



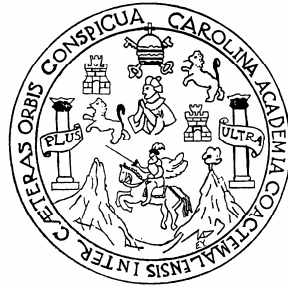
Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**DISEÑO DE PUENTE Y CARRETERA, QUE UNIRÁ LAS
COMUNIDADES DE XALIJA Y CHIITIX, DEL MUNICIPIO DE SAN
JUAN CHAMELCO DEL DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ.**

Sindry Yaneth Pacay Morales
Asesorado por el Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz

Guatemala, marzo de 2009

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE PUENTE Y CARRETERA, QUE UNIRÁ LAS
COMUNIDADES DE XALIJA Y CHIITIX, DEL MUNICIPIO DE SAN
JUAN CHAMELCO DEL DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR:

SINDRY YANETH PACAY MORALES

ASESORADO POR EL ING. LUIS GREGORIO ALFARO VÉLIZ

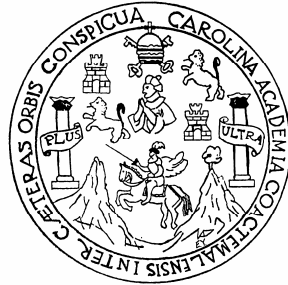
AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERA CIVIL

GUATEMALA, MARZO DE 2009

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE LA JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos.
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria.
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero de López.
VOCAL III	Ing. Miguel Angel Dávila 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. Luis Gregorio Alfaro Véliz.
EXAMINADOR	Ing. Juan Merck Cos.
EXAMINADOR	Ing. Sidney Alexander Samuels Milson.
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 Y CARRETERA, QUE UNIRÁ LAS COMUNIDADES DE XALIJA Y CHIITIX, DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN CHAMELCO DEL DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ,

tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Ingeniería Civil, el 01 de junio de 2004.


SINDRY YANETH PACAY MORALES

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD DE EPS

Guatemala, 4 de noviembre de 2008.
Ref.EPS.D.1000.11.08.

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

Estimada Ingeniera Sarmiento Zeceña.

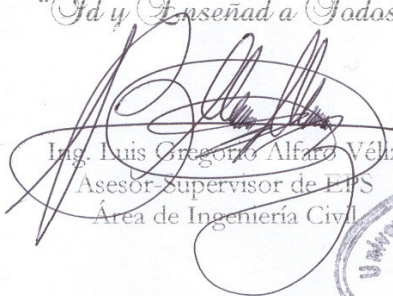
Por este medio atentamente le informo que como Asesor-Supervisor de la Práctica del Ejercicio Profesional Supervisado (E.P.S.), del estudiante universitario **Sindry Yaneth Pacay Morales** de la Carrera de Ingeniería Civil, con carné No. **9712181**, procedí a revisar el informe final, cuyo título es **“DISEÑO DE PUENTE Y CARRETERA QUE UNIRÁ LAS COMUNIDADES DE XALIJA Y CHITIX DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN CHAMELCO DEL DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ”**.

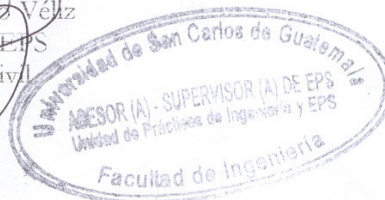
En tal virtud, **LO DOY POR APROBADO**, solicitándole darle el trámite respectivo.

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todas”


Ing. Luis Gregorio Alfaro Vélz
Asesor-supervisor de E.P.S.
Área de Ingeniería Civil



c.c. Archivo
LGAF/ra

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

UNIDAD DE EPS

Guatemala, 4 de noviembre de 2008.
Ref.EPS.D.1000.11.08.

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

Estimado Ingeniero Samuels Milson.

Por este medio atentamente le envío el informe final correspondiente a la práctica del Ejercicio Profesional Supervisado, (E.P.S) titulado **"DISEÑO DE PUENTE Y CARRETERA QUE UNIRÁ LAS COMUNIDADES DE XALIJA Y CHIITIX DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN CHAMELCO DEL DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ"** que fue desarrollado por el estudiante universitario **Sindry Yaneth Pacay Morales**, quien fue debidamente asesorado y supervisado por el **Ingeniero Luis Gregorio Alfaro Véliz**.

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

Sin otro particular, me es grato suscribirme.

Atentamente,

"Id y Enseñad a Todos"


Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña de Serrano
Directora de Prácticas de Ingeniería y EPS



NISZ/ra

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala,
11 de febrero de 2009

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 Y CARRETERA QUE UNIRÁ LAS COMUNIDADES DE XALIJA Y CHITIX DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN CHAMELCO DEL DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Sindry Yaneth Pacay Morales, quien contó con la asesoría del Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz.

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

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Jefe del Departamento de Estructuras

/bbdeb.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Luis Gregorio Alfaro Véliz y de la Directora de la Unidad de E.P.S. Inga. Norma Ileana Sarmiento Zeceña, al trabajo de graduación de la estudiante Sindry Yaneth Pacay Morales, titulado DISEÑO DE PUENTE Y CARRETERA, QUE UNIRÁ LAS COMUNIDADES DE XALIJA Y CHIITIX, DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN CHAMELCO DEL DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

Ing. Sydney Alexander Samuels Milson



Guatemala, marzo 2009.

/bbdeb.

Universidad de San Carlos
De Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref. DTG.076.09

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 Y CARRETERA, QUE UNIRÁ LAS COMUNIDADES DE XALIJA Y CHITIX, DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN CHAMELCO DEL DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ**, presentado por la estudiante universitaria **Sindry Yaneth Pacay Morales**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olympo Paz Recinos
Decano



Guatemala, marzo de 2009

/cc

ACTO QUE DEDICO A:

DIOS

MIS PADRES

Carlos Enrique Pacay Yalibat (†) y Ana Cristina Morales Vda. de Pacay.

MI ESPOSO

Erick Gonzalo Yalibat Chocooj.

MIS HIJOS

Carlos Enrique y Ana Cristina.

MIS HERMANOS

Vilma, Karla, Martín, Mónica y José.

MIS SOBRINOS

Osmar, Jorge, Mónica, Luís.

LA FAMILIA

Yalibat Chocooj.

MIS CUÑADOS (AS)

AGRADECIMIENTOS A:

DIOS.

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

LA MUNICIPALIDAD DE SAN JUAN CHAMELCO A. V.

ING. LUIS ALFARO.

ING. ERICK YALIBAT CHOCOOJ.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	XI
LISTA DE SÍMBOLOS.....	XV
GLOSARIO.....	XIX
RESUMEN.....	XXIX
OBJETIVOS.....	XXXI
INTRODUCCIÓN.....	XXXIII
1. FASE DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1 Monografía del Municipio de San Juan Chamelco del Departamento de Alta Verapaz; y de las comunidades de estudio.....	1
1.1.1 Ubicación y localización.....	1
1.1.2 Límites y colindancias.....	2
1.1.3 Extensión.....	2
1.1.4 División política.....	2
1.1.5 Clima.....	5
1.1.6 Hidrografía.....	5
1.1.7 Orografía.....	6
1.1.8 Suelo.....	6
1.1.8.1 Suelos de los cerros de caliza.....	7
1.1.9 Antecedentes históricos.....	10
1.1.10 Población e idioma.....	11
1.1.11 Religión y costumbres.....	12
1.1.12 Agricultura.....	13
1.1.13 Lugares turísticos.....	13

1.1.14	Infraestructura y servicios.....	14
1.1.14.1	Alfabetismo y educación.....	14
1.1.14.2	Salud.....	15
1.1.14.2.1	Estructura en el recurso salud.....	16
1.1.14.3	Comunicación.....	16
1.1.14.4	Vías de acceso.....	17
1.1.14.5	Servicios públicos.....	18
1.1.15	Organización comunitaria e instituciones.....	18
1.1.16	Identificación y priorización de las necesidades.....	19
2.	DISEÑO DE CARRETERA, QUE UNIRÁ LAS COMUNIDADES DE XALIJA Y CHIITIX, DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN CHAMELCO DEL DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ.....	21
2.1	Especificaciones y criterios de diseño.....	21
2.2	Preliminar de campo.....	22
2.2.1	Selección de ruta.....	22
2.2.1.1	Uso de mapas cartográficos.....	22
2.2.1.2	Interpretación de mapas cartográficos.....	23
2.2.3	Trazo para la selección de rutas en carreteras.....	24
2.2.4	Reconocimiento.....	25
2.2.5	Levantamiento topográfico de preliminar.....	27
2.2.6	Tránsito preliminar.....	28
2.2.7	Niveles de preliminar.....	30
2.2.8	Secciones transversales de preliminar.....	31
2.3	Cálculo topográfico de preliminar.....	33
2.3.1	Cálculo de tránsito preliminar.....	33
2.3.2	Cálculo de niveles de preliminar.....	35
2.3.3	Cálculo de secciones transversales de preliminar.....	36

2.4	Dibujo de preliminar.....	36
2.4.1	Ploteo de niveles.....	36
2.4.2	Ploteo de secciones y topografía en planta.....	36
2.5	Diseño de localización.....	37
2.5.1	Diseño de la subrasante de preliminar.....	37
2.5.2	Traslado de la subrasante a planta.....	37
2.5.3	Diseño de la línea de localización.....	38
2.5.4	Deducción de perfil y afinamiento de diseño.....	38
2.5.6	Diseño de subrasante.....	39
2.6	Cálculo de localización.....	39
2.6.1	Cálculo de puntos de intersección de localización.....	40
2.6.2	Cálculo de elementos de curva y estacionamientos.....	40
2.6.2.1	Deducción de fórmulas.....	40
2.6.3	Trazo de subrasante.....	43
2.6.3.1	Cálculo de subrasante en rollo de perfil longitudinal.....	43
2.6.3.2	Cálculo de subrasante en hojas de movimiento de tierras.....	43
2.6.4	Cálculo de curvas verticales.....	44
2.6.4.1	Longitud mínima de curva vertical.....	44
2.7	Movimiento de tierras.....	46
2.7.1	Dibujo de secciones transversales.....	46
2.7.2	Dibujo de secciones típicas.....	46
2.7.2.1	Sección típica en tangente.....	46
2.7.2.2	Sección típica en curva.....	47
2.7.2.3	Dibujo de taludes.....	47
2.7.3	Determinación de áreas.....	48
2.7.4	Coeficiente de contracción e hinchamiento.....	48
2.7.5	Cálculo de volúmenes.....	49

2.8	Drenajes.....	51
2.8.1	Localización de drenajes.....	52
2.8.2	Cálculo de áreas de descarga por el método racional...	53
2.9	Especificaciones técnicas.....	55
2.9.1	Datos de diseño.....	55
2.9.2	Drenaje transversal.....	56
2.9.3	Drenaje longitudinal.....	56
2.9.4	Capa de balasto.....	56
2.10	Datos finales.....	58
2.10.1	Datos de curvas horizontales.....	58
2.10.2	Cálculo de movimiento de tierras.....	62
2.10.3	Localización de tramos con carrileras y cunetas revestidas.....	69
2.10.4	Localización de drenajes transversales.....	69
2.10.5	Datos de curvas verticales.....	70
2.10.6	Presupuesto para construcción de carretera de terracería de aldea Xalija a aldea Chiitix del municipio de San Juan Chamelco del departamento de Alta Verapaz.....	71
2.10.7	Cronograma de pre-inversión y ejecución.....	72
3.	DISEÑO DE PUENTE VEHICULAR	73
3.1	Criterios y especificaciones para el diseño de puentes de concreto de sección en viga y losa.....	73
3.2	Estudio topográfico.....	75
3.3	Evaluación de la calidad del suelo.....	76
3.4	Estudio hidrológico e hidráulico.....	76
3.4.1	Cálculo de caudales máximos para el diseño de puentes.....	77

3.4.1.1	Método racional.....	77
3.4.1.2	Cálculo de áreas tributarias.....	77
3.4.1.3	Cálculo de caudales máximos.....	78
3.5	Diseño del puente vehicular	79
3.5.1	Datos para el diseño.....	79
3.5.2	Diseño de la superestructura.....	80
3.5.2.1	Diseño de la losa.....	80
3.5.2.1.1	Cálculo de momentos.....	80
3.5.2.1.1.1	Momento debido al peso muerto.....	80
3.5.2.1.1.2	Momento debido a sobrecarga.....	82
3.5.2.1.1.2.1	Cargas vivas en sentido transversal.....	82
3.5.2.1.1.2.2	Factor de impacto I.....	82
3.5.2.1.1.3	Cargas últimas.....	83
3.5.2.1.2	Comprobación del peralte de diseño de losa.....	83
3.5.2.1.3	Cálculo del refuerzo.....	84
3.5.2.1.3.1	Refuerzo transversal de la cama inferior.....	84
3.5.2.1.3.2	Refuerzo transversal de la cama superior.....	86
3.5.2.1.3.3	Refuerzo longitudinal.....	86
3.5.2.2	Diseño de la acera.....	87
3.5.2.2.1	Cálculo de momentos.....	87
3.5.2.2.1.1	Cargas muertas.....	87
3.5.2.2.1.2	Cargas vivas.....	87
3.5.2.2.1.3	Carga total.....	88
3.5.2.2.1.4	Momento actuante.....	88
3.5.2.2.2	Cálculo del refuerzo.....	88

3.5.2.2.2.1	Refuerzo transversal de la cama inferior.....	88
3.5.2.2.2.2	Refuerzo transversal de la cama superior.....	89
3.5.2.2.2.3	Refuerzo longitudinal.....	90
3.5.2.3	Diseño del barandal.....	90
3.5.2.3.1	Pasamanos.....	91
3.5.2.3.2	Postes.....	92
3.5.2.4	Diseño de vigas.....	96
3.5.2.4.1	Viga intermedia.....	97
3.5.2.4.1.1	Momento por carga muerta.....	97
3.5.2.4.1.1.1	Momento debido al peso propio.....	97
3.5.2.4.1.1.2	Momento debido a peso del diafragma interno.....	98
3.5.2.4.1.1.3	Momento total.....	101
3.5.2.4.1.2	Momento por carga viva.....	101
3.5.2.4.1.3	Factor de impacto.....	102
3.5.2.4.1.4	Factor de distribución para viga interna, centro de los carriles.....	103
3.5.2.4.1.5	Momento total actuante en la viga...	104
3.5.2.4.1.6	Cálculo del refuerzo.....	104
3.5.2.4.1.6.1	Refuerzo al centro de la viga.....	104
3.5.2.1.1.6.2	Cálculo del refuerzo a Compresión.....	105
3.5.2.4.1.6.3	Cálculo del refuerzo a 3.00m del apoyo.....	106
3.5.2.4.1.6.4	Refuerzo adicional.....	107

3.5.2.4.1.7	Cálculo de esfuerzos cortantes.....	107
3.5.2.4.1.7.1	Esfuerzos cortantes por carga muerta.....	107
3.5.2.4.1.7.2	Esfuerzos cortantes por carga viva.....	109
3.5.2.4.1.7.3	Factor de impacto.....	110
3.5.2.4.1.7.4	Esfuerzos cortantes totales.....	110
3.5.2.4.1.7.5	Cálculo del refuerzo.....	110
3.5.2.4.2	Viga exterior.....	113
3.5.2.4.2.1	Momento por carga muerta.....	113
3.5.2.4.2.1.1	Momento debido al peso propio.....	113
3.5.2.4.2.1.2	Momento debido al peso del diafragma externo.....	113
3.5.2.4.2.1.3	Momento total.....	114
3.5.2.4.2.2	Momento por carga viva.....	114
3.5.2.4.2.3	Factor de impacto.....	115
3.5.2.4.2.4	Momento debido a sobrecarga a 3 m del apoyo.....	115
3.5.2.4.2.5	Factor de distribución para viga externa.....	115
3.5.2.4.2.6	Momento total actuante en la viga....	116
3.5.2.4.2.7	Cálculo del refuerzo.....	116
3.5.2.4.2.7.1	Refuerzo al centro de la viga.....	116
3.5.2.4.2.7.2	Cálculo del refuerzo a Compresión.....	117

3.5.2.4.2.7.3	Refuerzo a 3m del apoyo.....	118
3.5.2.4.2.7.4	Refuerzo adicional.....	119
3.5.2.4.2.8	Cálculo de esfuerzos cortantes.....	119
3.5.2.4.2.8.1	Esfuerzos cortantes por carga muerta.....	119
3.5.2.4.2.8.2	Esfuerzos cortantes por carga viva.....	120
3.5.2.4.2.8.3	Factor de impacto.....	120
3.5.2.4.2.8.4	Esfuerzos cortantes totales.....	121
3.5.2.4.2.8.5	Cálculo del refuerzo.....	121
3.5.2.5	Diseño de diafragmas.....	124
3.5.3	Diseño de la subestructura.....	127
3.5.3.1	Diseño de estructura de viga de apoyo.....	127
3.5.3.1.1	Diseño de asiento o base.....	129
3.5.3.1.1.1	Refuerzo por flexión.....	130
3.5.3.1.1.2	Refuerzo por corte.....	131
3.5.3.1.2	Diseño de cortina.....	132
3.5.3.1.2.1	Empuje de tierra (E).....	132
3.5.3.1.2.2	Fuerza longitudinal (LF).....	133
3.5.3.1.2.3	Fuerza de sismo (S).....	134
3.5.3.1.2.4	Combinación de cargas.....	135
3.5.3.1.2.5	Cálculo del refuerzo.....	136
3.5.3.1.2.5.1	Refuerzo por flexión.....	136
3.5.3.1.2.5.2	Refuerzo por corte.....	137
3.5.3.2	Diseño de estribo de concreto ciclópeo.....	137
3.5.3.2.1	Momento de volteo.....	139
3.5.3.2.2	Momento estabilizante ME, respecto a "B"...	139

3.5.3.2.3	Chequeo del muro sin superestructura.....	140
3.5.3.2.4	Chequeo del muro con superestructura y carga viva.....	141
3.5.3.2.5	Chequeo del muro con sismo, sin carga viva.....	143
3.5.3.2.6	Momento de Volteo MV, respecto a "A".....	144
3.5.4	Presupuesto para construir el puente vehicular.....	145
3.5.5	Cronograma de preinversión y ejecución.....	146
	CONCLUSIONES.....	147
	RECOMENDACIONES.....	149
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	151
	BIBLIOGRAFÍA.....	153
	APÉNDICES.....	155
	ANEXOS.....	177

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Mapa del municipio de San Juan Chamelco.....	4
2.	Mapa del departamento de Alta Verapaz, mostrando la división fisiográfica y la localización de los diferentes grupos de suelos..	8
3.	Cálculo de coordenadas topográficas.....	33
4.	Grado de curva.....	40
5.	Elementos de curvas horizontales circulares simples.....	41
6.	Tipos de curvas verticales.....	44
7.	Dibujo del método de las determinantes.....	48
8.	Modelo matemático de tramos con voladizo.....	80
9.	Sección transversal de puente.....	81
10.	Dimensiones de acera, postes y pasamanos.....	87
11.	Cargas aplicadas a postes y pasamanos.....	90
12.	Diseño de miembros verticales en barandal.....	93
13.	Diagrama de falla balanceada.....	94
14.	Sección transversal de losa y viga.....	97
15.	Secciones de los diafragmas.....	98
16.	Diagrama de carga, corte y momento en viga interior debido al peso de diafragma interno.....	100
17.	Diagrama de carga, corte y momento en viga interior, debido a carga viva.....	101
18.	Diagrama de carga, corte y momento en viga interior, debido a carga viva a 3m del apoyo.....	102
19.	Diagrama de carga para viga interior, debido a carga viva en sentido transversal.....	103

20.	Diagrama de carga, corte y momento en viga interior, debido a carga muerta.....	108
21.	Diagrama de carga, corte y momento en viga interior, debido a sobrecarga.....	109
22.	Diagrama de corte para diseño en viga interior.....	112
23.	Diagrama de carga viva exterior, debido a carga viva en sentido transversal.....	115
24.	Diagrama de corte para diseño en viga exterior.....	122
25.	Diagrama de carga, corte y momento en viga de apoyo.....	130
26.	Geometría y diagrama de presiones de la cortina, en viga de apoyo.....	133
27.	Fuerza longitudinal en viga de apoyo.....	134
28.	Detalle de recubrimiento de la cortina.....	136
29.	Geometría y diagrama de presiones en estribo.....	138
30.	Diagrama trapezoidal en estribo.....	140
31.	Diagrama de cargas en estribo con carga viva.....	141
32.	Diagrama de cargas en estribo sin carga viva.....	143
33.	Área tributaria de microcuencia	156
34.	Fotografías del proyecto.....	157
35.	Fotografía aérea del área de estudio proyecto carretero, comunidades Xalija y Chiitix.....	178
36.	Número promedio de días de lluvia al año.....	179
37.	Isoyetas medias anuales (lluvia media anual en mm).....	180
38.	Lluvia máxima diaria (en mm) período de retorno de 30 años...	181
39.	Cargas estándar de camión para carreteras.....	185
40.	Sección típica alineación recta.....	186
41.	Sección típica alineación curva.....	187
42.	Localización de San Juan Chamelco.....	190

TABLAS

I.	Ubicación y localización.....	1
II.	Comunidades de San Juan Chamelco, Alta Verapaz.....	3
III.	Posición fisiográfica, material madre y características del perfil de suelo.....	9
IV.	Características importantes que influyen su uso.....	10
V.	Descripción de población.....	12
VI.	Propuesta de inversión, plan de desarrollo municipal.....	20
VII.	Modelo de libreta de tránsito preliminar.....	29
VIII.	Modelo de libreta de niveles de preliminar.....	30
IX.	Modelo de libreta de secciones transversales de preliminar...	32
X.	Libreta topográfica de niveles de preliminar calculada.....	35
XI.	Constante K en longitud mínima de curvas verticales.....	45
XII.	Relaciones para dibujo de taludes.....	47
XIII.	Ejemplo de cálculo de movimiento de tierras.....	50
XIV.	Clasificación de obras de arte para carreteras.....	51
XV.	Tablas de datos de curvas horizontales.....	58
XVI.	Cálculo de movimiento de tierras.....	62
XVII.	Localización de tramos con carrileras y cunetas revestidas...	69
XVIII.	Localización de drenajes transversales.....	69
XIX.	Curvas verticales.....	70
XX.	Presupuesto para construcción de carretera de terracería de aldea Xalija a aldea Chitix.....	71
XXI.	Cronograma de preinversión y ejecución.....	72
XXII.	Momento de volteo en estribo.....	139
XXIII.	Momento estabilizante en estribo.....	139

