94.5 m

D_h = distancia horizontal = 120.2 m

S (pendiente) = ((h_{aguas arriba} - h_{aguas abajo}) / D_h) * 100 = 1.5 %

n = número de manning = 0.04 en rocas desagarradas e irregulares

Resultados:

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

V = 4.4 m/s

Q = caudal = V * A

Q = 96.0 m³/s

2.1.4. Geometría del puente

2.1.4.1. Espaciamiento entre pilas, orientación y tipo.

Las pilas de un puente deben ubicarse de manera que produzcan la mínima obstrucción a la corriente. En general, deben colocarse paralelamente a la dirección de la misma en épocas de avenidas. Asimismo, para dar paso a los materiales de arrastre y a los hielos, los claros del puente y el espacio libre vertical deberán tener la amplitud adecuada, de acuerdo con el tipo de pila y en caso necesario emplear desviadores de materiales de arrastre.

2.1.5. Selección del tipo de estructura

Los criterios de selección de la estructura fueron los siguientes:

- Elementos post tensados: se pueden cubrir grandes luces, pero tienen el inconveniente que se necesita de grúa para su montaje, equipo especial para tensar el puente, mantenimiento frecuente y costoso, etc.
- Elementos pretensados: se pueden cubrir grandes luces, pero tienen el inconveniente que se necesita transporte desde la capital, grúa para su instalación, mantenimiento frecuente y costoso.
- Elementos de acero: cubren luces grandes y pequeñas, pero se tiene el inconveniente que se necesita de grúa para su montaje, transporte desde la capital y mantenimiento frecuente y bastante costoso.
- Elementos de concreto reforzado fundidos *in situ* se pueden cubrir luces de hasta 25 metros sin apoyo central, no necesita equipo especial para su construcción, se pueden aprovechar materiales del lugar, el mantenimiento es sencillo y económico. de entre estas opciones, se eligió la alternativa del concreto reforzado fundido *in situ* debido a las ventajas que ofrece este sistema constructivo.
- Así también los requisitos de la AASHTO para puentes de concreto reforzado considerados en la presente propuestas son los siguientes:
 - Recubrimientos (AASHTO 8.22): medidos del rostro de la barra a la superficie del concreto son 8 cm para cimientos y muros, 5 cm para losas arriba y 2.5 cm abajo, 5 cm para columnas y vigas.
 - Longitud de desarrollo (AASHTO 8.24.1.2): se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria a partir del punto donde se requieren por diseño, siendo esta la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra o $L/20$.
 - Traslapes (AASHTO 8.25): se calcularán sobre la base de la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No. 11 de tal modo que desarrollen un 125 %

del F'y nominal de la barra, siguiendo la especificación AASHTO 8.33.2, evitando localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea, deberán de colocarse alternos a cada 60 cm.

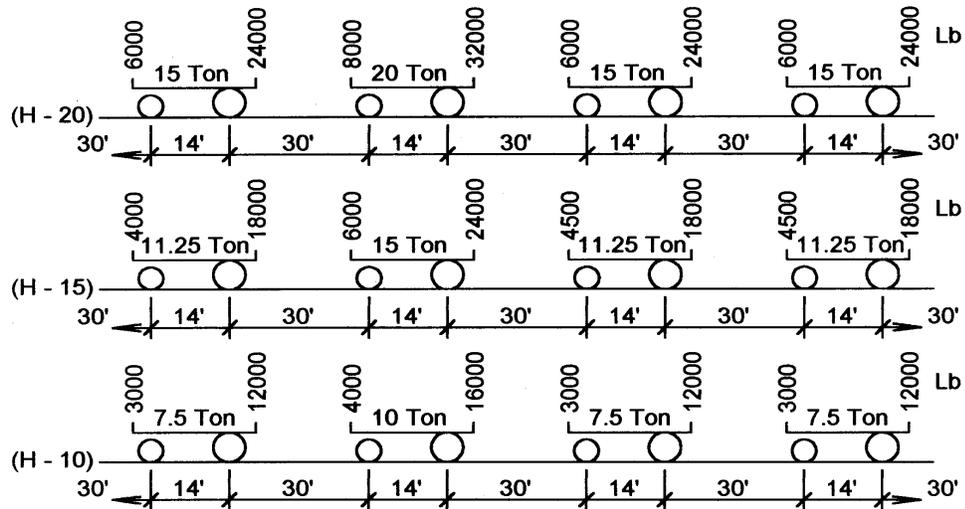
- Ganchos (AASHTO 8.23.22): los dobleces deberán ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre cuando se trata de 180° ó 12 diámetros cuando se trata de 90°.
- Se deberán de seguirlas normas establecidas para manojos de barras respecto a su cantidad, longitud de desarrollo y recubrimientos, siguiendo los lineamientos del artículo 8.21.5 de la AASHTO.

2.1.6. Diseño de la superestructura

Esta comprende todos los componentes que se encuentran por encima de los elementos de soporte, estará compuesta por losa de rodadura, 3 vigas principales, 3 diafragmas y banquetas laterales. Los datos necesarios para el diseño de la superestructura fueron los siguientes:

- Luz libre: 17.00 m
- Ancho útil: 6.0 m
- Luz eficaz: 18.00 m
- Ancho total: 8.00 m
- f'c del concreto: 210.0 kg/cm²
- Densidad del concreto: 2400.0 kg/m³
- Densidad concreto ciclópeo 2700.0 kg/m³
- F'y acero 2810.0 kg/cm²
- Capacidad soporte del suelo 42.8 ton/m²
- Carga viva HS 15-44

Figura 4 Tren de cargas para los camiones H



2.1.6.1. Pre-dimensionamiento

2.1.6.1.1. Losa

De acuerdo a la AASHTO, el espesor de la losa (t), no será menor de 15 cm, se calcula con la siguiente expresión:

$$t = 1.2(l + 3.05) / 30$$

t = espesor de la losa

L = distancia entre vigas (1.47 m)

$t = 0.19$ se adopta un espesor $t = 0.20$ m

2.1.6.1.2. Viga principal

En el diseño de las vigas, la AASHTO considera que el peralte se considere de $L/16$ a $L/12$ y para la base tomar $2/5$ del peralte de la viga.

$$H_{vp} = L / 16$$

H = peralte de la viga

L = luz efectiva del puente (18 m)

H = 1.125 m se tomará 1.15 m

$B_{vp} = 2/5 * H_{vp}$

B = base de la viga

H = peralte de la viga

B = 0.46 m se tomará 0.50 m

2.1.6.1.3. Diafragmas externos e intermedio

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

$H_{diaf} = 1/2 * H_{vp}$

H_{diaf} = peralte del diafragma

H_{vp} = peralte de la viga principal

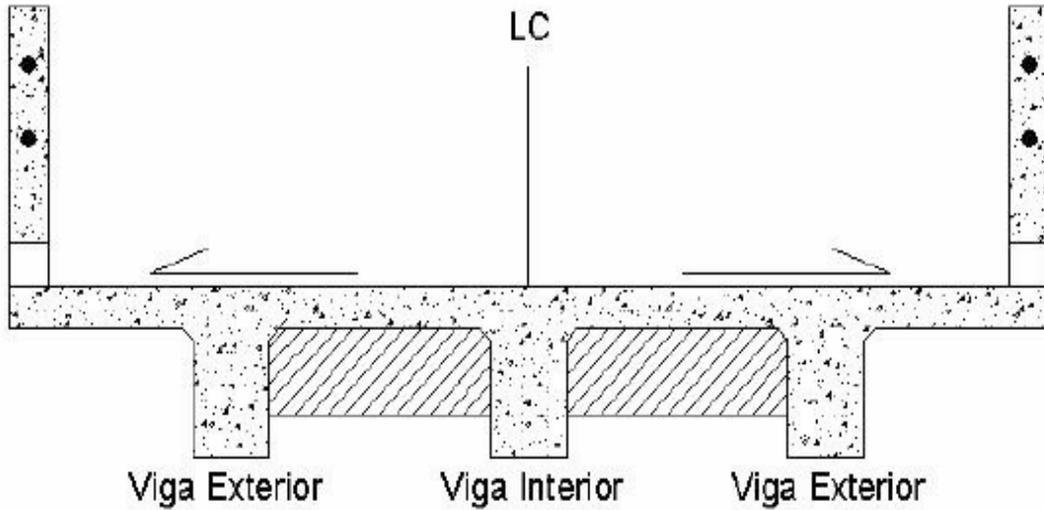
$H_{diaf} = 1.15 / 2 = 0.575$ m se tomará 0.60 m

Base mínima será 0.30 m

$B_{diaf} = 2/5 * H_{vp}$

B = 0.24 usamos 0.25 m

Figura 5 Sección transversal de superestructura

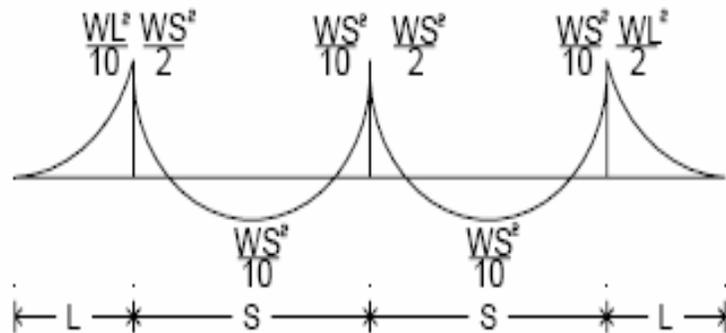


2.1.6.2. Análisis y diseño de losa

2.1.6.2.1. Cálculo de momentos

Se incluyen los momentos debidos a la carga muerta, carga viva y por impacto, con ellos se integra el momento total con el que se calcula el acero de refuerzo.

Figura 6 Momentos en losa



2.1.6.2.1.1. Momento por carga muerta

Se obtiene al calcular los momentos, de acuerdo a lo indicado por el ACI

$$M_{cm} = W \cdot L^2 / 10, \text{ donde}$$

M_{cm} = momento debido a carga muerta (kg-m)

L = longitud entre vigas (1.47 m)

Se integra por todos los pesos propios de la estructura del puente, de acuerdo a la siguiente forma:

$$W = W_{\text{concreto}} \cdot t$$

$$W_{\text{losa}} = 0.20 \cdot 1.0 \cdot 2400 = 480.0 \text{ kg/m}$$

$$M_{cm} = (480 \cdot 1.47^2) / 10$$

$$M_{cm} = 518.6 \text{ kg-m}$$

2.1.6.2.1.2. Momento por sobrecarga (momento por carga viva)

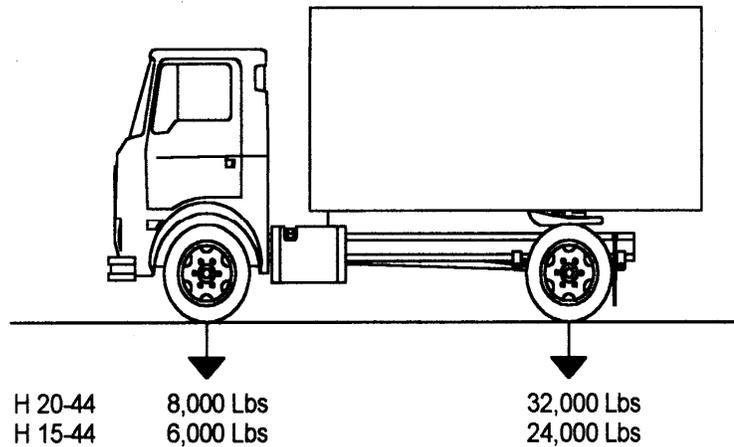
$$M_{cv} = (0.8 \cdot (5+2)) \cdot P / 32$$

S = luz libre entre vigas en pies (1.47 m)

P = carga de cada llanta de camión HS 15 en libras (12000 lb)

$$M_{cv} = 266.4 \text{ kg-m}$$

Figura 7 Carga viva estándar de camiones H



2.1.6.2.1.3. Momento por impacto
(cargas de impacto)

Son cargas dinámicas producidas por el paso de camiones en el puente, por esta razón se deben de considerar cargas adicionales (impacto), estas se calculan como una fracción de la carga viva (incremento), AASHTO 1.2.12 recomienda utilizar un valor menor o igual al 30 %, de donde:

$$I = 15 / (L+38)$$

L = luz entre apoyos (1.47 m)

$$I = 0.26 < 0.30 \text{ usar } I = 1.26 (600)$$

2.1.6.2.1.4. Momento total

Se calcula para poder obtener el acero de refuerzo de acuerdo a las fórmulas ya conocidas:

$$M_u = 1.3 * (M_{cm} + 5/3 * M_{cv} + \text{impacto})$$

$$M_u = 1.3 * (518.6 * 5/3 + 1.3 * 266.4)$$

$$M_u = 1454.5 \text{ kg-m}$$

2.1.6.2.2. Cálculo del peralte

Para su cálculo se utiliza la siguiente expresión $d = t - \text{recubrimiento} - \frac{1}{2} \emptyset$, con la siguiente información:

- \emptyset de varilla a utilizar (No. 5)
- t espesor de la losa
- Recubrimiento mínimo $d = 20 - 2.5 - \frac{1}{2} (1.27) = 16.9 \text{ cm}$

2.1.6.2.3. Cálculo del acero de refuerzo

Se usarán los datos y fórmulas siguientes:

- $A_s = [M_u / \emptyset * F_y * (d - a/2)]$
- $a = A_s * F_y / (\beta_1 * f_c * b)$
- $$A_s = \left[db - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M * b}{0.003825 * f_c}} \right] * \frac{0.85 f_c}{F_y}$$
- $M_u = 1454.5 \text{ kg-m}$
- $\emptyset = 0.90$
- $b = 100 \text{ cm}$
- $d = 16.9 \text{ cm}$
- $A_s = 3.43 \text{ cm}^2$
- $\rho_{min} = 14.1 / F_y$
- $A_{s_{min}} = \rho_{min} * b * d$
 $A_{s_{min}} = 0.005 * 100 * 16.9 = 8.48 \text{ cm}^2$
- $\rho_{bal} = \beta_1 [0.003 / (F_y / \epsilon_{acero}) + 0.003] * (f_c / F_y) = 0.037$

- $\epsilon_{\text{acero}} = 2.1 \text{ E}+06 \text{ kg/cm}^2$
- $\beta_1 = 0.85$
- $F'y = 2810.0 \text{ kg/cm}^2$
- $\rho_{\text{max}} = 0.5 * \rho_{\text{bal}}$
- $A_{\text{smax}} = 0.5 * \rho_{\text{bal}} * b * d$
 $A_{\text{smax}} = 0.5 * 0.037 * 100 * 16.9 = 31.3 \text{ cm}^2$

2.1.6.2.3.1. Refuerzo transversal cama inferior

Como el $A_s < A_{\text{min}}$ ($3.43 < 8.48$) usar acero mínimo (8.48 cm^2), el espaciamiento se calcula de la siguiente manera (considerando varilla No. 5, área = 1.98 cm^2),

$$\frac{8.48 \text{ cm}^2}{1.98 \text{ cm}^2} = \frac{100 \text{ cm}}{S} = 23.3$$

por lo que el armado queda No. 5 @ 0.20 m perpendicular al tráfico.

2.1.6.2.3.2. Refuerzo transversal cama superior

Se calcula solamente por temperatura, de acuerdo a la siguiente expresión

$$A_{\text{s tem}} = 0.002 * b * t$$

$A_{\text{s tem}} = 4.0 \text{ cm}^2$, el espaciamiento se calcula de la siguiente manera (considerando varilla No. 4, área = 1.27 cm^2),

$$\frac{4.0 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2} = \frac{100 \text{ cm}}{S} = 31.8$$

por lo que el armado queda No. 4 @ 0.30 m perpendicular al tráfico.

2.1.6.2.3.3. Refuerzo longitudinal
camas superior e inferior

La AASHTO 3.24.10.2 recomienda que debe ser el 67 % como máximo del refuerzo transversal, de donde $A_s = 0.67 * 8.43 = 5.64 \text{ cm}^2$, el espaciamiento se calcula de la siguiente manera (considerando varilla No. 4, área = 1.27 cm^2)

$$\frac{5.64 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}^2} \times 100 \text{ cm} = S = 22.3$$

por lo que el armado queda No. 4 @ 0.20 m perpendicular al tráfico.

Nota ver planos en apéndice 2.

Figura 8 Detalle longitudinal del armado final de la losa

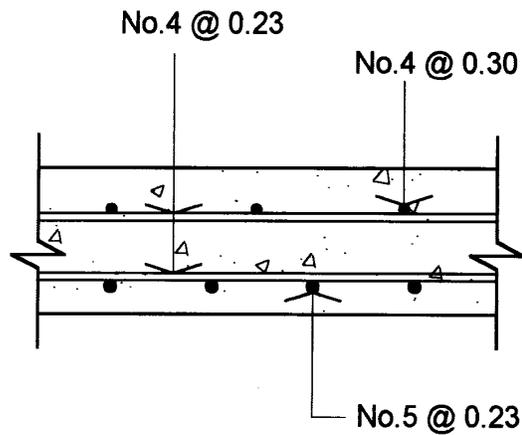
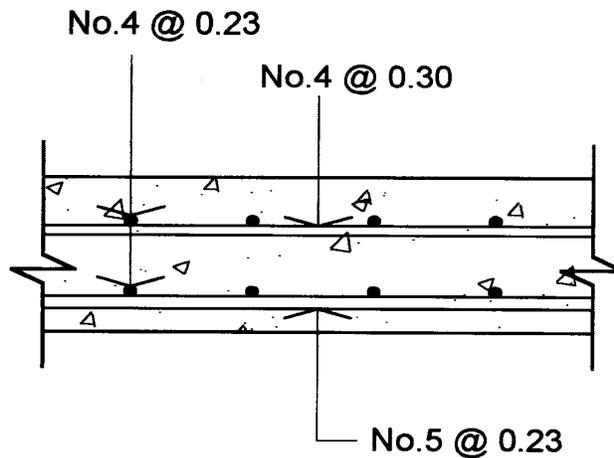


Figura 9 Detalle transversal del armado final de la losa



2.1.6.2.4. Diseño de la banquetta

Será una prolongación de la losa, por lo que el armado queda de la siguiente manera:

- Cama inferior No. 5 @ 0.20 m transversal
- Cama superior No. 4 @ 0.30 m transversal
- Para ambas camas No. 4 @ 0.20 m longitudinal

2.1.6.3. Análisis y diseño de barandal (pasamanos y postes)

Los postes serán de concreto y el pasamanos tubería de acero, de acuerdo a AASHTO 2.7.1.

2.1.6.3.1. Pasamanos

Los miembros longitudinales se diseñarán como vigas continuas, con la carga mayor 446.5 kg/m (300.0 lb/pie), se utilizarán tubos de Ø 2" estándar (AISC 89) contándose con la siguiente información:

Distancia entre postes $L = 2.76$ m (8.6 pies)

$D_{\text{exterior}} 2.4 \text{ pul}$

$D_{\text{interior}} 2.1 \text{ pul}$

Inercia del tubo $I = 0.665 \text{ pul}^4$

$C = \text{Ø}_{\text{ext}} / 2$

el momento del tubo se calcula de la siguiente manera:

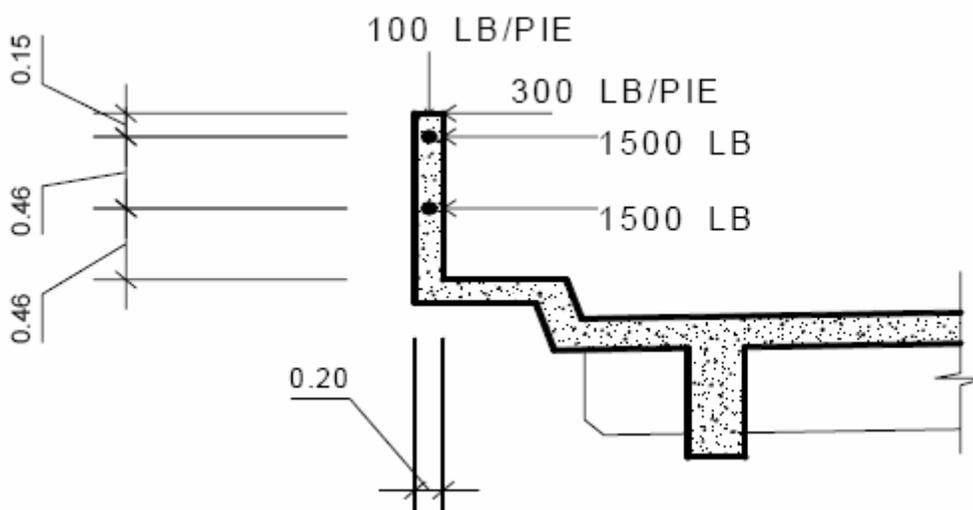
$M_{\text{tub}} = S \cdot f = 0.56 \cdot 20000 = 933.3 \text{ lb-pie}$

el momento actuante entre cada tramo se calcula de la siguiente manera

$W_{\text{cm}} = w \cdot L^2 / 10$

$M = 726.2 \text{ lb-pie}$, como $M_{\text{tub}} > M_{\text{act}}$ podemos usar tubo de $\text{Ø } 2''$ estándar (AISC 89).

Figura 10 Diagrama de cargas en el barandal



2.1.6.3.2. Postes

Serán de concreto con una sección de $0.15 \cdot 0.20 \cdot 1.0 \text{ m}$ @ 2.76 m , se seguirá el procedimiento del ACI para su diseño a flexo compresión (carga axial más un momento), calculando primero su esbeltez, luego se harán los cálculos de la columna bajo la carga de compresión solamente para determinar el punto

1 seguidamente se calcula únicamente para la acción del momento de flexión que será el punto 2, el punto 3 se obtiene del diagrama de falla balanceada al analizar el compartimiento combinado de los materiales.

- Cálculo de carga y momento y momento último

$$W_{CM} = 1.3 \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 \cdot 0.20\text{m} \cdot 0.20\text{m} \cdot 1.07\text{m} = 133.54 \text{ kg} = 294.40 \text{ lb}$$

$$W_{\text{tubo}} = 1.3 \cdot 3.65 \cdot 6.43 \cdot 2 = 61.02 \text{ lb}$$

$$W_{CV100 \text{ lb-pie}} = 100 \cdot 0.4921 = 49.21 \text{ lb}$$

$$W_{CV300 \text{ lb-pie}} = 300 \cdot 3.50 = 1050.0 \text{ lb}$$

$$P_t = 294.40 \text{ lb} + 61.02 \text{ lb} + 49.21 \text{ lb} = 404.63 \text{ lb} = 183.54 \text{ kg}$$

$$M_{t1} = 1050 \cdot 1.5 + 227.72 \cdot 0.246 + 1500 \cdot 1.50 = 8381.02 \text{ lb-pie} = 1158.72 \text{ kg-m}$$

$$M_{t2} = 1150.97 \text{ kg-m}$$

- Diseño a flexión

Datos:

$$M_u = 1158.72 \text{ kg-m}$$

$d = t$ – recubrimiento (según AASHTO min. 2.5 cm.)

$$d = 20 - 2.5 = 17.5 \text{ cm.} = 6.89 \text{ pulg.}$$

a = diámetro de hierro propuesto (1/2" = 1.27 cm.)

b = franja unitaria 20 cm. = 7.87 pulg.

$A_s = 2.71 \text{ cm}^2 = 0.42 \text{ pulg}^2$, el armado queda 2 No. 4 + 1 No. 3 = 0.50 pulg²

$$A_{s_{\text{min}}} = 0.0050 \times 7.87 \text{ pulg} \times 6.89 \text{ pulg} = 0.27 \text{ pulg}^2$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = 0.0186 \times 7.87 \text{ pulg} \times 6.89 \text{ pulg} = 1.01 \text{ pulg}^2$$

Por lo tanto utilizamos el A_s calculado = 0.50 pulg², el armado queda 2 No. 4 + 1 No. 3 como refuerzo a tensión y 2 No. 4 en el área a compresión.

- Diseño a flexo compresión

Se debe de chequear la esbeltez para proceder al diseño.

$$E_{sb} = K \cdot L/r = 30$$

$K = 2$ (condición de apoyo libre en un extremo)

$$L = 3.5 \text{ pie}$$

$$r = 0.30 * h = 0.30 * 0.65\text{pie} = 0.20 \text{ pie}$$

$$Esb = 2*3.5\text{pie}/0.20\text{pie} = 35$$

Debido a que no chequea la esbeltez de la columna se deberá de encontrar magnificadores. Con $\delta = 1.07$, magnificando tenemos:

$$M_u = 1.07*1150.97 = 1231.54 \text{ kg -m}$$

Datos:

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

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

$$d = 17.5 \text{ cm.}$$

$$d' = 2.50 \text{ cm.}$$

$$M_u = 1,231.54 \text{ kg-m}$$

$$P_u = 125.97 \text{ kg.}$$

$$A_{s_{\text{tensión}}} = 2.95 \text{ cm}^2 = 0.45 \text{ pulg}^2$$

$$A_{s_{\text{comp.}}} = 2.53 \text{ cm}^2 = 2 \text{ No. 4}$$

Debido a que el área de acero encontrado en el diseño a flexo compresión, es menor al área de acero propuesto en el diseño a flexión ($0.45 \text{ pulg}^2 < 0.50 \text{ pulg}^2$) por lo tanto utilizaremos 0.45 pulg^2 .

- Diseño a corte para el poste

$$V_u = 1500\text{lb} + 1500\text{lb} + 300\text{lb}/\text{pie} * 3.28\text{pie} = 3984 \text{ lb} = 1807.11 \text{ kg}$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * b * d$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 20 * 17.5 = 2284.93 \text{ kg}$$

$$V_u < V_r$$

Como el corte que resiste el concreto (V_r) es mayor al corte último aplicado en el poste del barandal (V_u), por lo tanto utilizaremos área de acero mínimo por corte para fijar el refuerzo longitudinal, y de acuerdo a la AASHTO tenemos la siguiente expresión:

$$Ascorte = 3.5 * b * s / 2 * F_y$$

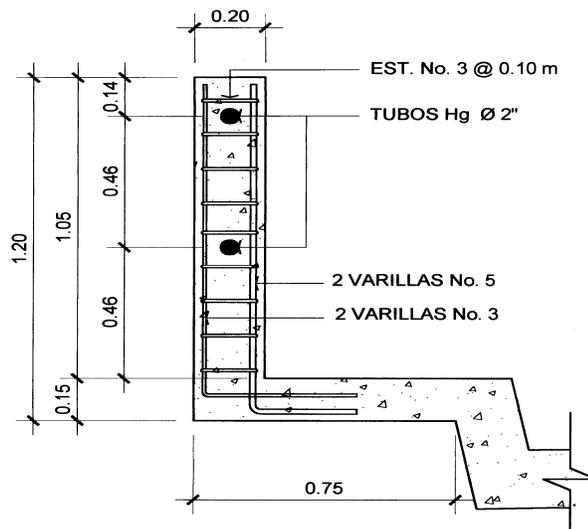
S = espaciamiento entre estribos (según AASHTO no debe exceder de $d/2$ donde d = lado menor del miembro).

$$A_s = 0.12 \text{ cm} = 2 \text{ No. 2 @ } 0.10 = 0.32 \text{ m}$$

- Armado total del poste:

$$4 \text{ No. 4} + 1 \text{ No. 3} + \text{estribo No. 2} = 0.32 \text{ cm}^2 @ 10 \text{ cm}$$

Figura 11 Armado final del poste



2.1.6.4. Análisis y diseño de viga principal

Para no tener que hacer un chequeo por deflexiones se recomienda un peralte no menor de la luz efectiva/16, y la base no será menor que el peralte entre 3.5 para no chequear el alabeo.