XXIV.	Momento estabilizante en estribo sin carga viva.....	144
XXV.	Presupuesto para construcción de puente.....	145
XXVI.	Cronograma de preinversión y ejecución.....	146
XXVII.	Hoja de estudio de suelos.....	160
XXVIII.	Especificaciones para caminos de penetración, sección típica G.....	182
XXIX.	Características geométricas.....	188

LISTA DE SÍMBOLOS

a.C	Antes de Cristo
As	Área de acero
AsL	Área de acero longitudinal
Asmax	Área de acero máximo
Asmin	Área de acero mínimo
As(-)	Área de acero para el momento negativo
As(+)	Área de acero para el momento positivo
Astemp	Área de acero por temperatura
Ag	Área gruesa
AZ	Azimut
BM	Banco de marca o controles de nivel
Wa	Carga total
cm ²	Centímetro cuadrado, centímetros cuadrados
cm	Centímetro, centímetros
cm ² /m	Centímetros cuadrados por metro
Cos	Coseno
CM	Cuerda máxima
εY	Deformación de fluencia del acero de tensión (en falla balanceada)
εC	Deformación en la fibra extrema de compresión
Δ	Delta
ØVs	Esfuerzo cortante absorbido por el concreto
Fy	Esfuerzo de fluencia del acero
F'c	Esfuerzo máximo del concreto
S	Espaciamiento
e	Excentricidad
E	External

β_1	Factor de profundidad del bloque de esfuerzo
$\Phi_{\text{Compresión}}$	Factor de reducción de resistencia en compresión
ϕ_{corte}	Factor de reducción de resistencia en corte
$\Phi_{\text{Flexión}}$	Factor de reducción de resistencia en flexión
G	Grado de curva
°C	Grados centígrados
° , ' , ''	Grados, minutos y segundos
Ha	Hectáreas
klb	Kilo libra
kg-cm	Kilogramo centímetro
kg-m	Kilogramo metro
kg-m/m	Kilogramo metro por metro
kg/cm ²	Kilogramo por centímetro cuadrado
kg/m ³	Kilogramo por metro cúbico
kg	Kilogramo
kg/m	Kilogramos por metro
kg/m ²	Kilogramos por metro cuadrado
klb-ft	Kilo libra pie
km	Kilómetro, Kilómetros
km ²	Kilómetros cuadrados
KPH	Kilómetros por hora
lb o #	Libras
lb - ft o # - ft	Libras pie
lb/ft ² o #/ft ²	Libras por pie cuadrado
lb/ft ³	Libras por pie cúbico
PSI	Libras por pulgada cuadrada
LC	Longitud de curva
±	Más menos
>	Mayor que

\leq	Menor o igual que
<	Menor que
m	Metro
m ²	Metros cuadrados
m ³ /s	Metros cúbicos por segundo
ml	Metros lineales
MSNM	Metros sobre el nivel del mar
mm	Milímetros
mm/hora	Milímetros por hora
ϵ s	Módulo de elasticidad, deformación en el nivel del acero de tensión
Ma	Momento actuante
M(-)	Momento negativo
Mcm	Momento por carga muerta
Mcv	Momento por carga viva
M(+)	Momento positivo
Mu	Momento último
OM	Ordenada media
t	Peralte
Pde	Peso diafragma externo
Pdi	Peso diafragma interno
π	Pi
ft o ‘	Pie, pies
%	Porcentaje
PC	Principio de curva
Plg o “	Pulgadas
Plg ²	Pulgadas cuadradas
T	Punto de tangencia
Q	Quetzales

R	Radio de la curva
Rec.	Recubrimiento
Sen	Seno
ST	Subtangente
Σ	Sumatoria
Tg	Tangente
T/m ²	Toneladas por metro cuadrado
T/m ³	Toneladas por metro cúbico

GLOSARIO

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i> (Asociación Americana de Carreteras del Estado y Transportes Oficiales).
ACI	<i>American Concrete Institution</i> (Instituto Americano del Concreto).
Alabeo	Flexión
Aletón	Muro lateral a los estribos, diseñado y construido como muro de protección de los rellenos y para el encauzamiento de agua.
Aljibes	Depósitos de agua.
Altimetría	Parte de la topografía que enseña a hacer mediciones de alturas.
American Welding Society	Sociedad Americana de Soldaduras.
Ancho de calzada	Distancia transversal a la carretera destinada a la circulación de vehículos.

Aproches	Conjunto de trabajos que se hacen para acercarse, se refiere a las estructuras o rellenos que conectan con el puente.
Azimut	Ángulo que con el meridiano forma el círculo vertical que pasa por un punto de la esfera celeste o del globo terráqueo.
Balasto	Capa de grava o de piedra machacada que se tiende sobre la explanación de las carreteras para colocar sobre ella el pavimento.
Banco de marca	Punto en la altimetría, cuya altura se conoce y se utiliza para determinar las alturas siguientes.
Bombeo normal	Pendiente dada a la corona de las tangentes del alineamiento horizontal, hacia uno y otro lado del eje para evitar la acumulación del agua sobre la superficie de rodamiento.
Caliza	Roca formada de carbonato de cal.
Carga de diseño	Carga que debe soportar la estructura para el diseño.
Carga muerta	Carga permanente en una estructura (peso propio).
Carga última	Suma de la carga y carga muerta afectadas ambas por su factor de incertidumbre.

Carga viva	Carga no permanente y variable en una estructura.
Carril	Superficie de rodamiento, que tiene el ancho suficiente para permitir la circulación de una hilera de vehículos.
Caudal	Cantidad o volumen de agua por unidad de tiempo.
COCODES	Consejo Cooperativo de Desarrollo.
Concreto ciclópeo	Material de construcción obtenido de una mezcla proporcionada de cemento, arena, piedra y agua; a diferencia del concreto reforzado, los agregados son más gruesos.
Concreto reforzado	Material de construcción obtenido de una mezcla proporcionada de cemento, arena, grava y agua; todo esto combinado con el acero, que es un elemento homogéneo, usualmente reticular, cuyas características atómicas lo hacen extremadamente resistente a esfuerzos de tensión.
Corte	Es el material no clasificado que se excava dentro de los límites de construcción, para utilizarlo en la construcción de terraplenes.
Cortina	Elemento que constituye la viga de apoyo y resiste las presiones horizontales del relleno estructural o de los aproches.

Cuenca	Territorio cuyas aguas afluyen todas a un mismo río, lago o mar.
Cuneta	Zanja en cada uno de los lados del camino o carretera, en la cual, el agua circula debido a la acción de la gravedad.
Curva circular compuesta	Serie de dos o más curvas circulares continuas, con la misma dirección y con puntos de tangencia comunes, con radios diferentes, pero la misma dirección en la unión.
Curva circular simple	Arco de curva circular de radio constante que une a dos tangentes.
Curva de transición	Se utiliza para proporcionar un cambio gradual de dirección, al pasar de un tramo en tangente a un tramo de curva circular.
Derecho de vía	Área de terreno que el Estado suministra para ser usada en la construcción de la carretera, sus estructuras, trabajos complementarios y futuras ampliaciones.
DGC	Dirección General de Caminos.

Especificaciones	Normas generales y técnicas de construcción contenidas en un proyecto, disposiciones o cualquier otro documento que se emita antes o durante la ejecución de un proyecto.
Esquisto	Roca de color negro azulado que se divide con facilidad en hojas.
Estiaje	Período que dura el nivel más bajo o caudal mínimo, que en ciertas épocas del año tiene las aguas de un río, laguna, etc., caudal de la sequía.
Estribo	Cada una de las estructuras externas que sirve de apoyo a la superestructura.
Excavación de Canales	Construcción de conductos abiertos para la conducción de agua.
Excavación Estructural	Operaciones de excavar, rellenar y trabajos necesarios para cimentar o colocar las estructuras.
Excavación no clasificada	Operación de cortar y remover cualquier clase de material, dentro o fuera de los límites de construcción, para incorporarlo en la construcción de rellenos, terraplenes o cualquier elemento de la construcción de la carretera.

Friable	Que se desmenuza fácilmente
Gaviones	Canastas fabricadas de alambre galvanizado, las cuales se llenan con piedra de canto rodado de regular tamaño y se amarran entre si para producir un muro, para encauzar la cuenca del río, proteger contra socavaciones laterales del mismo y proteger la subestructura del puente.
Grado de curvatura máxima	Grado máximo de curva a usarse, que llene las condiciones de seguridad para el tránsito a la velocidad de diseño.
IGN	Instituto Geográfico Nacional.
INSIVUMEH	Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología.
Isoyetas	Curva para la representación cartográfica de los puntos de la tierra con el mismo índice de pluviosidad media anual.
Junta de expansión	Dispositivo que permite pequeños movimientos a la superestructura ocasionados por cambios de temperatura o el paso de vehículos, sin que esta se dañe.

Limpia, chapeo y destronque	Operaciones previas a la iniciación de los trabajos de terracería y otros, con el objeto de eliminar toda clase de vegetación existente.
Mampostería	Sistemas constructivos y/o decorativos, construidos a base de piedra, ladrillo, block, etc., simplemente acomodados o bien aglutinados con mortero.
Neopreno	Caucho sintético de gran resistencia mecánica y propiedades aislantes del calor y la oxidación.
Planimetría	Parte de la topografía que enseña a hacer mediciones horizontales de una superficie.
Pendiente máxima	La mayor pendiente que se permite en un proyecto y queda determinada por el volumen, la composición del tránsito y la topografía del terreno.
Pendiente mínima	La pendiente menor, que se fija para permitir la funcionalidad del drenaje.
Peralte	Mayor elevación de la parte exterior de una curva en relación con la interior.

Rasante	Trazo vertical que determina el nivel superior, sobre la línea central, que se proyecta construir a lo largo de la carretera. Muestra la elevación y la pendiente del tazo proyectado.
Sección típica	Representación gráfica transversal y acotada, que muestra las partes componentes de una carretera.
Serpentina	Piedra de color verdoso, con manchas o venas más o menos oscuras, casi tan dura como el mármol, tenaz, que admite hermoso pulimento y tiene mucha aplicación en las artes decorativas. Es un silicato de magnesia teñido por óxidos de hierro.
Subestructura	Parte inferior del puente, formado por las cimentaciones, estribos, pilas y aletones, siendo estos los apoyos extremos de la superestructura, que sirven para transmitir las cargas de esta al suelo y para contener el relleno estructural o terraplén de la carretera.
Superestructura	Parte superior del puente, la cual permite el tránsito de vehículos transmitiendo las cargas a la subestructura y formada por las vigas, losa, diafragmas, torres, cables y pasamanos.

Superficie de rodadura	Área destinada a la circulación de vehículos o bien la capa sobre la cual se aplican directamente las cargas de tránsito.
Taludes	Planos inclinados de la terracería, que delimitan los volúmenes de corte o relleno; y están contenidos entre la cuneta y el terreno original.
Terracería	Camino sin pavimentar.
Terraplén o relleno	Estructura que se construye con materiales especificados y en capas sucesivas hasta la elevación indicada en los planos.
Velocidad de diseño	Es la velocidad máxima que un vehículo puede transitar con seguridad, en una carretera trazada con determinadas características.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación, contiene información sobre las actividades realizadas durante el período del Ejercicio Profesional Supervisado, en el municipio de San Juan Chamelco del departamento de Alta Verapaz.

Se desarrollaron dos proyectos: diseño de apertura de un tramo carretero de 2,964m, basado en las especificaciones de la Dirección General de Caminos de Guatemala, para una sección típica "G", diseñada con pendientes mayores a las recomendadas, debido a las características topográficas del lugar, para lo cual se agregaron al diseño tramos con carrileras.

Diseño de un puente vehicular de dos vías y 20m de longitud, compuesto de una sección de viga y losa simplemente apoyada, vigas de apoyo, estribos de concreto ciclópeo y barandales de protección.

Para ambos proyectos se incluyen: memoria de cálculo, presupuestos, cronogramas de preinversión, planos y especificaciones.

OBJETIVOS

General

Crear el diseño de un puente y carretera que una las comunidades de Xalija y Chitix del municipio de San Juan Chamelco del departamento de Alta Verapaz.

Específicos:

1. Poner en práctica cada una de las etapas que conlleva el diseño de un puente y una carretera, considerando todos los aspectos que relacionan este proceso.
2. Conocer a través del Ejercicio Profesional Supervisado, el rol que se debe tomar como futuro profesional, y comprender el grado de responsabilidad que esto conlleva, buscando soluciones factibles y seguras.
3. Reforzar los conocimientos obtenidos en el transcurso de la carrera y complementar la parte teórica con la práctica, creando un balance, que dé resultados satisfactorios.

INTRODUCCIÓN

Con el fin de contribuir al desarrollo del Municipio de San Juan Chamelco del departamento de Alta Verapaz, y específicamente a las comunidades de Xalija y Chitix se diseñó una carretera de terracería y un puente.

La creación del camino y el puente son parte de un proyecto municipal, el cual trata de crear una red de vías que comuniquen a todas las comunidades entre sí, la ruta Xalija-Chitix, representa la culminación de una de las ramas de este proyecto, y el puente la ampliación de otra.

Estos proyectos beneficiarán directamente la economía en general, de todas las comunidades del entorno, y no solo las ya mencionadas; asegurando que en un futuro será más fácil, para la municipalidad o cualquier otra entidad, brindar apoyo, por su mejor accesibilidad; y por consiguiente el llevar nuevos servicios sociales y de salud, será más viable y seguro.

Para realizar de la mejor manera posible se abordan varias áreas de estudio, iniciando con los datos generales de la monografía del municipio: el tipo de suelo, las posibles fuentes de material y la distribución de las cuencas, así como información en general de la población que pueda ser necesaria para el desarrollo de los proyectos ya establecidos. Como segundo capítulo se presenta el diseño completo del tramo de carretera, y como tercer y último capítulo se presenta el diseño del puente, al igual que en el capítulo anterior se pretende detallar todas las etapas del diseño.

1. FASE DE INVESTIGACIÓN

1.1 Monografía del municipio de San Juan Chamelco del departamento de Alta Verapaz y de las Comunidades de Estudio.

1.1.1 Ubicación y localización

San Juan Chamelco es un municipio del departamento de Alta Verapaz, correspondiente a la región II–Norte, del territorio de la república de Guatemala.

Se ubica en las coordenadas: 15°25'20.22" de latitud y 90°19'49.8" de longitud, a una altura aproximada de 1,420.00 MSNM, y se encuentra a 220 kilómetros de la ciudad capital de Guatemala (ver mapa de ubicación en anexo).

La ubicación y localización de las comunidades de estudio se presentan en la siguiente tabla; la distancia proporcionada se refiere a los kilómetros entre la comunidad y su cabecera municipal (San Juan Chamelco).

Tabla I Ubicación y localización.

NOMBRE	LATITUD	LONGITUD	MSNM	Distancia km.
Chiitix	15°22'49.81"	90°16'36.67"	1880.21	18
Xaliya	15°22'51.43"	90°15'10.83"	1760.14	11

Fuente. Oficina de Planificación Municipal, abril 2004.

1.1.2 Límites y colindancias

San Juan Chamelco limita: al norte, con el municipio de San Pedro Carcha; al sur, con los municipios de Tamahú y Tukurú; al este, con el municipio de Tukurú; y al oeste, con la cabecera departamental Cobán. (figura1)

La comunidad Xalija, limita con las comunidades; Chicunc al norte, Sebob al sur, Chitix al este, y Campat al oeste. (figura1)

La comunidad Chitix limita con las comunidades; Canasec al norte, Chamisun al sur, Sto. Tomas Seapac al este, Xalija al oeste. (figura1)

1.1.3 Extensión

San Juan Chamelco tiene una extensión territorial aproximada de ochenta kilómetros cuadrados (80 km²).

1.1.4 División política

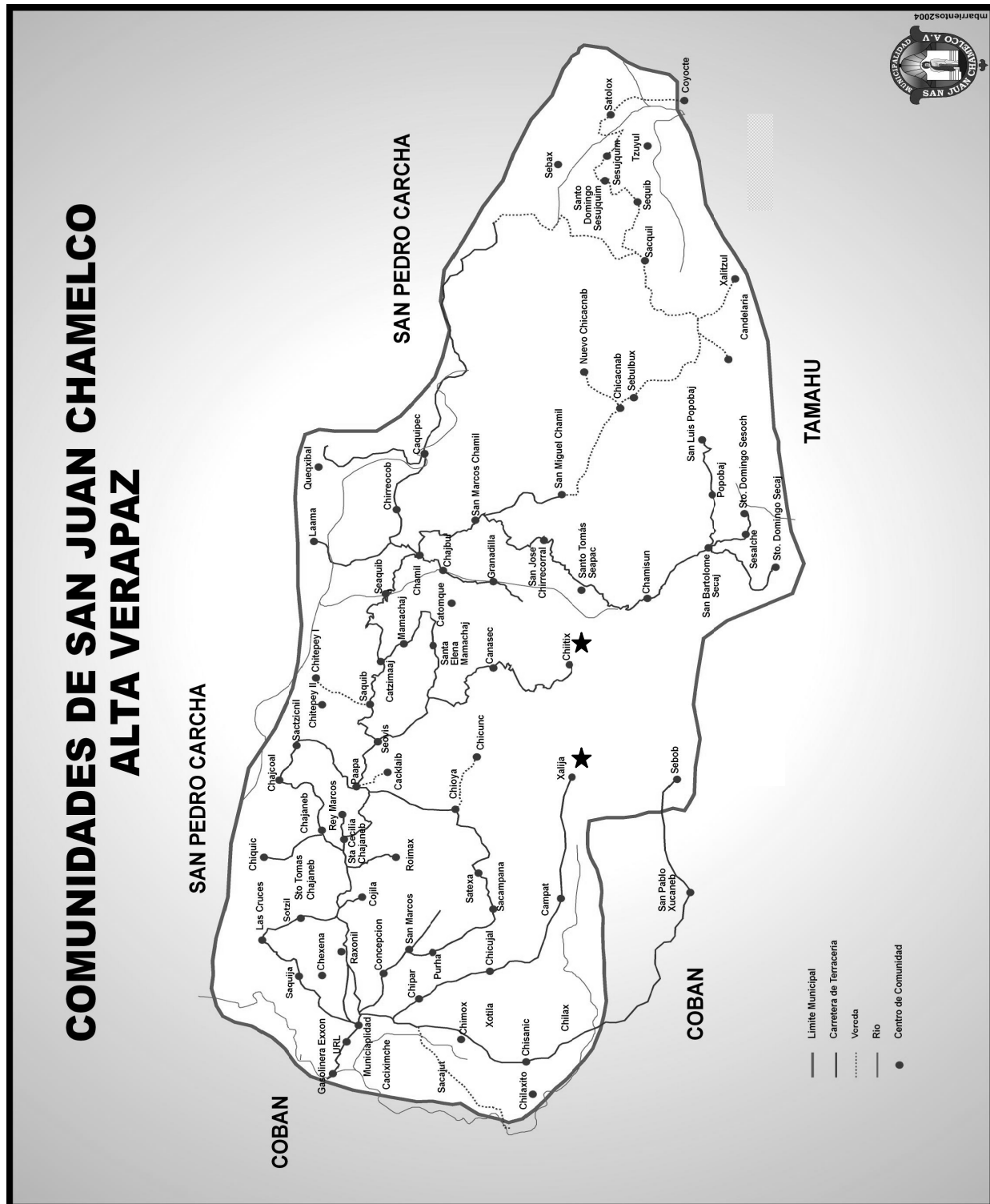
Políticamente, San Juan Chamelco está dividido en: una cabecera municipal, aldeas, caseríos y fincas, suman entre estas tres últimas 75. Casi todas las aldeas tienen nombre *q'eqchi'* (Tabla II), así mismo el área urbana se divide en 7 barrios; en el año de 1,995, a través de la unidad de EPS de la Universidad de San Carlos de Guatemala, se llevo a cabo el estudio y la ejecución de la nomenclatura del municipio, quedando dividido en 6 zonas y 7 barrios: San Juan, Santo Domingo, San Luís, Santa Catarina, Barrio San Agustín, Santa Ana, y Concepción.

Tabla II Comunidades de San Juan Chamelco Alta Verapaz.

	NOMBRE	MSNM	Distancia km.		NOMBRE	MSNM	Distancia km.
1	Cacklaib	1633.65	15	39	Sacampana	1629.69	6
2	Campat	1510.52	7	40	Sachalib	1412.68	3
3	Canasec	2040.54	15	41	Sacquil	1964.64	33
4	Candelaria		47	42	Sactzicnil	1623.29	14
5	Caqiximche		1.5	43	San Miguel Chamil		27
6	Caquipec	1823.53	25	44	San Bartolomé Secaj	1949.71	36
7	Catomque		18	45	San José Chirrecorral	1884.79	28
8	Catzimaaj	1761.66	16	46	San Luís Popobaj	1950.02	40
9	Chajbul	1503.20	23	47	San Marcos	1402.93	2
10	Chajcoal	1551.05	9	48	San Marcos Chamil	1758.31	24
11	Chamil	1590.67	20	49	Sta. Catalina Chajaneb	1405.06	7
12	Chamisun	1976.23	32	50	Sta. Cecilia Chajaneb	1398.35	5
13	Chexena		2.5	51	Sta. Elena Mamachaj	1817.13	14
14	Chicacnab	2306.00	33	52	Sto. Tomas Chajaneb	1396.22	7
15	Chicujal	1605.61	5	53	Santo Tomás Seapac	1922.58	30
16	Chicunc		12	54	Saquib	1738.19	12
17	Chitix	1880.21	18	55	Saquita	1368.18	2
18	Chilaxito	1425.48	6	56	Satexa	1720.21	5
19	Chimox	1710.76	2.5	57	Satolox		55
20	Chioya		11	58	Seaquiba	1484.61	18
21	Chiquic		5	59	Sebax		32
22	Chirreocob	1854.62	23	60	Sebob		20
23	Chisanic	1537.34	4.5	61	Sebulbux	2311.49	47
24	Chitepey 2		13	62	Seoché		
25	Chitepey1		11	63	Seovis	1635.78	11
26	Cojila	1408.41	5	64	Sequib	1556.54	38
27	Concepción	1382.81	2	65	Sesalche	1825.66	37
28	Granadillas	1514.48	24	66	Sesibche		1.5
29	Laama	1523.01	29	67	Sesujquim	1489.48	52
30	Mamachaj	1763.79	13	68	Sotzil		4
31	Nuevo Chicacnab		37	69	Sto. Domingo Sesujquim	1501.98	50
32	Paapa	1382.81	9	70	Sto. Domingo Secaj	2059.43	38
33	Popobaj	1966.78	35	71	Sto. Domingo Sesoch	1799.76	33
34	Purha	1395.61	2	72	Tzuyul		45
35	Queqxibal	1644.01	18	73	Xalija	1760.14	11
36	Raxonil		3	74	Xalitzul		47
37	Roimax	1471.20	5	75	Xotila		

Fuente. Oficina de Planificación Municipal, abril 2004.