2.1.6.4.1. Cálculo de momentos

2.1.6.4.1.1. Momento por carga muerta

Corresponde a la sumatoria de momentos por cargas que actúan en la viga, se calcularon de la siguiente manera:

$$W_{\text{losa}} = 520.0 \text{ kg/m ancho}$$

$$W_{\text{viga}} = b \cdot h \cdot \gamma_{\text{concreto}} = 0.50 \cdot 1.15 \cdot 2400 = 1380.0 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{diafragma}} = (b \cdot h \cdot \gamma_{\text{concreto}}) / \text{No de diafragamas} = 720.0 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{totalviga}} = 520.0 + 1380.0 + 216.0 = 2116.0 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{cm}} = W_{\text{totalviga}} \cdot 1.4 = 2116.0 \text{ Kg/m ancho} \cdot 1.4 = 3024.0 \text{ kg/m}$$

$$\text{Max} = W_{\text{cm}} \cdot L^2 / 8 = 122472.0 \text{ kg-m}$$

2.1.6.4.1.2. Momento por sobrecarga

De acuerdo a la AASHTO cuando la separación entre vigas, $S=2$, la carga sobre cada viga será la reacción de carga por rueda, la fracción de carga de la rueda que absorbe cada viga es $S/1.75$, luego la fracción de carga $1.42/1.75 = 0.81$, y luego la carga por rueda es igual a:

$$C_{\text{traserera}} = P \cdot \text{fracción de carga} \cdot \text{factor de carga última}$$

$$P = 12000 \text{ lb (5443.1 kg)}$$

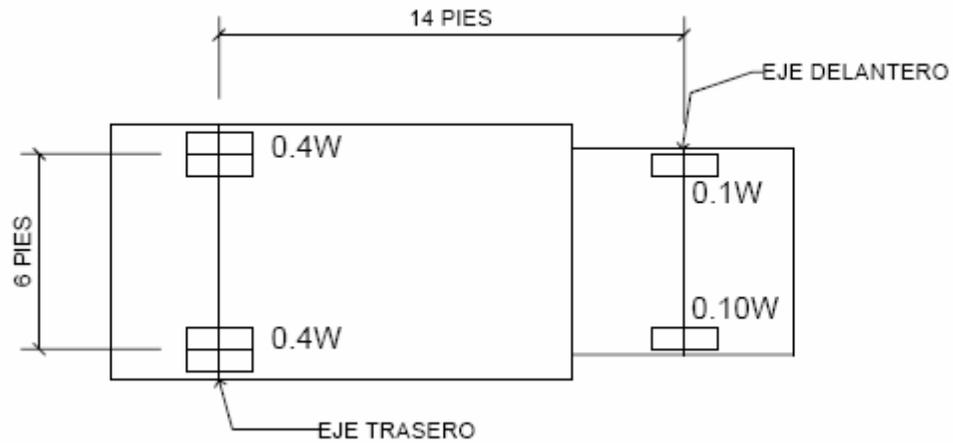
$$C_{\text{traserera}} = 5443.1 \cdot 0.81 \cdot 1.7 = 7495.2 \text{ kg}$$

$$C_{\text{rdelantera}} = P \cdot \text{fracción de carga} \cdot \text{factor de carga última}$$

$$P = 6000 \text{ lb (2721.6 kg)}$$

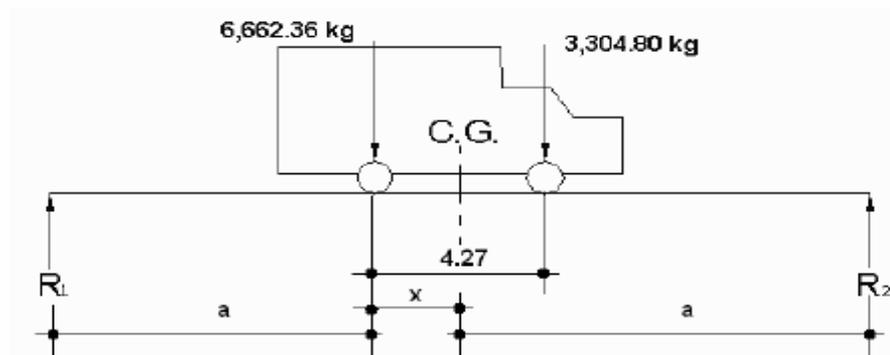
$$C_{\text{rdelantera}} = 2721.6 \cdot 0.81 \cdot 1.7 = 3747.6 \text{ kg}$$

Figura 12 Distribución de cargas



Estas cargas se aplican en la condición crítica de acuerdo al siguiente diagrama de cargas:

Figura 13 Determinación de centro de gravedad de camión H



$\Sigma M_{CG} = 0$, $M_{cg} = 7495.2 \cdot X = 3747.6 \cdot (4.27 - X)$, $X = 1.42$ m con este resultado, despejamos el valor de la siguiente igualdad:

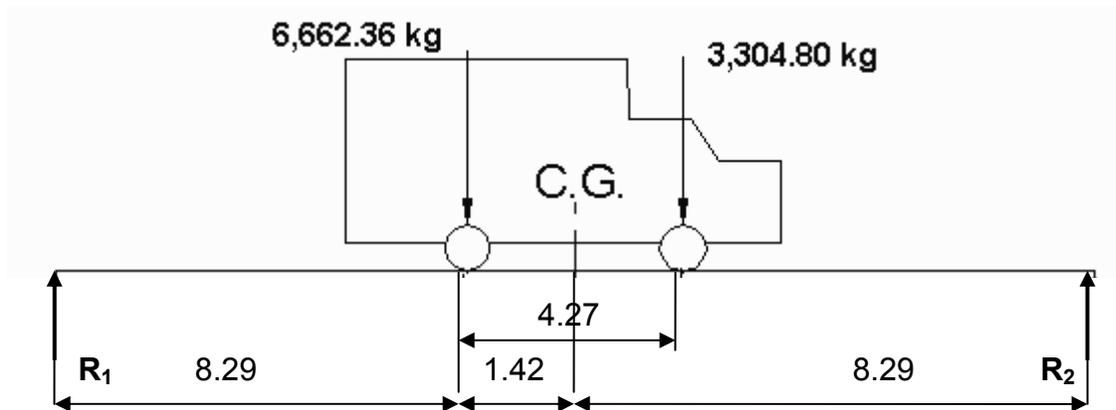
$$2a + X = 18 \text{ de donde } a = 8.29 \text{ m (de } R_1 \text{ a } R_2)$$

$$b = 18 - 8.29 = 9.71 \text{ m}$$

despejando la reacción que resulta en R_1 , considerando $\Sigma MR_2 = 0$, entonces se tiene el siguiente resultado

$$18 R_1 = 9.71 \cdot 7495.2 + 5.44 \cdot 3747.6, \text{ de donde } R_1 = 5176.0 \text{ kg}$$

Figura 14 Diagrama de cargas posición momento máximo



Se hace $\Sigma F_y = 0$

$$R_2 = 4791.2 \text{ kg}$$

Para el momento máximo, se hace un corte en la sección donde se aplica la carga mayor y se hace el análisis del momento.

$$M_{cv} = 42,065.21 \text{ kg} - \text{m}$$

2.1.6.4.1.3. Momento por impacto

De acuerdo a la AASHTO la sobrecarga por impacto será $I = 15/(L+38)$, de donde $I = 15/(18+38) = 0.27 < 0.30$ se usa 27 %.

2.1.6.4.1.4. Momento total

Se calculó con la siguiente fórmula

$$M_u = 1.3 * (M_{cm} + 5/3 * (M_{cv} * I * fd))$$

Fd = factor de distribución de carga

Mu = 227017.2 kg-m

2.1.6.4.2. Cálculo del refuerzo

- Mu= 227017.2 kg-m

- Base 0.50 m

- Altura 1.15 m

- d = 1.10 m

- $$A_s = \left[db - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M * b}{0.003825 * f'c}} \right] * \frac{0.85f'c}{F_y}$$

$$A_s = 94.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.005 * 50 * 110 = 27.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 0.5 * 0.037 * 50 * 110 = 101.8 \text{ cm}^2$$

2.1.6.4.2.1. Refuerzo longitudinal cama inferior

Como $A_{s_{\max}} > A_s > A_{s_{\min}}$, para el diseño tomamos el valor del $A_s = 94.3 \text{ cm}^2$, por lo que el armado queda 10 No. 1, en los apoyos se le coloca acero adicional 50 % del A_s (47.2 cm^2), el armado queda 10 No. 8.

2.1.6.4.2.2. Refuerzo longitudinal cama superior

El acero mínimo corresponde al 33 % del A_s (31.1 cm^2), por lo que el armado queda 7 No. 8

2.1.6.4.2.3. Refuerzo adicional

Se calcula con la siguiente expresión: $115 - 2.54 - 10 = 102.5$ cm (3.4 pies), $A_s = 3.4 \cdot .25 = 0.85$ pul² = 5.5 cm², el armado queda 3 No. 5 (cada cara).

2.1.6.4.3. Diseño a corte

2.1.6.4.3.1. Corte por carga muerta

El cortante máximo ocurre en los apoyos, se calcula por medio de la siguiente fórmula:

$$V_{\max} = W \cdot L/2 + P \text{ (peso de diafragmas), de donde } V_{\max} = 26114.4 \text{ kg.}$$

2.1.6.4.3.2. Corte por sobrecarga

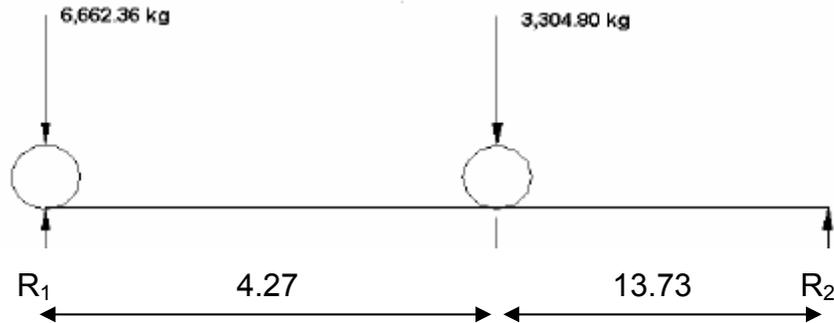
Se calcula considerando la reacción cuando el camión ingresa al puente, considerando sumatoria de momentos respecto a R_2 igual a cero, se obtiene el valor de R_1 que es el cortante máximo, $R_1 \cdot 18 = 6662.4 \cdot 18 + 3304.8 \cdot 13.73$, de donde $R_1 = 9183.2$ kg = V_{cv} .

2.1.6.4.3.3. Corte último

Con base al diagrama de corte del concreto, se calcula el valor del corte último, de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$V_{\text{último}} = 1.3(V_{\max} + 5/3 \cdot (V_c \cdot l)) = 59814.7 \text{ kg}$$

Figura 15 Determinación de carga crítica a corte



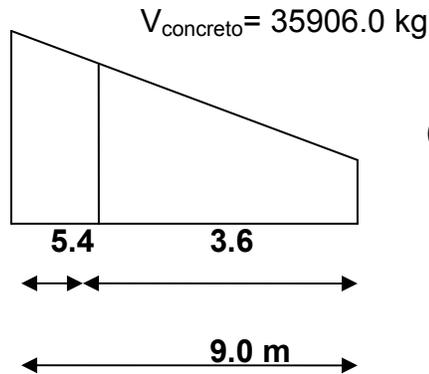
2.1.6.4.3.4. Corte que resiste el concreto

$$V_{\text{concreto}} = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot b \cdot d = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot (50 \cdot 110)$$

$$V_{\text{concreto}} = 35906.0 \text{ kg}$$

Figura 16 Diagrama de corte de diseño

$$V_{\text{último}} = 59814.7 \text{ kg}$$



$$(59814.7/9) = (35906/X)$$

$$X = 5.4 \text{ m}$$

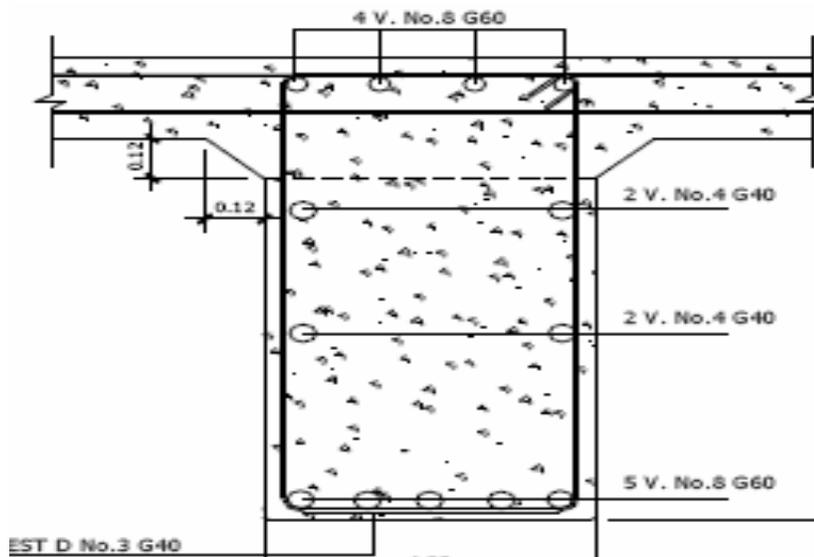
2.1.6.4.3.5. Cálculo de refuerzo a corte

Para la distancia de 3.6 m se usará el espaciamiento máximo, $S = d/2$, de donde $S = 1.10/2 = 0.55\text{ m}$ se tomará 0.30 m. El área de refuerzo a corte se calcula de la siguiente manera,

$$S = (2 \cdot A_v \cdot F_y \cdot d) / V$$

luego $S = 18.4\text{ cm}$, se tomará 0.15 m, el armado queda los primeros cinco estribos No. 3 @ 0.10 m el resto @ 0.15 m hasta 5.4 m, para los siguientes 3.6 m estribo No. 3 @ 0.30 m.

Figura 17 Armado final de viga principal



2.1.6.5. Análisis y diseño de diafragmas

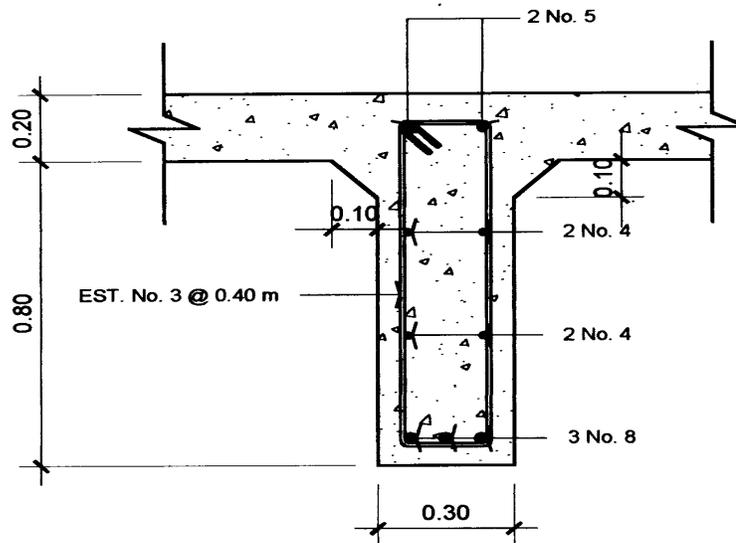
De acuerdo a AASHTO 8.12.2 serán colocados diafragmas en los extremos de las vigas T y rectangulares, espaciamiento entre estribos $S = 0.5 \cdot h = 0.5 \cdot 0.60 = 0.30\text{ m}$.

$$A_{s_{\min}} = (14.1/2810) \cdot b \cdot h = (14.1/2810) \cdot 60 \cdot 30 = 9.03\text{ cm}^2$$

por lo que el armado queda 2 No. 8 (en cada cama), por razones de seguridad se colocará acero adicional equivalente a $1.6129 \cdot 3.28 \cdot (60/100) = 3.17\text{ cm}^2$, por lo que el armado queda 2 No. 5 (cada cara).

El refuerzo transversal queda $S_{\max} = d/2 = 60/2 = 30$ cm, por lo que el armado queda No. 3 @ 0.30 m.

Figura 18 Detalle de armado de diafragma



2.1.7. Diseño de la subestructura

Para la subestructura se deben de tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- Los estribos deben ser diseñados para la capacidad soporte establecida en el estudio de suelos y a la profundidad definida por el ingeniero de suelos para cada caso.
- Deberá evitarse la explotación de los bancos de materiales circundantes a las riveras del rio para evitara posibles socavaciones en el futuro.
- 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.

- Deberá de proporcionarse adecuado drenaje a los estribos para evitar presiones nocivas a la estructura.

2.1.7.1. Diseño de aleros

Los aleros tendrán 0.25 m de ancho, 1.5 m de largo y 3 m de altura para que puedan dar un buen soporte al relleno del terraplén.

2.1.7.1.1. Cálculo de momentos

- Peso propio de los aleros por metro lineal:

$$W_m = 0.25 * 1.50 * 2,400 = 900 \text{ kg}$$

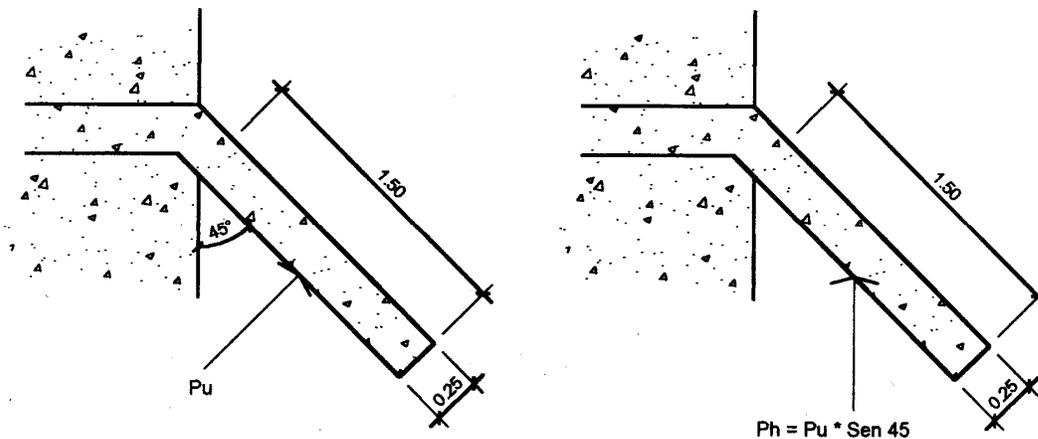
- Momento en la base por carga muerta:

$$M_m = 1,012.5 \text{ kg-m}$$

- Momento ocasionado por sismo:

$$M_{EQ} = 0.10 * 1,012.5 = 101.25 \text{ kg-m}$$

Figura 19 Detalle de aleros



- Presión de tierra resistida:

$$P_u = 292.8 * 3 + 0.5 * 1,440 * 3 = 3,038.4 \text{ kg}$$

$$P_h = 3,038.4 * \text{Sen } 45^\circ = 2,148.47 \text{ kg}$$

- Punto de aplicación de la presión de tierra, de abajo hacia arriba:

$$\hat{y} = \frac{292.8 * 3^2 * \frac{1}{2} + \frac{1}{2} * 1,440 * 3^2 * \frac{1}{3}}{292.8 * 3 + \frac{1}{2} * 1,440 * 3} = 1.14 \text{ m}$$

- Momento producido por el empuje de tierra:

$$M = 3,038.4 * 0.75 = 2,278.8 \text{ kg-m}$$

- Momento por franja lineal:

$$M = \frac{2,2778.8}{3} = 759.6 \text{ kg-m}$$

- Momento total resistido por el alero:

$$\text{Grupo II: } M_u = 1.3 * (101.25 + 759.6) = 1,119.10 \text{ kg-m}$$

$$\text{Grupo III: } M_u = 1.3 * (0.3 * 101.25 + 759.6) = 1,026.97 \text{ kg-m}$$

2.1.7.1.2. Cálculo de acero de refuerzo

Se determina el peralte efectivo (considerando varilla No. 5, $\emptyset = 1.59 \text{ cm}$)

el área de acero a utilizar se calcula después.

$$d = T - (o/2) - \text{rec}(\text{varilla No.5})$$

$$d = 25 - \frac{1.59}{2} - 7.5 = 16.7 \text{ cm}$$

Datos:

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

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

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

$$d = 16.71 \text{ cm}$$

$$M = 1,119.10 \text{ kg-m}$$

$$A_s = \left[db - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M * b}{0.003825 * f'_c}} \right] * \frac{0.85f'_c}{F_y}$$

Se obtiene:

$$A_{s_{\min}} = 8.38 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\max}} = 30.87 \text{ cm}^2$$

como $A_{s_{\min}} > A_s$, se tomará $A_{s_{\min}}$, por lo que el armado queda No. 5 @ 0.25 m, el resto del refuerzo se tomará por temperatura, $A_{s_{\text{temp}}} = 0.002 * 100 * 25 = 5 \text{ cm}^2$, por lo que el armado queda No. 4 @ 0.25 m.

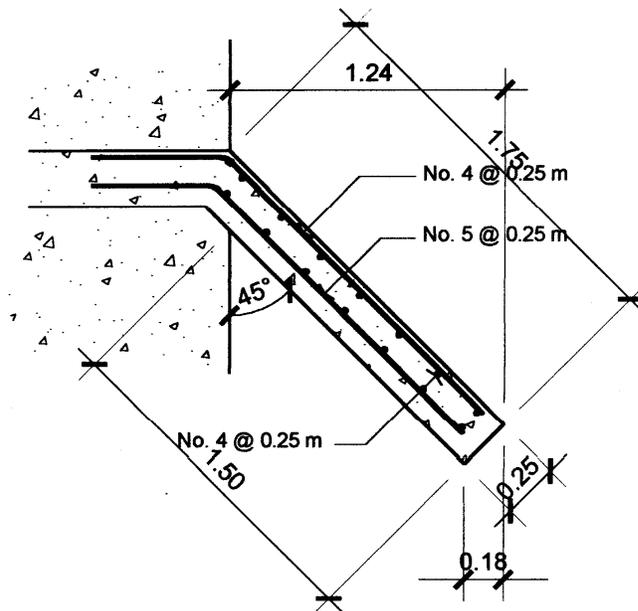
2.1.7.1.3. Refuerzo por corte

Se calcula con la siguiente expresión:

$$V_a = 0.5 * (292.8 + (1,440 + 292.8)) + 0.1 * 2,700 = 1,282.8 \text{ kg}$$

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 16.71 = 10,908.90 \text{ kg} > V_a$$

Figura 20 Armado final de aleros



2.1.7.2. Análisis y diseño de cortina y viga de apoyo

La cortina no deberá de ser menor de 0.30 m de espesor, se diseña a flexión y a corte. La viga de apoyo no podrá ser menor de 0.40 m de espesor, se chequea por aplastamiento y se coloca refuerzo longitudinal por temperatura.

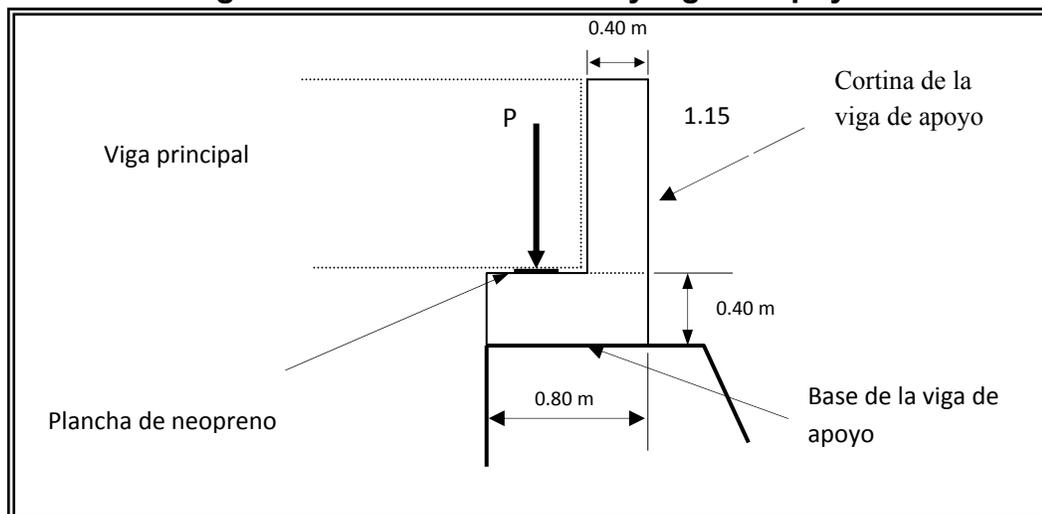
2.1.7.2.1. Diseño cortina

Sirve para detener el relleno en el sentido longitudinal, se considera empotrada a la viga de apoyo, su altura depende de la viga principal del puente. De acuerdo a AASHTO 1.2.22 sobre ella actúan las fuerzas de empuje de la tierra (E), fuerza longitudinal (FL) y la fuerza de sismo (EQ). Para las dimensiones de la cortina se consideró el tamaño de la viga principal, pendiente y espesor de apoyo de la superestructura.

Espesor = 0.40 m

H = de la viga principal = 1.15 m

Figura 21 Geometría cortina y viga de apoyo



2.1.7.2.1.1. Fuerza de empuje de la tierra (E)

Se deberán considerar las reacciones de los extremos de cada viga y las presiones laterales debido a: Sismo (S), fuerza longitudinal (LF) y presión del suelo ($E_s + E_{sob}$). AASHTO 3.20 considera una sobre carga del suelo con un equivalente liquido de 0.61 m (2.0 pies), con una presión de 480.0 kg/m^3 .