Figura 1. Mapa del municipio de San Juan Chamelco.



Fuente. Oficina de Planificación Municipal, abril 2004.

1.1.5 Clima

San Juan Chamelco tiene un clima variado, debido a que su topografía presenta diferentes alturas sobre el nivel del mar. Su clima predominante es el templado, oscila entre los 18.7 a 23°C. Se marcan dos estaciones, verano e invierno (época de lluvia). La humedad del suelo y el ambiente se caracterizan notablemente, ya que la precipitación pluvial oscila en 200 días anuales (ver hoja en anexo de número promedio de días de lluvia al año). Se estima una precipitación anual promedio de 2,295.45mm (ver hoja en anexo isoyetas medias anuales). La estación meteorológica más cercana se encuentra en la cabecera departamental Cobán.

1.1.6 Hidrografía

Las corrientes hidrográficas del municipio de San Juan Chamelco, se pueden clasificar en dos, las que se dirigen hacia el río Polochic y las que se dirigen hacia el río Cahabón; en los aproximadamente 80 kilómetros cuadrados de superficie que le corresponden al municipio, existen varios accidentes hidrográficos entre los que se pueden mencionar: río Chilax, Chió, Tzunutz, Chitepey, Mestelá, Caquipec, Sequibá, Saquib, Saquil, Tzuyul, Chiche, Santo Tomás, Ulpan y Candelaria.

En el área urbana se cuenta con dos secciones de abastecimiento: Sacampana y Xucaneb, ambas con infraestructura de reciente colocación. Un alto porcentaje de las aguas del municipio son alcalinas, es decir tienen un alto porcentaje de cal. Es un municipio que cuenta con gran cantidad de quebradas que son de uso colectivo.

1.1.7 Orografía

San Juan Chamelco, presenta un paisaje natural de tipo montañoso. El complejo montañoso forma parte de la región de la cordillera de los Andes.

Ya que la sierra de los Cuchumatanes, con su asiento principal en los departamentos de Huehuetenango y Quiché, al prolongarse y bifurcarse rumbo al este, forma la sierra de Chamá de Cahucún y de las Minas las que a la vez se derivan sistemas secundarios.

Entre los principales accidentes geográficos están: Montaña Xucaneb, Montaña Caquipec, Montaña Guaxac, Montaña Paapa, Montaña Chirrepec, Cerro Rocja, Cerro Xalija.

1.1.8 Suelo

“Los suelos del departamento de Alta Verapaz han sido clasificados en tres grupos amplios, divididos a su vez en sub-grupos según la profundidad, la clase de material madre y el drenaje:

- I. Suelos de los cerros de caliza
 - A. Suelos profundos, sobre caliza
 - B. Suelos poco profundos sobre caliza
 - C. Suelos profundos, sobre esquisto y arcilla esquistosa
 - D. Suelos profundos, sobre serpentina

II. Suelos de las tierras bajas del Petén-Caribe

- A. Suelos profundos, bien drenados
- B. Suelos poco profundos bien drenados
- C. Suelos Profundos mal drenados
- D. Suelos Aluviales

III. Clases misceláneas de terreno”¹

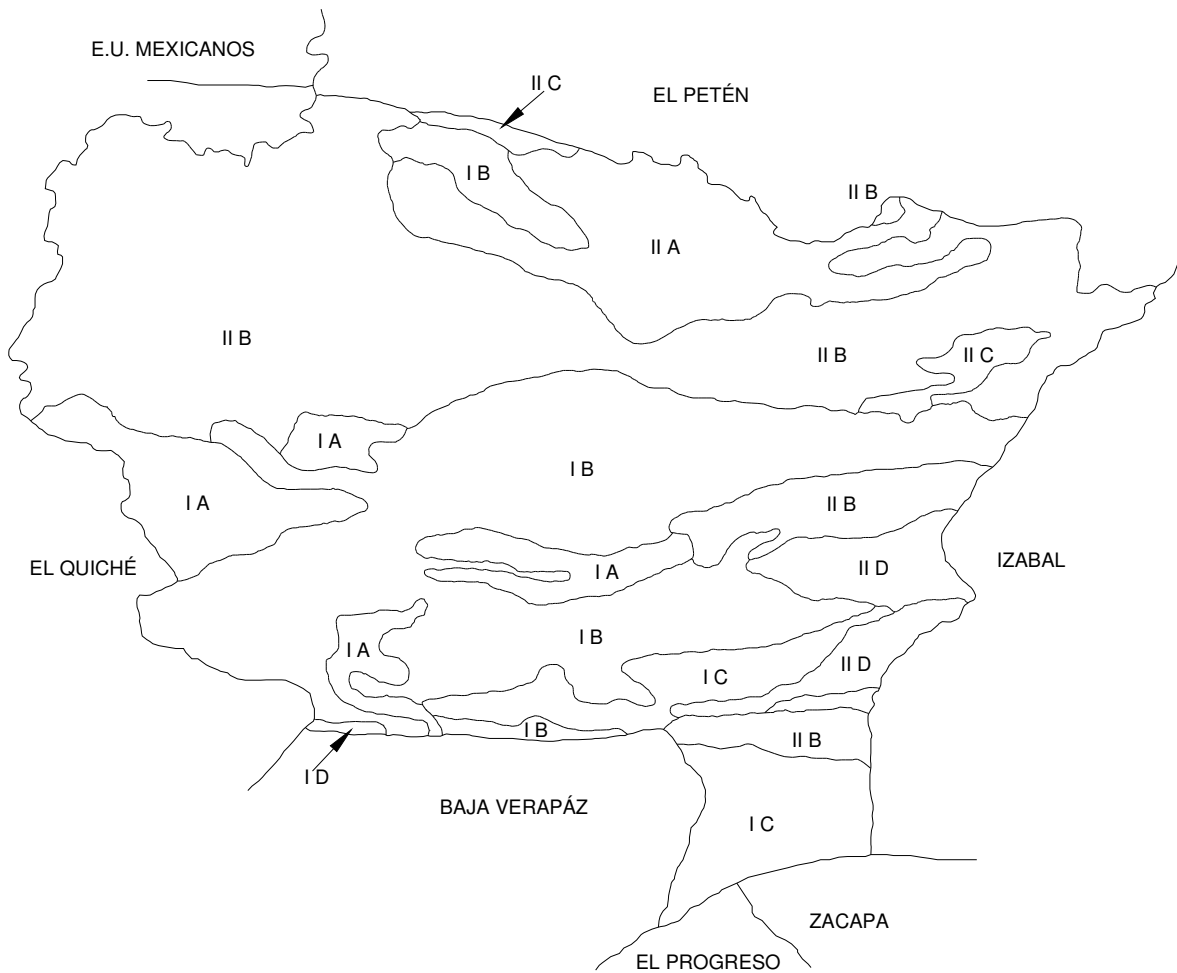
San Juan Chamelco se Clasifica en el tipo IB; Suelos de los cerros de caliza, poco profundos, sobre caliza. (Figura 2)

1.1.8.1 Suelos de los cerros de caliza

La división fisiográfica de los cerros de caliza esta caracterizada por las pendientes inclinadas y los suelos poco profundos.

Esta sección incluye áreas de rocas no calcáreas, como las de la Sierra de las Minas, aunque estos cerros tienen un componente calcáreo y hay áreas grandes de serpentina que parecen haberse originado de caliza.

Figura 2. Mapa del departamento de Alta Verapaz, mostrando la división fisiográfica y la localización de los diferentes grupos de suelos.



Fuente. Simmons, C.H.; Tarano, J.M.; Pinto J.H. **Clasificación de reconocimiento de los suelos de la república de Guatemala.** P491.

En el Subgrupo B (Suelos poco profundos, sobre caliza), están los suelos Chixoy y Tamahú. Estos son los suelos más extensos de toda la región y constituyen más de la mitad del área de los cerros de caliza.

Son suelos poco profundos que ocupan pendientes inclinadas a muy inclinadas, donde los afloramientos de roca y los precipicios son comunes.

Casi toda el área se encuentra bajo bosques, pero hay muchas partes que se usan para la producción de maíz. En algunos lugares el suelo no ha sufrido los estragos de la erosión. En muchos otros, donde la presión de la población es intensa, la erosión es seria y los bosques, en vez de regenerarse, han dado pasó a los matorrales, maleza y helechos.

El café se cultiva con éxito en gran parte del área, demostrando ser el mejor uso racional que se le puede dar a los terrenos de mediana inclinación.”¹

Tabla III Posición fisiográfica, material madre y características del perfil de suelo.

	Material madre	Caliza o mármol
	Relieve	Inclinado
	Drenaje interno	Rápido
Suelo Superficial	Color	Café muy oscuro
	Textura y consistencia	Franca a arcillosa friable
	Espesor aproximado	5cm
Subsuelo	Color	Café oscuro
	Consistencia	Friable
	Textura	Franca arcillosa a arcillosa
	Espesor aproximado	30-40cm.

Fuente. Simmons, C.H.; Tarano, J.M.; Pinto J.H. **Clasificación de reconocimiento de los suelos de la república de Guatemala.** P496.

Tabla IV Características importantes que influyen su uso.

Declive dominante (por ciento)	50-75
Drenaje a través del suelo	Rápido
Capacidad de abastecimiento de humedad	Regular
Capa que limita la penetración de las raíces	Lecho de roca serpentina a 40cm.
Peligro de erosión	Muy alta
Fertilidad natural	Alta
Problemas especiales en el manejo del suelo	Combate de erosión

Fuente. Simmons, C.H.; Tarano, J.M.; Pinto J.H. **Clasificación de reconocimiento de los suelos de la república de Guatemala.** P498.

1.1.9 Antecedente históricos

La fundación del municipio se realizó, el día 24 de junio de 1,543, acontecimiento importante pues fue la primera fundación de un poblado a la alianza castellana, que se efectuó en la zona norte de Guatemala, dicha celebración recayó en manos de los religiosos de la orden de Santo Domingo de Guzmán o Dominicos, quienes fueron los iniciadores de la conquista pacífica de la Tezulutlán (lugar de guerra) posteriormente llamada Verapaz (lugar de la verdadera paz); lo que marcó un capítulo especial dentro del desarrollo de los acontecimientos del Reino de Guatemala, durante el siglo XVI.

Los indígenas vivían anteriormente alrededor de un centro político llamado Chamil, que en idioma *q'eqchi'* significa "alrededor de la hondonada", el cual debido a las continuas lluvias fue deslavado e inundado, por lo cual disponen trasladarse a una zona cercana que les brindaba mayor seguridad, escogiéndose el lugar que ocupa el actual pueblo.

El nuevo poblado era colocado bajo la advocación de un santo cristiano, le correspondía al día de la fundación o bien se adoptaba el nombre de algún santo principal, cuya festividad estuviera cercana al día de la fundación, luego se le agregaba un nombre complementario o apellido, el cual por lo general era el que ostentaba en la época indígena, de esta manera se cumplía con los lineamientos españoles y a la vez se alababa el orgullo nativo.

Al efectuarse la fundación oficial castellana del pueblo, el 24 de junio, día del San Juan Bautista, dicho pueblo fue colocado bajo la advocación de este santo, y como nombre complementario el utilizado por los indígenas antes de la llegada de los españoles, el cual era Chamil y desde entonces el nuevo pueblo fue llamado San Juan Chamil; con el transcurso del tiempo el nombre del pueblo fue transformado en "San Juan Chamelco". Es importante recordar, que el cacique de San Juan Chamelco o San Juan Chamil, era don Juan *Aj Pop Batz*, que con el correr del tiempo se transfiguró literalmente como Don Juan Matalbatz.

1.1.10 Población e idioma

De la totalidad de la población se estima que un 95% habla la lengua maya *q'eqchi'*.

La densidad de la población, en los últimos años, manifiesta un incremento poblacional acelerado, pues según estimación para el censo de 1991 el Instituto Nacional de Estadística, afirma que la población de San Juan Chamelco, aproximadamente es de 32,000 habitantes. En el 2002 según el XI censo nacional de población y VI de habitación se computo un total de 38,973 habitantes y 8,411 viviendas.

Tabla V Descripción de población.

Comunidad	Xalija	Chiitix
No. de viviendas	82	84
Número de Mujeres	246	240
Número de Hombres	251	245

Fuente. Oficina de Planificación Municipal, abril 2004.

1.1.11 Religión y costumbres

En San Juan Chamelco, se practican diferentes religiones, en su orden: Católica, Evangélica, Elím, Iglesia de Jesucristo de los Últimos Días, Asamblea de Dios, y otras. Predominando las dos primeras.

Entre las costumbres se pueden mencionar, las cofradías: cada barrio de la cabecera municipal posee una cofradía. El Chinam, nombrado por los miembros de todas las cofradías en ceremonia especial, se encarga del cuidado del edificio de las cofradías y sus efectos, coordina las actividades de los demás mayordomos y asiste a los oficios religiosos y las festividades de las cofradías. Las cofradías principales son: San Juan Bautista, Santo Domingo, La Resurrección y Santa Catalina. También practican el compadrazgo y es algo muy serio para la población sobretodo en el área rural; donde la mayoría de habitantes son compadres de alguna manera con el resto de la comunidad o la mayoría de ellos. Otras celebraciones son: misas dominicales y festividades, fiestas titulares en honor al santo patrono, semana santa, día de los santos, día de las shigualas, navidad y visitas del arzobispo. Además se efectúan ceremonias en lugares que creen es de gran valor espiritual, como cuevas y lugares arqueológicos.

1.1.12 Agricultura

El municipio de San Juan Chamelco, se ha dedicado casi exclusivamente al cuidado y cultivo de los productos tradicionales que son: maíz y frijol. Hay otros productos como: chile, achiote, frutas, también se dedican al cultivo del maguey, existen en la actualidad pequeños sembradillos de leder que es utilizado comúnmente como ornamento y es de exportación. A finales del siglo pasado, cuando la Verapaz fue habitada por extranjeros, especialmente por ciudadanos alemanes, dando estos un impulso agrícola al cultivo del café. Sin embargo, San Juan Chamelco no fue más que una mínima parte dedicado a este cultivo.

1.1.13 Lugares turísticos

- Proyecto Quetzal: ubicado en las montañas de Caquipec y Chirreocob. Hoy día reconocido como “BIOTOPO DEL QUETZAL”, PROYECTO ECOLÓGICO QUETZAL, bajo la responsabilidad de la confederación nacional de aves (*Lasdesban Fuir Vegelschutz-LEV*), organización Alemana para la protección de 145 aves verdes tornasol por km², se encuentra a 22 km en carretera de terracería.
- Chichen: sitio arqueológico, montículos de barro, muestras de cerámica, habitada en el período clásico (3,000-900 a.C.). Fue denunciado en el año de 1,949 al Instituto de Antropología e Historia de Guatemala, por los investigadores R.E. SMITH Y L.A. SMITH, de origen Americano. Situado a 6km, rumbo a Xucaneb.

- Cuevas del Rey Marcos: fue descubierto en 1999 y se encuentra a 4km de Chamelco.
- Balneario Chío: se encuentra en el camino que une la cabecera municipal con la cabecera departamental Cobán, a escasos 750m.
- Balneario Xucaneb: a 1km de la cabecera municipal, agua reposada, hotel, restaurante, baño sauna, pertenece a la iniciativa privada.

1.1.14 Infraestructura y servicios

1.1.14.1 Alfabetismo y educación

San Juan Chamelco ha cubierto los primeros tres niveles de educación, tanto en el área urbana, como en el área rural.

- Nivel preprimario: 35 establecimientos.

Escuelas oficiales urbanas: 4, incluye un colegio privado.

Escuelas oficiales rurales mixtas: 31.

- Nivel primario: 61 establecimientos.

Escuelas oficiales urbanas mixtas: 3, incluye 1 colegio privado.

Escuelas oficiales rurales mixtas: 47.

Escuelas primarias particulares: 11.

- Nivel medio: 3 institutos por cooperativa, 2 urbanos y 1 rural en Chamil.
- Nivel universitario: sede regional Universidad Rafael Landívar.
- Academias: 3 urbanas y 1 rural en Chamil.

1.1.14.2 Salud

Saneamiento básico:

- Cobertura de agua, 66%.
- Cobertura de letrinas, 90%.

Vacunación:

- Anti-poliomielítica se alcanzo 89.93 %.
- D. p/t. Anti-sarampionosa 95.4 %.
- T .B.C.G. 98.01%.

Tasa de mortalidad infantil:

En Chamelco de cada 1,000 niños mueren 37 antes de su primer año de vida, la causa principal es atribuida a las infecciones respiratorias, gastrointestinales y deficiencia en nutrición.

Tasa de mortalidad materna:

Las principales causas que producen la mortalidad materna son:

- Enfermedades respiratorias 21 por 10,000 habitantes.
- Enfermedades gastrointestinales 10 por 10,000 habitantes.
- Deficiencia en la nutrición 10 por 10,000 habitantes.

1.1.14.2.1 Estructura en el recurso salud

Chamelco cuenta con un edificio urbano, clasificado como "TIPO B", y es conocido como CENTRO DE SALUD, el cual coordina con 4 edificios rurales ubicados en las comunidades de: Santo Tomas Chajaneb, Campat, Chamil, Sacquil, los cuales funcionan 5 días de la semana en horario de 8 a 16 hrs. El personal que labora en el Centro de Salud es el siguiente: dos médicos, una enfermera profesional, cuatro enfermeras auxiliares, un secretario, dos operativos, un técnico en salud, un inspector, setenta promotores rurales activos y comadronas capacitadas.

1.1.14.3 Comunicación

Comunicación terrestre: San Juan Chamelco esta unida a su cabecera departamental por un tramo de carretera asfaltado de 8 kilómetros, además existen caminos de terracería que unen a la cabecera municipal con la mayor parte de sus comunidades rurales lográndose un adelanto social, económico, etc.

Comunicación escrita: además de los de circulación nacional, existen dos periódicos locales: “Sendero Magisterial” edición anual, “El San Juanero” de circulación media.

Comunicación hablada: Chamelco cuenta con teléfonos particulares; así como varios teléfonos comunitarios y teléfonos públicos. Además existe la oficina de telégrafos, la radioemisora con frecuencia 107.1 con cobertura a nivel municipal y varios servicios de Internet.

1.1.14.4 Vías de acceso

San Juan Chamelco se localiza a ocho kilómetros (8Km) de la cabecera departamental Cobán, la carretera entre ambas poblaciones es asfaltada. Además existen dos carreteras de terracería de una vía que unen a San Juan Chamelco con San Pedro Carchá y Santa Cruz Verapaz, de 7.5km y 14km respectivamente.

Las comunidades Xalija y Chiitix se encuentran a 11km y 18km respectivamente de la cabecera municipal, todos estos caminos son de terracería y en algunos tramos el camino no es siempre transitable.

Existen un gran número de pequeñas quebradas que hacen que los caminos no estén en buenas condiciones, provocando derrumbes, o bien mal estado de estos.

Debido a la topografía del lugar la mayor parte de los caminos poseen pendientes muy pronunciadas que exceden el límite de diseño, además de curvas muy cerradas y a veces continuas, bastante peligrosas.

1.1.14.5 Servicios públicos

San Juan Chamelco cuenta con los siguientes servicios:

- Agua potable.
- Alumbrado eléctrico.
- Correos, telégrafos e internet.
- Área de salubridad.
- Mercados.
- Municipalidad.
- Biblioteca municipal.
- Escuelas.
- Transporte de pasajeros.
- Centro de salud y centro médico.

1.1.15 Organización comunitaria e instituciones

El desarrollo urbano y rural de San Juan Chamelco, se conjuga con la creación de oficinas que velan por el aprovechamiento de recursos humanos y materiales, incluyendo el gobierno municipal, que es la máxima coordinadora del municipio; la organización comunitaria se clasifica de la siguiente manera:

- COCODES.
- Comité pro mejoramiento.
- Cooperativa.
- Comité de educación.
- Comité de salud.
- Comité de la mujer.

- Comité de energía eléctrica.
- Comité de carreteras.
- Comité de agua.
- Comité agrícola.

Entre las instituciones que se pueden mencionar están:

- Comisión Nacional de Alfabetización.
- Dirección General de Servicios Pecuarios.
- Dirección General de Servicios Agrícolas.
- EPS de Arquitectura e Ingeniería de la USAC.
- EPS de Agronomía, Zootecnia, Administración de Empresas y Trabajo Social Centro Universitario del Norte, CUNOR.
- Supervisión técnica de educación municipal 92-7.
- Tribunal Supremo Electoral.
- Sanidad Pública.
- Juzgado de Paz.
- CARE.
- Antropología (reconstrucción de iglesia parroquial).
- Oficina de la mujer.

1.1.16 Identificación y priorización de las necesidades

Según el plan de desarrollo municipal, en el cuadro siguiente se planifica la inversión en función de la priorización de los problemas y necesidades de la población.

Tabla VI Propuesta de inversión, plan de desarrollo municipal

No.	Nombre del Proyecto
1	Aljibes aldea Chamisun
2	Aljibes aldea Queqxibal
3	Aljibes aldea Santo Domingo Secaj
4	Construcción carretera + puente Granadillas Santo Tomas Seapac
5	Construcción carretera + puente Chioya-Chicunk
6	Ampliación escuela barrio San Luís
7	Construcción carretera Chamisun – Sesarb
8	Construcción carretera + puente Xalija – Chiitix
9	Construcción y equipamiento edificio de la estación de bomberos

Fuente. Oficina de Planificación Municipal.

Para el presente trabajo se seleccionó el proyecto 8, el cual se desarrolla en los capítulos siguientes.

2. DISEÑO DE CARRETERA QUE UNIRÁ LAS COMUNIDADES DE XALIJA Y CHIITIX, DEL MUNICIPIO DE SAN JUAN CHAMELCO DEL DEPARTAMENTO DE ALTA VERAPAZ

El diseño que se adapta a las condiciones del terreno, el cual es de tipo montañoso como fue descrito en el capítulo anterior, es el clasificado como carretera tipo “G” por la Dirección General de Caminos de Guatemala, para la cual se establece una velocidad máxima de 20 KPH, y de tránsito de vehículos livianos (ver hojas de especificaciones técnicas en anexo), el procedimiento para dicho diseño se describe en las secciones siguientes.

2.1 Especificaciones y criterios de diseño

Longitud	2,964.00 m
Sección típica	Tipo G
Ancho de sección	5.00 m
Pendiente máxima utilizada	22.40 %
Velocidad de diseño	20 KPH
Tipo de camino	Vecinal (tránsito de vehículos livianos)

2.2 Preliminar de campo

Esta fase consiste en obtener toda la información necesaria en el campo para realizar el diseño en gabinete, debe tenerse el especial cuidado en la obtención y manipulación de esta, para asegurar un diseño correcto.