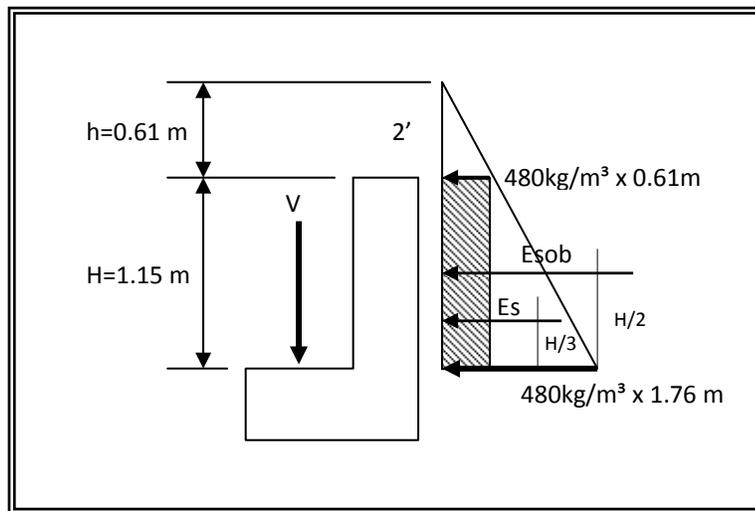
$$E = E_{sob} + E_s$$

$$E_s = \text{carga del suelo aplicada a un tercio de la cortina } (480.0 \times 0.61) \times 1.15$$

$$E_{sob} = 0.48 \text{ Ton/m}^3, \text{ aplicada al centro de la cortina } (480.0 \times 1.15) \times 1.15/2$$

$$E = 336.7 + 317.4 = 654.1 \text{ kg/m}$$

Figura 22 Estado de cargas cortina y viga de apoyo



2.1.7.2.1.2. Fuerza longitudinal (FL)

Es la fuerza producida por las llantas del camión o tráiler en el terraplén o aporroche, de acuerdo a AASHTO 1.2.13 la fuerza longitudinal debe ser el 5 %

de la carga viva y su centro de gravedad a 1.83 m la rodadura. Se calcula de la siguiente manera:

$P =$ peso del camión (HS-15) que actúa a 1.83 m sobre el piso

$h = 1.15$ m, $P = 15000$ kg

$C_v = 0.05 \cdot P$

$FL = 0.05 \cdot C_v$

$FL = 0.05 P / 1.83 = 409.8$ kg/m

Brazo $FL = 1.15 + 1.83 = 2.98$ m

2.1.7.2.1.3. Fuerza de sismo (EQ)

De acuerdo con los criterios de la Dirección General de Caminos se considera el 8 % de la carga aplicada horizontalmente en el centro de gravedad, la fuerza de sismo se calcula con la siguiente fórmula $S = 0.08 W$, donde

$W =$ peso propio de la cortina

$W = 1.15 \cdot 0.40 \cdot 2400 = 1104.0$ kg/m

$EQ = S = 0.08 \cdot 1104.0$

$S = 97.2$ kg/m aplicada en el centro de gravedad (1.15/2)

2.1.7.2.1.4. Momento de diseño

De acuerdo a AASHTO 3:22:1a, para calcular el momento de diseño se utilizan los resultados obtenidos anteriormente (LF , S , E_{sob} y E_s) y los siguientes grupos de cargas:

- Grupo III (esfuerzo 125 %) $M = 1.3(E_{sob} + E_s + FL)$
 $M = 1.3(336.7 + 317.4 + 409.8 \cdot 2.98) = 2113.2$ kg-m
- Grupo VII (esfuerzo 133 %) $M = E_{sob} + E_s + S$
 $M = 1.3(336.7 + 317.4 + 97.2 \cdot (1.15/2)) = 916.3$ kg-m

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

2.1.7.2.1.5. Cálculo de acero de refuerzo por flexión

Con los siguientes datos se encuentra el área de acero, utilizando la fórmula ya conocida:

- $M_u = 2113.2 \text{ kg-m}$
- $b = 115 \text{ cm}$
- $h = 40 \text{ cm}$
- $d = (40 - 8 - 1) = 31 \text{ cm}$
- $F'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- $F_y = 2810 \text{ Kg/cm}^2$
- $A_s = \left[db - \sqrt{(bd)^2 - \frac{M * b}{0.003825 * f'_c}} \right] * \frac{0.85f'_c}{F_y}$
- $A_s = 2.71 \text{ cm}^2$

$A_{s_{\min}} = 14.1/2810 * 100 * 31 = 15.6 \text{ cm}^2$, $A_{s_{\min}} > A_s$, se toma $A_{s_{\min}}$, el armado queda 6 No. 6 @ 0.20 m.

2.1.7.2.1.6. Corte de diseño

De acuerdo a AASHTO 3:22:1 b, para calcular el corte de diseño se utilizan los resultados obtenidos anteriormente (LF , S , E_{sob} y E_s) y los siguientes grupos de cargas:

- Grupo III (esfuerzo 125 %) $V_{\max} = 1.3(E+FL)$
 $V_{\max} = 1.3 (654.1 + 409.0) = 1063.1 \text{ kg-m}$
- Grupo VII (esfuerzo 133 %) $V_{\max} = 1.3(E+S)$
 $V_{\max} = 1.3 (654.1 + 97.2) = 976.6 \text{ kg-m}$

Se comparan los dos resultados y se toma el mayor, es decir el resultado del Grupo III es el que se utiliza para el cálculo del refuerzo. El valor del corte que resiste el concreto se calcula con la siguiente fórmula:

$$V_{con} = 0.85 * 0.53 * H * b * \sqrt{210}$$

$$d = 0.31 \text{ m}$$

$$b = 1.15 \text{ m}$$

$$h = 0.40 \text{ m}$$

$$V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210 \cdot 115 \cdot 31} = 30030.5 \text{ kg}$$

2.1.7.2.1.7. Cálculo de acero de refuerzo por corte

Como $V_c > V_{\max}$ se toma el área de acero mínima con un espaciamiento máximo, calculado de la siguiente manera $S = d/2 = 16.5$, el armado queda estribo No. 3 @ 0.15 m.

2.1.7.3. Diseño viga de apoyo

Para las dimensiones de la viga de apoyo se consideró el tamaño de la viga principal, pendiente y espesor de apoyo de la superestructura. Se diseñará por aplastamiento, el refuerzo longitudinal es solo por temperatura.

$$h = 0.40 \text{ m}$$

$$b = 0.80 \text{ m}$$

$$d = 0.375$$

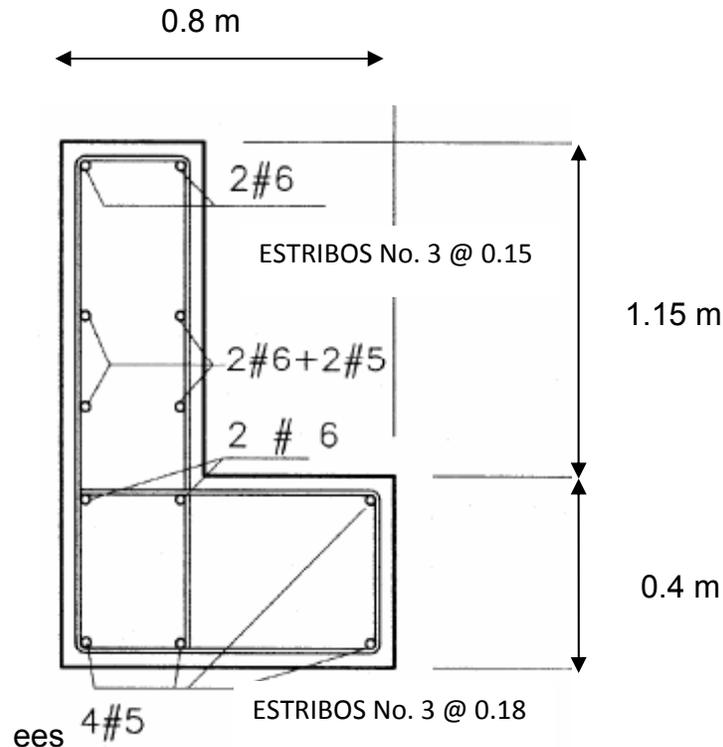
2.1.7.3.1. Refuerzo longitudinal por temperatura

$A_s = (14.1/F_y) \cdot b \cdot h = 16.1 \text{ cm}^2$, el refuerzo queda 6 No. 6 corridos en ambas camas.

2.1.7.3.2. Refuerzo transversal

Estribos de acero corrugado a una distancia no menor de $d/2 = 19$, el armado queda No. 3 @ 0.18 m.

Figura 23 Armado final cortina y viga de apoyo



2.1.7.4. Diseño del asiento de apoyos (neopreno)

En los apoyos se deberá colocar neopreno, que es una especie de caucho, el cual proporciona homogeneidad en la unión de la viga principal con la viga de apoyo, permitiendo un equilibrio de esfuerzos (simplemente apoyado ya que necesita tener libertad de movimiento por las cargas móviles a las que estará sometido). Existen diferentes resistencias para este tipo de material, según las cargas y colocando específicamente el necesitado, no es necesario colocar neopreno en toda la superficie de contacto de la viga de la superestructura con la viga de apoyo.

$$A_p = P / \sigma * f_c, \text{ donde:}$$

P = Corte último de diseño

A_p = Área de aplastamiento cm^2 .

$$A_p = 52646.5 / (0.71 * 210) = 353.1 \text{ cm}^2$$

2.1.7.4.1. Esfuerzo máximo permisible

$$\sigma_r := \frac{8 * a * b}{t * (a + b)} ; \text{ para apoyos fijos y móviles}$$

$$\frac{\Delta L}{T} \leq 0.5 \text{ apoyos móviles o libremente apoyados, donde:}$$

ΔL = máximo desplazamiento horizontal

a, b = dimensiones del apoyo

σ_f = esfuerzo admisible del acero (esfuerzos de trabajo)

σ_r = esfuerzo máximo permisible a compresión del apoyo

σ_a = esfuerzo a compresión del apoyo

t = espesor de una lámina (1.3 cm)

T = espesor total del elastómero

L = 18 m

a = 50 cm

b = 30 cm

R = 80.39 t (por viga)

M_{CM} = 228.759 t-m

M_{CV+I} = 152.638 t-m

T = 6.5 m

2.1.7.4.2. Esfuerzo por compresión

$$\sigma_r := \frac{8 * 50 * 30}{1.3 * (50 + 30)} = 115.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_r = \frac{80,390}{50 * 30} = 53.59 \text{ kg/cm}^2$$

el esfuerzo no sobrepasa el máximo recomendable de 100 kg/cm² ($\sigma_r < \sigma_a$).

2.1.7.4.3. Cálculo del desplazamiento horizontal

Para apoyo simple o apoyo móvil se debe cumplir que $\frac{\Delta L}{T} \leq 0.50$, luego

- Deformación total por esfuerzo, se utiliza la ley de Hooke

$$\sigma_f = 1700.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta_{eT} = \frac{\sigma_f * L}{E}$$

$$\Delta_{eT} = 1.62 \text{ cm}$$

- Deformación por carga muerta:

$$\Delta_{eCM} = \frac{\Delta eT * M_{CM}}{M_{CM} + M_{CV+I}}$$

$$\Delta_{eCM} = 0.786 \text{ cm}$$

- Deformación por contracción de fraguado y contracción diferida:

$$\Delta_c = 0.000165 * L = 0.25 \text{ cm}$$

- Deformación por temperatura:

$$\Delta_t = 0.000011 * D^\circ * L = 0.000011 * 10 * 1800 = 0.17 \text{ cm}$$

- Deformaciones máximas

$$\text{Contracción} = \Delta_{eCM} - (\Delta_c + \Delta_t) = 0.786 - (0.25 + 0.17) = 0.37 \text{ cm}$$

$$\text{Dilatación} = (\Delta_{eT} + \Delta_t) - \Delta_c = (1.62 + 0.22) - 0.33 = 1.51 \text{ cm}$$

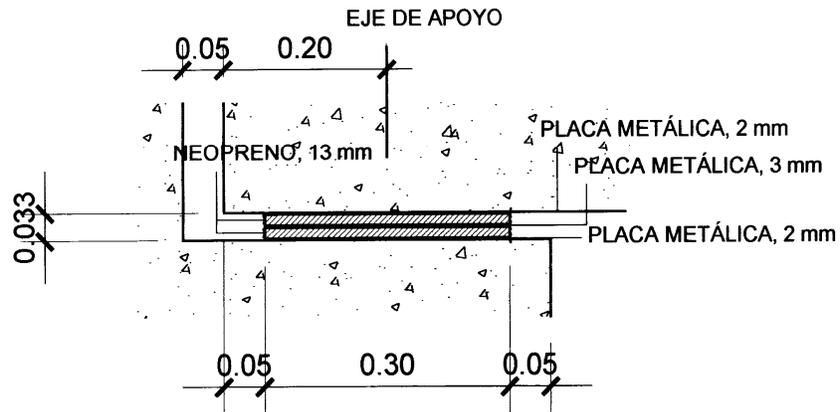
$$\text{Máximo desplazamiento horizontal del apoyo } \Delta L = 1.51 \text{ cm}$$

2.1.7.4.4. Espesor apoyos

Se usan 2 placas de elastómero de 13 mm + dos placas de acero de 2 mm + una placa de acero de 3 mm = 33 mm = 3.3 cm.

$$\frac{\Delta L}{T} = \frac{1.51}{3.3} = 0.46 \leq 0.50$$

Figura 24 Detalle de apoyos de neopreno



LA UNION ENTRE LAS PLANCHAS DE NEOPRENO Y LAS PLACAS METÁLICAS DEBERÁ HACERSE CON UN PEGAMENTO QUE EVITE SU SEPARACIÓN
DIMENSIONES: 30 x 50 x 1.3 cms., DUREZA 60

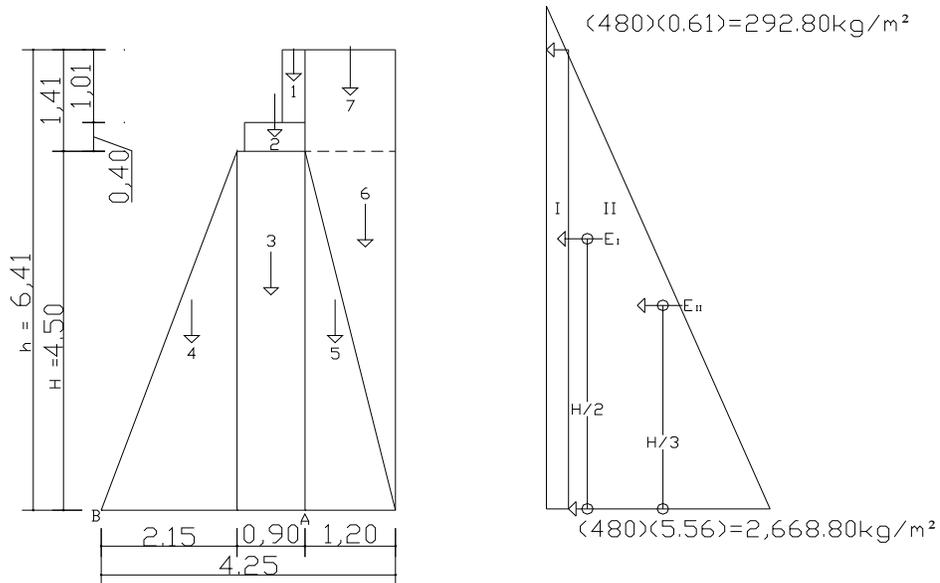
LOS APOYOS DE NEOPRENO DEBEN COLOCARSE EN UNA SOLA ENVOLTURA CONTENIENDO TANTO LAS PLACAS DE NEOPRENO COMO LAS PLACAS METÁLICAS QUE LAS SEPARAN, EL ESPESOR TOTAL ES DE 3.3 cm.

2.1.7.5. Análisis y diseño de estribo

El primer análisis consiste en chequear la estructura por volteo, deslizamiento y presiones. Los chequeos se hacen para el muro solo, el muro con superestructura y carga viva y para la verificación por sismo en el cual no se considera carga viva, para esto se utilizaron los siguientes datos:

- f'_c del concreto: 210.0 kg/cm²
- Densidad del concreto: 2400.0 kg/m³
- Densidad concreto ciclópeo 2700.0 kg/m³
- F_y acero 2810.0 kg/cm²
- Equivalente líquido 480.0 kg/m³
- Capacidad soporte del suelo 42.8 Ton/m²

Figura 25 Diagrama de presiones de los estribos



2.1.7.5.1. Chequeos por volteo, deslizamiento y presiones

- Volteo: $ME/MV > 1.5$
- Deslizamiento: $0.5 * (W_o/W_v) > 1.5$
- Presiones: $P = W/A(1 \pm (6 * e/b)) < 42.8 \text{ Ton/m}^2$

Donde:

ME (momento estabilizante)

MV (momento de volteo)

W (fuerza resistente)

E (fuerzas horizontales, empuje)

A (área)

Excentricidad = $b / (2-a)$

$a = (ME - MV) / W$

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

Resultados momento de volteo					
Sección	Altura (m)	Presión (kg)	Empuje W (kg)	Brazo (m)	MV (kg-m)
I	5.90	292.8	1727.5	2.96	5113.5
II	2.95	2832.0	7885.4	1.97	15534.3
Total ΣW			9612.9	Total ΣM	20630.4

- Momento estabilizante (ME)

Este se calcula en base del peso de la estructura y el relleno que actúa sobre el estribo, con las siguientes expresiones:

Área de la sección = Área sección

Peso = Área sección x peso específico del elemento

$W_{\text{Concreto}} = 2,400 \text{ kg} / \text{m}^3$

$W_{\text{Concreto ciclópeo}} = 2,700 \text{ kg} / \text{m}^3$

$W_{\text{Suelo}} = 2,160 \text{ kg} / \text{m}^3$

Momento = peso x brazo

Tabla III Cálculo de momento estabilizante debido al muro

Resultados momento estabilizante							
Sección	Dimensiones (m)		Área (m ²)	Peso volumétrico (kg/m ³)	Peso W_E (kg)	B.P. (m)	ME (kg-m)
1	0.40	1.15	0.46	2400.0	1104.0	2.9	3201.6
2	0.80	0.40	0.32		768.8	2.65	2035.2
3	0.90	4.50	4.1	2700.0	10935.0	2.60	28431.0
4	2.15	4.50	4.8		13061.3	1.43	18721.1
5	1.20	4.50	2.7		7290.0	3.45	25150.5
6	1.20	4.50	2.7	1700.0	4590.0	3.85	17671.5
7	1.20	1.55	1.7		2876.4	3.65	10498.9
Total ΣW_E					40625.5	Total ΣM_E	105709.8

2.1.7.5.1.1. Chequeo muro (sin sobrecarga)

- Volteo $ME/MV > 1.5 = 5.1 > 1.5$ cumple
- Deslizamiento: $0.5ME/MV > 1.5 = 4.2 > 1.5$ cumple
- Presiones: $P = W/A(1 \pm (6 \cdot e/b)) < 20.0 \text{ Ton/m}^2$

ME = momento estabilizante

Mv = momento de volteo

W = peso propio de la estructura

E = empuje

A = área de la sección

e = excentricidad ($e = b/2 - a$), $a = (Me - Mv)/W$, b = base

Vs = valor soporte del suelo = 48.2 Ton/m^2

$a = 40625.5 - 9612.9 / 40625.5 = 0.76$

$e = b/2 - a = 2.55/2 - 0.76 = 0.52$

$P = W/A(1 \pm (6 \cdot e/b))$, $48.2 > P > 0$

$P_{\max} < 42.8 \text{ Ton/m}^2$ cumple

$P_{\min} > 0.0 \text{ Ton/m}^2$ cumple

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

2.1.7.5.1.2. Chequeo del muro con superestructura y carga viva

El siguiente chequeo al estribo es sumarle su propio peso, el peso propio de la superestructura y la carga viva.

- La carga viva es la reacción que resulta cuando el eje trasero de la sobrecarga está en el apoyo $R_1 = 9183.2 \text{ kg}$ (ver cálculo viga principal).
- El punto de aplicación (brazo) será a la mitad de la base 2.125 m.
- El peso de la superestructura se calcula de la siguiente forma:

$$W_{\text{losa}} = 2400.0 \cdot 0.2 \cdot 18.0 = 8640.0 \text{ kg}$$

$$W_{\text{viga}} = 2400.0 \cdot 1.15 \cdot 0.4 \cdot 3 = 3312.0 \text{ kg}$$

$$W_{\text{diaf}} = 2400.0 \cdot 0.3 \cdot 0.6 \cdot 2.0 = 2592.0 \text{ kg}$$

$$W_{\text{ban}} = 2400.0 \cdot 0.2 \cdot 0.6 \cdot 1.0 = 288.0 \text{ kg}$$

$$W_{\text{total}} = 11832.0 \text{ kg}$$

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

$$M_{E2} = (CV + CM) \times \text{brazo}$$

$$M_{E2} = (5176.0 \text{ kg} + 16188.0 \text{ kg}) \times 2.125 \text{ m} = 45398.5 \text{ kg-m}$$

$$M_{ET} = M_{E2} + M_E = 45398.5 \text{ kg-m} + 105709.8 \text{ kg-m} = 151108.3 \text{ kg-m}$$

$$W_E = (W + CV + CM) = (40625.5 + 5714.7 + 16188.0) = 47958.2 \text{ kg}$$

verificación de presiones,

$$a = (M_{ET} - MV) / ((CM + CV) + W) = 2.10 \text{ cumple } (3a > b)$$

$$e = (b/2) - a = (4.25/2) - 2.10 = 0.025 \text{ m}$$

$$P = (WE/A) \times (1 \pm (6 \times e)/b)$$

$$P_{\text{max}} < 42.8 \text{ Ton/m}^2 \text{ cumple}$$

$$P_{\text{min}} < 0.0 \text{ Ton/m}^2 \text{ cumple}$$

2.1.7.5.1.3. Chequeo del muro por sismo

La tercera y última verificación se hará por sismo, para esta prueba no se considerará la carga viva, se sumará el peso del muro (W) y la carga muerta (CM), para obtener una carga total (W_2), así mismo se sumará el momento estabilizante (M_E) y el generado por la carga muerta ($CM \times \text{brazo}$), para obtener el momento estabilizante (ME_3), también se calcula la fuerza horizontal (FH)

que se produce, aplicándoles el factor por sismo del 8% . Con los datos obtenidos se verifica nuevamente el estribo por volteo, deslizamiento y presiones, considerando los mismos parámetros que para la verificación de muro solo.

$$W_2 = W + CM = (40625.5 \text{ kg} + 16188.0 \text{ kg}) = 56813.5 \text{ kg}$$

$$ME_3 = ME + (CM \times \text{brazo}) = 105709.8 \text{ kg-m} + (16188.0 \times 2.12) = 140028.4 \text{ kg-m}$$

$$FH = 1.08 \times E + 0.08 \times W_2 = 14693.6 \text{ kg}$$

Tabla IV Cálculo de momento estabilizante sin carga viva

Resultados momento estabilizante sin carga viva							
Sección	Dimensiones (m)		Área (m ²)	Peso volumétrico (kg/m ³)	Peso W _E (kg)	B.P. (m)	ME (kg-m)
1	0.40	1.15	0.30	2400.0	1104.0	5.41	5972.6
2	0.80	0.40	0.32		768.8	4.70	3609.6
3	0.90	4.50	4.1	2700.0	10935.0	2.25	24603.8
4	2.15	4.50	4.8		13061.3	1½	19591.9
5	1.20	4.50	2.7		7290.0	1½	10935.0
6	1.20	4.50	2.7	1700.0	4590.0	3	13770.0
7	1.20	1.4	1.7		2876.4	5.21	14971.7
Total ΣW _E					40625.5	Total ΣM _E	93454.0

$$MEQ = 0.08 \times MV_2 = 0.08 \times 93454.0 \text{ kg-m} = 7476.3 \text{ kg-m}$$

$$MV_3 = (1.08 \times MV) + (CM \times 0.08 \times h') + MEQ = 35612.81 \text{ kg-m.}$$

Verificaciones:

- Volteo = $ME_2 / MV_3 = 82035 \text{ kg-m} / (35612.81 \text{ kg-m}) = 2.30 > 1.5$ cumple
- Deslizamiento = $0.50 \times W_2 / FH = 1.91 > 1.5$ cumple
- Presiones:

$$a = 1.84 \text{ cumple } (3a > b)$$

$$e = (b/2) - a = 4.25/2 - 1.84 = 0.285 \text{ m.}$$

$$P_{\max} = 18.8 \text{ Ton/m}^2 < 42.8 \text{ Ton/m}^2 \text{ cumple}$$

$$P_{\min} = 8.2 \text{ Ton/m}^2 > 0.0 \text{ Ton/m}^2 \text{ cumple}$$

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

2.1.8. Integración del presupuesto

Para integrar el presupuesto total de la obra, se procedió a cuantificar las cantidades de trabajo necesarias y los materiales según los detalles de los planos. Los precios tanto de mano de obra como de materiales se establecieron de acuerdo a los que se rigen en el casco urbano. En la siguiente tabla se muestra la integración de costos totales generales.

Tabla VI Costos puente aldea Santa Rosa

Presupuesto general puente aldea Santa Rosa					
Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario(Q)	Subtotal (Q)	Subtotal (\$)
TRABAJOS PRELIMINARES	1	GLOBAL	11900.00	11900.00	1461.50
LOSA	m ²	144	980.00	141120.00	17640.00
VIGAS	MI	54	1650.00	89100.00	11137.50
DIAFRAGMAS	MI	16	450.00	7200.00	900.00
CORTINA + VIGA DE APOYO	MI	16	1100.00	17600.00	1650.00
ESTRIBOS + ALEROS	m ³	640.0	980.00	627200.00	78400.00
Neopreno	U	6	4166.67	25000.02	3125.00
BARANDAL	MI	36	200.00	7200.00	900.00
TOTAL				926320.02	115214.00
Tipo de cambio 1 \$ X Q 8.00					

2.1.9. Estudio de impacto ambiental

2.1.9.1. Generalidades

Todas las actividades desarrolladas por el ser humano causan algún tipo de impacto al medio ambiente, en todos los sistemas que componen la naturaleza, pudiendo ser el impacto positivo, negativo o poco significativo, esta situación hace necesario que en la actualidad se determinen la naturaleza, tipo, cantidad así como las medidas de mitigación que se pueden aplicar para reducir el impacto que causen estas actividades, desde 1972 Guatemala es signataria de la mayoría de acuerdos o convenios que en el tema se han suscrito, situación que impulso la creación del Ministerio de Ambiente y Recurso Naturales (MARN) a partir del año 2000, teniendo como legislación principal en este tema el Decreto 68-86 “Ley de protección y mejoramiento del medio ambiente”.