2.2.1 Selección de ruta

Este proceso se realizó tomando dos puntos para su unión, por medio del método de conservación de la pendiente, en mapas cartográficos se seleccionó la ruta más adecuada tanto técnica como económicamente.

Para el trazo se tomó en cuenta la fisonomía del terreno, los controles primarios y secundarios, la pendiente máxima, para realizar así el menor movimiento de tierras posible.

2.2.1.1 Uso de mapas cartográficos

Para tener una visualización del área de estudio (características físicas como: hidrografía, relieve, vegetación, tipo y uso del suelo, ubicación de las poblaciones, etc.), y tener una idea de cómo es el lugar de trabajo, se utilizó un mapa elaborado por el Instituto Geográfico Nacional (I.G.N.), a escala 1:50,000, utilizando la hoja cartográfica: Cobán 2162 III.

2.2.1.2 Interpretación de mapas cartográficos

El diseño de carreteras, implica que se debe de tener, un conocimiento de los accidentes geográficos más relevantes del área, para realizar un diseño adecuado a estas características, además, se debe de conocer el uso que se le da a los suelos, en el área destinada al proyecto, pues dependiendo de este, variará la forma y costo de obtener los derechos de paso.

“Los mapas cartográficos del I.G.N., contienen gran parte de esta información, lo cual nos ayuda a poder plantear las diferentes opciones de ruta, proceso para el que es preciso e importante, saber interpretarlos correctamente. Para ello se utilizaron las siguientes indicaciones:

- “En la serie de mapas a escala 1:50,000 las curvas de nivel están a una equidistancia de 20 metros.
- La distancia horizontal entre curvas de nivel es inversamente proporcional a la pendiente (a mayor distancia menor pendiente).
- En pendientes uniformes, las curvas de nivel están a la misma distancia horizontal entre si.
- En superficies planas las curvas de nivel se convierten en líneas rectas paralelas.
- Debido a que las curvas son horizontales, estas son perpendiculares a las líneas de pendiente máxima, también son perpendiculares a los fondos y divisorias de aguas en el punto que las cortan.

- Las curvas de nivel estarán más unidas en regiones montañosas que en regiones planas.
- Todos los terrenos se pueden considerar como montañas o islas sobre el nivel del mar, por lo que las curvas se cierran sobre sí, dentro o fuera de los límites del mapa, Así cada curva representa una elevación o depresión.
- Las curvas de nivel representan diferentes cotas de terreno unas con otras, entonces, estas no pueden cortarse ni unirse entre sí, solamente en casos de superficies verticales: puentes, gradas, rocas salientes, grutas y acantilados.
- En montañas y volcanes la elevación de las curvas aumentara, siendo la mayor en la cúspide, en fondos y barrancos la elevación de las curvas disminuyen en la parte baja.”²

2.2.2 Trazo para la selección de ruta en carreteras

El primer paso, es localizar los puntos de inicio y final del proyecto, para nuestro caso las comunidades Xalija y Chiitix, los cuales son a su vez los controles primarios, además deben de determinarse los controles secundarios, que son las referencias topográficas que afecten el proyecto como: ríos, quebradas, riscos, etc.

2.2.3 Reconocimiento

Después de haber seleccionado las posibles rutas en los mapas cartográficos, se efectúa el reconocimiento del terreno, para evaluar cual de estas rutas es la más factible, ya que con el reconocimiento se pueden observar muchos de los accidentes geográficos que existen y que no se detallan en los mapas, sobre todo en lo referente a las pequeñas quebradas, pues únicamente las de tamaño considerable son representadas en estos.

Teniendo como punto de partida la comunidad de Xalija y como punto final la comunidad de Chitix, y según las posibilidades de las comunidades, esta selección de ruta se basó más que todo, en los derechos de paso, tomando en cuenta lógicamente: la fisonomía natural del terreno, hidrografía, y vegetación.

Procediendo de la manera siguiente: se da un recorrido inicial y se conocen los caminos peatonales que ya existen para llegar de una comunidad a otra, en el recorrido se trata de observar la mayor información posible como:

Tipo de relieve existente: para tener las posibles opciones de camino y los obstáculos para evaluar costos en gabinete.

Tipo de suelo y sus características: para establecer como puede ayudar o afectar a nuestro diseño en lo que se refiere al desempeño de este, material, etc.

Tipo de vegetación: lo cual nos ayuda a corroborar el tipo de suelo, la capa de suelo orgánico existente, y a la cantidad aproximada de chapeo que se hará, lo cual implica variación de costos en el presupuesto y en el impacto ambiental

La hidrografía: una de las partes esenciales pues según como se comporten las vertientes de agua debemos adaptar nuestra carretera con sus debidos drenajes para asegurar una larga vida útil de nuestro proyecto, así como un adecuado comportamiento de estos.

Con todas estas observaciones se tiene una idea general de cómo se realizará el proyecto, y así al estar en gabinete se tendrá una mejor visualización, para realizar cualquier cambio, pues ya se tiene la idea real de donde están todos los accidentes del área de estudio y donde podemos encontrar una mejor opción en el recorrido.

Como segundo paso; se utilizó un clinómetro a manera de ir encontrando el recorrido más apto que mantenga las pendientes de diseño recomendadas, fue demasiado difícil mantener estas y además tratar de estar en conformidad con los pobladores.

Se pudo observar que el relieve es montañoso, lo cual es un gran desafío para obtener las pendientes adecuadas de diseño, además existen muchas pequeñas quebradas.

2.2.4 Levantamiento topográfico de preliminar

Es el levantamiento de la línea preliminar trazada en la fase de selección de ruta, este levantamiento consiste en una poligonal abierta, formada por ángulos y tangentes, en la que debe establecerse lo siguiente:

- Punto de partida.
- Azimut o rumbo de salida.
- Kilometraje de salida.
- Cota de salida del terreno.

Al realizar este levantamiento se debe de tenerse el cuidado necesario, para lograr un alto grado de precisión, y estar pendientes de los accidentes geográficos que pudieran afectar la localización del proyecto.

Para el levantamiento preliminar se realizan las siguientes libretas:

- Tránsito preliminar.
- Niveles de preliminar.
- Secciones transversales de preliminar.
- Radiaciones.
- Referencias.

Para el estudio topográfico se utilizó el siguiente equipo:

- Teodolito Wild T1.
- Cinta metálica de 30 metros marca Tajima.
- Estadal de aluminio de 5m CST (*Chicago Steel Tool*).
- 3 plomadas de 1 libra.

- Estacas.
- Clinómetro CST.
- Nivel de precisión Wild N2 de 32 aumentos.
- Nivel de mano de 8 aumentos.
- Brújula.

2.2.5 Tránsito preliminar

Este se realiza por dobles deflexiones, con estacionamientos a cada 20 metros y en puntos necesarios, como causas de ríos, cruce de alguna carretera existente, tipo y posibles fuentes de material, etc.

El punto inicial debe estar referenciado a manera que sea fácil de localizarlo, y de que permanezca ahí durante el tiempo de realización del proyecto, por ejemplo postes de energía eléctrica, casas, etc.

El estacionamiento de salida se establece basándose en una carretera existente, de lo contrario, puede asumirse un estacionamiento arbitrario, todos los datos anteriores deben anotarse en la libreta de tránsito preliminar.

Tabla VII Modelo de libreta de tránsito preliminar.

Est.	P.O.	Altura	Azimut			Distancia Horizontal	Caminamiento	Angulo Vertical			Lectura de Hilos			Referencia
		Instrumento	°	'	''			°	'	''	HS	HM	HI	
0	0.1	1.39	293°	31'	48"	23.86109821		94°	21'	47"	1.020	0.9	0.780	Base de concreto cerco
0	0.2	1.39	07°	02'	57"	6.789609356		61°	26'	50"	1.644	1.60	1.556	Poste de luz
0	1	1.39	74°	15'	16"	29.03946849	0+029.039	73°	27'	42"	3.758	3.60	3.442	Siembras, milpa, pocas rocas
1	2	1.36	69°	05'	24"	30.28759364	0+059.327	78°	14'	28"	1.958	1.80	1.642	Milpa, pocas rocas
2	3	1.33	83°	27'	36"	66.05266342	0+125.380	79°	46'	45"	1.341	1.00	0.659	Rocas grandes sueltas
3	4	1.36	348°	34'	45"	30.02669215	0+155.406	73°	40'	58"	1.163	1.00	0.837	Rocas sueltas
4	5	1.26	335°	39'	15"	19.6244734	0+175.031	82°	07'	27"	0.900	0.80	0.700	Rocas sueltas

El dato del ángulo vertical se toma para determinar las distancias con más precisión únicamente, utilizando

∞ Distancia Horizontal = diferencia de Hilos * 100 * (sen θ vertical)² + sen θ vertical.

Donde:

Est. = Estación.

P.O. = Punto observado.

HS = Hilo superior.

HM = Hilo medio.

HI = Hilo inferior.

θ = Ángulo.

2.2.6 Niveles de preliminar

La nivelación se realiza tomando las lecturas a cada 20 metros, y en todos los puntos fijados en el trazo de la línea central, utilizando el método de nivelación cerrada, dejando referencias de los bancos de marca o controles de nivel BM a cada 500 metros por lo menos.

Es recomendable tomar un BM referenciado a un punto fijo como un árbol, muros, exteriores de casas o por monumentos de concreto, luego se le coloca una cota arbitraria, y donde exista un Datum Geodésico fijado por la Dirección General de Cartografía el ya establecido.

Todos los datos de la nivelación de preliminar se deben ir anotando en la libreta de niveles de preliminar.

Tabla VIII Modelo de libreta de niveles de preliminar.

ESTACION	VA	H.I.	VD	PV	REFERENCIAS
B.M.1	0.948	100.948			REFERENCIA 2 POSTE DE LUZ
0+000.000			4.601		
PV	4.235	104.999		0.184	
0+020.000			3.754		
E-1			2.391		
0+040.000			1.714		

Donde

VA = Vista atrás.

H.I. = Altura del instrumento.

VD = Vista delante.

PV = Punto de vuelta.

B.M. = Banco de marca.

2.2.7 Secciones transversales de preliminar

Por medio de estas se determina la topografía de la franja del terreno, trazando las curvas de nivel.

En las estaciones de la línea central se trazaran perpendiculares, haciendo un levantamiento de por lo menos 40 metros a cada lado de la línea central, la longitud de las secciones puede variarse de acuerdo con el terreno y a criterio del topógrafo, en nuestro caso el mayor fue a 12 metros a cada lado.

En los datos debe de incluirse las orillas de camino, orillas de río, fondos, casas, muros de contención, corrales, y cualquier información que sea de utilidad en el diseño. Además, toda la información de campo deberá comprender:

- Localización probable de drenajes y puentes.
- Mencionar el tipo de material que existe en la faja de terreno donde pasa el proyecto y sus características de dureza.
- Características de los puntos obligados.
- Descripción de los terrenos atravesados, para fines de derecho de vía, con la clase de cultivo que hay en ellos indicando si son del estado o particulares.
- Características de las construcciones que se encuentran dentro de la franja del terreno levantada.

Todos estos datos son anotados en la libreta de secciones transversales de preliminar.

Tabla IX Modelo de libreta de secciones transversales de preliminar.

IZQUIERDA							CAMINAMIENTO	DERECHA						
	12m	9 m	6m	3m	2m	1m		1m	2m	3m	6m	9m	12m	
			- 0.831	- 0.309			0+000.000			+ 0.042	+ 0.078	+ 0.128		
	SUAVE	+ 2.768	+ 1.961	+ 1.058			0+020.000			- 0.889	- 1.851			
	SUAVE	+ 2.953	+ 2.219	+ 1.107			E-1			- 1.334				
	SUAVE	+ 4.079	+ 2.203	+ 1.098			0+040.000			- 1.367	- 3.179			
	SUAVE	+ 3.176	+ 2.351	+ 1.434			0+060.000			- 1.481	- 2.733			
	SUAVE	+ 3.212	+ 2.419	+ 1.352			E2			- 1.519	- 2.737			
	SUAVE	+ 2.432	+ 1.552	+ 0.607			0+080.000			- 1.632	- 2.972			
S	+ 3.381	+ 2.473	+ 0.493	+ 0.364			0+100.000			- 2.177	- 4.284			
	ROCA		+ 3.871	+ 2.537			0+120.000			- 1.016	- 0.969	- 3.461		
		- 0.199	+ 0.097	+ 0.413			E-3			- 1.352	+ 4.384	SUAVE		

Donde:

E = estación.

S = suave.

2.3 Cálculo topográfico de preliminar

Consiste en procesar en gabinete los datos del levantamiento preliminar, estos trabajos se detallan a continuación.

2.3.1 Cálculo de tránsito preliminar

Con la información de campo, se realiza el cálculo de la libreta de tránsito, coordenadas parciales y totales de cada punto, teniendo la distancia y el Azimut entre cada uno. Para este cálculo se recomienda tomar como valor inicial de 10,000 para X y Y respectivamente, evitando así, coordenadas con signos negativos.

Para el cálculo se utilizan las siguientes fórmulas:

Coordenadas Parciales

$$Y = d1 * \cos (AZ1)$$

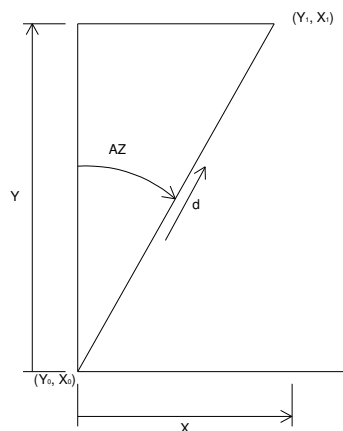
$$X = d1 * \sin (AZ1)$$

Coordenadas Totales

$$Y1 = Y0 + Y$$

$$X1 = X0 + X$$

Figura 3. Cálculo de coordenadas topográficas.



Ejemplo de cálculo de coordenadas parciales y totales.

Coordenadas parciales para estación 9:

$$Y = d1 * \cos (AZ1) \quad Y = 40.2562753 * \cos (334^\circ 45' 33'')$$

$$Y = 36.1842178$$

$$X = d1 * \sin (AZ1) \quad X = 40.2562753 * \sin (334^\circ 45' 33'')$$

$$X = -17.1662432$$

Coordenadas totales de estación 9

totales de 8

$$Y8 = 107.6641$$

$$X8 = 163.9085$$

$$Y9 = Y8 + Y9 \quad Y9 = 107.6641 + 36.1842178$$

$$Y9 = 143.8483$$

$$X9 = X8 + X9 \quad X9 = 163.9085 + (-17.1662432)$$

$$X9 = 146.7423$$

2.3.2 Cálculo de niveles de preliminar

Este cálculo consiste en calcular las elevaciones de las estaciones de la línea central, cotas que serán ploteadas, para obtener el perfil del terreno. Los puntos de partida y llegada son bancos de marca, para controlar y poder comprobar la nivelación, si no se tienen cotas ya establecidas, puede suponerse una cualquiera para el banco, de tal magnitud, que no resulten cotas negativas.

El procedimiento para el cálculo de las cotas es el siguiente.

Tabla X Libreta topográfica de niveles de preliminar calculada.

ESTACION	VA	H.I.	VD	PV	COTA	REFERENCIAS
B.M.1	0.948	100.948			100	REFERENCIA 2 POSTE DE LUZ
0+000.000			4.601		96.347	
PV	4.235	104.999		0.184	100.764	
0+020.000			3.754		101.245	
E-1			2.391		102.608	
0+040.000			1.714		103.285	
PV	5.194	109.88		0.313	104.686	
0+060.000			1.424		108.456	
E-2			1.398		108.482	
PV	5.208	114.765		0.323	109.557	
0+080.000			4.747		110.018	
0+100.000			1.223		113.542	

Donde

VA = Vista atrás

H.I. = Altura del instrumento

VD = Vista delante

PV = Punto de vuelta

Cota = Altura del instrumento – Vista delante

Cota = H.I – VD

H.I. = Cota + Vista atrás

H.I. = Cota + VA

2.3.3 Cálculo de secciones transversales de preliminar

Se realiza en las estaciones y a cada 20 metros, estas variaron de 1 hasta 12 metros a cada lado, el método consiste en obtener las cotas de los puntos medidos, esto referenciado a la cota del eje central, restando o sumando la altura del estadal a la del instrumento según sea el caso, para determinar los volúmenes de corte y relleno.

2.4 Dibujo de preliminar

Consiste en plotear los datos de las coordenadas calculadas, para formar la planta de la línea central.

2.4.1 Ploteo de niveles

Consiste en dibujar el nivel que le corresponde a cada estación para crear el perfil del terreno, las escalas que se utilizaron son: Vertical 1:200 y Horizontal 1:1,000.

2.4.2 Ploteo de secciones y topografía en planta

Se dibujan líneas perpendiculares a la línea central, en las estaciones a las que se les ha levantado su sección transversal, y bisectrices en los puntos de intersección, se miden en estas líneas las distancias, se coloca su respectiva elevación; para formar las curvas de nivel se unen los puntos de igual elevación, además se deben de dibujar los ríos, quebradas, casas, etc.

2.5 Diseño de localización

Se diseña la línea final (línea de localización), la cual será la definitiva, los pasos a seguir son:

2.5.1 Diseño de la subrasante de preliminar

Esta se diseña sobre el perfil de preliminar trazando tangentes, y calculando en cada cambio de pendiente la longitud de curva vertical mínima y las nuevas pendientes.

Lo principal de todo el proceso es no exceder la pendiente máxima, aunque para este diseño existen tramos que si la sobrepasan ya que la pendiente mayor fue de 22.40% para lo cual se estableció la colocación de carrileras ver planos en el apéndice.

2.5.2 Traslado de la subrasante a planta

Del perfil donde se diseñó la subrasante se obtiene la elevación, para cada estación, esta se busca en la planta de preliminar sobre la sección transversal de la misma.

Proceso que se hace para todas las estaciones, y al unir los puntos nos da una línea que servirá como base del diseño de la línea de localización del perfil de preliminar en planta.

2.5.3 Diseño de la línea de localización

Se efectúa utilizando tangentes, curvas de diseño y las especificaciones, se trata de seguir en lo posible la línea fijada por la curva de la subrasante trasladada del perfil a la planta.

Si se logra adaptar la línea de localización a esta curva, su perfil seguirá la pendiente de la subrasante, lo cual sería la condición ideal.

Las curvas de diseño deben adaptarse lo mejor posible a las características del terreno y a la curva de la subrasante, luego se deben unir las curvas, moviéndolas constantemente hasta que se obtenga una forma lógica.

2.5.4 Deducción de perfil y afinamiento de diseño

Se marcarán las estaciones a cada 20 metros, y cada una de estas tendrá una elevación que se determina interpolando entre las curvas de nivel, estas elevaciones se colocan en el perfil de preliminar, para cada estación correspondiente, uniendo estos puntos, se tendrá el nuevo perfil, trazando sobre este, una nueva subrasante, tomando siempre en cuenta los puntos obligados.

2.5.5 Diseño de subrasante

Esta definirá el volumen del movimiento de tierras, debe contar con lo siguiente:

- Definir la sección típica de la carretera.
- El alineamiento horizontal del tramo.
- El perfil longitudinal del mismo.
- Las secciones transversales.
- Las especificaciones necesarias.
- Datos de la clase del terreno.
- Haber determinados puntos obligados.
- Coeficiente de contracción e hinchamiento.
- Pendiente máxima y mínima.

Debe de tratarse en lo posible de balancear el corte con el relleno en una distancia no mayor a 500 metros, dejando el corte arriba para facilitar el transporte del mismo y no elevar costos, se permitirá el corte quede pendiente abajo para pendientes menores de 4%.

2.6 Cálculo de localización

Consiste en un proceso matemático con el que se definen las características geométricas y trigonométricas de la línea de localización.

2.6.1 Cálculo de puntos de intersección de localización

Se debe colocar en planta las coordenadas totales, distancias y azimuts de los puntos de intersección de preliminar, así como los deltas entre cada dos azimuts, para el cálculo de estos se pueden utilizar relaciones de triángulos, ley de senos o cósenos, así como cualquier relación trigonométrica, según sea necesario.

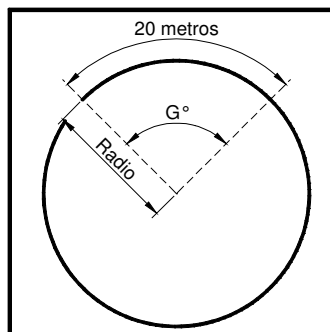
2.6.2 Cálculo de elementos de curva y estacionamientos

Con los datos de distancias entre los puntos de intersección (PI), los deltas (Δ) y el grado de curva (G), se determinarán todos los demás elementos de las curvas.

2.6.2.1 Deducción de fórmulas

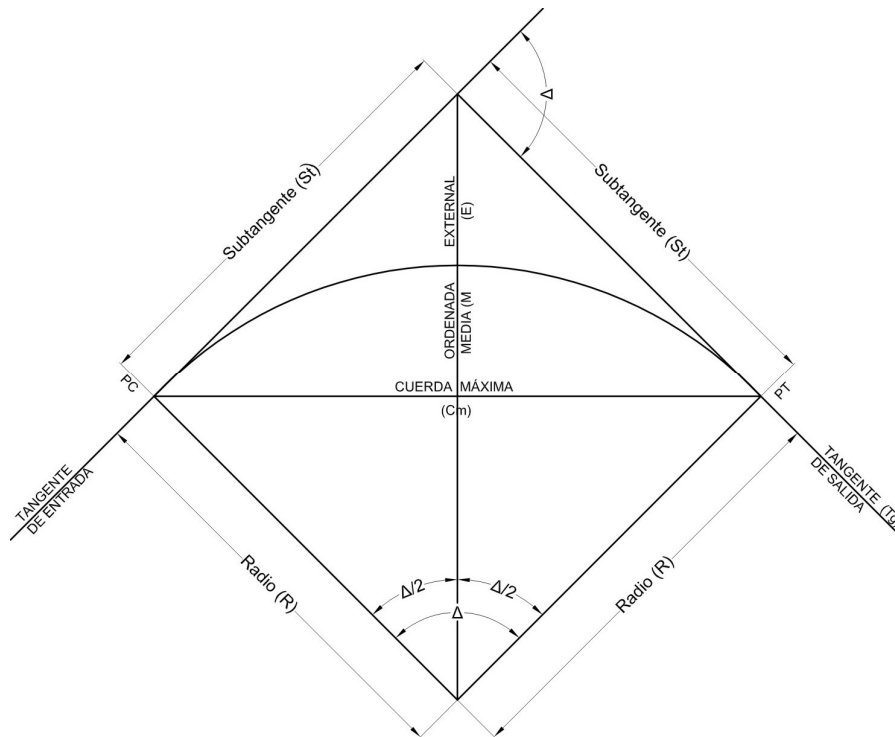
Se define un grado de curva (G) como el ángulo subtendido por un arco de 20m, de esta definición y de la gráfica de una curva se deducen todas las demás fórmulas de los elementos de una curva horizontal circular:

Figura 4. Grado de curva.