Dentro de las herramientas existentes para poder evaluar los impactos que causará determinado proyecto se pueden mencionar los siguientes tipos:

- Estudios de impacto ambiental no significativo (evaluación rápida): se realiza por medio de visita al sitio del proyecto por parte de técnicos en la materia calificados por el MARN y bajo la responsabilidad de un coordinador del equipo y por cuenta del interesado, para determinar el tipo de impactos que se pueden generar con las actividades del proyecto, para lo cual se debe de contar con algunos indicadores y criterios (línea base) que permitan definir esta situación.

- Estudios de impacto ambiental significativo (evaluación general): se realizan en dos fases que son complementaria entre si, estas son:

- Fase preliminar o de factibilidad, incluye datos de la persona interesada, descripción del proyecto y escenario ambiental, principales impactos y medidas de mitigación, planes de contingencia, plan de seguridad humana y otros.

➤ Fase completa que generalmente se aplica a proyectos con ciertas características de tamaño y complejidad de operaciones, además de lo establecido en la fase, preliminar debe incluir las repuestas a las siguientes preguntas:

- Qué sucederá al medio ambiente como resultado de la ejecución del proyecto.
- Cuál es el alcance de los cambios que se sucedan.
- Qué importancia tiene los cambios.
- Qué puede hacerse para prevenirlos o mitigarlos.
- Qué opciones o posibilidades son factibles.
- Qué piensa la comunidad del proyecto.

2.1.9.2. Evaluación de Impacto Ambiental del Proyecto “Diseño de puente vehicular sobre el río Los Esclavos en la aldea Santa Rosa”

Por las características, tipo del proyecto y de la zona donde se ubicará, se puede realizar un estudio del tipo evaluación rápida, que permita conocer los impactos positivos, negativos o pocos significativos así como las medidas de mitigación necesarias para el mismo, incluye la fase de construcción, operación y mantenimiento del proyecto.

- Información sobre el proyecto
 - Nombre de la comunidad: aldea Santa Rosa
 - Municipio: Chiquimulilla
 - Departamento: Santa Rosa
- Tipo de proyecto: puente vehicular de concreto reforzado en camino rural.
- Consideraciones especiales: se deben tomar durante la visita al sitio del proyecto.

- Consideraciones sobre áreas protegidas: el proyecto no se ubica dentro de alguna área protegida legalmente establecida.
- Consideraciones sobre ecosistemas naturales: el proyecto no afecta ecosistemas naturales.
- Otras consideraciones no aplican.

2.1.9.2.1. Impactos ambientales determinados durante la construcción y operación

Se evalúan por medio de una matriz que incluye el sistema ambiental afectado y el tipo de proceso u operación responsable, se presenta el impacto identificado, las actividades de mitigación previstas y los responsables de las mismas.

Tabla VI Impactos ambientales negativos generados durante la construcción

Proyecto Puente vehicular aldea Santa Rosa			
Impacto ambiental	Responsable		
	Ejecutor	Comunidad	Municipalidad
i. Deslaves de material	X		
ii. Erosión de cortes	X		
iii. Disposición inadecuada de materiales de desperdicio	X		
iv. Alteración del drenaje superficial	X		
v. Contaminación de cuerpos de agua por causa de los insumos utilizados durante la construcción.	X		
vi. Contaminación del aire por polvo generado en la construcción.	X		
vii. Alteración del paisaje como consecuencia de los cortes.		X	
viii. Riesgos para los trabajadores	X		
ix. Generación de desechos sólidos derivados de las actividades e los trabajadores en la obra.	X		

**Tabla VII Impactos ambientales negativos generados durante la
operación**

Proyecto Diseño de puente vehicular aldea Santa Rosa			
Impacto ambiental	Responsable		
	Comité de mantenimiento	Comunidad	Municipalidad
i. Erosión de cortes	X	X	
ii. Accidentes de tránsito	X		
iii. Accidentes a peatones	X		
iv. Reasentamiento involuntario			X

2.1.9.2.2. Impactos, medidas de mitigación y etapa del proyecto en que se aplican

Tabla VIII Medidas de mitigación en la construcción y operación

Etapa proyecto		Medidas de mitigación en la construcción y operación			
Componentes ambientales y sociales		Impacto/Calificación	Medidas de mitigación	Impacto/Calificación	Medidas de mitigación
Ambiente físico	Suelos	Deslaves de material. NS	Prevención durante la construcción.	No aplica	
		Erosión de cortes. NS	Prevención de la erosión usando estabilización física.	No aplica	
		Disposición inadecuada de materiales de desperdicio. NS	Selección de sitios adecuados y colocar encapas no mayores de 0.25 m compactado, posteriormente colocar una capa de material orgánico.	No aplica	
		Alteración del drenaje superficial. NS	Construcción durante estación seca, minimizar la erosión de la ribera del río.	No aplica	
	Recursos hídricos	Disminución de la calidad del agua. NS.	Alteración mínima de corrientes de agua naturales	No aplica	
		Contaminación de cuerpos de agua por causa de los insumos utilizados durante la construcción. NS.	Depositar los desechos de insumos en un lugar fuera de la zona del río.	No aplica	
	Calidad del aire	Contaminación del aire por polvo generado durante la construcción. NS.	Uso de agua para minimizar la generación de polvo.	No aplica	
Ambiente biológico	Hábitats naturales Flora y fauna	No aplica		No aplica	
Ambiente social	Estética y paisaje	Alteración del paisaje como consecuencia de los cortes.	Limpieza de sitios de construcción.	Erosión de cortes.	Mantenimiento y limpieza en zonas de cortes.
	Salud humana	Riesgos para la salud de los trabajadores. NS.	Desarrollar plan de seguridad e higiene.	Accidentes de tránsito. NS Accidentes de peatones. NS.	Regulación y señalización adecuadas.
	Comunidades humanas	Generación de desechos sólidos derivados de las actividades de los trabajadores de la obra. NS.	Hacer sanitario provisional. Colocar depósitos para la basura identificados, para su posterior disposición en sitios adecuados.	No aplica	

2.1.9.2.3. Costos de aplicación de las medidas de mitigación

Tabla IX Costos de aplicación medidas de mitigación en la construcción y operación

Costos medidas de mitigación		
Etapa proyecto	Medidas de mitigación	Costo
Construcción	Prevención durante la construcción, prevención de erosión usando estabilización física.	Incluido en costos de estabilización de aproches con zampeado de piedra.
	Seleccionar sitios adecuados y colocar en capas no mayores de 0.25 m compactado, posteriormente colocar una capa de material orgánico.	Incluido en costos de excavación no clasificada desperdicio.
	Construcción durante estación seca, minimizar la erosión de ribera del río, alteración mínima de corrientes de agua naturales.	Requiere únicamente de programación de inicio de obra en mes adecuado.
	Depositar los desechos de insumos en un lugar fuera de la zona del cauce del río.	Incluido en costos administrativos
	Uso de agua para minimizar la generación de polvo.	Incluido en costos de excavación no clasificada desperdicio.
	Limpieza de sitios de construcción.	
	Desarrollar plan de seguridad e higiene.	Incluidos en costos administrativos.
	Hacer sanitario provisional Colocar depósitos identificados para los desechos, y su posterior disposición en sitios adecuados.	
Operación y mantenimiento	Mantenimiento y limpieza en zonas de cortes.	Variable, con fondo para mantenimiento del comité.
	Regulación y señalización adecuadas.	

2.1.9.2.4. Recomendaciones de la evaluación de impacto ambiental y la viabilidad ambiental del proyecto.

Después de analizar los impactos ocasionados (significativos y no significativos), así como las medidas de mitigación propuestas, se considera el proyecto ambientalmente viable, los impactos sociales son de carácter positivo al mejorar las comunicaciones entre las comunidades cercanas a la zona del proyecto y generación de empleos para los vecinos de la zona.

2.1.9.2.5. Mantenimiento preventivo

- Señalización, pintura, alumbrado, etc.
- Limpieza de acotamientos, drenes, lavaderos y coronas de pilas, estribos, caballetes, etc.
- Limpieza y rehabilitación de conos de derrame incluida su protección, enrocamiento o zampeado.
- Limpieza y rehabilitación del cauce.
- Recarpeteo de los accesos del puente.
- Protección contra la socavación.
- Reacondicionamiento de parapetos dañados.
- Limpieza o rehabilitación de las juntas de dilatación.
- Limpieza o protección de apoyos.

3. REDISEÑO DE AVENIDA DE INGRESO A CHIQUIMULILLA

3.1. Antecedentes

El proyecto consiste en el rediseño de la avenida de ingreso al municipio de Chiquimulilla, departamento de Santa Rosa, se utilizó la ruta que existe en la actualidad, por lo que el trabajo de campo fue la topografía y el estudio de suelos para su diseño, el trabajo de gabinete consistió en definir la subrasante, subbase y base así como el diseño del pavimento rígido a colocar. El municipio de Chiquimulilla es el de mayor extensión y uno de los más importantes del departamento de Santa Rosa, alcanza los 499 km², colinda al norte con Cuilapa y Pueblo Nuevo Viñas (Santa Rosa); al este con Pasaco y Moyuta (Jutiapa); Santa María Ixhuatán y San Juan Tecuaco (Santa Rosa); al sur con el océano Pacífico y al oeste con Guazacapán. Registra una población de 60,418 habitantes (censo 2002).

Figura 26 Carretera en construcción



3.2. Condiciones actuales de la superficie de la avenida

La superficie de rodadura se encuentra deteriorada producto del tiempo de servicio, las condiciones climáticas, falta de mantenimiento periódico y tráfico que soporta. Un deterioro estructural de un pavimento se manifiesta por una disminución de su capacidad funcional ya que hay un incremento en la rugosidad y riesgo para los vehículos y sus ocupantes.

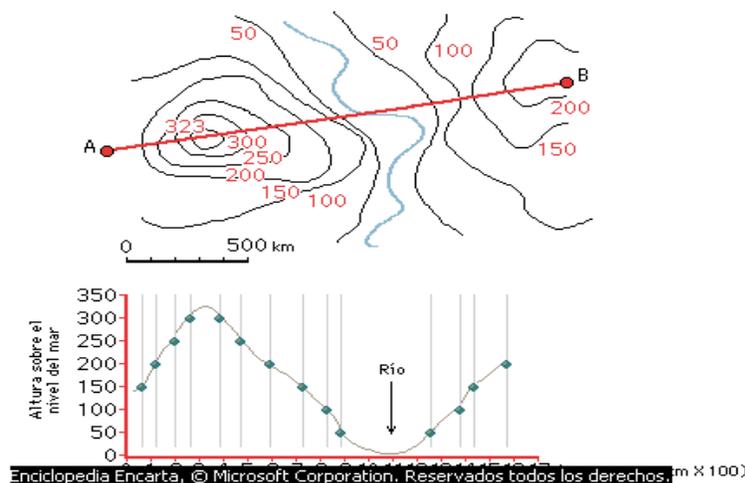
3.3. Levantamiento topográfico

La Topografía de este municipio es plana, en su mayor extensión, excepto hacia el norte, que es irregular.

3.3.1. Levantamiento planimétrico

Los levantamientos planimétricos se hacen en longitudes tan pequeñas en relación al tamaño de la tierra, que los efectos de la curvatura pueden despreciarse en los cálculos, abarca todos los trabajos efectuados para obtener la representación gráfica de un terreno, proyectado sobre un plano horizontal; por lo tanto, está en dos dimensiones. Se hizo un levantamiento de poligonal abierto por el método de conservación del azimut.

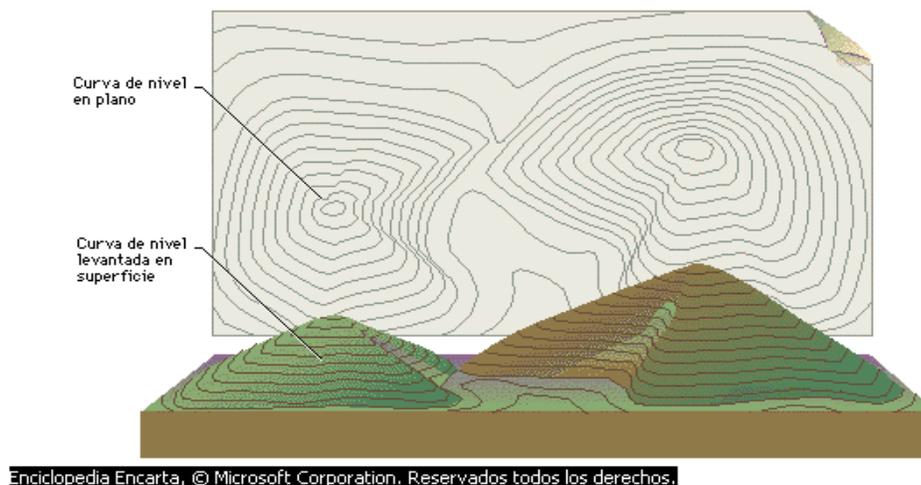
Figura 27 Interpretación planimetría



3.3.2. Levantamiento altimétrico

Son todos los trabajos que se realizan para obtener la información necesaria y así representar el terreno en una tercera dimensión. El trabajo de nivelación consistió en obtener información altimétrica de la línea central, en la que se colocaron estaciones a cada 10 m., la topografía del terreno no es accidentada, el método utilizado fue el de nivelación taquimétrica.

Figura 33 Interpretación curvas de nivel



3.4. Estudio de suelos

Por medio del estudio de suelos se conocen las características físicas del terreno, en base al tamaño de grano, comportamiento ante la humedad y deformabilidad, con estos resultados clasificamos el tipo de suelo en base a criterios estandarizados.

3.4.1. Toma de muestras

Para la toma de muestras se perforó un pozo en el sitio del proyecto a una profundidad de 1 m, se tomaron muestras inalteradas de acuerdo a los

procedimientos establecidos. Los ensayos se realizaron en la Sección de Mecánica de Suelos del Centro de Investigaciones de Ingeniería, USAC.

3.4.2. Ensayos de laboratorio

3.4.2.1. Granulometría (AASHTO T-11, T-27)

Se define como la composición de los suelos en diferentes tamaños, los resultados constituyen un criterio de aceptación del suelo a emplearse. Se realiza en dos fases, una por vía seca en una serie de tamices, registrado el material retenido en cada uno, la otra se realiza sobre el material fino (pasa tamiz No. 200) por vía húmeda.

3.4.2.2. Límites de Atterberg (AASHTO T-89, T-90)

- Límite líquido: es el contenido de humedad expresado como un porcentaje, respecto del peso seco de la muestra, con el cual el suelo cambia del estado líquido al estado plástico.
- Límite plástico: es el contenido de humedad expresado como el porcentaje, respecto de su peso secado al horno que tiene el material cuando permite su arrollamiento en tiras de 1/8" de diámetro sin romperse.
- Índice plástico: se define como el contenido de humedad, expresado en por con respecto al peso seco de la muestra secado al horno, para el cual los suelos cohesivos pasan de un estado semisólido a un estado plástico.

3.4.2.3. Ensayo de compactación (proctor modificado AASHTO T-180)

Permite conocer las características de compactación de un suelo (humedad óptima y densidad máxima), la compactación es el proceso de

efectuar presiones sobre el material para mejorar su densidad o acondicionar mejor su volumen disminuyendo sus vacíos.

3.4.2.4. Ensayo de valor soporte C.B.R. (AASHTO T-193)

Es un índice de su resistencia al esfuerzo cortante bajo condiciones determinadas de compactación y humedad, se expresa en % de la carga necesaria. Se utiliza como criterio de aceptación de la capacidad de un suelo para ser usado como subrasante o de un material para base o sub base.

**Tabla X Resultados caracterización tipo de suelo
Proyecto rediseño de avenida de ingreso a Chiquimulilla**

Resultados caracterización del tipo de suelo					
Ensayo (norma aplicable)	Resultados				Clasificación de suelo
Análisis granulométrico, lavado previo (AASHTO T-11, T-27)	<ul style="list-style-type: none"> • % de grava 35.8 • % de arena 51.2 • % de finos 13.0 				<ul style="list-style-type: none"> • Arena limoarcillosa color beige con fragmentos de rocas • Clasificación S.C.U. SM P.R.A A-2-4
Límites de Atterberg (AASHTO T-89, T-90)	<ul style="list-style-type: none"> • Límite líquido 31.0 % • Índice plástico 6.9 % 				<ul style="list-style-type: none"> • Arena limoarcillosa color beige con fragmentos de rocas • Clasificación C.S.U. ML
Ensayo de compactación (proctor modificado AASHTO T-180)	<ul style="list-style-type: none"> • Densidad seca máxima 1748.0 kg/m³ (109.1 lb/pie³) • Humedad óptima 14.6 % 				<ul style="list-style-type: none"> • Arena limoarcillosa color beige con fragmentos de rocas
Ensayo de razón soporte California (AASHTO T-193)	No. de golpes	C (%)	Densidad lb/pie ³	CBR (%)	
	10	85.4	93.2	13.4	
	30	94.9	103.6	53.8	
	65	98.8	107.8	139.3	

3.5. Diseño geométrico

El proyecto mejora la vía preexistente conservando sin cambio su alineamiento vertical y horizontal, por lo que se ha contemplado para el diseño los siguientes elementos:

3.5.1. Corona

Es la superficie de la carretera comprendida entre las aristas del terreno y las cunetas, su ancho será de 6.0 m, los elementos que la definen son la rasante, pendiente transversal, ancho de calzada y los hombros.

3.5.2. Ancho de calzada

Es la parte destinada al movimiento de los vehículos, en el presente caso tendrá dos vías, cada una con un ancho de 3.0 m.

3.6. Elementos estructurales del pavimento

3.6.1. Sub rasante

Es la representación sobre un eje plano vertical del eje central de una carretera sobre la cual circulan los vehículos. Es la capa de terreno de la carretera, que soporta la estructura del pavimento y que se extiende a una profundidad que no le afecte la carga de diseño que corresponde al tráfico previsto. Para el presente caso se hará un reacondicionamiento de la que existe (escarificar, homogenizar, mezclar, uniformizar, conformar y compactar).

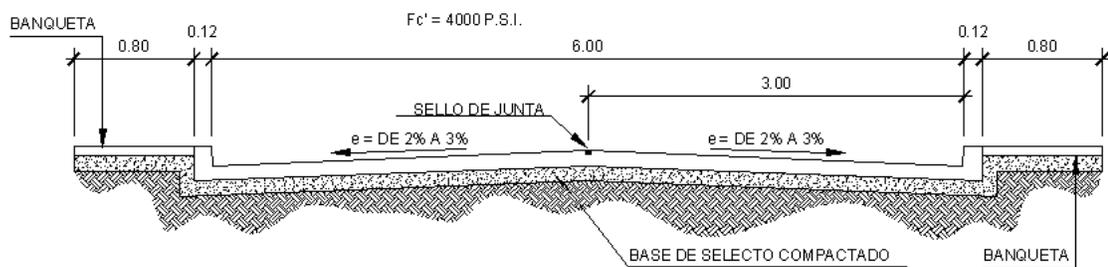
3.6.2. Sub base

Es la capa de la estructura del pavimento destinada a soportar, transmitir y distribuir con uniformidad las cargas del tránsito, de manera que el suelo de la subrasante las pueda asimilar.

3.6.3. Base

Es la capa constituyente del pavimento, destinada fundamentalmente a distribuir las cargas subyacentes y sobre la cual se coloca la capa de rodadura.

Figura 29 Sección típica pavimento



3.6.4. Juntas

Las juntas deberán realizarse en aquellos puntos críticos, donde el concreto tiende a agrietarse, la mayoría de fallas en los pavimentos son producto de tres tipos de esfuerzos:

- Esfuerzos resistivos (cambios de volumen)
- Esfuerzos directos (cargas aplicadas)
- Esfuerzos de flexión (pandeo)

3.6.4.1. Juntas longitudinales

Paralelas al eje de la carretera, su función es prevenir las grietas longitudinales, con una profundidad igual a $\frac{1}{4}$ del espesor de la losa y 6 mm de ancho.

3.6.4.2. Juntas transversales (contracción)

Perpendiculares al eje de la carretera (dirección del tránsito), controlan las grietas causadas por la retracción del concreto, con una profundidad igual a $\frac{1}{4}$ del espesor de la losa.

3.6.4.3. Juntas de expansión

Son necesarias cuando existen estructuras fijas (puentes, parqueos, otros) deben tener una separación de 2 cm como mínimo.

3.6.4.4. Juntas de construcción

Similares a las juntas de contracción, necesarias cuando los tramos a fundir son demasiados grandes.

3.7. Selección del tipo de carpeta de rodadura a utilizar

El pavimento es toda la estructura que descansa sobre el terreno de fundación o subrasante compactada y que está formada por una o varias capas de sub base, base y carpeta de rodadura. Un deterioro estructural de un pavimento se manifiesta por una disminución de su capacidad funcional ya que hay un incremento en la rugosidad y riesgo para los vehículos y sus ocupantes, hay dos tipos de estructuras de pavimentos:

- Rígido: gran módulo de elasticidad, distribuyen las cargas sobre un área grande.
- Flexible: consisten en una serie de capas, la distribución de cargas viene determinada por este sistema de capas.

Tabla XI Relación del comportamiento de suelos

Número de CBR	Clasificación general	Usos
0-3	Muy pobre	Subrasante
3-7	Pobre a regular	Subrasante
7-20	Regular	Sub-base
20-50	Bueno	Sub-base, base
50 o más	Excelente	Base

Para la selección del pavimento rígido se consideraron criterios técnicos y económicos, entre estos:

- Disponibilidad de materiales de construcción.
- Costos de mantenimiento.
- No se requiere mano de obra especializada.
- Facilidad de equipo.

3.8. Diseño del pavimento

El diseño se basa en los resultados de laboratorio y las características de los materiales (clasificación del tipo de suelo), se aplicaron las especificaciones aplicables. Se deberán de implementar todas aquellas acciones de control de calidad y mantenimientos para que el diseño cumpla con los objetivos planteados. Los criterios considerados en el diseño del pavimento rígido dentro de este proyecto, se presentan a continuación.

3.8.1. Tránsito

Es uno de los principales criterios en el diseño de pavimentos, depende del número de vehículos considerados y el peso por eje, es necesario conocer:

- Tránsito promedio diario (TPD)
- Tránsito promedio de camiones (TPDC)

los que pueden calcularse para cada proyecto particular, o tomarse de la tabla XII.

Tabla XII Categoría de carga por eje

CARGA POR EJE CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	TRÁFICO			MÁXIMA CARGA POR EJE, KIPS	
		TPD	TPDC		Eje sencillo	Eje tandem
			%	Por día		
1	Calles residenciales, carreteras rurales y secundarias (bajo a medio)	200 a 800	1 a 3	Arriba de 25	22	36
2	Calles colectoras, carreteras rurales y secundarias (altas), carreteras primarias y calles arteriales (bajo)	700 a 5000	5 a 18	de 40 a 1000	26	44
3	Calles arteriales y carreteras primarias (medio), supercarreteras o interestatales urbanas y rurales (bajo a medio)	3000 a 12000 2 carriles 3000 a 50000 4 carriles o más.	8 a 30	de 500 a 5000	30	52
4	Calles arteriales, carreteras primarias, supercarreteras (altas) Interestatales urbanas y rurales (medio a alto)	3000 a 20000 2 carriles 3000 a 15000 4 carriles o más.	8 a 30	de 1500 a 8000	34	60

Nota: las descripciones de alto, medio y bajo, se refieren al peso relativo de las cargas por eje para el tipo de calle o carretera.

TPD: Tránsito promedio diario en el período de diseño

TPDC: Tránsito promedio diario de camiones

3.8.2. Módulo de ruptura (MR)

Las consideraciones sobre la resistencia a la flexión del concreto son aplicables en el procedimiento de diseño de fatiga, el cual controla el agrietamiento del pavimento bajo cargas de camión respectivas. La flexión en un pavimento de concreto bajo cargas de eje, produce tanto esfuerzo de flexión como compresión, sin embargo la relación de esfuerzos compresivos a resistencia a la compresión o bastante pequeña como para influenciar el diseño del espesor de la losa. Generalmente se utiliza el resultado de este ensayo a los 28 días, para el caso de este proyecto se utilizará un módulo de ruptura MR de $0.15 f_c$ (600 PSI).

3.8.3. Soporte de subrasante

Valor definido por el módulo Westergard de reacción de la subrasante. Este es igual a la carga en libras por pulgada cuadrada entre la deflexión, en pulgadas para dicha carga. Dado que la prueba de carga de plato es larga y costosa, este valor usualmente se calcula por correlación simple, como el CBR o la prueba del valor K. Puesto que las variaciones de este valor no afectan considerablemente el espesor del pavimento no es necesaria su determinación exacta.

Tabla XIII Tipos de suelos subrasante y valores aproximados de k

TIPOS DE SUELO	SOPORTE	RANGO DE VALORES DE K (PCI)
Suelos de grano fino, en el cual el tamaño de partículas de limo y arcilla predomina.	Bajo	75 – 120
Arenas y mezclas de arena con grava, con una cantidad considerada de limo y arcilla.	Medio	130 – 170
Arenas y mezclas de arena con grava, relativamente libre de finos.	Alto	180 - 220
Sub-base tratadas con cemento.	Muy alto	250 - 400

**Tabla XIV Carga permisible por eje categoría 2,
(diseño espesor de pavimento)**

	Concreto sin hombros o bordillo					Concreto con hombros o bordillo					
	Espesor de losa Pulg.	Soporte Subrasante-sub-base				Espesor de losa Pulg.	Soporte Subrasante-sub-base				
		Bajo	Medio	Alto	Muy alto		Bajo	Medio	Alto	Muy alto	
MR = 650 PSI	5.5				5	5	9	3	9	42	450
	6				59	6	96	380	970	3400	
	6.5	9	4	12	400	6.5	710	2600			
	7	80	320	840	3100	7	4200				
	7.5	490	1900								
	8	2500									
MR = 600 PSI	6				11	5			1	8	
	6.5		8	24	110	5.5	1	8	23	98	
	7	15	70	190	750	6	19	84	220	810	
	7.5	110	440	1100		6.5	160	620	150	5200	
	8	590	2300			7	1000	3600			
	8.5	2700									
MR = 550 PSI	6.5			4	19	5.5			3	17	
	7		11	34	150	6	3	14	41	160	
	7.5	19	84	230	890	6.5	29	120	320	1100	
	8	120	470	1200		7	210	770	190		
	8.5	560	2200			7.5	1100	4000	0		
	9	2400									

3.8.4. Diseño y dimensionamiento del espesor del pavimento

De acuerdo con la Asociación del Cemento Portland (PCA), hay dos métodos para determinar el espesor de las diferentes capas de un pavimento considerando las condiciones de servicio establecidas.