Fuente: Augusto Pérez Méndez, **Metodología de actividades para el diseño geométrico de carreteras.** Pág. 28

Figura 5. Elementos de curvas horizontales circulares simples.



Fuente: Augusto Pérez Méndez, **Metodología de actividades para el diseño geométrico de carreteras.** Pág. 29

De donde se obtienen las fórmulas siguientes:

Grado de curvatura	$G / 360 = 20 / 2\pi R$	$G = 1145.9156 / R$
Radio de la curva	$R = 1145.9156 / G$	
Longitud de curva	$LC = (2 * \pi * R * \Delta) / 360$	$LC = (20\Delta) / G$
Subtangente	$ST = R * \text{Tg} (\Delta / 2)$	
External	$E = [R*(1 - \cos (\Delta/2))] / \text{Cos} (\Delta/2)$	$E = R * \sec(\Delta/2)$
Ordenada media	$OM = R * (1 - \cos (\Delta/2))$	
Cuerda máxima	$CM = 2 * R * \text{Sen} (\Delta/2)$	
Principio de curva	$PC = PI - ST$	
Punto de tangencia	$PT = PC + LC$	

Ejemplo del cálculo la curva horizontal número 10

Datos

Caminamiento 0 + 320

$$\Delta = 40^{\circ} 27' 07''$$

$$R = 34.61$$

Radio de la curva

$$G = 1145.9156 / R \quad G = 1145.9156 / 34.61 \quad R = 33^{\circ} 06' 22''$$

Longitud de curva

$$LC = (20\Delta) / G \quad LC = (20 * 40.4519) / 33.1061 \quad LC = 24.44$$

Subtangente

$$ST = R * Tg (\Delta / 2) \quad ST = 34.61 * Tg (40.4519 / 2) \quad ST = 12.75$$

External

$$E = R * \sec (\Delta / 2) \quad E = 34.61 * \sec (40.4519 / 2) \quad E = 2.27$$

Ordenada media

$$OM = R * (1 - \cos (\Delta / 2)) \quad OM = 34.61 * (1 - \cos (40.4519 / 2)) \quad OM = 2.13$$

Cuerda máxima

$$CM = 2 * R * \text{Sen} (\Delta / 2) \quad CM = 2 * 34.61 * \text{Sen} (40.4519 / 2) \quad CM = 23.93$$

Principio de curva

$$PC = PI - ST \quad PC = 330.23 - 12.75 \quad PC = 317.48$$

Punto de tangencia

$$PT = PC + LC \quad PT = 317.48 + 24.44 \quad PT = 341.92$$

2.6.3 Trazo de subrasante

2.6.3.1 Cálculo de subrasante en rollo de perfil longitudinal

Consiste en encontrar las elevaciones de los puntos de intersección vertical con base a las pendientes y a las estaciones, que se colocaron en el diseño de la subrasante.

Se utilizan las siguientes fórmulas:

$$H = (Est2 - Est1) * (P) / 100$$

$$Elev2 = H + Elev 1$$

P = pendiente, debe introducirse a la fórmula con su signo.

Est = estación.

Elev = elevación.

H = altura.

2.6.3.2 Cálculo de subrasante en hojas de movimiento de tierras

Consiste en colocar los estacionamientos del PIV (punto de intersección vertical) con sus elevaciones y longitudes de curva (LCV), en el listado de estacionamientos que se tiene para el movimiento de tierras. Colocar las pendientes entre cada PIV.

2.6.4 Cálculo de curvas verticales

Los elementos del perfil longitudinal de la subrasante, deben enlazarse por medio de curvas verticales, el propósito de estas es suavizar los cambios en el movimiento vertical proporcionando una transición segura y confortable.

2.6.4.1 Longitud mínima de curva vertical

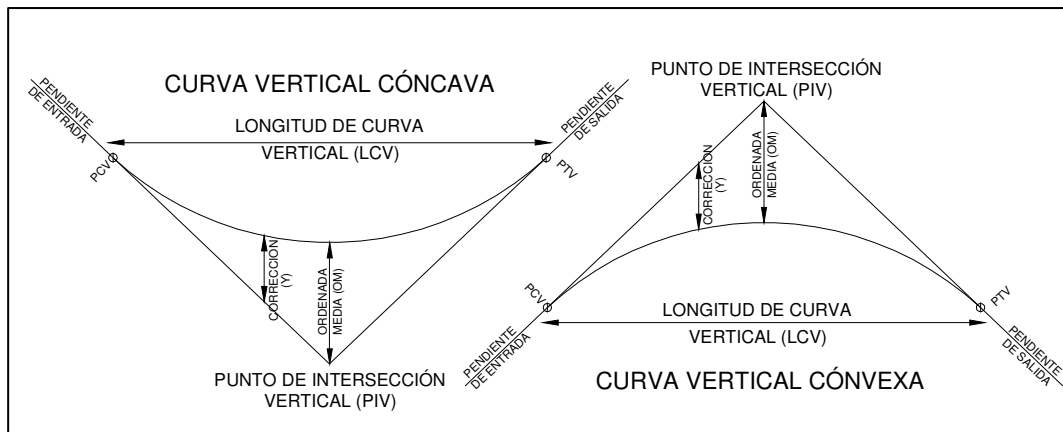
$$LCV = K * A$$

LCV = Longitud mínima de curvas verticales en metros.

A = diferencia algebraica de las pendientes, en %.

K = constante que depende de la velocidad de diseño, adimensional.

Figura 6. Tipos de curvas verticales.



Fuente: Augusto Pérez Méndez, **Metodología de actividades para el diseño geométrico de carreteras.** Pág. 53

Tabla XI Constante K en longitud mínima de curvas verticales.

VELOCIDAD DE DISEÑO	VALOR DE "K"	
	CÓNCAVA	CONVEXA
KPH		
10	1	0
20	2	1
30	4	2
40	6	4
50	9	7
60	12	13
70	17	19
80	23	29
90	29	43
100	36	60

Fuente: Augusto Pérez Méndez, **Metodología de actividades para el diseño geométrico de carreteras.** Pág. 53

Ejemplo del diseño de la curva vertical número 5

Datos:

Curva vertical:	convexa
Velocidad de diseño:	20 KPH
Punto de intersección vertical:	1+725.40
Elevación en metros:	362.96
Pendiente de entrada:	6.57%
Pendiente de Salida:	-16.43%

Cálculo:

$$A = \text{Diferencia de pendientes} = -16.43 - 6.57 = -23.00$$

$K = 1$ (Factor de K para una curva convexa y a una velocidad de 20KPH)

$$LCV = k * A = 1 * -23 = -23$$

LCV = Longitud de curva vertical mínima = 23

LC de diseño $56.82 \geq 23$ lo cual nos indica que el valor de 56.82 es adecuado, por lo que no es necesario variar la curva establecida.

2.7 Movimiento de tierras

2.7.1 Dibujo de secciones transversales

Consiste en plotear distancias con sus respectivas elevaciones a ambos lados de la línea central del caminamiento, este se realiza con coordenadas relativas, obtenidas del cálculo de niveles y distancias, de la libreta de secciones transversales de preliminar, de preferencia se plotea a escala 1:100.

2.7.2 Dibujo de secciones típicas

Depende del tipo de la carretera a diseñar, es decir del diseño de la sección típica.

2.7.2.1 Sección típica en tangente

Consiste en plotear la diferencia entre la subrasante y el nivel, arriba o debajo de la sección transversal, según sea el caso a partir de este punto se debe trazar la sección típica; dibujar la mitad de la típica a ambos lados de la línea central, siendo la inclinación de la típica de 3% (bombeo normal).

2.7.2.2 Sección típica en curva

Se plotea la diferencia de la misma forma que se menciono antes, colocándose a la izquierda o derecha de acuerdo con el valor del corrimiento de la curva. El peralte indica la inclinación de la sección típica; cuando el peralte es menor del 3% y la curva es hacia la izquierda, el lado izquierdo de la sección típica, permanece con el 3% y el lado derecho de la sección se suma o resta el peralte con el porcentaje calculado en esa estación para el lado hacia donde va la curva.

El sobreechanco se suma al ancho de la sección de adentro de la curva. Si el ancho de la típica se midió a partir de la línea central, restar el corrimiento del lado opuesto a la curva. En casos en que el peralte sea mayor del 3% se inclina toda la sección típica hacia el lado donde va la curva de acuerdo con el porcentaje calculado en cada estación.

2.7.2.3 Dibujo de taludes

Consiste en el trazo de líneas inclinadas en los extremos de la sección de terracería haciéndola coincidir con la sección transversal típica.

Tabla XII Relaciones para dibujo de taludes.

CORTE		RELLENO	
ALTURA	H - V	ALTURA	H - V
0 - 3	1 - 1	0 - 3	2 - 1
3 - 7	1 - 2	- 3	3 - 2
- 7	1 - 3		

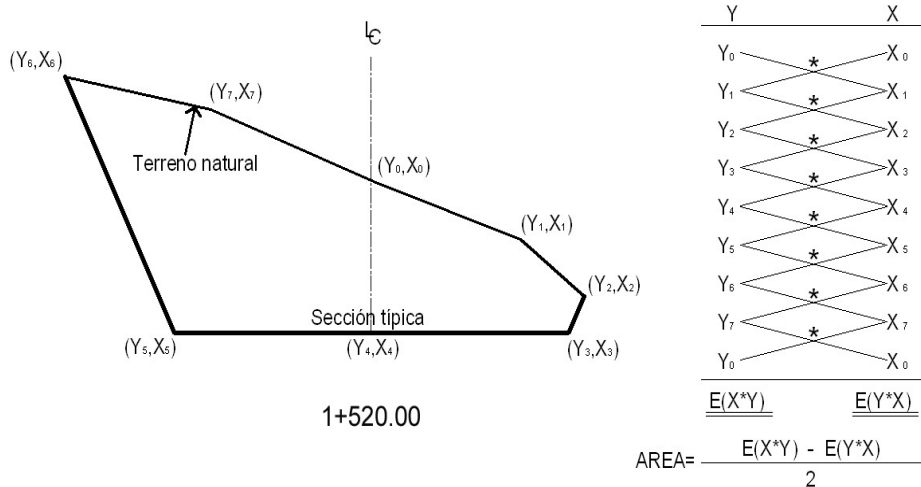
DONDE: H = HORIZONTAL V = VERTICAL

Fuente: Augusto Pérez Méndez, **Metodología de actividades para el diseño geométrico de carreteras.** Pág. 62

2.7.3 Determinación de áreas

Existen dos métodos para la medición de áreas: el método gráfico y el método analítico; El utilizado fue el analítico el cual consiste en calcular las coordenadas para los puntos que determinan el área, referidas a la línea central y luego, por el método de las determinantes se obtiene el área.

Figura 7. Dibujo del método de las determinantes.



Fuente: Augusto Pérez Méndez, **Metodología de actividades para el diseño geométrico de carreteras.** Pág. 64

2.7.4 Coeficiente de contracción e hinchamiento

Para el balance entre el corte y el relleno, debe de tomarse en cuenta que es necesario un volumen mas grande de corte para un relleno de las mismas dimensiones, esto debido a los cambios volumétricos que se dan por las propiedades del suelo como la humedad, tipo de compactación, el tipo de material, etc.

Con base al coeficiente de contracción e hinchamiento se puede determinar el relleno con la siguiente relación:

$$R = C / (1 - Cc)$$

Donde

C = Corte

R = Relleno

Cc = Coeficiente de contracción e hinchamiento

En la Dirección General de Caminos se acostumbra usar un coeficiente en porcentaje que oscila entre 30% y 40%, el cual esta en función de la clase de suelo para este proyecto se utilizó un Cc= 35%

2.7.5 Cálculo de volúmenes

El volumen entre dos estaciones es el de un prisma irregular, el área de sus bases es la calculada en cada una de las estaciones y la altura del prisma es igual a la diferencia de estaciones

Esto sucede cuando en las estaciones consideradas existe solo corte o solo relleno.

El volumen se calcula con base al producto de la semisuma de las áreas extremas por la distancia entre las estaciones.

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

Donde

V = Volumen de tierra

A1 = Área de sección 1

A2 = Área de sección 2

d = Distancia entre estaciones

Cuando en una sección transversal existe área de corte y en la próxima área de relleno o a la inversa, es necesario antes de calcular los volúmenes, determinar las distancias de paso, la cual es la distancia comprendida entre la primera sección transversal y el punto donde teóricamente el área cambia de corte a relleno o viceversa. Esta distancia se puede determinar de dos formas gráfica y analíticamente.

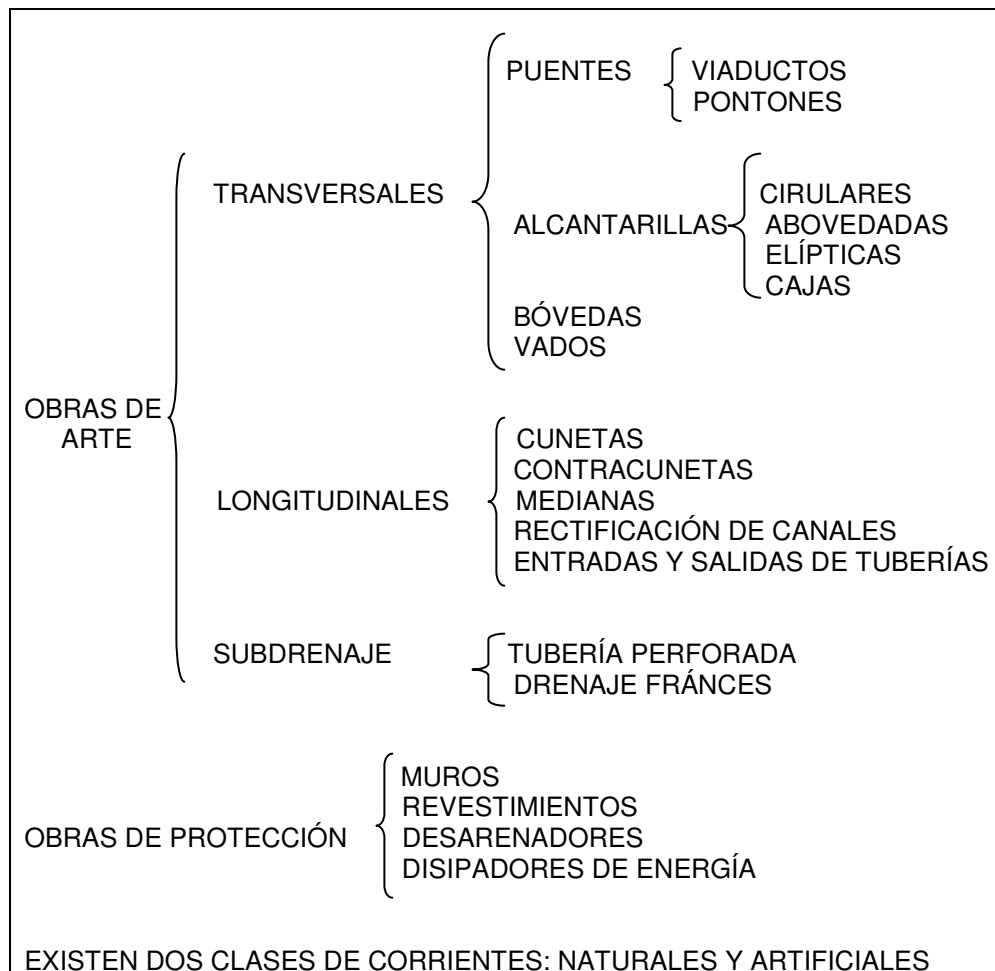
Tabla XIII Ejemplo de cálculo de movimiento de tierras

Caminamiento	Terreno Natural	Rasante	Áreas		Volúmenes		Cc	Balance
			Corte	Relleno	Corte	Relleno		1,000.00
0 + 000.00	96.347	96.347	0.206	0.357	126.41	3.57	0.35	1,078.60
0 + 020.00	101.245	99.972	12.435	-	140.07	53.63	0.35	1,116.01
0 + 040.00	103.285	103.598	1.572	5.363	149.06	53.96	0.35	1,158.94
0 + 060.00	108.482	107.223	13.334	0.033	133.34	98.52	0.35	1,147.09
0 + 080.00	110.018	110.849	-	9.819	14.61	126.18	0.35	1,030.41
0 + 100.00	113.542	114.474	1.461	2.799	92.26	57.61	0.35	1,032.77
0 + 120.00	117.977	118.251	7.765	2.962	150.57	29.62	0.35	1,101.02
0 + 140.00	123.291	122.565	7.292	-	680.81	0	0.35	1,543.54
0 + 160.00	130.112	127.046	60.789	-	763.35	0	0.35	2,039.72
0 + 180.00	133.287	131.527	15.546	-	155.46	11.64	0.35	2,129.13

2.8 Drenajes

Como en cualquier carretera, los drenajes determinan el buen funcionamiento y en gran parte el tiempo de vida útil de esta, por lo que es de mucha importancia un buen diseño de los drenajes no solo de ríos si no de cualquier obra de drenaje por pequeña que sea. Los drenajes son llamados obras de arte y se clasifican de la siguiente manera:

Tabla XIV Clasificación de obras de arte para carreteras.



Fuente: Augusto Pérez Méndez, **Metodología de actividades para el diseño geométrico de carreteras**. Pág. 96

2.8.1 Localización de drenajes

Consiste en recorrer el tramo en estudio y determinar la siguiente información:

- Tipo de corriente
- Sentido de la corriente.
- Pendiente (medida con un clinómetro).
- Condición del lecho (tamaño, tipo: rocoso, arenoso, piedras sueltas, etc.).
- Condiciones de aguas altas.
- Vegetación de la cuenca.
- Estiaje.
- Perímetro del lecho
- Área del lecho
- Forma del lecho.
- Probables canalizaciones de entrada y salida.
- Determinación de tramos de subdrenajes.
- Puntos de erosión.
- Examinar el estado de drenajes existentes, si los hubieran.

2.8.2 Cálculo de áreas de descarga por el método racional

El método racional asume que el caudal máximo para un punto dado, se alcanza cuando el área tributaria esta contribuyendo con escorrentía superficial durante un período de precipitación máxima.

Para lo cual la tormenta máxima (caudal de diseño) debe prolongarse durante un período igual o mayor que el que necesita la gota de agua que se precipitó en el punto más lejano, para llegar hasta el punto considerado (tiempo de concentración).

Donde:

$$Q = CIA / 360$$

Q = Caudal en m³/s

C = Coeficiente de escorrentía.

I = Intensidad de lluvia en mm/hora.

A = Área de la cuenca en hectáreas.

Para la intensidad de lluvia, se consulta en el Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH), y según este, la precipitación máxima en 24 horas para el municipio de San Juan Chamelco es de: I = 163.13 mm de agua en 24 horas (ver hoja de lluvia máxima diaria en anexo).

El caudal se determina con la fórmula de Manning.

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

$$Q = V * A$$

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

$$A = (\pi * \emptyset^2) / 4 \text{ (tubería circular)}$$

$$R = \emptyset / 4 \text{ (tubería circular)}$$

Donde:

V = Velocidad en metros por segundo.

R = Radio hidráulico = Perímetro mojado / área.

S = Pendiente.

Q = Caudal en m³/s

A = Área de tubería circular, en m².

∅ = Diámetro, en metros.

n = Coeficiente de rugosidad.

Para tuberías de concreto

$$n = 0.013 \text{ para } \emptyset > 24''$$

$$n = 0.015 \text{ para } \emptyset < 24''$$

La pendiente se determina en el punto estudiado con las curvas de nivel cercanas y la distancia entre estas.

S = diferencia entre curvas de nivel / distancia entre curvas

2.9 Especificaciones técnicas

2.9.1 Datos de diseño

Clasificación de carretera	Carretera tipo "G"
Número de carriles	1
Tráfico promedio diario	20 vehículos livianos
Derecho de vía	Ancho mínimo de 8 metros Ancho máximo de 10 metros
Velocidad de diseño	20 KPH
Ancho de rodadura	5.00m de terracería balastada
Radio mínimo	
Regiones llanas	45m
Regiones onduladas	30m
Regiones montañosas	10m
Pendiente longitudinal máxima	
Regiones llanas	10%
Regiones onduladas	12%
Regiones montañosas	18%
Pendiente longitudinal mínima	0.50%
Pendiente transversal (bombeo)	3%
Espesor de capa de rodadura compactada (balasto)	15cm

2.9.2 Drenaje transversal

Se utilizará tubería de metal corrugado con un diámetro de 36 pulgadas, además se ubicarán en los extremos de la tubería, muros cabezales y cajas colectoras, construidas de concreto ciclópeo, como se establece en los planos. (Ver apéndice y tabla de sección 2.10.4).

2.9.3 Drenaje longitudinal

Se construirán cunetas revestidas de sección triangular a uno o ambos lados de la corona, dependiendo si la sección se encuentra en ladera o en corte, como se indica en el caso de los tramos detallados en la sección 2.10.4, el resto será de cuneta natural. (Ver planos incluidos en el apéndice).

2.9.4 Capa de balasto

Deberá ser una capa de 15 centímetros de espesor debidamente compactado.

El balasto debe reunir condiciones de granulometría y calidad, como tener uniformidad y estar exento de cualquier material perjudicial (materia orgánica o arcilla).

Su porcentaje de abrasión deberá ser menor de 60% (según método AASHTO T96).

Las partículas no excederán 2/3 del espesor de la capa de rodadura y en ningún caso serán mayores de 10cm.

El peso unitario suelto deberá ser mayor a $1,450 \text{ kg/m}^3$ (90 lb/ft^3), determinado por el método AASHTO T19, el material retenido en el tamiz No. 4 debe estar comprendido entre 40 y 60% en peso y el material que pasa el tamiz No. 200 no debe exceder de 15% en peso, determinado por el método AASHTO T11.

El límite líquido debe ser menor a 35% determinado por el método AASHTO T89 y un índice de plasticidad entre un 5 y 11 % determinado por el método AASHTO T90.

2.10 Datos finales

2.10.1 Datos de curvas horizontales

Tabla XV Tablas de datos de curvas horizontales.