- Método de capacidad: se utiliza cuando se tienen datos particulares sobre el tránsito a soportar.

- Método simplificado: reduce considerablemente el espesor de la losa, para su uso existen una serie de tablas basadas en la distribución de los ejes de carga, se utiliza un período de diseño de 20 años.

Tabla XV Valores de k para diseño sobre bases de suelo cemento (PCA)

Valor de K de la Subrasante lbs/plg	Valores de K sobre la base lbs/plg ³			
	Espesor 4 pulg.	Espesor 6 pulg.	Espesor 9 pulg.	Espesor 12 pulg.
50	170	230	310	390
100	280	400	520	640
200	470	640	830	-----

Tabla XVI Valores de k para diseño sobre bases granulares (PCA)

Valor de K de la subrasante lbs/plg	Valores de K sobre la base lbs/plg ³			
	Espesor 4 pulg.	Espesor 6 pulg.	Espesor 9 pulg.	Espesor 12 pulg.
50	65	75	85	110
100	130	140	160	190
200	220	230	270	320
300	320	330	370	430

- Período de diseño 20 años.
- Resistencia a flexión del concreto (módulo de ruptura):
 - $MR = 0.15 f'c = 42.2 \text{ kg/cm}^2 = 600.0 \text{ lb/pul}^2$
- Resistencia de la subrasante (K): de acuerdo al tipo de suelo (arena limo arcillosa) se tiene valor para K PCI (medio) de 150.0.
- Tipo de junta a utilizar será de trabe por agregados tipo macho y hembra cada 3.50 m.
- Se utilizarán bordillos de 50 cm de altura y 12 cm de espesor a ambos lados de la avenida para encausar el agua pluvial al sistema de drenajes municipales.
- Se utilizará una base de selecto con un espesor de 10 centímetros, el espesor de la losa de concreto, con base a las condiciones establecidas anteriormente y según la tabla XVI, se determinó en 15 cm (6 pulgadas), más 10 cm de base.

3.8.5. Diseño de la mezcla de concreto

Se utilizó el método propuesto por el ACI, que requiere que se definan la relación a/c, manejabilidad y consistencia de la mezcla, el resto se obtiene en base a los datos de diseño y los valores de las siguientes tablas.

Tabla XVIII Relación a/c para diferentes valores de resistencia a compresión

Resistencia	Relación a/c
352	0.30
316	0.38
281	0.44
246	0.51
211	0.58
176	0.67

Tabla XIX Revenimientos recomendados para varios tipos de construcciones

Tipo de construcción	Revenimientos (cm)	
	Máximo	Mínimo
Muros de cimentación y zapatas reforzadas	12.5	5.0
Zapatas simples, compuestas y muros de subestructura	10	2.5
Vigas, losas y muros reforzados	15	7.5
Columnas para edificios	15	7.5
Pavimentos	7.5	5.0
Concreto macizo	7.5	2.5

Tabla XX Resistencia promedio a la compresión requerida

Resistencia a compresión Especificada $f'c$ (psi)	Resistencia Promedio a la compresión Requerida $f'cr$ (psi)
Menor de 3000	$F'c + 1000$
3000 – 5000	$F'c + 1200$
Mayor de 5000	$F'c + 1400$

Tabla XXI Requisitos aproximados de agua para diferentes revenimientos y tamaños máximos nominales de los agregados

Revenimiento o Asentamiento (cm.)	Litros de agua por m^3				
	3/8 "	1/2 "	3/4 "	1 "	1 1/2 "
3 - 5	205	200	185	180	175
8 – 10	225	215	200	195	180
15 - 18	240	230	210	205	200

Tabla XXII Porcentaje de arena sobre agregado grueso

TAMAÑO MÁXIMO AGREGADO GRUESO	% DE ARENA SOBRE AGREGADO TOTAL
3/8"	48
1/2"	46
3/4"	44
1"	42
1 1/2"	40

- Datos para el diseño
 - Resistencia a compresión concreto (de tabla XXI)
 $f_c = 84.4 + 281.2 = 365.6 \text{ kg/cm}^2 \text{ (5200.0 lb/pul}^2\text{)}$
 - Revenimiento = 10 cm (3.9 pul)
 - Tamaño máximo del agregado = 2.6 cm (1 pul)
 - Agua de mezcla = 195.0 l/m³ (de tabla XXII)
 - Relación a/c = 48.0 %
 - Cantidad de cemento = 406.3 kg/m³
 Relación a /c = cantidad agua / cantidad cemento
 - Cantidad de agregado = 1798.8 kg/m³
 Cantidad agregado = 2400 – (agua + cemento)
 - Cantidad de arena (de tabla XXIII) = 42 % (agregado total),
 $1798.8 * 0.42 = 755.5 \text{ kg/m}^3$
 - Cantidad de agregado grueso (de tabla XXIII) = 58 %
 (agregado total), $1798.8 * 0.58 = 1043.3 \text{ kg/m}^3$
 - Mezcla elaborada mecánicamente

**Tabla XXIII Resultados diseño mezcla de concreto pavimento,
Rediseño de avenida de ingreso a Chiquimulilla**

Concreto pavimento				
Proporción/ dosificación	Cemento (kg)	Agregados (kg)		Rel. a/c
		Agregado grueso	Agregado fino	
Peso	406.3	755.5	1043.3	0.48
Volumen	1	1.86	2.54	

3.9. Muro de contención

3.9.1. Localización y topografía del lugar

Se encuentra ubicado sobre la ruta de la avenida de ingreso a Chiquimulilla en terreno plano, entre los puntos 9-10B, de la libreta de topografía, forma parte del Proyecto rediseño de la avenida de ingreso a Chiquimulilla.

3.9.2. Condiciones del terreno y tipo de suelo

De acuerdo al levantamiento topográfico y los resultados de laboratorio de caracterización del tipo de terreno se realizó el diseño del muro de contención:

- Arena limo arcillosa color beige con fragmentos de rocas.
- Clasificación S.C.U. SM P.R.A A-2-4
- Clasificación C.S.U. ML

3.9.3. Parámetros de diseño

La mayoría de los datos fueron obtenidos en tablas de acuerdo a las condiciones del proyecto.

- Densidad del suelo 1600.0 kg/m^3
- Coeficiente de fricción $\mu = 0.45$
- $\phi = 30^\circ$
- $\beta = 0$
- $f'm = 35.0 \text{ kg/cm}^2$
- $f'c = 210.0 \text{ kg/cm}^2$
- $F'y = 2810.0 \text{ kg/cm}^2$
- VS suelo 18.0 Ton/m^2
- $H_1 = 3.50 \text{ m}$
- Densidad mampostería 1300.0 kg/m^3
- $q_0 = 1 \text{ Ton/m}^2$
- $K_A = 0.33$
- $K_P = 3$

3.9.4. Evaluación del tipo de muro a utilizar

El proyecto consiste en el diseño de un muro de contención de mampostería reforzada (block de 35 kg/cm^2), de 30 cm de espesor de cimiento, 1.20 metros de levantado de block y medio, (colocado de punta) y 2.40 metros de levantado de block (colocado de punta); lleva a su vez un armado (pineado), como se muestra en los planos. El muro tiene un largo de 91.45 m, con columnas de 20 cm x 20 cm cada dos metros, y juntas de dilatación cada 6.80 m, para evitar filtraciones masivas de agua, se colocará una acequia.

3.9.5. Diseño del muro

3.9.5.1. Cálculo cortina

3.9.5.1.1. Pre dimensionamiento

Se asume que la base de la cortina se localizará a 0.50m del nivel tierras abajo y tendrá un cimiento corrido de concreto armado de ancho igual a 0.60H. La altura de la cortina es $H = 3.50\text{m}$ y la longitud de la base es: 2.10m, se usará acero de refuerzo de grado 40 y la resistencia especificada a la compresión del concreto será de 210 kg/cm^2 , se usaran blocks de $0.20 \times 0.20 \times 0.40\text{m}$, y se colocarán una hilada de punta y otra de sogá sucesivamente una de otra.

3.9.5.1.1.1. Corte actuante en la base

Se utilizaron los criterios de diseño indicados anteriormente y la siguiente fórmula:

$$V = \left(\left(\frac{\gamma_s * K_a * H^2}{2} \right) + q_o * K_a * H \right) * \cos(\beta) = 4615.6 \text{ kg/m}$$

verificación de corte actuante y corte resistente

Con los resultados se chequea si la mampostería resiste el corte actuante, estos datos se verificarán en la base:

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

$$d = 55 \text{ cm}$$

$$V_a = bjd = 0.81 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_m = 0.4 * f'c * m = 2.37 \text{ kg/cm}^2$$

Utilizando

$$i = 1 - \left(\frac{h}{s} \right); i = 0.82$$

$F_s = 0.5f_y = 1405 \text{ kg/cm}^2$, la mampostería resiste el corte actuante.

3.9.5.1.1.2. Determinación del momento flector en la base

Se utilizan los criterios de diseño indicados anteriormente y la siguiente fórmula:

$$M_b = \left(\left(\frac{\gamma_s * K_a * H^3}{6} \right) + \left(q_o * K_a * H^2 / 2 \right) \right) * \cos(\beta) = 6024.7 \text{ kg-m/m}$$

3.9.5.1.1.3. Cálculo acero de refuerzo principal

Con el momento flector en la base, se puede determinar el área de acero (por metro) necesaria para resistirlo.

$$A_s = \left(\left(\frac{M_b}{f_s * j * d} \right) * 100 \right) = 10.29 \text{ cm}^2$$

$$f_s = 0.5 * f'_y ; f_s = 1,406 \text{ kg/cm}$$

Con A_s , se puede determinar la cantidad de barras, el número de las mismas y la separación a la que se encontrarán. Es de suma importancia buscar una solución que permita tener el refuerzo cada 20 cm o múltiplos de éste, que es el ancho nominal del block que se está utilizando. Se separará la cortina en tramos de 1.00 metros (de arriba para abajo), para determinar un armado dividido en tres partes (3.00 metros).

- Para la parte más baja se tiene: $A_{sm} = 10.29 \text{ cm}^2$, 1 # 3 y 1 # 4 @ 20.0 cm.
- Para las partes alta y media, se utiliza la fórmula de momento resistente, el procedimiento es que se propone un armado y luego se chequea a través de las fórmulas de momento resistente y de volteo ($M_r > M_a$), también se chequean el corte actuante y el corte que resiste la

Mampostería.

$$M_r = A_{sm} * f_s * j * d / 100$$

$$A_{sm} = 100 * A_{sb} / 100$$

para los dos tramos los chequeos cumplen, por lo que el armado queda:

- parte alta 1 No. 3 @ 40 cm.
- parte media 2 No. 3 @ 20 cm.

3.9.5.1.1.4. Cálculo acero por temperatura

De acuerdo a los criterios anteriores, considerar los diferentes valores para las profundidades, luego para la parte más baja se tiene $t = 0.60\text{m}$, para las partes alta y media se tiene $t = 0.80\text{m}$, estos valores se integran a la fórmula siguiente $A_{s_{tem}} = \alpha 0.0007 * b * t$, y se obtienen los siguientes valores:

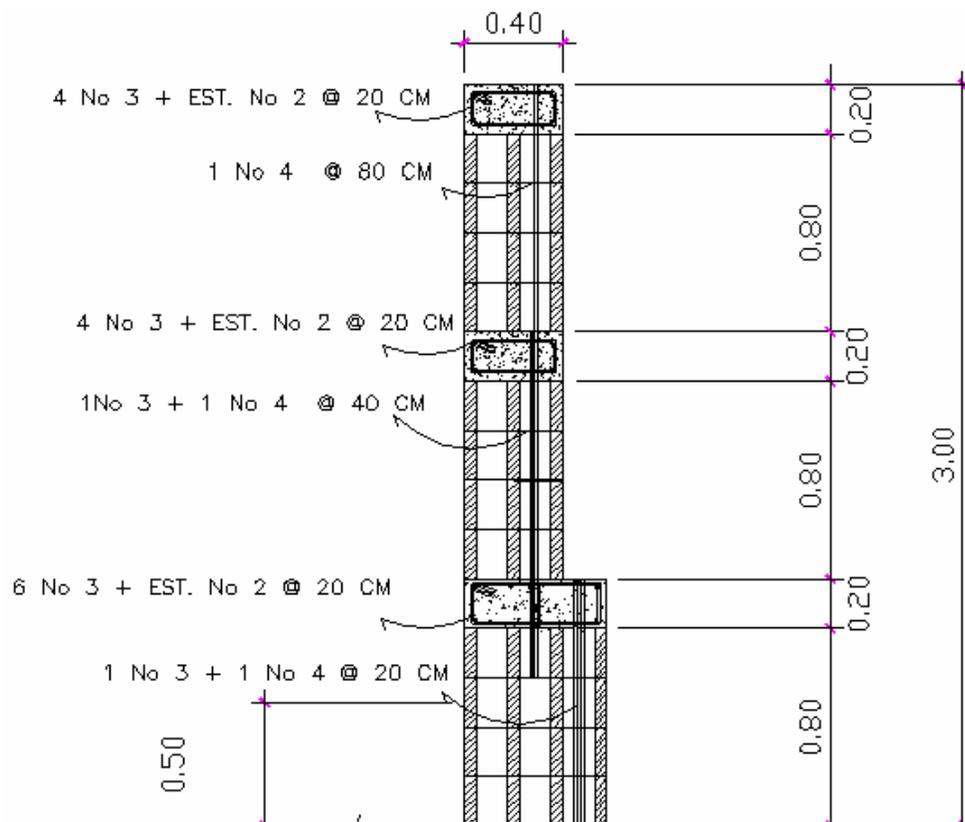
- $A_{s_{0.60}} = 2.7 \text{ cm}^2$, el armado queda 4 No. 3 + Est No. 2 @ 20 cm.
- $A_{s_{0.80}} = 4.1 \text{ cm}^2$, el armado queda 6 No. 3 + Est No. 2 @ 20 cm, 2 No. + Est No. 2 @ 20 cm.

3.9.5.1.2. Pre diseño de cortina

- Área de acero principal:
 - Para la primera parte (de arriba para abajo): 1 No. 3 @ 40 cm.
 - Para la segunda parte (de arriba para abajo): 2 No. 3 @ 20 cm.
 - Para la tercera parte (de arriba para abajo): 1 No. 3 y 1 No.4 @ 20 cm.
- Área de acero horizontal:
 - Para el primer metro (de arriba para abajo; en la corona):

- Solera de 40cm x 22.5 cm con 4 barras No. 3.
- Para la segunda parte (de arriba para abajo; intermedia):
Solera de 40cm x 22.5 cm con 4 barras No. 3.
- Para la tercera parte (de arriba para abajo; intermedia):
Solera de 60 cm x 20 cm con 6 barras No. 3.

Figura 30 Armado final cortina



3.9.5.2. Diseño de la base

3.9.5.2.1. Pre-diseño del talón

Se asume que el talón tendrá 60 cm de largo por 30 cm de altura, y se encontrará a 80 cm de profundidad.

3.9.5.2.2. Pre-diseño del pie

Se asume que el pie tendrá 130 cm de largo por 30 cm de altura, y se encontrará al igual que el talón a 80 cm de profundidad.

Figura 31 Geometría de la base



3.9.5.2.3. Cálculo del empuje

- Presiones horizontales

$$Pp\lambda = Kp * \lambda s * h = 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$Pa\lambda = Ka * \lambda s * H = 1.9 \text{ t/m}^2$$

$$Paq = Ka * q = 0.33 \text{ t/m}^2$$

- Cargas totales

$$Pp\lambda = \frac{1}{2} Pp\lambda h = 0.62 \text{ t/m}$$

$$Pa\lambda = \frac{1}{2} Pa\lambda H = 3.3 \text{ t/m}$$

$$Paq = PaqH = 1.15 \text{ t/m}$$

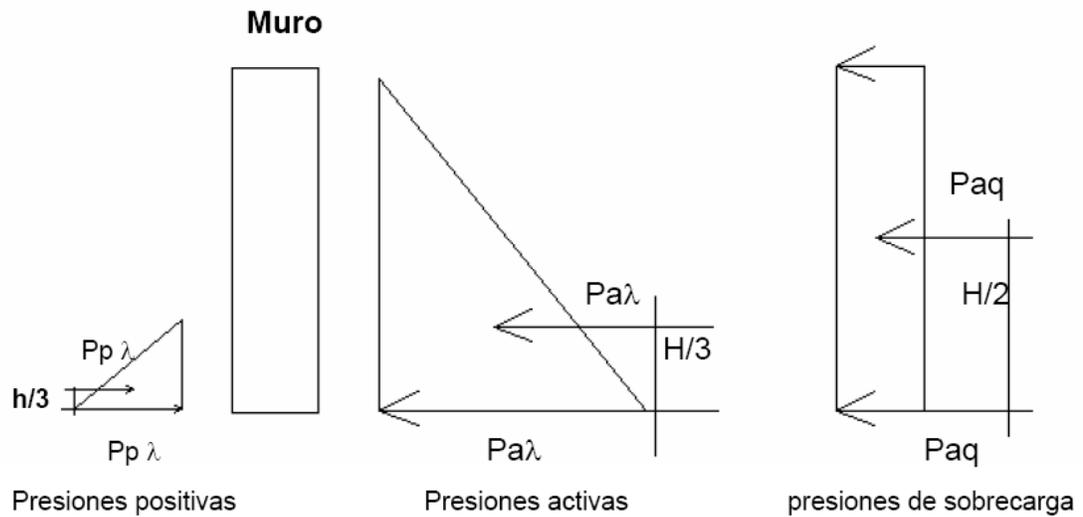
- Momentos del muro

$$Mp\lambda = Pp\lambda * \frac{h}{3} = 0.1 \text{ t-m/m}$$

$$Ma\lambda = p_a \lambda * \frac{H}{3} = 3.9 \text{ t-m/m}$$

$$Maq = p_a q * \frac{H}{2} = 2.0 \text{ t-m/m}$$

Figura 32 Estado de presiones



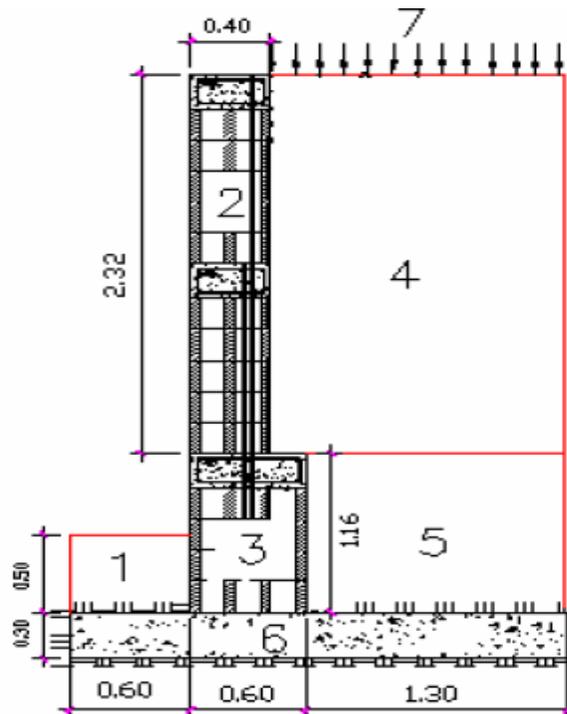
3.9.5.2.4. Cálculo de momentos y pesos

En este inciso, se determinarán el peso y momento resultantes de la estructura (por metro de largo); a su vez, se realizarán los chequeos de volteo, deslizamiento y capacidad soporte.

Tabla XXIV Cálculo de momentos y pesos del muro

Figura	Área (m ²)	Densidad suelo (t/m ³)	Peso (t/m ³)	Brazo (m)	Momento (t-m/m)
1	0.30	1.66	0.5	0.3	0.15
2	0.93	1.3	1.2	0.8	1.0
3	0.70	1.3	0.9	0.9	0.81
4	3.5	1.3	5.8	1.8	10.1
5	1.5	1.66	2.5	1.9	4.6
6	0.75	3	2.3	1.3	2.8
7	1.2	1	1.8	1.8	2.0
Total ΣW			14.2	Total ΣM	21.4

Figura 33 Diagrama cálculo pesos y momentos



- Estabilidad de volteo

Fvs > 1.5

$$F_{vs} = \frac{\sum Mr}{\sum Mact} = \frac{Mp \lambda + Mw}{Ma \lambda + Maq} = 3.64 > 1.5$$

- Estabilidad de deslizamiento

$$Fsd > 1.5$$

$$Fsd = \frac{\sum Pr}{\sum Pact} = \frac{Pp \lambda + \mu W}{Pa \lambda Pa q} = 1.56 > 1.5$$

- Chequeo capacidad soporte

$$X = \sum Mo / \sum W$$

$$X = \frac{(Mp \gamma + Mw - Ma \gamma - Maq)}{W} = 1.1 \text{ m desde el eje de volteo}$$

$$E = B/2 - X = 0.16 \text{ m. desde el centro del cimiento}$$

$$q = \frac{W}{L} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{L} \right) = q(+)= 8.42 \text{ t/m}^2$$

$$q = \frac{14.24}{2.50} * \left(1 \pm \frac{6 * 0.16}{2.50} \right)$$

$q(-) = 2.95$

- $q(+)$ < Vs ; $8.42 < 18 \text{ t/m}^2$
- $q(-)$ > 0; $2.95 > 0 \text{ t/m}^2$

Como resultado de los chequeos las dimensiones consideradas en el pre diseño del pie y talón se toman como definitivas.

3.9.5.3. Diseño del pie y el talón

3.9.5.3.1. Cálculo del pie

- Cálculo de pendiente del diagrama de presiones

$$W_s = \lambda s * desp * L_{pie} = 0.50 \text{ t/m}^2 \quad W_C = \lambda c * t_{zap} * L_{pie} = 0.54 \text{ t/m}^2$$

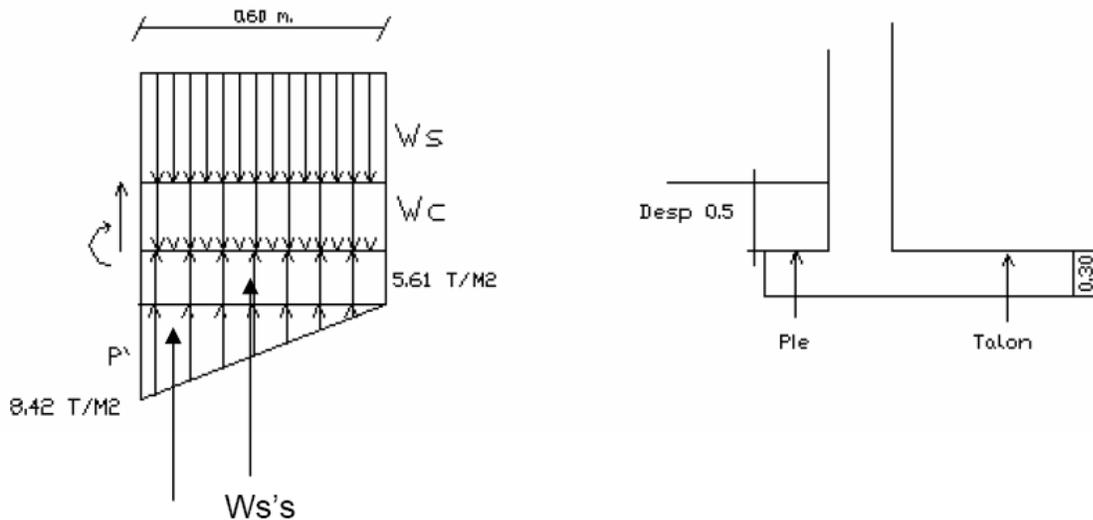
$$W_t = 1.14 \text{ t/m}^2$$

$$W_s's = 5.61 * 0.60 = 3.4 \text{ t/m}$$

$$W_{ss} = (8.42 - 5.61) * 0.68/2 = 0.84 \text{ t/m}$$

$$d = t - rec - 0/2 = 21.87 \text{ cm}$$

Figura 34 Distribución de presiones pie y talón



- Chequeo resistencia al corte

$$V_r = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * b = 14.31 \text{ t/m}^2, \text{ y el corte en el muro es}$$

$V_u = W'_{ss} + W''_{ss} - W_s + c = 5.4 \text{ t/m}^2$, entonces se tiene que $V_u < V_r$, cumple el chequeo.

- Chequeo por flexión

$$M = 1.7(w_{ss} * (L_{pie}/2) + W_{ss} * 2/3(L_{pie} - W_s + c * (L_{pie}/2)) = 1.8 \text{ t-m/m}$$

- Cálculo acero de refuerzo

Datos:

$$M_u = 1.8 \text{ t/m}^2$$

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

$$d = 21.87 \text{ cm}$$

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

$$F'_y = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = 3.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 11.0 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento

$$11.0 \quad 100$$

$$1.98 \quad X \text{ cm}$$

$X = 20 \text{ cm}$, 1 No. 4 @ 20 cm (armado principal)

$$A_{s_{tem}} = 0.002 * b * d = 4.4 \text{ cm}^2$$

$X = 20 \text{ cm}$, 1 No. 4 @ 20 cm (armado longitudinal)

3.9.5.3.2. Cálculo del talón

$$q_s + c + q = \gamma_s * H + \gamma_c * t + q = 7.53 \text{ t/m}^2$$

$$q_s + c + q = 7.53 \text{ t/m}^2$$

$$W_s = q * d * 1/2 = 3.7 \text{ t/m}^2$$

$$W_s + c + q = 4.9 \text{ t/m}^2$$

- Chequeo por corte

$$V_{U_{Rostro}} = 1.7 (W_{s+c+q} - W_s) = 6.61 \text{ t/m}$$

$$d = 21.87 \text{ cm}$$

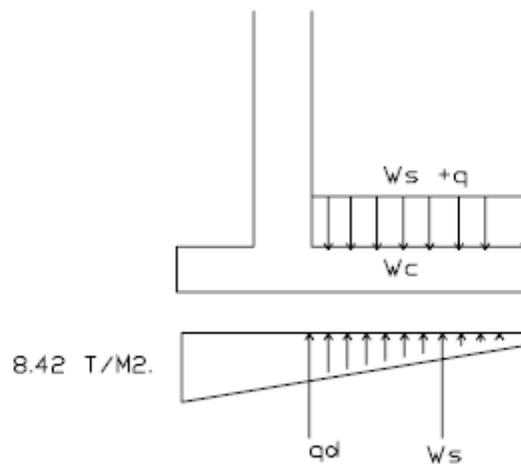
$$V_r = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot b \cdot d = 14.31 \text{ t/m}^2$$

$V_u < V_r$, cumple el chequeo.