Datos de Curvas Horizontales

Curva	PC	PI	PT	Δ			G			R	ST	LC	Cmáx	E	OM
1	0+026.45	0+029.07	0+031.69	05°	00'	29"	19°	05'	54"	60.00	2.62	5.24	5.24	0.06	0.06
2	0+055.69	0+059.37	0+063.02	13°	59'	56"	38°	11'	49"	30.00	3.68	7.33	7.31	0.23	0.22
3	0+116.80	0+125.45	0+129.99	94°	27'	18"	143°	14'	22"	8.00	8.65	13.19	11.74	3.78	2.57
4	0+148.46	0+151.31	0+154.14	13°	00'	52"	45°	50'	11"	25.00	2.85	5.68	5.67	0.16	0.16
5	0+163.21	0+170.83	0+173.11	113°	27'	31"	229°	10'	59"	5.00	7.62	9.90	8.36	4.11	2.26
6	0+196.33	0+200.52	0+204.71	07°	59'	53"	19°	05'	54"	60.00	4.19	8.38	8.37	0.15	0.15
7	0+211.28	0+221.38	0+228.07	80°	10'	27"	95°	29'	34"	12.00	10.10	16.79	15.45	3.68	2.82
8	0+243.05	0+247.71	0+252.20	26°	12'	30"	57°	17'	44"	20.00	4.66	9.15	9.07	0.53	0.52
9	0+281.29	0+287.60	0+293.06	51°	02'	20"	86°	44'	45"	13.21	6.31	11.77	11.38	1.43	1.29
10	0+317.48	0+330.23	0+341.92	40°	27'	07"	33°	06'	22"	34.61	12.75	24.44	23.93	2.27	2.13
11	0+359.04	0+361.45	0+363.84	13°	44'	32"	57°	17'	44"	20.00	2.41	4.80	4.79	0.14	0.14
12	0+390.41	0+395.98	0+400.62	56°	44'	07"	111°	08'	45"	10.31	5.57	10.21	9.80	1.41	1.24
13	0+415.70	0+419.31	0+422.60	40°	59'	24"	118°	44'	51"	9.65	3.61	6.90	6.76	0.65	0.61
14	0+483.85	0+490.43	0+494.72	81°	29'	35"	149°	59'	20"	7.64	6.58	10.87	9.97	2.44	1.85
15	0+504.12	0+510.51	0+516.59	30°	20'	33"	48°	39'	31"	23.55	6.39	12.47	12.33	0.85	0.82
16	0+530.90	0+536.61	0+542.01	32°	34'	01"	58°	36'	52"	19.55	5.71	11.11	10.96	0.82	0.78
17	0+553.85	0+559.88	0+563.52	86°	36'	17"	179°	02'	57"	6.40	6.03	9.67	8.78	2.39	1.74

Continuación

Curva	PC	PI	PT	Δ			G			R	ST	LC	Cmáx	E	OM
18	0+620.63	0+623.66	0+626.69	07°	58'	39"	26°	20'	12"	43.51	3.03	6.06	6.05	0.11	0.11
19	0+635.02	0+641.92	0+648.36	35°	50'	07"	53°	43'	23"	21.33	6.90	13.34	13.12	1.09	1.03
20	0+664.03	0+672.20	0+676.01	99°	53'	49"	166°	47'	59"	6.87	8.17	11.98	10.52	3.81	2.45
21	0+721.01	0+732.74	0+741.11	74°	03'	147"	73°	44'	23"	15.54	11.73	20.10	18.72	3.93	3.14
22	0+773.50	0+778.35	0+783.18	07°	51'	11"	16°	13'	10"	70.65	4.85	9.68	9.68	0.17	0.17
23	0+851.60	0+867.32	0+882.97	08°	57'	40"	05°	42'	50"	200.55	15.72	31.37	31.33	0.61	0.61
24	0+897.15	0+907.96	0+916.74	60°	12'	45"	61°	28'	34"	18.64	10.81	19.59	18.70	2.91	2.51
25	0+934.84	0+940.11	0+944.99	38°	15'	39"	75°	23'	21"	15.20	5.27	10.15	9.96	0.89	0.84
26	0+962.50	0+967.16	0+971.68	24°	58'	53"	54°	26'	16"	21.05	4.66	9.18	9.11	0.51	0.50
27	0+985.68	0+991.41	0+996.86	30°	40'	47"	54°	54'	26"	20.87	5.73	11.18	11.04	0.77	0.74
28	1+012.73	1+018.18	1+022.41	65°	39'	59"	135°	36'	40"	8.45	5.45	9.68	9.16	1.61	1.35
29	1+028.98	1+033.95	1+037.80	65°	47'	19"	149°	12'	27"	7.68	4.97	8.82	8.34	1.47	1.23
30	1+065.92	1+071.27	1+075.11	73°	37'	09"	160°	16'	04"	7.15	5.35	9.19	8.57	1.78	1.43
31	1+081.36	1+085.20	1+087.19	95°	08'	21"	326°	28'	18"	3.51	3.84	5.83	5.18	1.69	1.14
32	1+094.42	1+098.16	1+101.87	11°	33'	46"	31°	01'	15"	36.94	3.74	7.45	7.44	0.19	0.19
33	1+119.20	1+122.74	1+125.84	49°	45'	37"	149°	59'	20"	7.64	3.54	6.64	6.43	0.78	0.71
34	1+132.53	1+134.44	1+136.35	07°	00'	15"	36°	42'	16"	31.22	1.91	3.82	3.81	0.06	0.06
35	1+153.91	1+157.81	1+161.55	27°	56'	12"	73°	10'	28"	15.66	3.90	7.64	7.56	0.48	0.46
36	1+175.36	1+180.99	1+185.29	67°	25'	49"	135°	46'	19"	8.44	5.63	9.93	9.37	1.71	1.42
37	1+193.80	1+199.67	1+203.74	76°	26'	24"	153°	48'	51"	7.45	5.87	9.94	9.22	2.03	1.60
38	1+220.28	1+222.51	1+224.72	11°	01'	12"	49°	35'	06"	23.11	2.23	4.44	4.44	0.11	0.11
39	1+230.97	1+234.65	1+238.28	17°	01'	20"	46°	33'	46"	24.61	3.68	7.31	7.28	0.27	0.27
40	1+283.18	1+285.57	1+287.95	07°	59'	44"	33°	32'	43"	34.16	2.39	4.77	4.76	0.08	0.08
41	1+306.24	1+310.05	1+313.81	14°	59'	47"	39°	35'	46"	28.94	3.81	7.57	7.55	0.25	0.25
42	1+318.98	1+322.82	1+326.42	35°	05'	55"	94°	18'	50"	12.15	3.84	7.44	7.33	0.59	0.57
43	1+330.67	1+334.01	1+337.30	15°	06'	24"	45°	32'	42"	25.16	3.34	6.63	6.61	0.22	0.22

Continuación

Curva	PC	PI	PT	Δ			G			R	ST	LC	Cmáx	E	OM
44	1+368.78	1+374.68	1+380.35	26°	55'	13"	46°	31'	30"	24.63	5.90	11.57	11.47	0.70	0.68
45	1+425.09	1+429.70	1+434.27	13°	58'	48"	30°	28'	06"	37.61	4.61	9.18	9.15	0.28	0.28
46	1+446.30	1+467.26	1+486.67	37°	54'	10"	18°	46'	34"	61.03	20.96	40.37	39.64	3.50	3.31
47	1+503.54	1+510.57	1+517.11	36°	54'	49"	54°	24'	43"	21.06	7.03	13.57	13.33	1.14	1.08
48	1+521.44	1+525.12	1+528.59	32°	55'	02"	92°	06'	55"	12.44	3.68	7.15	7.05	0.53	0.51
49	1+534.23	1+537.11	1+539.88	27°	54'	05"	98°	47'	08"	11.60	2.88	5.65	5.59	0.35	0.34
50	1+553.24	1+557.84	1+561.70	56°	04'	53"	132°	37'	44"	8.64	4.60	8.46	8.12	1.15	1.01
51	1+593.75	1+597.49	1+600.86	43°	07'	54"	121°	15'	39"	9.45	3.74	7.11	6.95	0.71	0.66
52	1+635.21	1+641.15	1+646.50	44°	02'	36"	78°	00'	23"	14.69	5.94	11.29	11.02	1.16	1.07
53	1+657.36	1+660.96	1+664.47	23°	05'	01"	64°	57'	40"	17.64	3.60	7.11	7.06	0.36	0.36
54	1+670.69	1+674.13	1+676.44	79°	12'	40"	275°	27'	37"	4.16	3.44	5.75	5.30	1.24	0.95
55	1+681.74	1+687.38	1+692.55	40°	10'	35"	74°	21'	42"	15.41	5.64	10.81	10.59	1.00	0.94
56	1+701.23	1+706.07	1+710.81	19°	56'	36"	41°	39'	16"	27.51	4.84	9.58	9.53	0.42	0.42
57	1+727.64	1+731.23	1+734.81	06°	07'	05"	17°	03'	54"	67.15	3.59	7.17	7.17	0.10	0.10
58	1+757.03	1+762.92	1+768.59	27°	28'	54"	47°	32'	54"	24.10	5.89	11.56	11.45	0.71	0.69
59	1+785.49	1+791.85	1+797.74	37°	39'	59"	61°	28'	34"	18.64	6.36	12.25	12.03	1.05	1.00
60	1+820.88	1+826.64	1+831.85	43°	01'	07"	78°	26'	01"	14.61	5.76	10.97	10.71	1.09	1.02
61	1+859.52	1+865.59	1+870.31	65°	17'	42"	121°	00'	17"	9.47	6.07	10.79	10.22	1.78	1.50
62	1+880.11	1+886.11	1+890.39	74°	09'	22"	144°	19'	18"	7.94	6.00	10.28	9.57	2.01	1.61
63	1+894.53	1+900.73	1+906.27	45°	51'	07"	78°	06'	46"	14.67	6.20	11.74	11.43	1.26	1.16
64	1+920.78	1+926.63	1+932.34	21°	00'	28"	36°	19'	55"	31.54	5.85	11.56	11.50	0.54	0.53
65	1+950.09	1+953.19	1+956.26	12°	00'	26"	38°	54'	37"	29.45	3.10	6.17	6.16	0.16	0.16
66	1+960.44	1+965.07	1+969.60	21°	00'	16"	45°	52'	23"	24.98	4.63	9.16	9.11	0.43	0.42
67	1+995.30	2+001.75	2+008.20	05°	00'	10"	07°	45'	32"	147.69	6.45	12.90	12.89	0.14	0.14
68	2+016.23	2+021.47	2+026.29	39°	21'	53"	78°	16'	22"	14.64	5.24	10.06	9.86	0.91	0.86
69	2+060.58	2+066.52	2+068.01	117°	00'	29"	314°	48'	43"	3.64	5.94	7.43	6.21	3.33	1.74

3/4

Continuación

Curva	PC	PI	PT	Δ			G			R	ST	LC	Cmáx	E	OM
70	2+082.98	2+088.97	2+093.01	78°	37'	09"	156°	45'	36"	7.31	5.99	10.03	9.26	2.14	1.65
71	2+118.82	2+127.50	2+126.34	141°	16'	10"	375°	42'	36"	3.05	8.68	7.52	5.75	6.15	2.04
72	2+135.26	2+141.57	2+145.81	79°	06'	36"	149°	59'	20"	7.64	6.31	10.55	9.73	2.27	1.75
73	2+191.71	2+199.68	2+206.06	62°	10'	45"	86°	40'	49"	13.22	7.97	14.35	13.65	2.22	1.90
74	2+233.62	2+237.05	2+240.46	10°	59'	21"	32°	08'	04"	35.66	3.43	6.84	6.83	0.16	0.16
75	2+277.27	2+283.53	2+289.00	49°	17'	10"	84°	00'	41"	13.64	6.26	11.73	11.37	1.37	1.24
76	2+300.51	2+303.19	2+305.79	24°	07'	57"	91°	22'	50"	12.54	2.68	5.28	5.24	0.28	0.28
77	2+327.30	2+330.74	2+334.12	18°	08'	59"	53°	11'	57"	21.54	3.44	6.82	6.79	0.27	0.27
78	2+389.39	2+396.53	2+402.76	49°	32'	59"	74°	07'	16"	15.46	7.14	13.37	12.96	1.57	1.42
79	2+418.77	2+424.66	2+429.58	56°	33'	16"	104°	38'	59"	10.95	5.89	10.81	10.37	1.48	1.31
80	2+436.32	2+441.67	2+446.44	46°	13'	25"	91°	22'	50"	12.54	5.35	10.12	9.84	1.09	1.01
81	2+452.93	2+456.33	2+459.52	34°	10'	42"	103°	42'	09"	11.05	3.40	6.59	6.49	0.51	0.49
82	2+463.97	2+467.68	2+471.34	16°	58'	42"	46°	03'	27"	24.88	3.71	7.37	7.35	0.28	0.27
83	2+485.01	2+488.21	2+491.17	38°	33'	39"	125°	14'	12"	9.15	3.20	6.16	6.04	0.54	0.51
84	2+504.06	2+508.47	2+511.10	87°	28'	13"	248°	34'	18"	4.61	4.41	7.04	6.37	1.77	1.28
85	2+553.32	2+573.06	2+581.22	104°	23'	42"	74°	50'	51"	15.31	19.74	27.90	24.19	9.67	5.93
86	2+602.56	2+606.20	2+607.96	98°	28'	30"	364°	56'	28"	3.14	3.64	5.40	4.76	1.67	1.09
87	2+624.37	2+626.93	2+629.43	22°	59'	01"	90°	52'	24"	12.61	2.56	5.06	5.02	0.26	0.25
88	2+636.87	2+639.75	2+642.45	34°	59'	03"	125°	22'	25"	9.14	2.88	5.58	5.49	0.44	0.42
89	2+666.03	2+672.39	2+677.30	65°	58'	57"	117°	02'	58"	9.79	6.36	11.27	10.66	1.88	1.58
90	2+724.22	2+727.55	2+730.81	19°	55'	39"	60°	30'	08"	18.94	3.33	6.59	6.55	0.29	0.29
91	2+752.75	2+759.28	2+765.33	38°	02'	30"	60°	30'	08"	18.94	6.53	12.58	12.35	1.09	1.03
92	2+787.47	2+792.34	2+797.20	02°	59'	19"	06°	08'	40"	186.50	4.87	9.73	9.73	0.06	0.06
93	2+835.87	2+842.18	2+846.93	69°	09'	46"	125°	05'	59"	9.16	6.31	11.06	10.40	1.97	1.62
94	2+856.23	2+860.13	2+862.50	85°	58'	27"	274°	08'	32"	4.18	3.90	6.27	5.70	1.53	1.12

2.10.2 Cálculo de movimiento de tierras

Tabla XVI Cálculo de movimiento de tierras.

Caminamiento	Terreno Natural	Rasante	Áreas		Volúmenes		Cc	Balance
			Corte	Relleno	Corte	Relleno		1,000.00
0 + 000.00	96.347	96.347	0.206	0.357	126.41	3.57	0.35	1,078.60
0 + 020.00	101.245	99.972	12.435	-	140.07	53.63	0.35	1,116.01
0 + 040.00	103.285	103.598	1.572	5.363	149.06	53.96	0.35	1,158.94
0 + 060.00	108.482	107.223	13.334	0.033	133.34	98.52	0.35	1,147.09
0 + 080.00	110.018	110.849	-	9.819	14.61	126.18	0.35	1,030.41
0 + 100.00	113.542	114.474	1.461	2.799	92.26	57.61	0.35	1,032.77
0 + 120.00	117.977	118.251	7.765	2.962	150.57	29.62	0.35	1,101.02
0 + 140.00	123.291	122.565	7.292	-	680.81	0	0.35	1,543.54
0 + 160.00	130.112	127.046	60.789	-	763.35	0	0.35	2,039.72
0 + 180.00	133.287	131.527	15.546	-	155.46	11.64	0.35	2,129.13
0 + 200.00	135.738	136.008	-	1.164	26.95	31.77	0.35	2,114.88
0 + 220.00	140.304	140.489	2.695	2.013	84.51	25.81	0.35	2,144.00
0 + 240.00	144.877	144.970	5.756	0.568	185.71	5.68	0.35	2,259.03
0 + 260.00	151.578	149.451	12.815	-	128.15	486.64	0.35	1,855.69
0 + 280.00	148.699	153.932	-	48.664	0	761.17	0.35	1,094.52
0 + 300.00	155.236	158.413	-	27.453	0	372.61	0.35	721.91
0 + 320.00	161.855	162.893	-	9.808	173.64	98.08	0.35	736.70
0 + 340.00	169.559	167.374	17.364	-	416.06	0	0.35	1,007.13
0 + 360.00	174.033	171.855	24.242	-	242.42	688.31	0.35	476.40
0 + 380.00	182.246	176.336	-	68.831	443.98	688.31	0.35	76.67

1/7

Continuación

Caminamiento	Terreno Natural	Rasante	Áreas		Volúmenes		Cc	Balance
			Corte	Relleno	Corte	Relleno		1,000.00
0 + 400.00	185.175	180.817	44.398	-	1151.09	0	0.35	824.88
0 + 420.00	191.914	185.298	70.711	-	2388.68	0	0.35	2,377.52
0 + 440.00	202.866	189.779	168.157	-	2931.39	0	0.35	4,282.93
0 + 460.00	205.029	194.260	124.982	-	2459.55	0	0.35	5,881.64
0 + 480.00	210.183	198.741	120.973	-	2106.07	0	0.35	7,250.58
0 + 500.00	212.389	203.222	89.634	-	1929.52	0	0.35	8,504.77
0 + 520.00	217.634	207.703	103.318	-	2619.91	0	0.35	10,207.71
0 + 540.00	225.687	212.184	158.673	-	3628.9	0	0.35	12,566.50
0 + 560.00	233.604	216.665	204.217	-	4543.73	0	0.35	15,519.92
0 + 580.00	238.830	221.146	250.156	-	3902.74	0	0.35	18,056.70
0 + 600.00	238.944	225.626	140.118	-	2103.07	0	0.35	19,423.70
0 + 620.00	237.811	230.107	70.189	-	935.87	0	0.35	20,032.01
0 + 640.00	237.730	234.588	23.398	-	529.44	0	0.35	20,376.15
0 + 660.00	241.924	239.046	29.546	-	318.32	54.32	0.35	20,528.74
0 + 680.00	242.034	242.241	2.286	5.432	183.4	73.14	0.35	20,574.81
0 + 700.00	245.771	244.101	16.054	1.882	160.54	148.99	0.35	20,530.17
0 + 720.00	245.066	245.461	-	13.017	7.56	233.48	0.35	20,301.60
0 + 740.00	245.969	246.821	0.756	10.331	40.43	152.43	0.35	20,175.45
0 + 760.00	247.986	248.181	3.287	4.912	32.87	179.62	0.35	20,017.20
0 + 780.00	248.042	249.541	-	13.050	0	237.1	0.35	19,780.10
0 + 800.00	249.338	250.901	-	10.660	24.72	169.87	0.35	19,626.29
0 + 820.00	251.842	252.261	2.472	6.327	24.72	254.55	0.35	19,387.81

2/7

Continuación

Caminamiento	Terreno Natural	Rasante	Áreas		Volúmenes		Cc	Balance
			Corte	Relleno	Corte	Relleno		1,000.00
0 + 840.00	251.581	253.621	-	19.128	0	361.68	0.35	19,026.13
0 + 860.00	253.417	254.981	-	17.040	467.05	170.4	0.35	19,159.31
0 + 880.00	260.523	256.342	46.705	-	710.46	0	0.35	19,621.11
0 + 900.00	260.586	257.706	24.341	-	693.41	0	0.35	20,071.83
0 + 920.00	263.675	259.167	45.000	-	1124.89	0	0.35	20,803.01
0 + 940.00	268.564	260.768	67.489	-	1278.68	0	0.35	21,634.15
0 + 960.00	269.289	262.515	60.379	-	1147.27	0	0.35	22,379.88
0 + 980.00	270.620	264.414	54.348	-	1329.12	0	0.35	23,243.80
1 + 000.00	274.761	266.472	78.564	-	1434.99	0	0.35	24,176.55
1 + 020.00	276.095	268.696	64.935	-	1177.92	0	0.35	24,942.20
1 + 040.00	276.465	271.097	52.857	-	912.16	0	0.35	25,535.10
1 + 060.00	277.919	273.684	38.359	-	665.23	0	0.35	25,967.50
1 + 080.00	278.920	276.472	28.164	-	708.51	0	0.35	26,428.03
1 + 100.00	283.861	279.474	42.687	-	541.21	35.72	0.35	26,744.10
1 + 120.00	283.741	282.710	11.434	3.572	171.59	46.99	0.35	26,808.64
1 + 140.00	286.093	286.197	5.725	1.127	149.51	12.27	0.35	26,893.55
1 + 160.00	290.761	289.786	9.226	0.100	493.15	1	0.35	27,213.10
1 + 180.00	297.769	293.374	40.089	-	677.88	0	0.35	27,653.72
1 + 200.00	300.325	296.963	27.699	-	487.78	0	0.35	27,970.78
1 + 220.00	303.074	300.552	21.079	-	438.64	0	0.35	28,255.89
1 + 240.00	306.470	304.140	22.785	-	247.76	31.57	0.35	28,385.37
1 + 260.00	308.087	307.729	1.991	3.157	30.75	102.08	0.35	28,303.28

3/7

Continuación

Caminamiento	Terreno Natural	Rasante	Áreas		Volúmenes		Cc	Balance
			Corte	Relleno	Corte	Relleno		1,000.00
1 + 280.00	310.568	311.317	1.084	7.051	10.84	338.01	0.35	27,972.31
1 + 300.00	311.024	314.906	-	26.750	0	592.2	0.35	27,380.11
1 + 320.00	314.730	318.494	-	32.470	25.85	368.54	0.35	27,028.37
1 + 340.00	321.384	322.083	2.585	4.384	124.68	49.88	0.35	27,059.54
1 + 360.00	326.784	325.671	9.883	0.604	249.79	6.04	0.35	27,215.86
1 + 380.00	331.010	329.260	15.096	-	153.13	132.7	0.35	27,182.69
1 + 400.00	331.700	332.849	0.217	13.270	292.49	132.7	0.35	27,240.11
1 + 420.00	339.554	336.437	29.032	-	469.37	0	0.35	27,545.20
1 + 440.00	341.397	340.026	17.905	-	179.05	160.39	0.35	27,501.20
1 + 460.00	341.959	343.613	-	16.039	122.81	160.39	0.35	27,420.63
1 + 480.00	348.289	346.735	12.281	-	316.72	0	0.35	27,626.50
1 + 500.00	350.298	349.137	19.391	-	250.43	25.76	0.35	27,763.52
1 + 520.00	350.632	350.959	5.652	2.576	70.62	102.04	0.35	27,707.38
1 + 540.00	351.717	352.338	1.410	7.628	40.25	185.09	0.35	27,548.46
1 + 560.00	353.107	353.652	2.615	10.881	63.11	176.76	0.35	27,412.72
1 + 580.00	354.107	354.967	3.696	6.795	83.9	110.61	0.35	27,356.64
1 + 600.00	356.252	356.282	4.694	4.266	46.94	407.73	0.35	26,979.42
1 + 620.00	355.506	357.596	-	36.507	277.6	554.43	0.35	26,605.43
1 + 640.00	358.905	358.911	27.760	18.936	650.69	202.51	0.35	26,825.87
1 + 660.00	361.126	360.226	37.309	1.315	479.5	13.15	0.35	27,124.40
1 + 680.00	362.040	361.540	10.641	-	1334.65	0	0.35	27,991.92
1 + 680.00	362.040	361.540	10.641	-	1334.65	0	0.35	27,991.92
1 + 700.00	374.435	362.819	122.824	-	2277.74	0	0.35	29,472.45