- Chequeo por flexión

$$M = 1.7(W(s+c+q) \cdot l_{talón}/2 + W_s \cdot 1/3 \cdot l) = 2.72 \text{ t/m}^2$$

Figura 35 Diagrama de presiones en el talón



$$M_u = 2720.0 \text{ kg-m/m}$$

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

$$d = 23 \text{ cm}$$

$$A_s = 5.0 \text{ cm}^2$$

- Cálculo acero de refuerzo (armado principal)

$$A_{s_{\min}} = 11.0 \text{ cm}^2 \text{ se tomarán barras No. 5}$$

Espaciamiento

$$11.0 \quad 100$$

$$1.98 \quad X \text{ cm}$$

X = 20 cm, 1 No. 5 @ 20 cm (armado principal)

$$A_{s_{tem}} = 4.4 \text{ cm}^2$$

- Cálculo acero por temperatura

$$A_{s_{tem}} = 0.0018 * b * d = 4.4 \text{ cm}^2$$

X = 20 cm, 1 No. 4 @ 20 cm

Espaciamiento

11.0 100

1.98 X cm

X = 30.4 cm, 1 No. 5 @ 30 cm (armado temperatura)

3.9.6. Resultados finales diseño del muro de contención

3.9.6.1. Cortina

- Armado principal
 - Primer metro (arriba para abajo)
1 No. 4 @ 40 cm
 - Segundo metro (arriba para abajo)
2 No. 3 @ 20 cm
 - Tercer metro (arriba para abajo)
1 No. 3 y 1 No. 4 @ 20 cm
- Armado horizontal
 - Primer metro (arriba para abajo, en la corona)
Solera de 40x22.5 cm 4 No. 3
 - Segundo metro (arriba para abajo, intermedia)
Solera de 40x22.5 cm 4 No. 3
 - Tercer metro (arriba para abajo, intermedia)
Solera de 60x22.5 cm 6 No. 3

3.9.6.2. Cimiento (base)

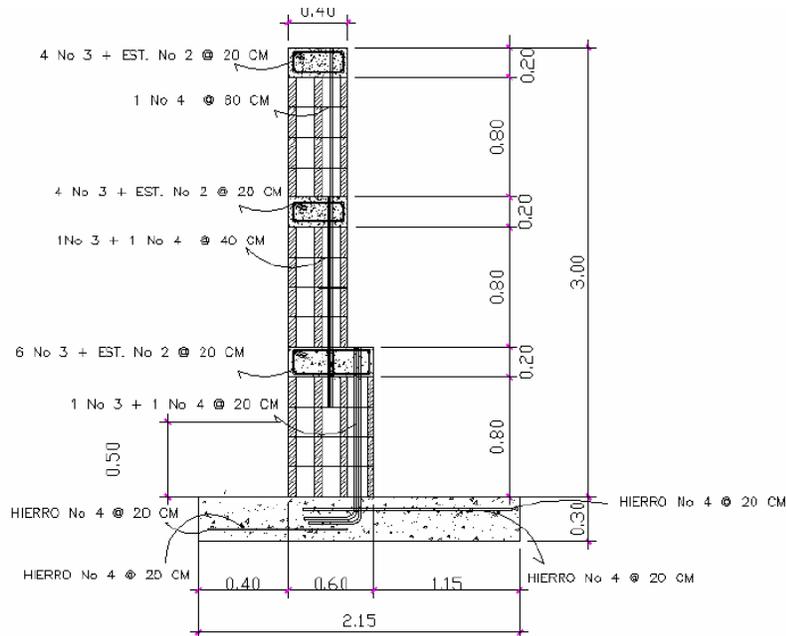
3.9.6.2.1. Pie

- Armado principal 1 No. 5 @ 20 cm
- Armado por temperatura 1 No. 4 @ 30 cm

3.9.6.2.2. Talón

- Armado principal 1 No. 5 @ 20 cm
- Armado por temperatura 1 No. 4 @ 30 cm

Figura 36 Armado final muro de contención



3.10. Presupuesto general de materiales y mano de obra, proyecto rediseño avenida de ingreso Chiquimulilla

Para la realización del presupuesto se deben de tomar en cuenta factores que influyen directa e indirectamente en el manejo de los costos totales para la ejecución de este proyecto, como por ejemplo:

- Distancia de fletes.
- Distintos precios en los lugares de distribución de materiales.
- Arrendamiento de maquinaria o si es propia, mantenimiento de la misma.
- Incrementar un porcentaje al costo si el proyecto no se va ejecutar a la mayor brevedad posible.

Tabla XXV Presupuesto total
Proyecto rediseño avenida de ingreso Chiquimulilla

Fase del proyecto	Costo (Q)
Pavimento	4,051,576.25
Muro de contención	223,361.00
Total	4,274,937.25

3.10.1 Presupuesto pavimento

Tabla XXVI Presupuesto pavimento, proyecto rediseño avenida de ingreso a Chiquimulilla

No.	Renglón	Unidad	Cantidad	Precio unitario (Q)	Costo total (Q)
1	Bodega y guardiana	Global	1	13908.20	13908.20
2	Topografía	m ²	12,931.50	2.30	29,712.45
3	Capa de base	m ²	12,931.50	64.55	834,728.33
4	Capa de rodadura	m ²	12,931.50	95.66	231,9135.00
5	Bordillo	ml	2,564.00	95.66	245,272.24
6	Cuneta	ml	200	142.00	28,400.00
Subtotal					3,471,186.43
	Equipo y herramienta				34,711.86
	Gastos de administración				104,135.59
	Supervisión de campo				25,000.00
	Utilidades				416,542.37
Total del proyecto					4,051,576.25

Tabla XXVIII Cronograma de ejecución proyecto rediseño avenida de ingreso a Chiquimulilla

Renglón	1 Mes	2 Mes	3 Mes	4 Mes	5 Mes	6 Mes	Total
Bodega y guardiana							13908.20
	13908.20						
Topografía							29,712.45
	29,712.45						
Capa de base							834,728.33
		834,728.33					
Capa de rodadura							231,9135.00
			231,9135.00				
Bordillo							245,272.24
			245,272.24				
Cuneta							28,400.00
				28,400.00			
Total							3,471,186.43

3.10.2 Presupuesto muro de contención

3.10.2.1 Materiales

- Materiales obras preliminares

Tabla XXVII Materiales trabajos preliminares

No.	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario Q	Total Q
1	Parales de 2x3x7'	U	20	28.00	560.00
2	Puerta para bodega global	Global	1	1,000.00	1,000.00
3	Lámina calibre 28 de 10'	U	25	4.00	
4	Clavo de lámina	lb	10	6.00	60.00
5	Reglas de 1x3x3'	U	20	3.50	70.00
6	Reglas de 2x2x3'	U	40	4.00	160.00
7	Madera para andamios	Global	3	72.00	216.00
8	Piochas	U	4	45.00	180.00
9	Palas	U	8	35.00	280.00
10	Cubetas	U	15	11.00	165.00
11	Carretas	U	2	180.00	360.00
12	Serruchos	U	3	35.00	105.00
13	Barretas	U	2	55.00	110.00
14	Toneles	U	2	190.00	480.00
15	Mangueras	U	2	75.00	150.00
16	Cedazo	M ²	2	25.00	50.00
17	Azadones	U	3	35.00	105.00
18	Clavo de lámina	lb	10	6.00	60.00
Total					4151.00

- Materiales construcción muro

Tabla XXVIII Cuantificación de materiales

No.	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario Q	Total Q
1	Block de 20 x 20x 40 cm	u	10500	3.00	31500.00
2	Arena de rio	m ³	195	100.00	19500.00
3	Piedrín de 3/4"	m ³	21	150.00	3150.00
4	Cemento 4000 psi	u	1500	38.00	57000.00
5	Hierro no.3	qq	6	260.00	1560.00
6	Hierro no.4	qq	3	260.00	780.00
7	Hierro no.5	qq	9	260.00	2340.00
8	Hierro no.2	qq	12	260.00	3120.00
9	Alambre de amarre	lb	30	5.00	150.00
10	Tubos P.V.C. de 1"	u	15	25.00	375.00
11	Arena amarilla	m ³	9	100.00	900.00
12	15 tablas de 1'x6'x7'	u	45	5.00	225.00
13	Clavo de 2"	lb	45	5.00	225.00
Total					120825.00
Total materiales (preliminares + construcción)					Q 124976.00

3.10.2.2 Mano de obra

Tabla XXIX Cuantificación de mano de obra

No.	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario Q	Total Q
1	Armado + fundición de cimiento	m ²	200	40.00	8000.00
2	Levantado de block de 20x20x40 m	m ²	2000	25.00	50000.00
3	Flete para acarreo de ripio	Camión	5	175.00	875.00
4	Flete para acarreo de agua	Global	5	175.00	875.00
5	Zanjeo 0.80x2.10mx91	m ³	150	28.00	4200.00
7	Colocación de relleno + compactado	m ³	200	50.00	10000.00
8	Colocación de cuneta o asequia	m l	91	25.00	2275.00
9	Armado, formateado y fundido de soleras de 0.20x0.40 m	m l	91	55.00	5005.00
10	Armado, formateado y fundido de soleras de 0.20x0.60 m	m l	91	75.00	6825.00

11	Armado, formateado y fundido de columnas de 0.20x0.20 m	m l	50	45.00	2225.00
12	Colocación de tubos p.v.c.	Unidad	15	7.00	105.00
Total mano de obra					Q 90385.00

3.10.3 Costos totales muro de contención

Tabla XXX Costos totales muro de contención

Descripción	Costo Q
Materiales trabajos preliminares	4151.00
Cuantificación de materiales	120825.00
Cuantificación de mano de obra	90385.00
Costo total	Q 223361.00 (\$ 27820.13)

Tabla XXXI Cronograma ejecución muro de contención

No.	Renglón de trabajo	1 mes				2 mes				3 mes				4 mes				5 mes			
		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1	Preliminares	■	■																		
2	Zanjeo y remoción de escombros		■	■																	
3	Armado y fundición de cimiento			■	■	■	■	■	■	■	■										
4	Levantado de muro									■	■	■	■	■	■						
5	Colocación de cuneta													■	■	■	■				
6	Limpieza Final																	■	■	■	■

3.11 Estudio de impacto ambiental

3.11.1. Generalidades

Las actividades desarrolladas por el ser humano causan algún tipo de impacto al medio ambiente en todos los sistemas que componen la naturaleza, pudiendo ser el impacto positivo, negativo o poco significativo, esta situación hace necesario que se determinen la naturaleza, tipo, cantidad así como las medidas de mitigación que se pueden aplicar para reducir el impacto que generan estas actividades. Dentro de las herramientas existentes para poder evaluar los impactos que causará determinado proyecto se pueden mencionar las siguientes:

- Estudio de impacto ambiental no significativo
- Estudio de impacto ambiental significativo (evaluación general)

3.11.2. Evaluación de Impacto Ambiental Proyecto “Rediseño de avenida de ingreso a Chiquimulilla”

Por las características, tipo del proyecto y la zona donde se ubicará, se puede realizar una evaluación rápida, que permita conocer los impactos positivos, negativos o pocos significativos así como las medidas de mitigación necesarias para el mismo, incluye la fase de construcción, operación y mantenimiento del proyecto.

- Información sobre el proyecto
 - Nombre de la comunidad: Chiquimulilla
 - Municipio: Chiquimulilla, departamento Santa Rosa
 - Tipo de proyecto: carretera (rediseño de avenida de ingreso a Chiquimulilla)

- Consideraciones especiales (se deben tomar durante la visita al proyecto): el proyecto se encuentra dentro del casco urbano de Chiquimulilla.
- Consideraciones sobre áreas protegidas: el proyecto no se ubica dentro de alguna área protegida legalmente establecida.
- Consideraciones sobre ecosistemas naturales: el proyecto no afecta ecosistemas naturales.
- Otras consideraciones no aplican.

3.11.3. Impactos ambientales y medidas de mitigación determinados durante las fases construcción y operación

Se evalúan por medio de una matriz que incluye el sistema ambiental afectado y el tipo de proceso u operación responsable, se presentan el impacto identificado, las actividades de mitigación previstas y los responsables de las mismas.

Tabla XXXII Impactos ambientales negativos generados durante la construcción

Proyecto Rediseño de avenida de ingreso a Chiquimulilla			
Impacto ambiental	Responsable		
	Ejecutor	Comunidad	Municipalidad
i. Deslaves de material	x		
ii. Erosión de cortes	x		
iii. Disposición inadecuada de materiales de desperdicio	x		
iv. Alteración del drenaje superficial	x		
v. Contaminación de cuerpos de agua por causa de los insumos utilizados durante la construcción.	x		
vi. Contaminación del aire por polvo generado en la construcción.	x		

vii. Alteración del paisaje como consecuencia de los cortes.		X	
viii. Riesgos para los trabajadores	X		
ix. Generación de desechos sólidos derivados de las actividades e los trabajadores en la obra.	X		

Tabla XXXIII Impactos ambientales negativos generados durante la operación

Proyecto Rediseño de avenida de ingreso a Chiquimulilla			
Impacto ambiental	Responsable		
	Comité de mantenimiento	Comunidad	Municipalidad
i. Erosión de cortes	X	X	
ii. Accidentes de tránsito	X		
iii. Accidentes a peatones	X		
iv. Reasentamiento involuntario			X

Tabla XXXIV Costos de aplicación medidas de mitigación en la construcción y operación

Proyecto Rediseño de avenida de ingreso a Chiquimulilla		
Etapa proyecto	Medidas de mitigación	Costo
Construcción	Prevención durante la construcción, prevención de erosión usando estabilización física.	Incluido en costos de estabilización.
	Seleccionar sitios adecuados y colocar en capas no mayores de 0.25 m compactado, posteriormente colocar una capa de material orgánico.	Incluido en costos de excavación no clasificada desperdicio.
	Construcción durante estación seca, alteración mínima de corrientes de agua naturales.	Requiere únicamente de programación de inicio de obra en mes adecuado
		Incluido en costos administrativos

	<p>Uso de agua para minimizar la generación de polvo.</p> <p>Limpieza de sitios de construcción.</p> <p>Desarrollar plan de seguridad e higiene, hacer sanitario provisional, colocar depósitos identificados para los desechos, y su posterior disposición en sitios adecuados.</p>	<p>Incluido en costos de excavación no clasificada desperdicio.</p> <p>Incluidos en costos administrativos.</p>
Operación y mantenimiento	Regulación y señalización adecuadas.	Variable, con fondo para mantenimiento del comité.

Tabla XXXV Impactos, medidas de mitigación y etapa del proyecto en que ocurren

Proyecto Rediseño de avenida de ingreso a Chiquimulilla					
Etapa proyecto		Construcción		Operación y mantenimiento	
Componentes ambientales y sociales		Impacto/Calificación	Medidas de mitigación	Impacto/ Calificación	Medidas de mitigación
Ambiente físico	Suelos	Deslaves de material. NS	Prevención durante la construcción.	No se generaran impactos	
		Erosión de cortes. NS	Prevención de la erosión usando estabilización física.	No se generaran impactos	
		Disposición inadecuada de materiales de desperdicio NS	Selección de sitios adecuados y colocar en capas no mayores de 0.25 m compactado, posteriormente colocar una capa de material orgánico	No se generaran impactos	
	Recursos hídricos	Disminución de la calidad del agua NS	Construcción de preferencia en época seca	No se generaran impactos	
	Calidad del aire	Contaminación del aire por polvo generado NS	Uso de agua para minimizar la generación de polvo	Contaminación del aire por polvo generado NS.	
Ambiente biológico	Hábitats naturales, flora y fauna	No se generaran impactos		No se generaran impactos	
	Estética y paisaje	No se generaran impactos		No se generaran impactos	
Ambiente social	Salud humana	Riesgos para la salud de los trabajadores NS	Desarrollar plan de seguridad e higiene	Accidentes de tránsito y de peatones NS	Regulación y señalización adecuadas.
	Comunidades humanas	Generación de desechos sólidos derivados de las actividades de los trabajadores de la obra NS	Hacer sanitario provisional. Colocar depósitos para la basura identificados, para su posterior disposición en sitios adecuados.	Generación de desechos sólidos NS	Colocar depósitos para la basura, mantener un programa de limpieza
		Generación de fuentes de trabajo	I+		Mejoras en las vías de comunicación y generación de fuentes de trabajo

NA = no aplica NS = no significativo I+ = impacto positivo

3.11.4. Recomendaciones de la evaluación de impacto ambiental y la viabilidad ambiental del proyecto.

Después de analizar los impactos ocasionados (significativos y no significativos), así como las medidas de mitigación propuestas, se considera el proyecto ambientalmente viable, los impactos sociales son de carácter positivo al mejorar las comunicaciones entre las comunidades cercanas a la zona del proyecto y generación de empleos para los vecinos de la zona.

3.11.5. Mantenimiento preventivo avenida de ingreso a Chiquimulilla

- Señalización, pintura, alumbrado, etc.
- Limpieza y mantenimiento de cunetas y drenajes.
- Limpieza y mantenimiento de pavimento
- Reacondicionamiento de instalaciones dañadas.
- Limpieza o rehabilitación de las juntas.

3.11.6. Plan de mitigación del muro de contención de mampostería reforzada

En este caso, las medidas de mitigación consistirán en realizar un diseño con un adecuado estudio de suelos, drenajes necesarios, así como tomar en cuenta el material de relleno. Se pudo establecer que el mayor riesgo que tiene el proyecto es por sismo debido a su ubicación (cerca de fallas tectónicas). Es importante que al momento de ejecutarse la obra se tome en cuenta, por parte del supervisor las especificaciones técnicas del proyecto.

La construcción del muro de contención beneficiará no sólo a la aldea, donde se encuentra la escuela, sino a las comunidades aledañas a dicha aldea, ya que la mayoría de niños de las comunidades estudian en dicho recinto. El objetivo principal de la construcción del muro es la protección de la vida de los usuarios,

al asegurar la estructura de la avenida de ingreso a Chiquimulilla contra cualquier derrumbe o deslizamiento.

CONCLUSIONES

1. Al utilizar el Código del ACI-318-R-99, en requisitos específicos para materiales, análisis estructural y el dimensionamiento de elementos, se garantiza un diseño eficiente.
2. El material encontrado en el lugar de construcción según su clasificación SUCS corresponde a una arena limo arcillosa color beige con fragmentos de roca, con un porcentaje de CBR de 53.8% a 95% de compactación.
3. El pavimento recomendado para la avenida de ingreso a Chiquimulilla es del tipo rígido, dadas las características del proyecto y los costos de construcción y mantenimiento. Para determinar el espesor adecuado de la capa de pavimento rígido se utilizaron los parámetros de diseño establecidos, los cuales indican que el espesor de 15 centímetros es el adecuado, debido a las cargas y tránsito que circula por el tramo.
4. El costo total de ejecución de cada proyecto es: para el puente vehicular Q. 962,320.02. Para la avenida de ingreso es Q. 4,274,937.25 respectivamente, ambos valores se encuentran en el rango de los precios del lugar, se concluye que los proyectos son factibles para su ejecución.
5. El análisis de los impactos ocasionados (significativos y no significativos), así como las medidas de mitigación propuestas, se

consideran ambientalmente viables, los impactos sociales son de carácter positivo al mejorar la comunicación entre las comunidades cercanas a la zona de los proyectos y la generación de empleo para los vecinos. La protección ambiental debe ser prioritaria en la ejecución de cualquier obra, además es de suma importancia que todo tipo de desechos que genere la ejecución sea controlado y depositado en lugares con autorización para su manejo.

RECOMENDACIONES

1. Es de suma importancia que la Municipalidad garantice la supervisión técnica por parte de un profesional de la ingeniería para la construcción de tan importantes obras y que sigan estrictamente las especificaciones técnicas.
2. La construcción de los proyectos es aconsejable realizarla durante época de estiaje que está comprendida entre los meses de diciembre y mayo.
3. En el lugar de la obra, al momento de la ejecución de los proyectos se sugiere contar con un adecuado control de calidad.
4. Las condiciones de durabilidad de las estructuras dependen de varios factores, sin embargo, se debe tener principalmente énfasis en proveer un mantenimiento adecuado y periódico, especialmente en el pavimento, cunetas, drenajes, lavaderos y coronas de pilas del puente, recarpeteo de los accesos del puente, protección contra la socavación, limpieza o rehabilitación de las juntas de dilatación, limpieza o protección de apoyos, etc.
5. Los presupuestos de los estudios fueron elaborados durante año 2007, por lo tanto, los precios de materiales de construcción y mano de obra están sujetos a variación. Se recomienda revisarlos previo a la ejecución de la obra.

6. Involucrar directamente a la comunidad dentro del proceso constructivo para evitar un incremento en los costos de mano de obra y a la vez crear fuentes de trabajo para los habitantes de la comunidad.

BIBLIOGRAFÍA

1. ACI-318-99. **Código de Diseño de Hormigón Armado ACI-318R-99.**
Reglamentos y comentarios del ACI-318R-99.
2. American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO). **Standard Specifications for highways and bridges.**
16ª edición, Estados Unidos 1996.
3. Especificaciones Generales para la Construcción de Carreteras y Puentes. Edición mayo 2001. Dirección General de Caminos.
4. Cabrera Seis, Jadenon Vinicio. Guía teórica y práctica del curso de cimentaciones. Trabajo de Graduación Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. 1,994.
5. Galicia Ordoñez, Caris Gabriela. Diseño de ampliación de 1.45 km de pavimento rígido en el sector 2 de la aldea Fray Bartolomé de las Casas (El Cerinal) y Escuela de párvulos de dos niveles en el Cantón Utzumazate del municipio de Barberena, Santa Rosa. Trabajo de Graduación Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. 2006.

6. Gonzales Ixén, Gemeli Suriel. Diseño de la pavimentación de la calle principal de la aldea agua de la mina y diseño del alcantarillado sanitario de la aldea Las Trojes, municipio de Amatitlán, Departamento de Guatemala. Trabajo de Graduación Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. 2008.

7. Guzmán Escobar, Ernesto Salvador. **Diseño de puentes.** Trabajo de Graduación Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. 1997.

8. Nilson, Arthur H. **Diseño de estructuras de concreto.** 12^a edición, Colombia: McGraw–Hill Interamericana S.A. 2001.

9. Quiñones Lucas, Luis Fernando. Diseño de un puente vehicular sobre el río Chiquito de la Aldea El Peñoncito y propuesta de mejoras al sistema de agua potable de la Aldea La Acequia del municipio de el Progreso, Jutiapa. Trabajo de Graduación Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala. 2004.

APÉNDICE A

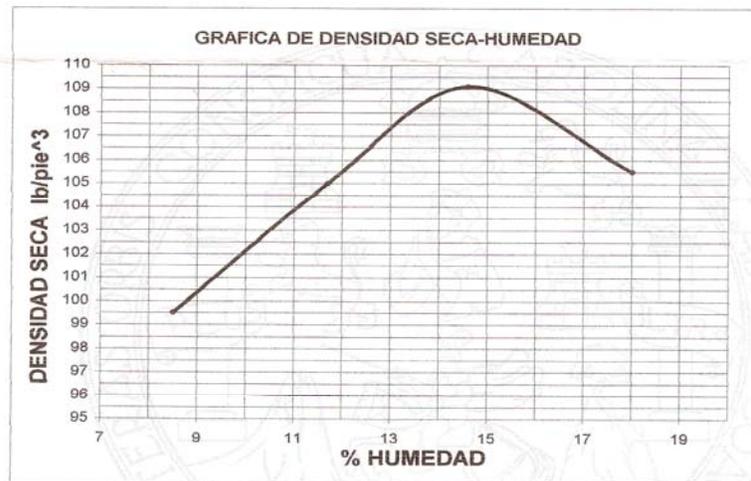
1. Informes de Laboratorio



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



INFORME No. 089 S.S. O.T. No.: 21,203
Interesado: Edy Rafael Pineda García
Asunto: ENSAYO DE COMPACTACIÓN. Proctor Estándar: () Norma:
Proctor Modificado: (X) Norma: A.A.S.T.H.O. T-180
Proyecto: Trabajo de graduación - EPS
Ubicación: Aldea Santa Rosa, Chiquimula
Fecha: 09 de marzo de 2007



Muestra No.: 1
Descripción del suelo: arena limoarcillosa color beige con fragmentos de roca
Densidad seca máxima γ_d : 1748 Kg/m³ 109,1 lb/ft³
Humedad óptima Hop.: 14,6 %
Observaciones: Muestra proporcionada por el interesado.

Atentamente,

Vo. Bo.:

Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
DIRECTOR CII/USAC

Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos
SECCION DE INGENIERIA DE SUELOS
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
DIRECCION DE INGENIERIA
GUATEMALA, C. A.

FACULTAD DE INGENIERIA -USAC
Edificio T-5, Ciudad Universitaria zona 12
Teléfono directo 2476-3992. Planta 2443-9500 Ext. 1502. FAX: 2476-3993
Página web: <http://cii.usac.edu.gt>



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

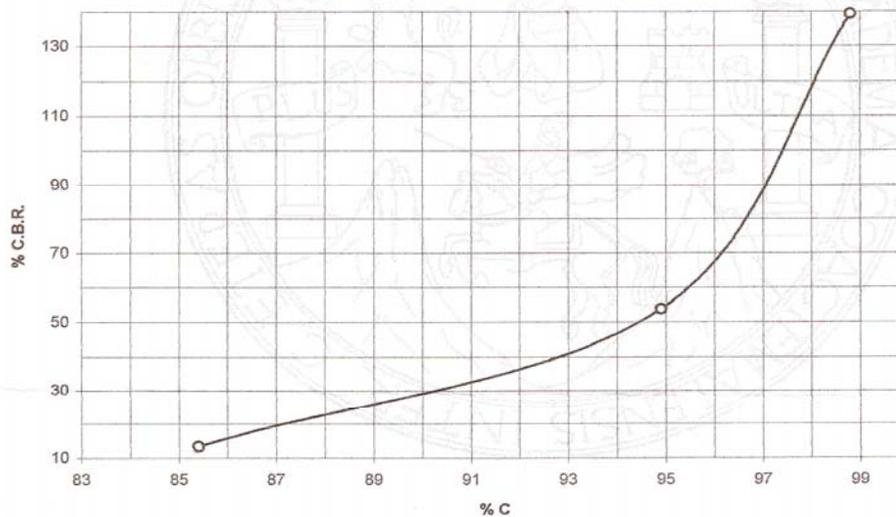


INFORME No.: 090 S.S. O.T. No.: 21,203
 Interesado: Edy Rafael Pineda Garcia
 Asunto: Ensayo de Razón Soporte California (C.B.R.) Norma: A.A.S.H.T.O. T-193
 Proyecto: Trabajo de graduación - EPS

Ubicación: Aldea Santa Rosa, Chiquimula
 Descripción del suelo: arena limoarcillosa color beige con fragmentos de roca
 Muestra No.: 1
 Fecha: 09 de marzo de 2007

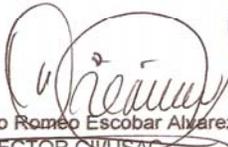
PROBETA No.	GOLPES No.	A LA COMPACTACION		C (%)	EXPANSION (%)	C.B.R. (%)
		H (%)	γ_d (Lb/pie ³)			
1	10	12,70	93,2	85,4	0,2	13,4
2	30	12,70	103,6	94,9	0,1	53,8
3	65	12,70	107,8	98,8	0,1	139,3

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



Atentamente,

Vo. Bo.:


 Ing. Oswaldo Romeo Escobar Alvarez
 DIRECTOR CHUSAC


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



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



INFORME No. 091 S.S.

O.T. No. 21,203

Interesado: Edy Rafael Pineda García
Proyecto: Trabajo de graduación - EPS

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

Ubicación: Aldea Santa Rosa, Chiquimula

FECHA: 09 de marzo de 2007

RESULTADOS:

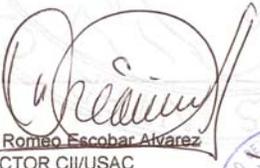
ENSAYO No.	MUESTRA No.	L.L. (%)	I.P. (%)	C.S.U. *	DESCRIPCION DEL SUELO
1	1	31	6,9	ML	arena limoarcillosa color beige

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

Observaciones: Muestra tomada por los interesados.

Atentamente,

Vo. Bo.


Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
DIRECTOR CII/USAC


Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos





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



INFORME No. 092 S.S. O.T. No. 21,203

Interesado: Edy Rafael Pineda García
 Tipo de Ensayo: Análisis Granulométrico, con tamices y lavado previo.
 Norma: A.A.S.H.T.O. T-27, T-11
 Proyecto: Trabajo de Graduación - EPS

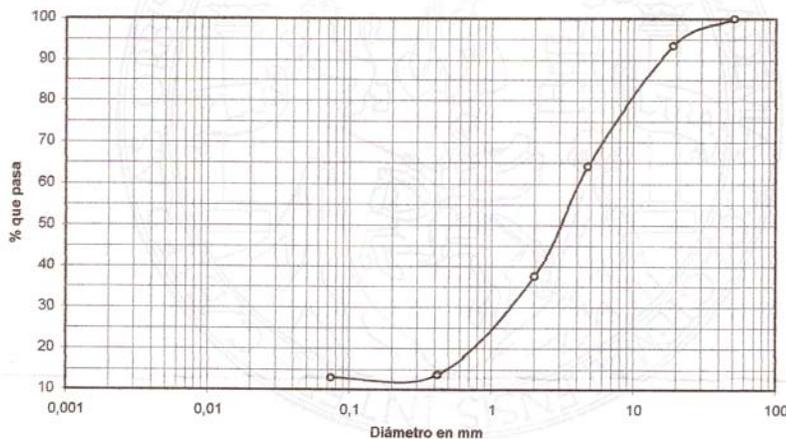
Procedencia: Aldea Santa Rosa, Chiquimula

Fecha: 09 de marzo de 2007

Muestra No. 1

Análisis con Tamices:		
Tamiz	Abertura (mm)	% que pasa
2"	50,8	100,00
3/4"	19,00	93,42
4	4,76	64,18
10	2,00	37,54
40	0,42	13,66
200	0,074	12,97

% de Grava: 35,82
 % de Arena: 51,21
 % de Finos: 12,97



Descripción del suelo: arena limoarcillosa color beige con fragmentos de roca
 Clasificación: S.C.U.: SM P.R.A.: A-2-4
 Observaciones: Muestra tomada por el interesado.

Atentamente,

 Vo. Bo. Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
 DIRECTOR CII/USAC.



Ing. Omar Enrique Méndez Méndez
 Jefe Sección Mecánica de Suelos





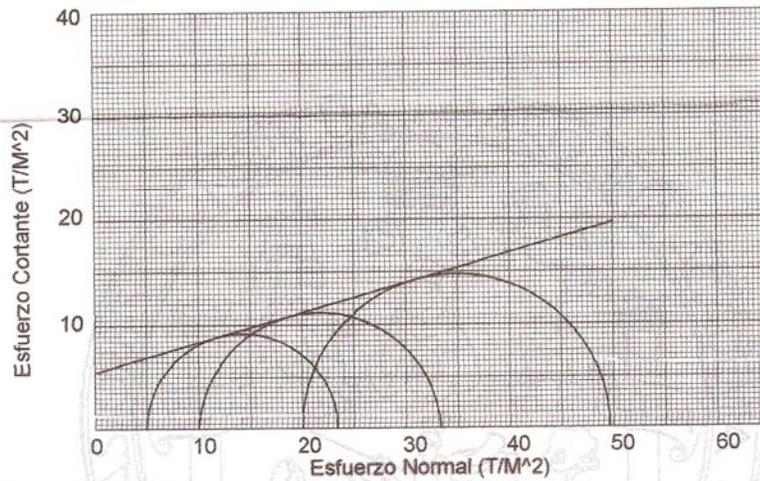
CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 0093 S.S. O.T.No.: 21,203

INTERESADO: Edy Rafael Pineda García
PROYECTO: Trabajo de graduación
UBICACION: Aldea Santa Rosa, Chiquimula
Ensayo No: 1 Profundidad: 1,00 m



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 15,8^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 5,5 \text{ T/m}^2$

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

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q (T/m ²)	14,20	21,65	34,81
PRESION INTERSTICIAL u (T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA ϵ_r (%)	2,0	4,0	6,5
DENSIDAD SECA (T/m ³)	0,65	0,65	0,65
DENSIDAD HUMEDA (T/m ³)	1,50	1,50	1,50
HUMEDAD (%H)	130,3	130,3	130,3

Vo. Bo.

Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
DIRECTOR CII/USAC

Asentamiento,



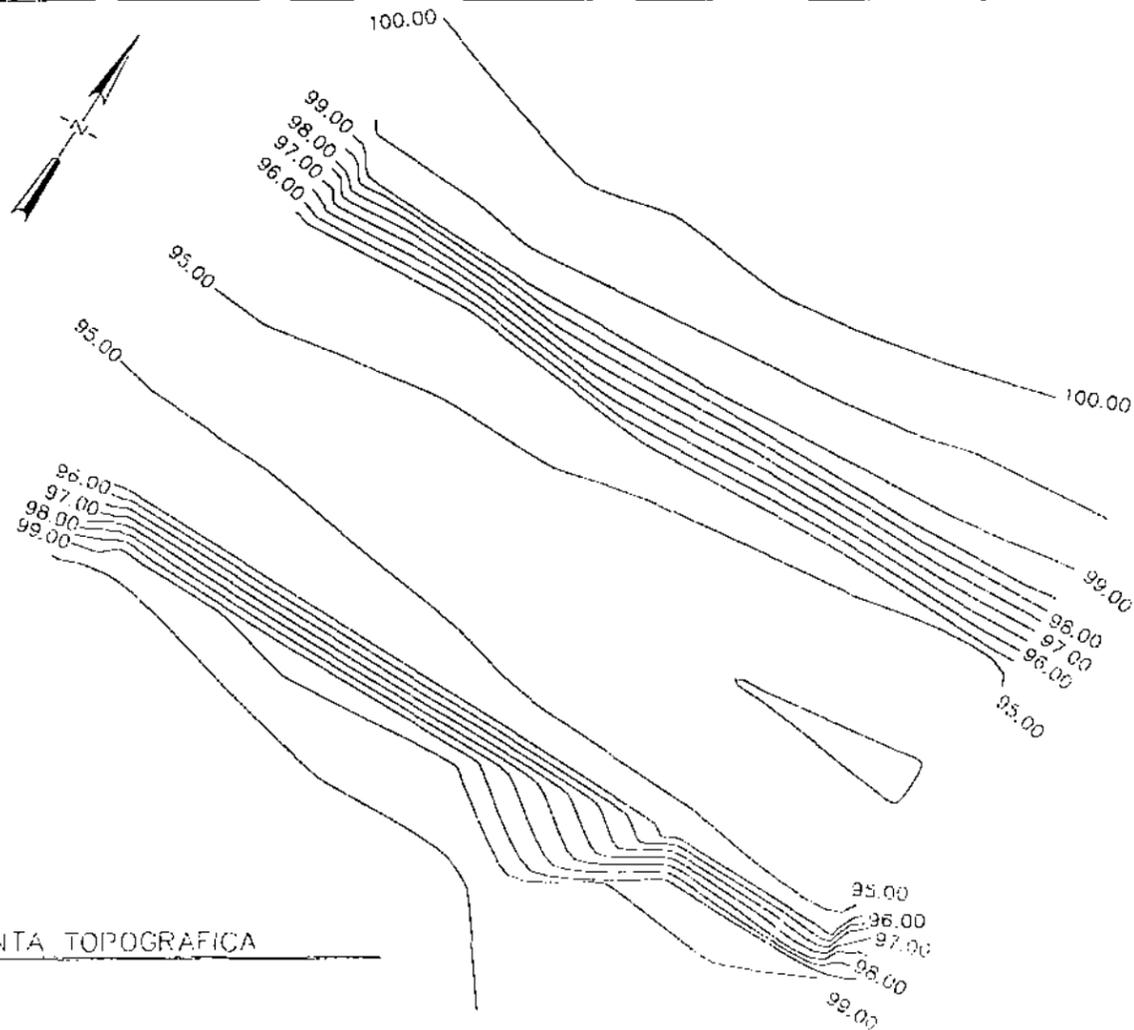
Ing. Omar Enrique Medrano Méndez
Jefe Sección Mecánica de Suelos



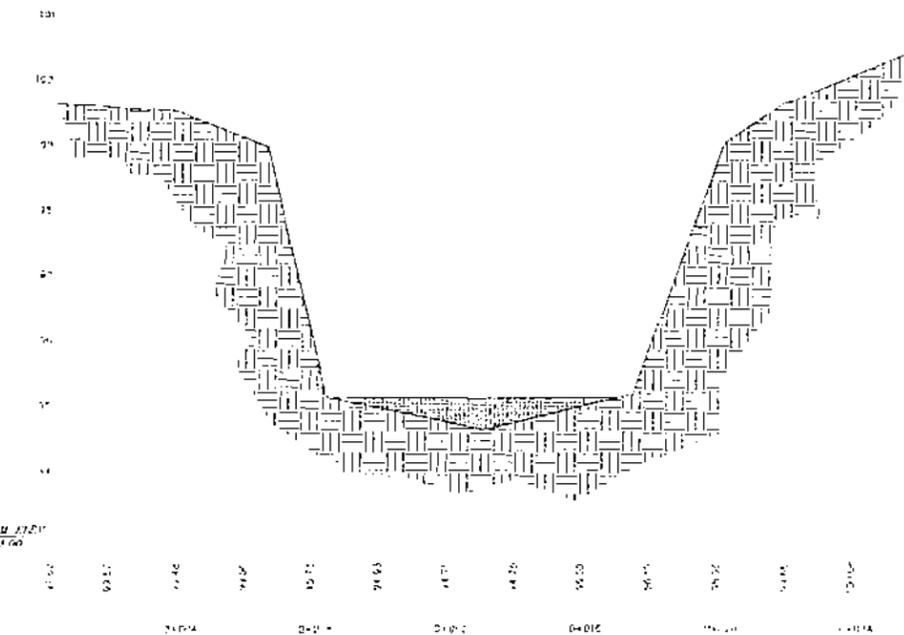
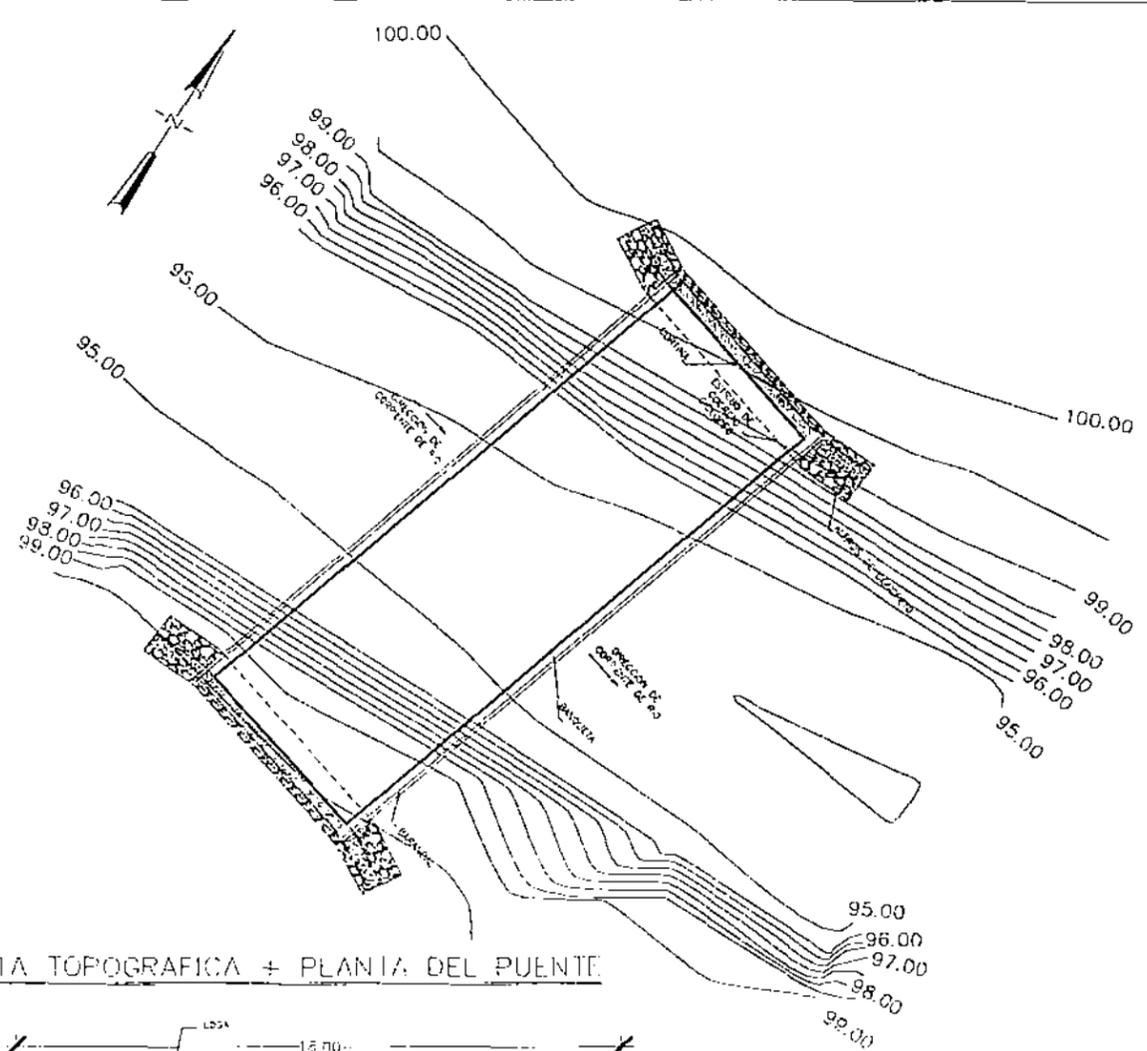
APÉNDICE B

2. Planos de proyectos

PLANTA TOPOGRAFICA

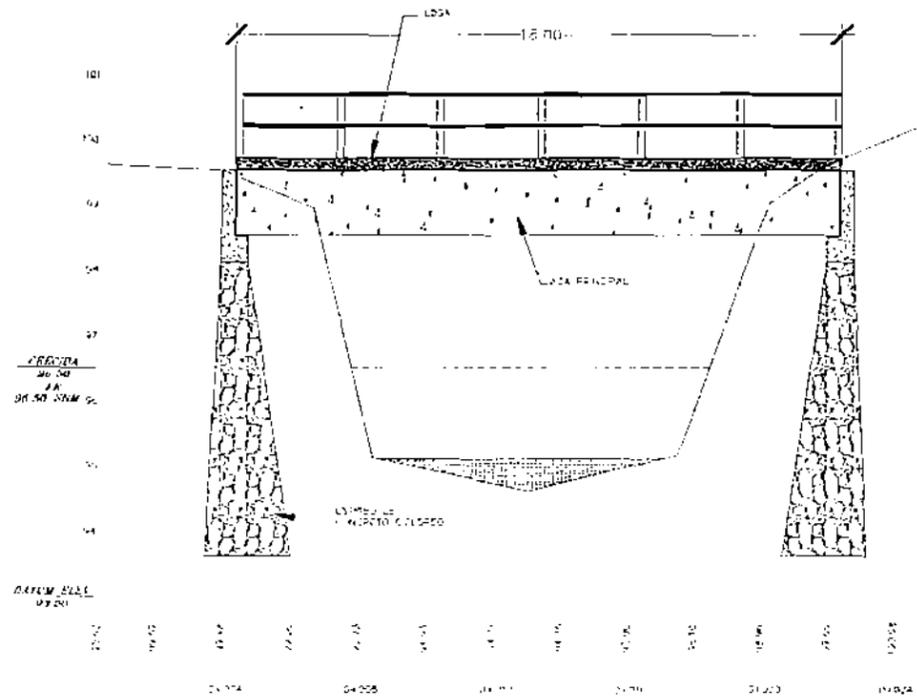


PLANTA TOPOGRAFICA + PLANTA DEL PUENTE



PERFIL TOPOGRAFICO

ESCALA HORIZONTAL: 1:100
ESCALA VERTICAL: 1:50



PERFIL TOPOGRAFICO + SECCION DE PUENTE

ESCALA HORIZONTAL: 1:100
ESCALA VERTICAL: 1:50

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA

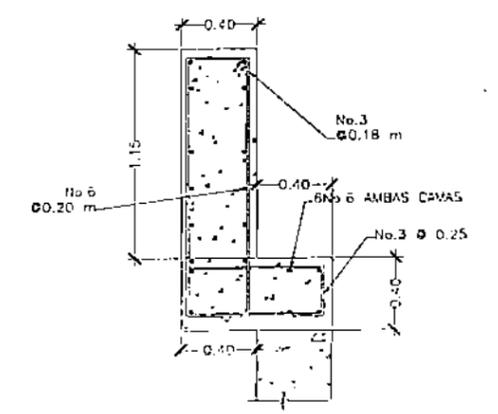
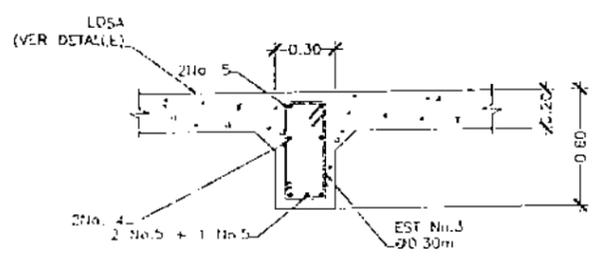
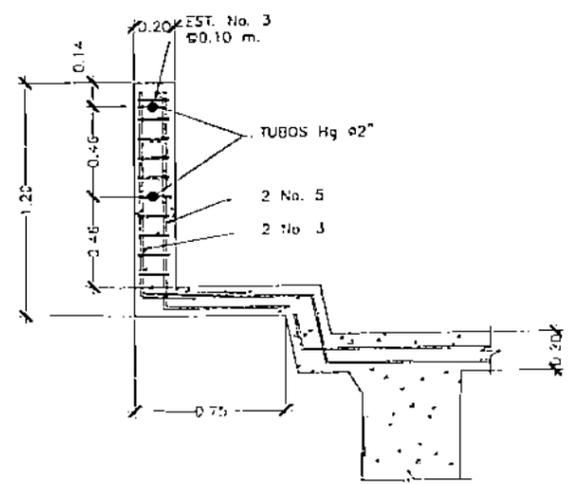
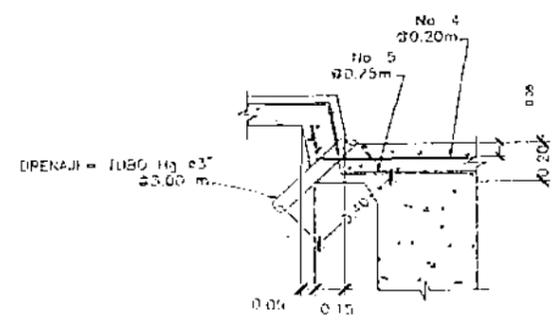
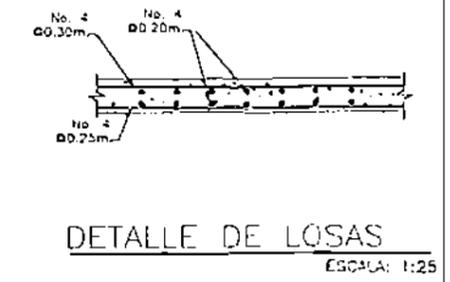
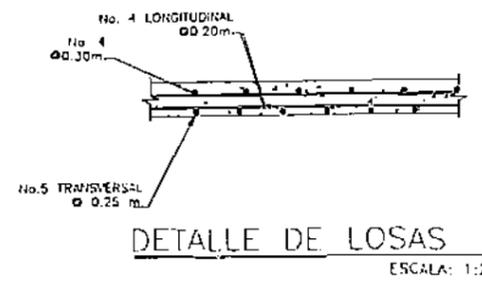
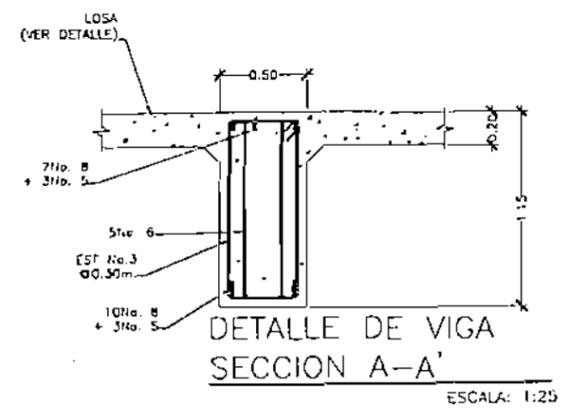
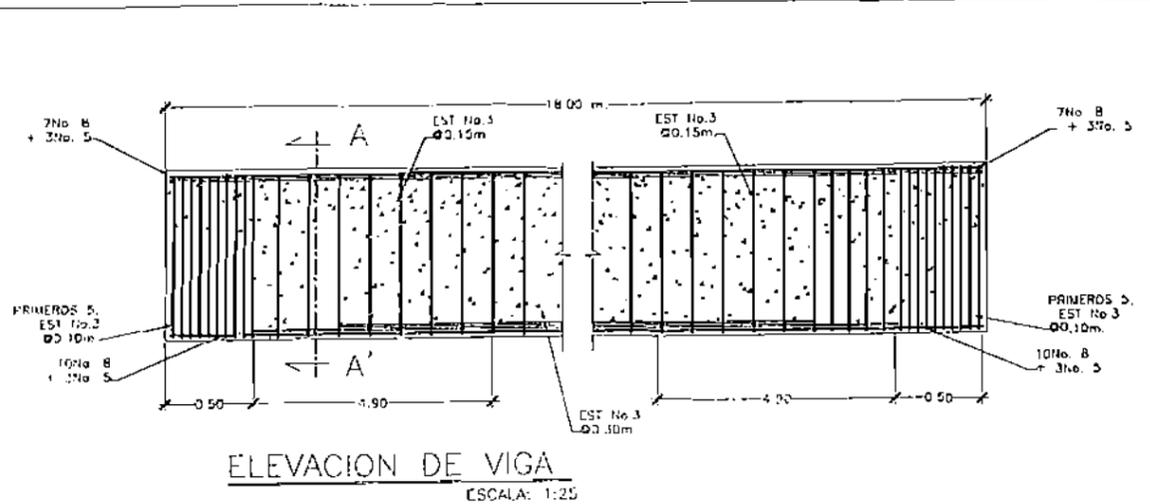
PROYECTO:
DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE RIO
LOS ESCLAVOS EN LA ALDEA SANTA ROSA

EXPOSICION:
EDY RAFAEL PINEDA GARCIA
CARNE: 2000-11481

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA
DETALLES
INGENIERO(A) AGENTE(A) DEL EPS
Unidad de Prácticas de Ingeniería del EPS

Facultad de Ingeniería

5

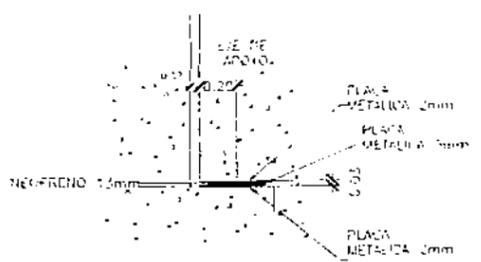
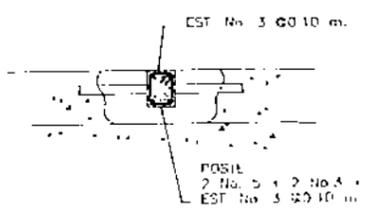
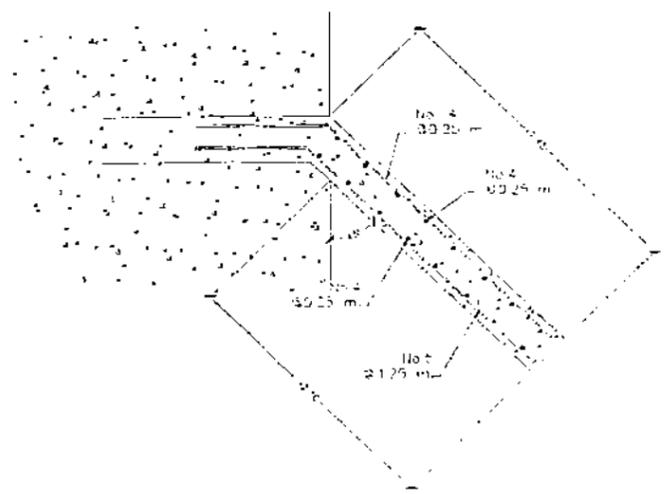