4/7

Continuación

Caminamiento	Terreno Natural	Rasante	Áreas		Volúmenes		Cc	Balance
			Corte	Relleno	Corte	Relleno		1,000.00
1 + 720.00	373.138	363.115	104.950	-	1299.38	78.92	0.35	30,238.13
1 + 740.00	362.670	362.017	24.988	7.892	588.8	78.92	0.35	30,541.93
1 + 760.00	361.116	359.200	33.892	-	785.9	0	0.35	31,052.76
1 + 780.00	360.588	355.914	44.698	-	973.39	0	0.35	31,685.47
1 + 800.00	358.238	352.629	52.641	-	925.76	0	0.35	32,287.21
1 + 820.00	350.816	349.343	39.935	-	770.89	0	0.35	32,788.29
1 + 840.00	348.521	346.057	37.154	-	760.54	0	0.35	33,282.64
1 + 860.00	345.296	342.772	38.900	-	775.96	0	0.35	33,787.01
1 + 880.00	343.660	339.486	38.696	-	585.74	13.28	0.35	34,154.46
1 + 900.00	338.302	336.201	19.878	1.328	346.8	13.28	0.35	34,366.60
1 + 920.00	334.042	332.915	14.802	-	317.91	0	0.35	34,573.25
1 + 940.00	331.141	329.629	16.989	-	591.52	0	0.35	34,957.73
1 + 960.00	329.375	326.432	42.163	-	756.16	0	0.35	35,449.24
1 + 980.00	327.080	323.695	33.453	-	669.36	0	0.35	35,884.32
2 + 000.00	324.386	321.157	33.483	-	610.88	0	0.35	36,281.39
2 + 020.00	321.498	318.619	27.605	-	522.69	0.09	0.35	36,621.05
2 + 040.00	317.451	316.080	24.664	0.009	552.09	0.09	0.35	36,979.82
2 + 060.00	317.042	313.542	30.545	-	871.36	0	0.35	37,546.20
2 + 080.00	315.536	311.003	56.591	-	1261.21	0	0.35	38,365.99
2 + 100.00	314.231	308.465	69.530	-	1868.94	0	0.35	39,580.80
2 + 120.00	314.673	305.926	117.364	-	2269.69	0	0.35	41,056.10
2 + 140.00	315.666	303.388	109.605	-	2032.78	0	0.35	42,377.41

5/7

Continuación

Caminamiento	Terreno Natural	Rasante	Áreas		Volúmenes		Cc	Balance
			Corte	Relleno	Corte	Relleno		1,000.00
2 + 160.00	310.047	300.849	93.673	-	1697.67	0	0.35	43,480.89
2 + 180.00	305.700	298.311	76.094	-	1540.43	0	0.35	44,482.17
2 + 200.00	304.132	295.773	77.949	-	1083.01	0	0.35	45,186.13
2 + 220.00	297.077	293.234	30.352	-	514.13	0	0.35	45,520.31
2 + 240.00	292.689	290.696	21.061	-	549.15	0	0.35	45,877.26
2 + 260.00	291.236	288.157	33.854	-	902.99	0	0.35	46,464.20
2 + 280.00	290.333	285.619	56.445	-	806.81	0	0.35	46,988.63
2 + 300.00	285.527	283.080	24.236	-	644.98	0	0.35	47,407.87
2 + 320.00	285.474	280.542	40.262	-	636.66	0	0.35	47,821.70
2 + 340.00	280.600	278.003	23.404	-	572.17	0	0.35	48,193.61
2 + 360.00	278.710	275.465	33.813	-	411.48	56.79	0.35	48,404.28
2 + 380.00	272.822	272.926	7.335	5.679	73.35	212.08	0.35	48,239.88
2 + 400.00	268.635	270.602	-	15.529	0	308.14	0.35	47,931.74
2 + 420.00	266.903	268.665	-	15.285	24.16	225.01	0.35	47,722.43
2 + 440.00	266.488	267.077	2.416	7.216	121.5	87.28	0.35	47,714.13
2 + 460.00	266.679	265.808	9.734	1.512	174.95	29.08	0.35	47,798.76
2 + 480.00	264.901	264.738	7.761	1.396	245.19	13.96	0.35	47,944.18
2 + 500.00	265.296	263.671	16.758	-	169.24	84.38	0.35	47,969.80
2 + 520.00	261.737	262.605	0.166	8.438	59.77	90.6	0.35	47,918.05
2 + 540.00	260.238	261.538	5.811	0.622	164.23	7.81	0.35	48,016.99
2 + 560.00	261.212	260.472	10.612	0.159	177.25	36.06	0.35	48,096.15
2 + 580.00	259.638	259.406	7.113	3.447	209.45	34.47	0.35	48,197.82

6/7

Continuación

Caminamiento	Terreno Natural	Rasante	Áreas		Volúmenes		Cc	Balance
			Corte	Relleno	Corte	Relleno		1,000.00
2 + 600.00	259.565	258.339	13.832	-	193.93	26.49	0.35	48,297.38
2 + 620.00	257.508	257.273	5.561	2.649	255.21	26.49	0.35	48,436.78
2 + 640.00	258.328	256.206	19.960	-	429.71	0	0.35	48,716.09
2 + 660.00	257.108	255.140	23.011	-	423.84	0	0.35	48,991.59
2 + 680.00	255.766	253.877	19.373	-	281.58	33.25	0.35	49,141.36
2 + 700.00	252.070	252.126	8.785	3.325	87.9	221.56	0.35	48,976.94
2 + 720.00	247.158	249.809	0.005	18.831	0.05	366.59	0.35	48,610.38
2 + 740.00	245.015	246.800	-	17.828	146.25	178.28	0.35	48,527.16
2 + 760.00	244.765	243.445	14.625	-	523.83	0	0.35	48,867.65
2 + 780.00	243.953	240.091	37.758	-	803.06	0	0.35	49,389.64
2 + 800.00	241.376	236.737	42.548	-	1198.03	0	0.35	50,168.36
2 + 820.00	241.063	233.383	77.255	-	1032.45	0	0.35	50,839.45
2 + 840.00	232.723	230.028	25.990	-	444.98	0	0.35	51,128.69
2 + 860.00	228.419	226.674	18.508	-	269.55	12.89	0.35	51,291.01
2 + 880.00	224.211	223.320	8.447	1.289	308.55	12.89	0.35	51,478.68
2 + 900.00	222.426	219.965	22.408	-	681.72	0	0.35	51,921.79
2 + 920.00	221.617	216.611	45.764	-	1186.49	0	0.35	52,693.01
2 + 940.00	221.537	213.257	72.885	-	1174.72	0	0.35	53,456.58
2 + 960.00	215.006	209.903	44.587	-	649.14	0	0.35	53,878.52
2 + 964.00	211.841	209.314	20.327	-	203.27	0	0.35	54,010.65
Total de 2+964.00					99,748.58	11,825.93		

7/7

2.10.3 Localización de tramos con carrileras y cunetas revestidas

Tabla XVII Localización de tramos con carrileras y cunetas revestidas.

Localización de tramos con carrileras y cunetas revestidas				
No.	De	A	Longitud (m)	Área(m2)
1	0+000	0+700	700	1400
2	1+130	1+500	370	740
3	1+720	1+980	260	520
4	2+700	2+960	260	520
			1,590	3,180

2.10.4 Localización de drenajes transversales

Tabla XVIII Localización de drenajes transversales.

Localización de drenajes transversales				
Numero de tubos	Ø	Caminamiento	Cota entrada	Cota salida
2	36"	0+095.00	112.37	112.12
1	36"	0+165.00	126.97	126.73
1	36"	0+197.00	134.14	133.9
2	36"	0+228.00	141.08	140.84
2	36"	0+242.00	144.22	143.92
2	36"	0+286.00	154.08	153.84
2	36"	0+337.00	165.5	165.26
1	36"	0+410.00	181.86	181.62
1	36"	0+522.00	206.95	206.71
1	36"	0+745.00	245.96	245.72
1	36"	0+770.00	247.66	247.42
1	36"	0+780.00	248.34	248.1
1	36"	0+845.00	252.76	252.52
1	36"	0+944.50	259.95	259.71
1	36"	0+968.00	262.06	261.82
1	36"	1+071.00	273.99	273.75
1	36"	1+130.00	283.22	282.98
1	36"	1+187.00	296.22	295.98
1	36"	1+218.00	298.99	298.75
1	36"	1+660.00	259.03	358.79
1	36"	1+997.00	230.34	320.1
1	36"	2+270.50	285.62	385.38
1	36"	2+594.00	257.46	257.22
28	Tubos en total			

2.10.5 Datos de curvas verticales

Tabla XIX Curvas verticales

Datos de Curvas Verticales													
No. Curva	PCV		PIV		PTV		LCV	PTV ₁ -PCV ₂	S% Entrada	S% Salida	Vel. De Diseño	K	L = K*A
	X	Y	X	Y	X	Y							
1	0+104.67	115.32	0+119.96	118.24	0+134.45	121.32	29.78	104.67	18.13	22.4	20KPH	2	8.54
2	0+657.30	238.46	0+676.69	241.82	0+699.71	244.08	42.41	522.85	22.4	6.8	20KPH	1	-15.6
3	0+895.19	257.37	1+23.42	269.09	1+137.30	285.71	242.11	195.48	6.8	17.94	20KPH	2	22.28
4	1+459.23	343.48	1+492.62	348.33	1+530.34	351.7	71.11	321.94	17.94	6.57	20KPH	1	-11.37
5	1+695.63	362.96	1+725.40	362.96	1+752.45	360.44	56.82	165.29	6.57	-16.43	20KPH	1	-23
6	1+948.76	328.19	1+963.27	325.95	1+978.43	323.89	29.67	196.31	-16.43	-12.69	20KPH	2	7.48
7	2+379.89	272.94	2+420.22	268.65	2.463.35	265.63	83.46	401.45	-12.69	-5.33	20KPH	2	14.72
8	2+661.45	255.06	2+702.14	251.91	2+738.43	247.06	76.99	198.1	-5.33	-16.77	20KPH	1	-11.44

X = caminamiento
Y = elevación en metros
PCV = principio de curva vertical
PIV = punto de intersección vertical
PTV = punto de tangente vertical
S = pendiente
L = longitud de curva mínima
A = diferencia de pendientes

2.10.6 Presupuesto

Tabla XX Presupuesto carretera Xalija Chitix

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO	COSTO RENGLÓN	MONTO TOTAL
TRABAJOS PRELIMINARES					Q24,453.00
Replanteo y levantamiento topográfico	2,964.00	ml	2.25	6,669.00	
Limpia, chapeo y destronque	11,856.00	m ²	1.50	17,784.00	
MOVIMIENTO DE TIERRAS					Q882,774.93
Excavación no clasificada	99,748.58	m ³	8.85	882,774.93	
Relleno	11,825.93	m ³	16.10	190,397.47	
DRENAJES MENORES					Q100,799.65
Excavación estructural para alcantarillas	292.6	m ³	10.35	3,028.41	
Alcantarillas de metal corrugado 36"	28	u	3,430.00	96,040.00	
Relleno estructural para alcantarillas	151.2	m ³	11.45	1,731.24	
CONFORMACIÓN DE LA SUBRASANTE					Q681,720.00
Reacondicionamiento de la subrasante	11,856.00	m ²	57.50	681,720.00	
OBRAS DE MAMPOSTERÍA					Q232,701.00
Carrileras de piedra fraguada	3,180	m ²	24.25	77,115.00	
Cunetas revestidas de piedra ligadas con mortero	1,590	ml	72.90	115,911.00	
Cajas y cabezales de alcantarillas de concreto ciclópeo	23	u	1,725.00	39,675.00	
CARPETA DE RODADURA					Q136,649.28
Corte de balasto	1,778.40	m ³	12.35	21,963.24	
Carga de balasto	1,778.40	m ³	6.10	10,848.24	
Transporte de balasto	1,778.40	m ³	11.75	20,896.20	
Compactación de balasto	2,964.00	m ²	23.95	70,987.80	
Cunetas naturales	1,374.00	ml	8.70	11,953.80	
MAQUINARIA					Q17,027.72
Transporte de maquinaria	1	Global	17,027.72	17,027.72	
SUB TOTAL EJECUCIÓN					Q2,076,125.58
COSTO INDIRECTO					Q622,837.67
Impuestos	12.00%	Global	249135.07	249,135.07	
Dirección técnica	10.00%	Global	207612.56	207,612.56	
Imprevistos	8.00%	global	166090.05	166,090.05	
TOTAL				Q2,698,963.26	
PRECIO POR KILÓMETRO					Q910.58

2.10.7 Cronograma de preinversión y ejecución

Tabla XXI Cronograma de preinversión y ejecución de carretera de terracería de aldea Xalija a aldea Chitix del municipio de San Juan Chamelco del Departamento de Alta Verapaz.

ACTIVIDADES	MESES DE EJECUCIÓN							
	1	2	3	4	5	6	7	8
Replanteo y levantamiento topográfico	■							
Limpia, chapeo y destronque	■	■						
Excavación no clasificada		■	■	■	■			
Relleno		■	■	■	■			
Excavación estructural para alcantarillas			■	■	■	■		
Relleno estructural para alcantarillas			■	■	■	■		
Reacondicionamiento de la subrasante			■	■	■	■		
Carrileras de piedra fraguada			■	■	■	■		
Cunetas revestidas de piedra ligadas con mortero			■	■	■	■		
Cajas y cabezales de alcantarillas de concreto ciclópeo			■	■	■	■		
Compactación de capa de balasto balasto			■	■	■	■		
Cunetas naturales			■	■	■	■		
Transporte de maquinaria	■							
Supervisión técnica	■	■	■	■	■	■	■	■

72

Inversión mensual	Q242,906.69	Q269,896.33	Q323,875.59	Q404,844.49	Q674,740.81	Q539,792.65	Q215,917.06	Q26,989.63
Inversión acumulada	Q242,906.69	Q512,803.02	Q836,678.61	Q1,241,523.10	Q1,916,263.91	Q2,456,056.56	Q2,671,973.63	Q2,698,963.26
Porcentaje	9.00%	10.00%	12.00%	15.00%	25.00%	20.00%	8.00%	1.00%

3. DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR

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

Criterios a tomarse en cuenta para la realización del diseño y creación de puentes.

1. Recubrimientos: AASHTO 8.22 medido del rostro de la barra a la superficie del concreto: 8cm para cimientos y muros, 5cm para losas arriba y 2.5cm abajo, 5cm para columnas y vigas.
2. Longitud de desarrollo: AASHTO 8.24.1.2 se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria a partir del punto donde se requieren por diseño, siendo la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra a la luz/20.
3. Traslapes: AASHTO 8.25. DGC 509.080 se calculan con base en la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No. 11, de tal modo que desarrolle un 125% del F_y nominal de la barra, siguiendo la especificación AASHTO 8.33.2, evitando localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea. Deberán colocarse alternos, cada 60cm.

4. Ganchos: AASHTO 8.23.2.2 los dobleces deben ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre, cuando se trata de 180 grados, o 12 diámetros cuando se trata de 90 grados.
5. Se deben seguir las normas establecidas para manojos de barras respecto a su cantidad, longitud de desarrollo y recubrimientos, siguiendo los lineamientos del Artículo 8.21.5 de AASHTO.

Para la superestructura se debe tomar en cuenta:

1. La acera y el barandal se deben construir posteriormente a que las vigas se hayan deflectado libremente.
2. Se debe colocar una capa de asfalto de 5cm de espesor para proteger la superficie del concreto y eliminar irregularidades en la superficie del mismo.
3. Todos los elementos de acero estructural no embebidos en el concreto del puente deberán cubrirse con dos capas de pintura anticorrosiva de diferente color, exceptuando los pernos, que deberán dejarse correctamente engrasados.
4. Cualquier soldadura que se ejecute deberá ser conforme las normas establecidas en el manual de la *American Welding Society* y siguiendo el detalle de los planos.

Para la subestructura de debe tomar en cuenta:

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

3.2 Estudio topográfico

La información del estudio topográfico, así como complementar esta con observaciones personales de la zona, fotografías aéreas y mapas del área, nos proporciona la información básica para crear un diseño, que nos brinde la mejor solución; ya que con esta información podemos conocer diferentes variables que afectarán nuestras decisiones como lo serían: los posibles cruces, áreas erosionadas, zonas de inundación, líneas eléctricas, tuberías de conducción, otras obras previas, etc.

Para el estudio topográfico se utilizó el método taquimétrico utilizando el siguiente equipo:

- Teodolito Wild T1.
- Cinta metálica de 30 metros Tajima.
- Estadal de aluminio de 5m CST (*Chicago Steel tool*).
- 3 plomadas de 1 libra.
- Brújula
- Estacas.

3.3 Evaluación de la calidad del suelo

Para determinar la calidad del suelo se realizó una observación directa y la toma de una muestra, para practicarle un ensayo de compresión triaxial, diagrama de Mohr de tipo no consolidado y no drenado, en el cual se determinó que el suelo es una arcilla limosa color beige y tiene una capacidad soporte V_s de $4,176.8 \text{ kg/m}^2$ (4.6 T/m^2) y un peso W_s de $1,534.52 \text{ kg/m}^3$ (1.69 T/m^3)

3.4 Estudio hidrológico e hidráulico

Este servirá para determinar el caudal máximo esperado para un período de retorno determinado y evaluar la capacidad de descarga de la sección topográfica, además es importante recabar datos con los habitantes sobre las crecidas máximas en el lugar.

3.4.1 Cálculo de caudales máximos para el diseño de puentes.

El caudal de diseño complementándose con el estudio topográfico juegan un papel importante en la determinación de la geometría de los elementos constitutivos del puente, para determinar los caudales de la cuenca, el método racional fue el utilizado.

3.4.1.1 Método racional

Es un método hidrometeorológico, con el se pueden determinar crecidas por medio de análisis de frecuencia de lluvias intensas; relaciona la precipitación y la esorrentía de una manera directa, se determina la intensidad que produce la crecida máxima.

$$Q = CIA / 360$$

Donde:

Q = Caudal en m³/s.

C = Coeficiente de esorrentía.

I = Intensidad de lluvia en mm/hora.

A = Área de la cuenca en hectáreas.

3.4.1.2 Cálculo de áreas tributarias

El cálculo de las áreas tributarias se realizo utilizando un mapa elaborado por el Instituto Geográfico Nacional (I. G. N.), a escala 1:50,000, utilizando la hoja cartográfica Caquipec 2162 II en el cual se delimito la cuenca del río para medir el área con un planímetro. (Hoja de delimitación de cuenca en apéndice).

De donde se obtuvo el área tributaria $A_t = 661.38$ hectáreas.

El dato de intensidad de lluvia según el Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH), la precipitación máxima en 24 horas para el municipio de San Juan Chamelco es de:

$I = 163.13$ mm de agua en 24 horas (ver hoja de lluvia máxima diaria en anexo).

3.4.1.3 Cálculo de caudales máximos

Datos

Área tributaria $A_t = 661.38$ hectáreas.

Intensidad de lluvia $I = 163.13$ mm de agua en 24 horas.

Coeficiente de escorrentía $C = 0.09$ correspondiente a un área boscosa.

Calculo:

$$Q = CIA/360 = m^3/s \quad Q = 0.09 * 163.13 \text{mm} * 661.38 \text{Ha} / 360 \quad Q = 26.97 \text{ m}^3/\text{s}$$

El caudal servirá para determinar la altura mínima del puente y área de descarga, pues se estima el caudal de agua que puede pasar en un momento crítico.

Para lo cual se estableció una altura de 5.91 m. (ver planos incluidos en el apéndice).

3.5 Diseño del puente vehicular

El diseño contempla un puente de dos vías, con un largo aproximado de 20.00m y un ancho de 8.40m integrado por viga, losa simplemente apoyada, vigas de apoyo, estribos y barandales.

3.5.1 Datos para el diseño

Para el diseño de vigas principales se utilizará un esfuerzo de fluencia del acero de 4,200 kg/cm² (60,000 PSI)

3.5.2 Diseño de la superestructura

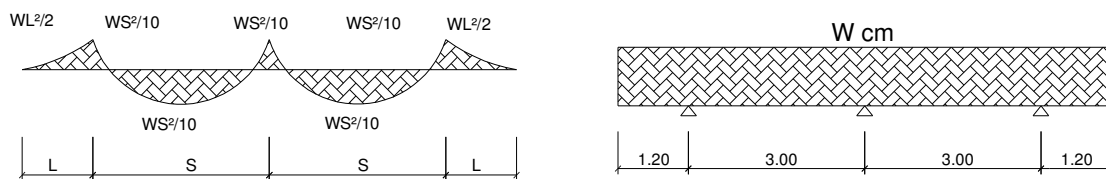
3.5.2.1 Diseño de la losa

3.5.2.1.1 Cálculo de momentos

3.5.2.1.1.1 Momento debido al peso muerto

Los momentos a calcularse para las losas serán un negativo y un positivo, los cuales son perpendiculares a las vigas principales. (Figura 8)

Figura 8 Modelo matemático de tramos con voladizo.



Según AASHTO el espesor de losa no debe ser menor de 6 pulgadas (15.24cm), de donde:

El peralte de diseño será de $t = 18$ cm.