DETALLE DE BANQUETA
ESCALA: 1:25

SECCION DETALLE ARMADO POSTE
ESCALA: 1:25

DETALLE DIAFRAGMA
ESCALA: 1:25

DETALLE DE VIGA DE APOYO Y CORTINA
ESCALA: 1:25



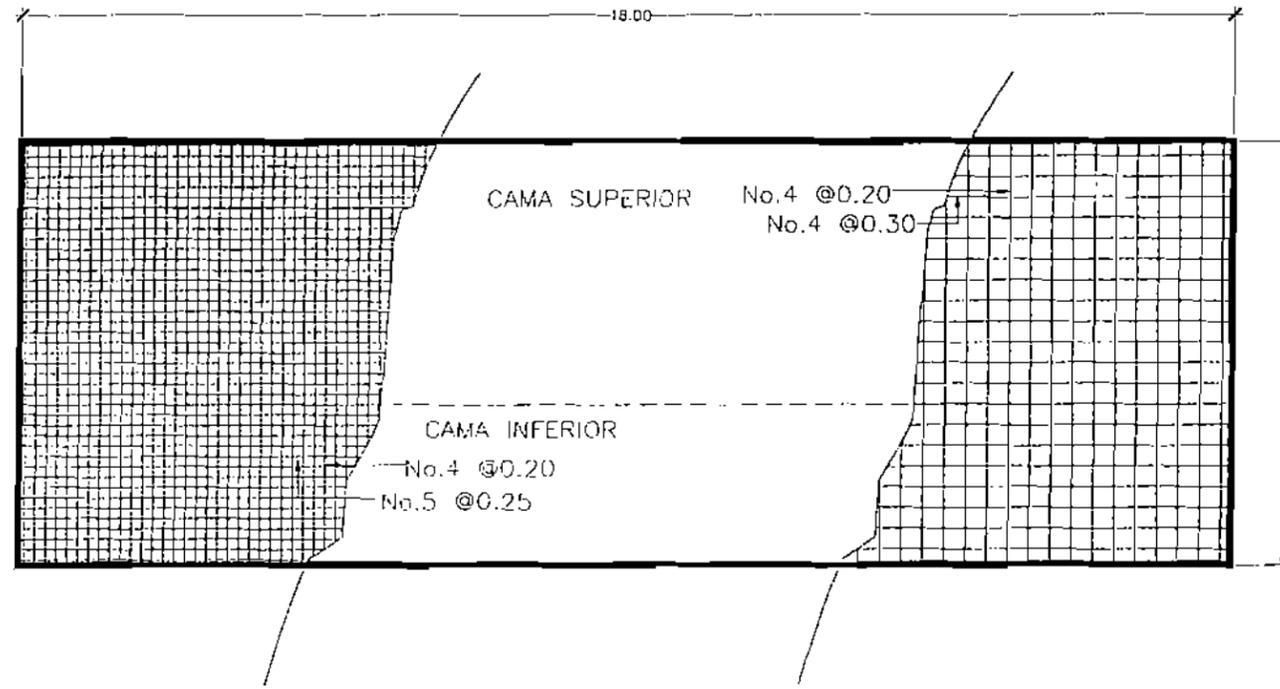
PLANTA DETALLE ARMADO POSTE
ESCALA: 1:25

DETALLE APOYOS DE NEOPRENO
ESCALA: 1:25

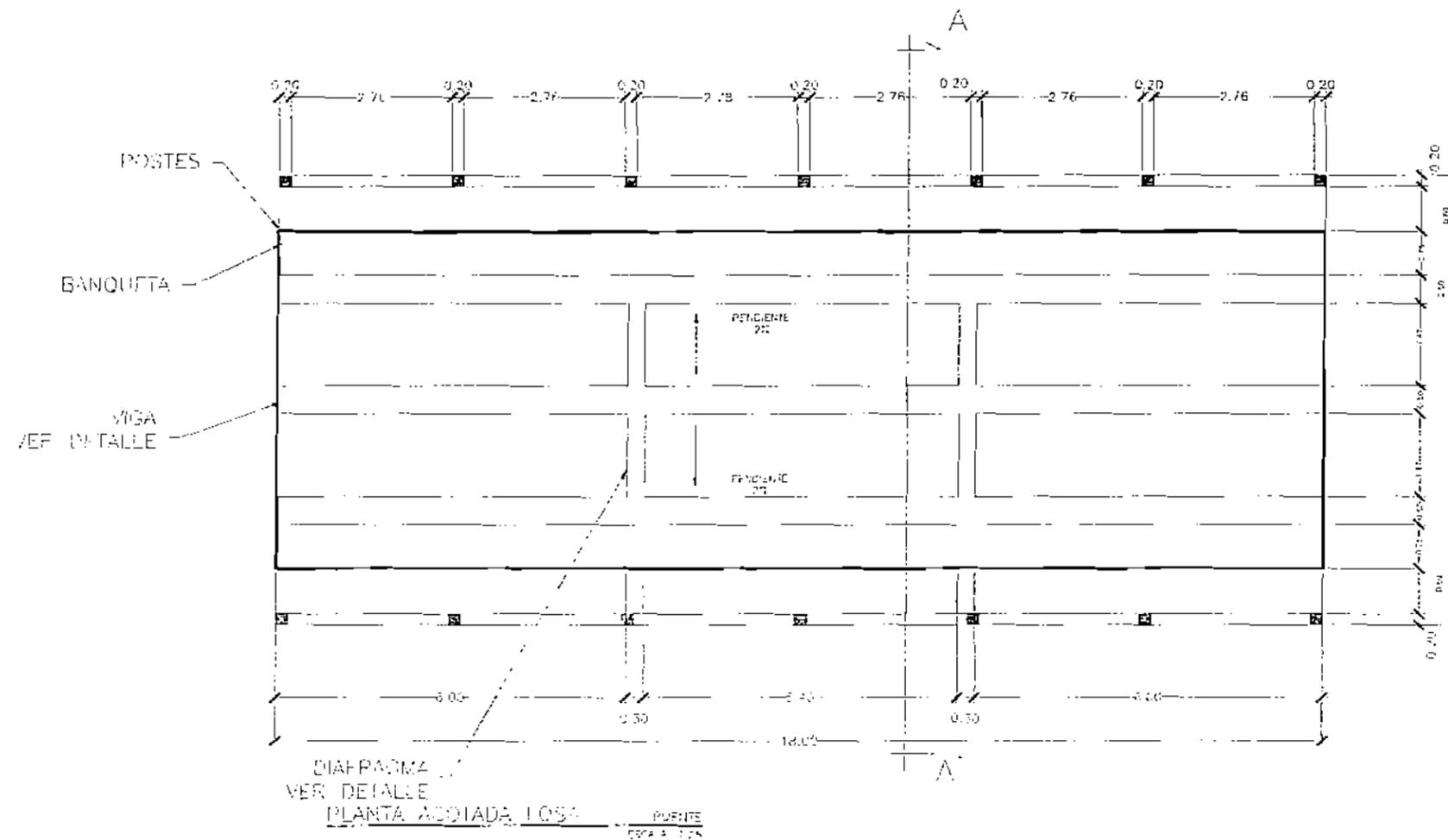
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
PROYECTO: DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR SOBRE RIO LOS ESCLAVOS EN LA ALDEA SANTA ROSA
ELABORADO POR: EDY RAFAEL PINEDA GARCIA
CARNE: 2000-11481

ASESORIA: [Signature]
Unidad de Prácticas

5



PLANTA ARMADO LOSA PUEBLO ESCALA 1:75



DIAPHRAGMA VER DETALLE PLANTA ASOCIADA LOSA PUEBLO ESCALA 1:75

ESPECIFICACIONES:

- * SE USARA CONCRETO CON $f'c$ de 210 kg/cm^2 A LOS 28 DIAS, CON PROPORCION EN PARIGUELAS 1:2:3
- * SE USARA ACERO DE REFUERZO CON $F'y$ de 2810 kg/cm^2 (GRADO 40)
- * TODAS LAS DIMENSIONES ESTAN EN METROS
- * LA LOSA DEBERA TENER UNA PENDIENTE DEL 2% HACIA LAS BANQUETAS.
- * EL RECUBRIMIENTO DE VIGAS SERA DE 5 CENTIMETROS, LOS DEMAS DE 2.5 CENTIMETROS.
- * EL RECUBRIMIENTO PARA LA LOSA SERA DE 5 CENTIMETROS EN LA PARTE SUPERIOR Y 3 CENTIMETROS EN LA PARTE INFERIOR.
- * EL CONCRETO CICLOPEO, TENDRA UNA PROPORCION 33% DE PIEDRA BOLA Y 67% DE CONCRETO.

NOTAS GENERALES:

- * EL SUELO DONDE SE COLOCARAN LOS ESTRIBOS DEBERA ESTAR COMPACTADO AL 98% PROCTOR MODIFICADO.
- * EL AGREGADO FINO (ARENA) DEBERA ESTAR LIBRE DE MATERIA ORGANICA Y CUALQUIER OTRO TIPO DE IMPUREZAS.
- * EL AGREGADO GRUESO (PIEDRIN) SERA DE ROCA TRITURADA, GRAVA DE CANIERA FORMADA POR PARTICULAS DURAS, LIMPIAS Y RESISTENTES.
- * A LOS ESTRIBOS SE LES PROPORCIONARA EL DRENAJE ADECUADO.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
PROVINCIA	
DISEÑO DE PUEBLO VEHICULAR SOBRE RIO LOS ESCAVOS EN LA ALDEA SANTA ROSA	
DISEÑADO POR	
EDY RAFAEL PINEDA GARCIA	
CARNÉ: 2000-11481	

Est.	P.D.	Altim.	Distancia
E-0	0	0	0.00
E-1	1.1	26	27
E-2	2.1	56	56
E-3	3.1	86	86
E-4	4.1	116	116
E-5	5.1	146	146
E-6	6.1	176	176
E-7	7.1	206	206
E-8	8.1	236	236
E-9	9.1	266	266
E-10	10.1	296	296
E-11	11.1	326	326
E-12	12.1	356	356
E-13	13.1	386	386
E-14	14.1	416	416
E-15	15.1	446	446
E-16	16.1	476	476
E-17	17.1	506	506
E-18	18.1	536	536
E-19	19.1	566	566
E-20	20.1	596	596

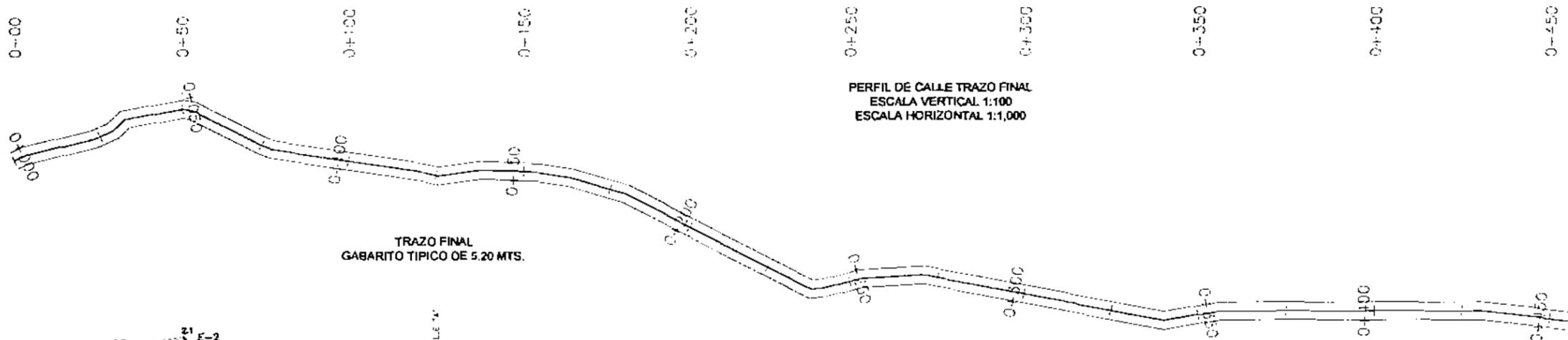
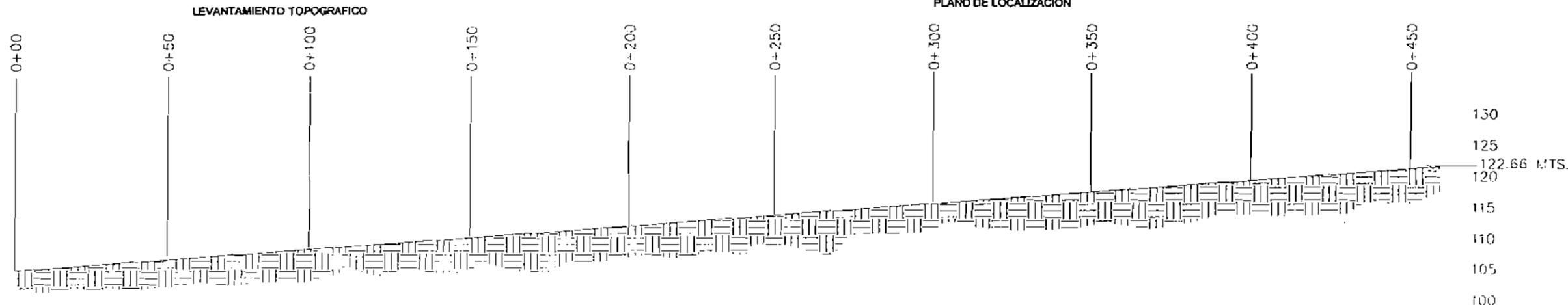
Est.	P.D.	Altim.	Distancia
E-1	1.1	215	57
E-2	2.1	245	87
E-3	3.1	275	117
E-4	4.1	305	147
E-5	5.1	335	177
E-6	6.1	365	207
E-7	7.1	395	237
E-8	8.1	425	267
E-9	9.1	455	297
E-10	10.1	485	327
E-11	11.1	515	357
E-12	12.1	545	387
E-13	13.1	575	417
E-14	14.1	605	447
E-15	15.1	635	477
E-16	16.1	665	507
E-17	17.1	695	537
E-18	18.1	725	567
E-19	19.1	755	597
E-20	20.1	785	627

Est.	P.D.	Altim.	Distancia
E-6	6.1	292	48
E-7	7.1	322	78
E-8	8.1	352	108
E-9	9.1	382	138
E-10	10.1	412	168
E-11	11.1	442	198
E-12	12.1	472	228
E-13	13.1	502	258
E-14	14.1	532	288
E-15	15.1	562	318
E-16	16.1	592	348
E-17	17.1	622	378
E-18	18.1	652	408
E-19	19.1	682	438
E-20	20.1	712	468

Est.	P.D.	Altim.	Distancia
E-14	14.1	201	37
E-15	15.1	231	67
E-16	16.1	261	97
E-17	17.1	291	127
E-18	18.1	321	157
E-19	19.1	351	187
E-20	20.1	381	217

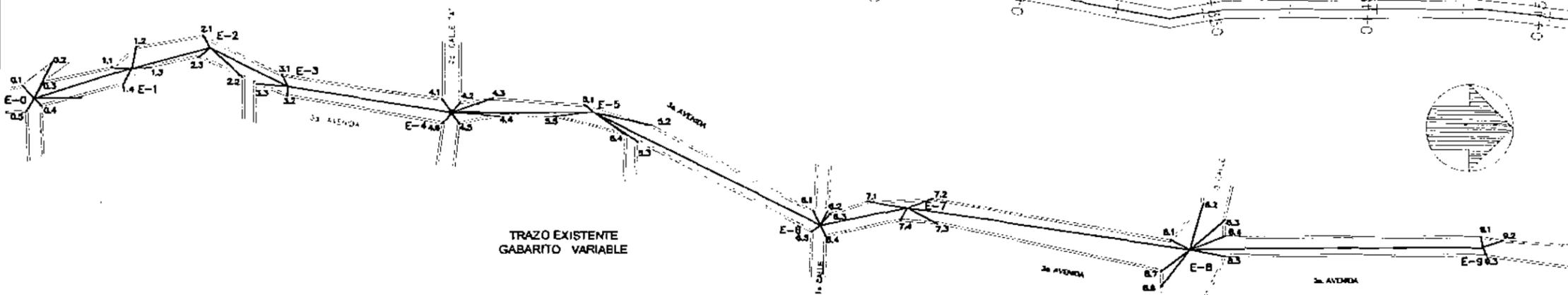


PLANO DE LOCALIZACIÓN



PERFIL DE CALLE TRAZO FINAL
ESCALA VERTICAL 1:100
ESCALA HORIZONTAL 1:1,000

TRAZO FINAL
GABARITO TÍPICO DE 5.20 MTS.



TRAZO EXISTENTE
GABARITO VARIABLE

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

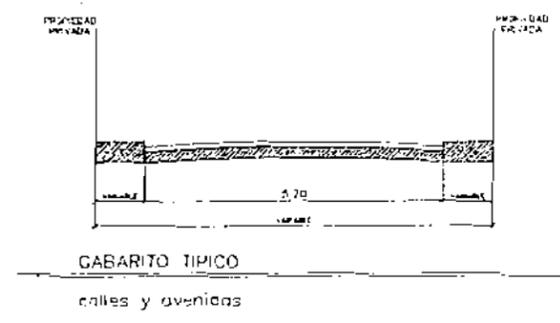
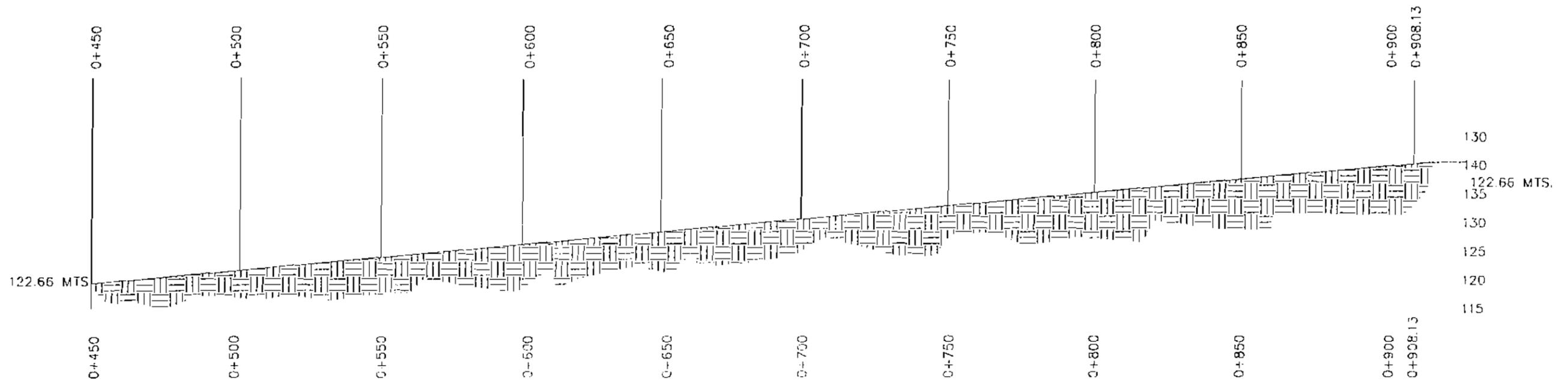
PROYECTO: REDISEÑO AVENIDA DE INGRESO CHITUIMULLA

ALUMNO: EDY RAFAEL PINEDA GARCIA
CARNE: 2000-11481

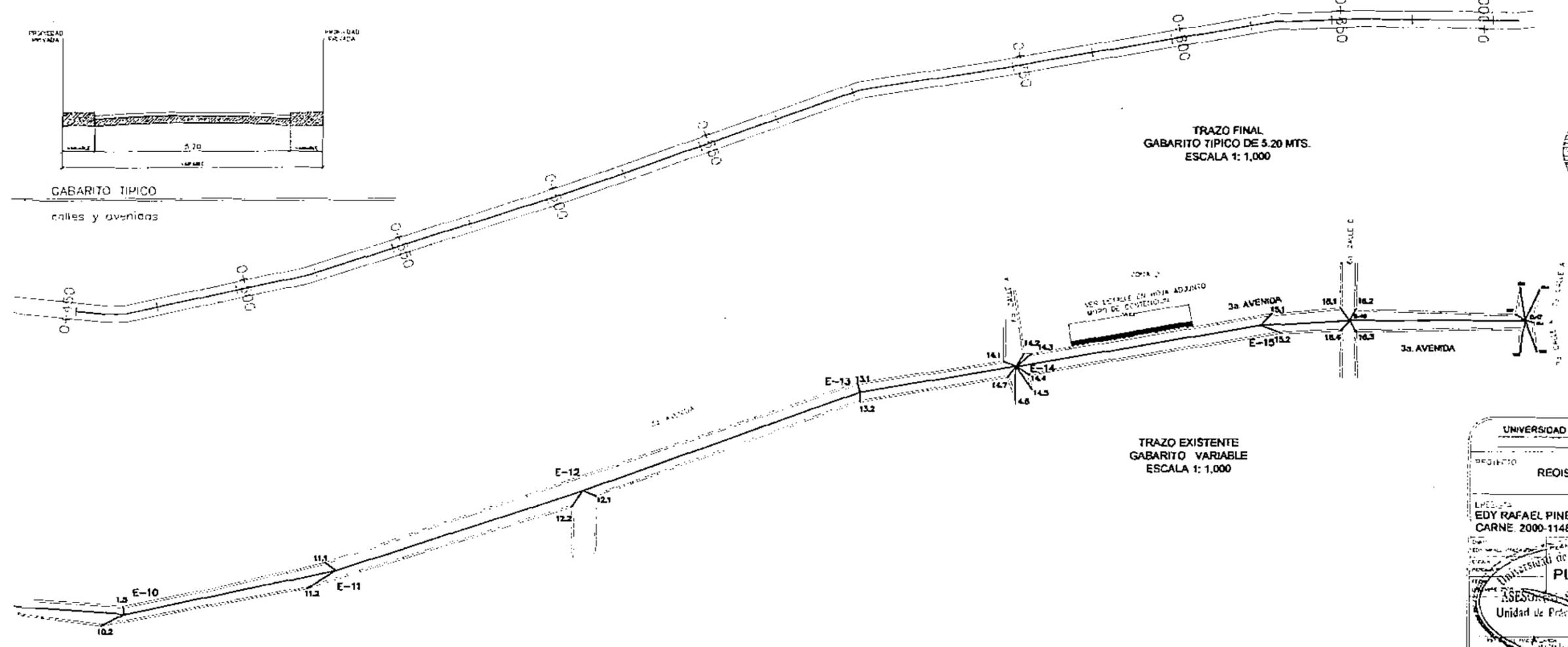
PLANTA PERFIL

ASASOS: [Signature]

3



TRAZO FINAL
GABARITO TÍPICO DE 3.20 MTS.
ESCALA 1:1,000



TRAZO EXISTENTE
GABARITO VARIABLE
ESCALA 1:1,000

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA

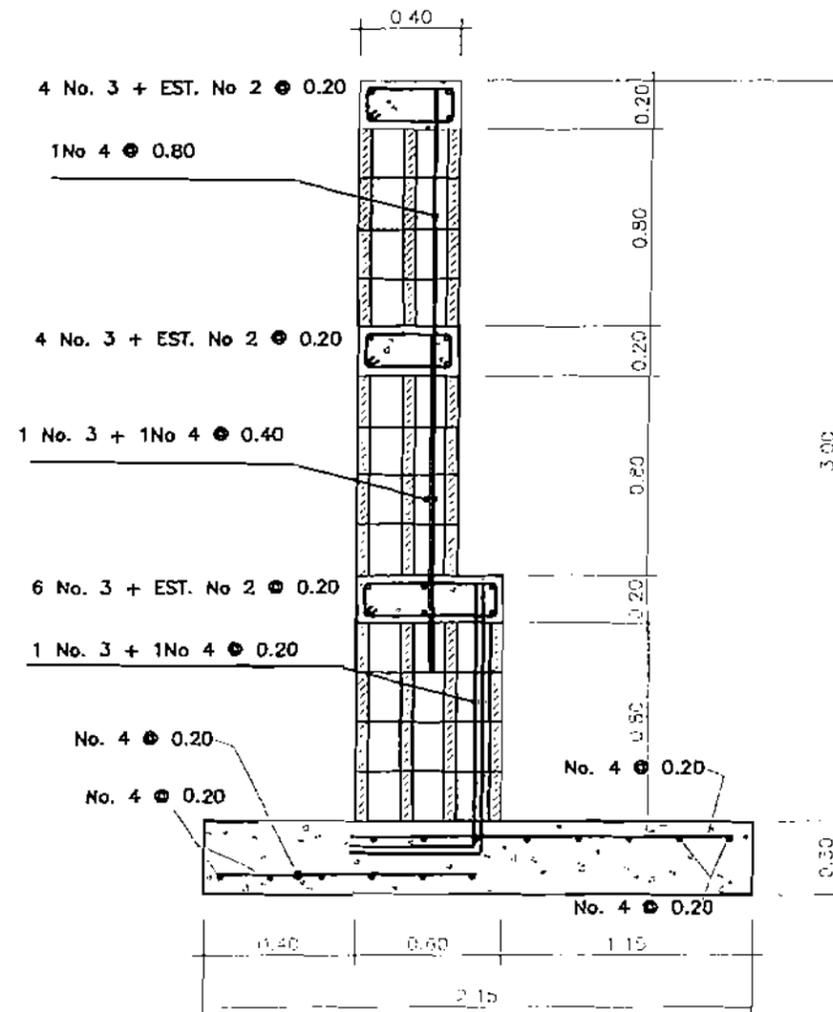
PROYECTO: RECONSTRUCCIÓN AVENIDA DE INGRESO CHIQUIMULILLA

ELABORADO POR: EDY RAFAEL PINEDA GARCIA
CARNE 2000-11481

PLANTA PERFIL

ASESORIA SUPERVISORA DE OBRAS
Unidad de Prácticas

3



DETALLE DE MURO DE CONTENCIÓN
ESCALA 1:50

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	
FACULTAD DE INGENIERIA	
PROYECTO: REDISEÑO DE AVENIDA DE INGRESO DE CHIQUIMULLA	
DISEÑADOR: EDY RAFAEL PINEDA GARCIA CARNE: 2000-4481	
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA	MURO DE CONTENCIÓN
ASESOR(A):	UNIDAD DE PRÁCTICAS DE INGENIERIA
Unidad de Prácticas de Ingeniería	3