Cargas Muertas

$$W_{\text{losa}} = W_c * t * b = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.18\text{m} * 1\text{m} = 432.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{asfalto}} = W_a * t_a * b = 2,100 \text{ kg/m}^3 * 0.05\text{m} * 1\text{m} = 105.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{barandales}} = \underline{\underline{9.52 \text{ kg/m}}}$$

$$\text{Peso de las cargas muertas} = W_{\text{cm}} = 546.52 \text{ kg/m}$$

Las fórmulas utilizadas para los momentos son:

$$M_{\text{cm}} = WS^2/10 \quad \text{y} \quad M_{\text{cm}} = WL^2/2$$

Donde: M_{cm} = momento por carga muerta W = Peso muerto

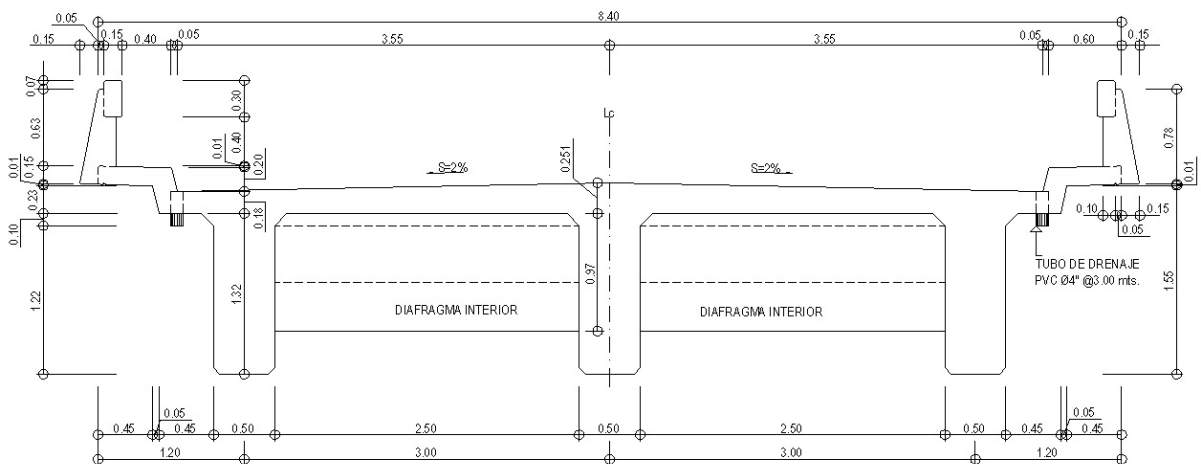
S = Longitud entre vigas L = longitud voladizo

$$M_{\text{cm}} = W_{\text{cm}} * S^2 / 10 = [(546.52 \text{ kg/m}) * (3.00\text{m})^2] / 10 = 491.87 \text{ kg-m}$$

$$M_{\text{cm}} = W_{\text{cm}} * L^2 / 2 = [(546.52 \text{ kg/m}) * (1.20\text{m})^2] / 2 = 393.49 \text{ kg-m}$$

Utilizando el mayor $M_{\text{cm}} = 491.87 \text{ kg-m}$

Figura 9 Sección transversal de puente.



3.5.2.1.1.2 Momento debido a sobrecarga

3.5.2.1.1.2.1 Cargas vivas en sentido transversal

Según AASHTO 3.24.3.1 $M_{cv} = [0.80 * (S+2) / 32] * P$

Donde:

M_{cv} = momento por carga viva.

S = espaciamiento entre vigas en pies.

P = carga del eje más pesado del camión en libras.

$$S = 2.5m * 3.281ft = 8.20ft$$

$$P = 16,000 \#$$

$$M_{cv} = [(0.80 * (8.20ft + 2)) / 32] * 16000 \#$$

$$M_{cv} = 4,080 \# - ft \quad \longrightarrow \quad M_{cv} = 564.06 \text{ kg-m}$$

3.5.2.1.1.2.2 Factor de impacto I

Según AASHTO 1.2.12

$$I = 50/(L+125) \quad \text{si } L \text{ en pies} \quad \text{ó} \quad I = 15.24/(L+38) \quad \text{si } L \text{ en metros}$$

$$I \leq 0.30$$

Donde:

I = factor de impacto

L = longitud entre vigas

$$I = 15.24 / (2.5 + 38) = 0.376 \quad 0.376 \geq 0.30 \text{ tomar } I = 0.30$$

$$I = 1.30 \%$$

3.5.2.1.1.3 Cargas últimas

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= 1.3 [\text{Mcm} + (5/3) * (\text{Mcv} * l)] & \text{Mu} &= 1.3\text{Mcm} + 2.17(\text{Mcv} * 1.3) \\ \text{Mu} &= (1.3 * 491.87) + [2.17 * (564.06 * 1.30)] & \text{Mu} &= 2,230.64 \text{ kg-m} \\ \text{Mu} &= \text{Momento por cargas últimas} \end{aligned}$$

3.5.2.1.2 Comprobación del peralte de diseño de losa

$$d = \sqrt{(\text{Mu} / [\phi_{\text{Flexión}} * \rho * F_y * b * (1 - (0.59 * \rho * F_y) / f'c)])}$$

Donde:

$$\text{Mu} = 2,230.64 \text{ kg-m} = 223,064.00 \text{ kg-cm}$$

$\phi_{\text{Flexión}}$ = Factor de reducción de resistencia = 0.90 para flexión

$$\rho = 0.85 * [(0.85 * 281) / 2810] * (6090 / (6090 + 2810)) \quad \rho = 4.9438 \text{ E-2}$$

$\rho_{\text{máx}} = 0.75\rho$ para zona no sísmica

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 * 4.9438\text{E-2} \quad \rho_{\text{max}} = 3.7079\text{E-2}$$

$$d = \sqrt{(223,064 / [(0.9 * 3.7079\text{E-2} * 2,810 * 100) * (1 - 0.59 * 3.7079\text{E-2} * 2,810 / 281)])}$$

$$d = 5.52\text{cm} < \text{peralte eficaz} \quad \text{utilizar:} \quad d = 18 - \text{rec.}$$

$$* \text{ El peralte mínimo calculado es menor que el} \quad d = 18 - 2.5 = 15.50$$

eficaz; el espesor t cumple con los requerimientos
de diseño. $d = 15.50\text{cm}$

3.5.2.1.3 Cálculo del refuerzo

3.5.2.1.3.1 Refuerzo transversal de la cama inferior

Donde

$$\rho_{\min} = 14.1 / F_y \quad (F_y \text{ en kg/cm}^2) \quad \text{ó} \quad \rho_{\min} = 200 / F_y \quad (F_y \text{ en PSI})$$

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b \quad \text{zona no sísmica} \quad \rho_{\max} = 0.50\rho_b \quad \text{zona sísmica}$$

$$\rho_b = [0.85 * \beta_1 * f'_c / F_y] * [0.003\epsilon_s / (F_y + 0.003\epsilon_s)]$$

$$\epsilon_s = 2.03E+6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{si } f'_c \leq 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 0.85 - [(f'_c - 280) * 0.05] / 70 \quad \text{si } f'_c \geq 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 0.65 \quad \text{si } f'_c \geq 560 \text{ kg/cm}^2$$

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

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

$$A_s = [d \pm \sqrt{(d^2 - [(2Mu) / (\phi_{\text{Flexión}} * \beta_1 * f'_c * b)])}] / [F_y / (\beta_1 * f'_c * b)]$$

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

$$\rho_{\min} = 5.02E-3$$

$$\rho_b = [0.85 * 0.85 * 281 / 2810] * [0.003 * 2.03E+6 / (2810 + 0.003 * 2.03E+6)]$$

$$\rho_b = 0.049438$$

$$\rho_{\max} = 0.50 * 0.049438$$

$$\rho_{\max} = 0.024719$$

$$A_{s\min} = 5.023E-3 * 100 * 15.5$$

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

$$As_{max} = 0.024719 * 100 * 15.5$$

$$As_{max} = 38.31 \text{ cm}^2$$

$$As = [15.5 \pm \sqrt{(15.5^2 - [(2 * 223064) / (0.9 * 0.85 * 281 * 100)])}] / [2810 / (0.85 * 281 * 100)]$$

$$As = 5.8189 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} As_{min} &\leq As \leq As_{max} \\ 7.78 \text{ cm}^2 &\leq 5.82 \text{ cm}^2 \leq 38.31 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$As_{min} > As$ Tomar $As = As_{min} = 7.78 \text{ cm}^2$

Donde:

As_{min} = área de acero mínima

As_{max} = área de acero máxima

As = área de acero

ρ_b = porcentaje de refuerzo balanceado

$\rho_{m\acute{a}x.}$ = porcentaje de refuerzo máximo

$\rho_{m\acute{i}n.}$ = porcentaje de refuerzo mínimo

d = peralte - recubrimiento

M_u = momento último

ϵ_s = módulo de elasticidad

$\phi_{\text{Flexión}}$ = factor de reducción de resistencia

β_1 = factor de profundidad del bloque de esfuerzo

b = base del boque

Distribuir una varilla No.4 a cada 15cm como espaciamiento máximo. (Ver planos incluidos en el apéndice).

3.5.2.1.3.2 Refuerzo transversal de la cama superior

Calculando solamente por temperatura

$$A_{temp} = 0.002 * b * t$$

$$A_{temp} = 0.002 * 100\text{cm} * 18\text{cm} = 3.60\text{cm}^2$$

Donde:

A_{temp} = área de acero por temperatura

b = base del bloque t = peralte

Distribuir una varilla No.4 a cada 30cm como espaciamiento máximo. (Ver planos incluidos en el apéndice).

3.5.2.1.3.3 Refuerzo longitudinal

Según AASHTO 3.24.10.2.

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

$$\text{Donde: } FL \leq 0.67$$

$$FL = 2.20 / \sqrt{8.20}$$

S = espaciamiento entre vigas en ft

$$FL = 0.768$$

$$S = 2.5\text{m} * (3.281\text{ft} / 1\text{m}) = 8.20\text{ft}$$

$$0.768 \geq 0.67$$

Tomar $FL = 0.67$

FL = factor longitudinal, el cual debe ser multiplicado por el acero transversal para obtener el acero longitudinal A_{sL} .

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

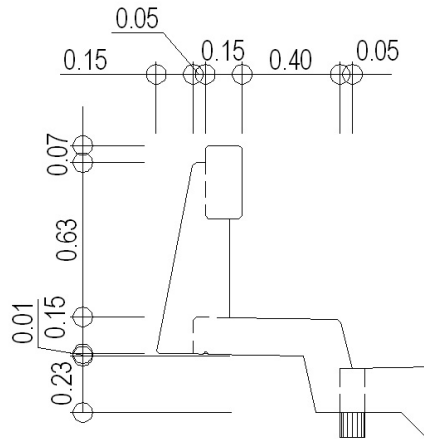
$$A_{sL} = 0.67 * 7.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{sL} = 5.21\text{cm}^2$$

Distribuir una varilla No.4 a cada 20cm como espaciamiento máximo. (Ver planos incluidos en el apéndice).

3.5.2.2 Diseño de la acera

Figura 10 Dimensiones de acera, postes y pasamanos.



3.5.2.2.1 Cálculo de momentos

3.5.2.2.1.1 Cargas muertas

$$W_{\text{acera}} = W_c * t * L = 2,400\text{kg/m}^3 * 0.150\text{m} * 0.60\text{m} = 216.00 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{poste}} = W_c * b * h = 2,400\text{kg/m}^3 * 0.225\text{m} * 0.17\text{m} = 91.80 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{pasamanos}} = W_c * b * h = 2,400\text{kg/m}^3 * 0.150\text{m} * 0.30\text{m} = 108.00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso de las cargas muertas} = W_{\text{cm}} = 415.80 \text{ kg/m}$$

3.5.2.2.1.2 Cargas vivas

Según AASHTO 3.14.1.1., la banqueta se diseña para soportar una carga viva de $85 \text{ \# / ft}^2 = 415.02 \text{ kg/m}^2$

W acera	= 415.02 kg/m ² * 1m =	415.02 kg/m
W baranda vertical	= 100 #/ft ²	= 148.83 kg/m
W baranda horizontal	= 300 #/ft ²	= 446.48 kg/m
<hr/>		
Peso de las cargas vivas	Wcv =	1,010.33 kg/m

3.5.2.2.1.3 Carga total

$$W_a = 1.4 W_{cm} + 1.7 W_{cv}$$

$$W_a = 1.4 * 415.80 + 1.7 * 1,010.33 \quad W_a = 2,299.68 \text{ kg/m}$$

3.5.2.2.1.4 Momento actuante

$$M_a = WL^2/2 \quad \text{Voladizo}$$

$$M_a = [2,299.68 \text{ kg/m} * (0.6\text{m})^2] / 2 \quad M_a = 413.94 \text{ kg-m}$$

3.5.2.2.2 Cálculo del refuerzo

3.5.2.2.2.1 Refuerzo transversal de la cama inferior

Datos

M = 41,394.26 kg-cm	t = 15cm	$\epsilon_s = 2.03 \text{ E}+6 \text{ kg/cm}^2$
d = 12.50cm	$\phi_{\text{Flexión}} = 0.90$	Fy = 2,810 kg/cm ²
b = 100cm	$\beta_1 = 0.85$	f'c = 281 kg/cm ²

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

$$\rho_{min} = 5.02E-3$$

$$\rho_b = [0.85 * 0.85 * 281 / 2810] * [0.003 * 2.03E+6 / (2810 + 0.003 * 2.03E+6)]$$

$$\rho_b = 0.049438$$

$$\rho_{max} = 0.50 * 0.049438$$

$$\rho_{max} = 0.024719$$

$$A_{smin} = 5.02E-3 * 100 * 12.5$$

$$A_{smin} = 6.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 0.024719 * 100 * 12.5$$

$$A_{smax} = 30.90 \text{ cm}^2$$

$$A_s = [12.5 \pm \sqrt{(12.5^2 - [(2 * 41394.26) / (0.9 * 0.85 * 281 * 100)])}] / [2810 / (0.85 * 281 * 100)]$$

$$A_s = 1.3172 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} \leq A_s \leq A_{smax}$$

$$6.27 \text{ cm}^2 \leq 1.32 \text{ cm}^2 \leq 30.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} > A_s \quad \text{Tomar } A_s = A_{smin} = 6.27 \text{ cm}^2$$

Distribuir una varilla No.4 a cada 20cm como espaciamiento máximo. (Ver planos incluidos en el apéndice).

3.5.2.2.2 Refuerzo transversal de la cama superior

$$A_{stemp} = 0.002 * b * t$$

$$A_{stemp} = 0.002 * 100\text{cm} * 15\text{cm}$$

$$A_{stemp} = 3\text{cm}^2$$

Distribuir una varilla No.3 a cada 20cm como espaciamiento máximo. (Ver planos incluidos en el apéndice).

3.5.2.2.3 Refuerzo longitudinal

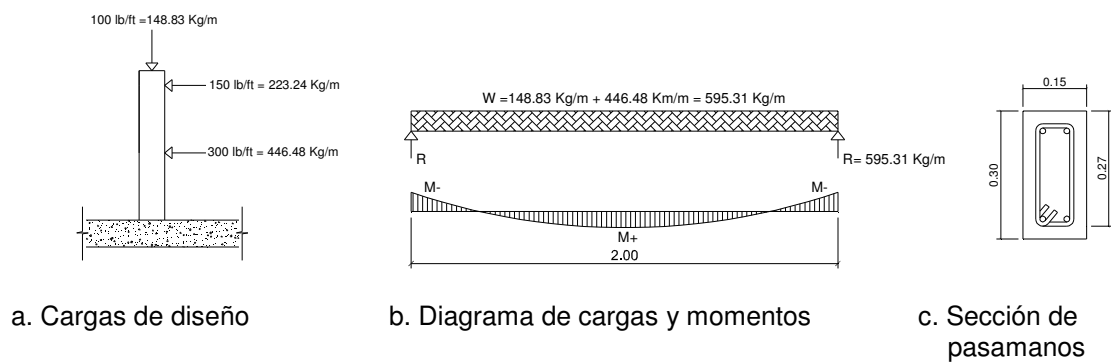
$$\begin{aligned}AsL &= FL * As \\AsL &= 0.67 \% * 6.27 \text{ cm}^2 \\AsL &= 4.20 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Distribuir una varilla No.3 a cada 15cm como espaciamiento máximo. (Ver planos incluidos en el apéndice).

3.5.2.3 Diseño del barandal

Según ASSHTO 2.7.1 los postes y pasamanos se diseñan con las cargas que se muestran a continuación

Figura 11 Cargas aplicadas a postes y pasamanos.



3.5.2.3.1 Pasamanos

Diseñado como viga continua con dimensiones de 0.15m * 0.30m
utilizando como carga 300 # / ft = 446.48 kg/m

$$W = 446.48 \text{ kg/m} + 148.83 \text{ kg/m} = 595.31 \text{ kg/m}$$

$$M(+)= WL^2/24 = 595.31 \text{ kg/m} * (2.00\text{m})^2 / 24 = 99.22 \text{ kg-m}$$

$$M(-)= WL^2/12 = 595.31 \text{ kg/m} * (2.00\text{m})^2 / 12 = 198.44 \text{ kg-m}$$

Calculando las cuantías de acero

Datos

M (+) =	9,922.00 kg-cm	t =	30cm	$\epsilon_s =$	2.03E+6 kg/cm ²
M (-) =	19,844.00 kg-cm	$\phi_{\text{Flexión}} =$	0.90	Fy =	2,810 kg/cm ²
b =	15.00cm	$\beta_1 =$	0.85	f'c =	281 kg/cm ²
d =	27.5cm				

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

$$\rho_{\text{min}} = 5.02\text{E-}3$$

$$\rho_b = [0.85 * 0.85 * 281 / 2810] * [0.003 * 2.03\text{E}+6 / (2810 + 0.003 * 2.03\text{E}+6)]$$

$$\rho_b = 0.049438$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.50 * 0.049438$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.02472$$

$$A_{s\text{min}} = 5.02\text{E-}3 * 15 * 27.5$$

$$A_{s\text{min}} = 2.07 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{max}} = 0.024719 * 15 * 27.5$$

$$A_{s\text{max}} = 10.196 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(+)} = [27.5 \pm \sqrt{(27.5^2 - [(2*9922)/(0.9*0.85*281*15)])}] / [2810/(0.85*281*15)]$$

$$A_{s^+} = 0.143 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(-)} = [27.5 \pm \sqrt{(27.5^2 - [(2*19844)/(0.9*0.85*281*15)])}] / [2810/(0.85*281*15)]$$

$$A_{s^-} = 0.29 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_{smin} &\leq A_s \leq A_{smax} \\
 2.07 \text{ cm}^2 &\leq A_{s(+)} = 0.14 \text{ cm}^2 \leq 10.20 \text{ cm}^2 \\
 2.07 \text{ cm}^2 &\leq A_{s(-)} = 0.29 \text{ cm}^2 \leq 10.20 \text{ cm}^2 \\
 A_{smin} &> A_s (+) \quad \quad \quad y \quad \quad \quad A_{smin} > A_s (-)
 \end{aligned}$$

Tomar $A_s (+)$ y $A_s (-) = A_{smin} = 6.27 \text{ cm}^2$ para cada uno respectivamente

Corte actuante V_a (figura 11b) $V_a = 595.31 \text{ kg}$

Corte que resiste la sección V_{uc} $V_{uc} = \phi_{corte} * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$

$V_{uc} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{(281)} * 15 * 27.5$ $V_{uc} = 3,115.09 \text{ kg}$

Si:

$V_{uc} > V_a$ $S = d / 2$

$V_{uc} < V_a$ calcular S

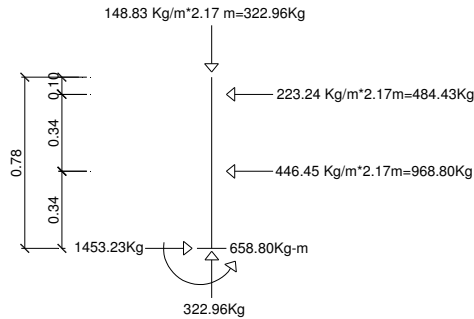
Espaciamiento mínimo $S = d / 2$ $S = 25.7 / 2$ $S = 13.75 \text{ cm}$

Colocar 4 varillas No.4 corridos y estribos No.2 a cada 13.5cm. (Ver planos incluidos en el apéndice).

3.5.2.3.2 Postes

Se colocarán postes de concreto de $0.17 \text{ m} * 0.17 \text{ m}$ a cada 2.17m, diseñados a flexo compresión, las cargas actuantes se analizan como se muestra en la siguiente figura.

Figura 12 Diseño de miembros verticales en barandal.



Chequeo de esbeltez:

$$Es = K (Lu) / r \qquad r = 0.3 (b) \qquad b = 0.17m < h$$

$$Es = (1 * 0.78) / (0.3 * 0.17) \qquad K = 1 \qquad Lu = 0.78m$$

$$Es = 15.29 < 22 \text{ columna corta}$$

Es= relación de esbeltez

r = radio de giro

Lu = altura, longitud no apoyada de la columna

K= factor que depende de las condiciones en los extremos de la columna y si esta contraventeada o no.

Para la sección de postes de 0.17m * 0.17m se propone usar 4 varillas No.4 equivalente a 5.08cm². (Ver planos incluidos en el apéndice).

Datos

$$\phi_{\text{Compresión}} = 0.70 \qquad \phi_{\text{flexión}} = 0.90 \qquad Fy = 2,810 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 17.00\text{cm} \qquad \beta_1 = 0.85 \qquad f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 14.00\text{cm} \qquad Ag = 17\text{cm} * 17\text{cm} = 289 \text{ cm}^2$$

Ag = área gruesa (sección del poste)

$$P1 = \phi_{\text{Compresión}} * (As * Fy + 0.85 * f'c * Ag)$$

$$P1 = 0.70 * (5.08\text{cm}^2 * 2810 \text{ kg/cm}^2 + 0.85 * 281 \text{ kg/cm}^2 * 289\text{cm}^2)$$

$$P1 = 58,311.72 \text{ kg}$$

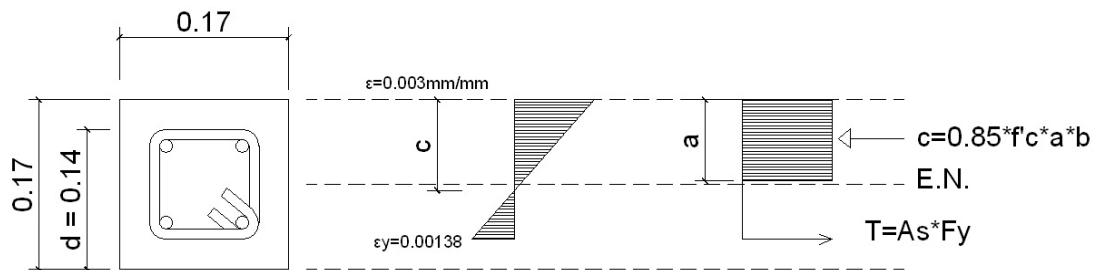
$$P2 = M = \phi_{\text{flexión}} * (As * Fy * [(d - As * Fy) / (2 * \beta * f'c * b)])$$

$$P2 = M = 0.90 * (5.08\text{cm}^2 * 2810\text{kg/cm}^2 * [(14\text{cm} - 5.08\text{cm}^2 * 2810\text{kg/cm}^2) / (2 * 0.85 * 281\text{kg/cm}^2 * 17\text{cm})])$$

$$P2 = M = 157,279.65\text{kg-cm}$$

$$P2 = M = 1,572.80\text{kg-m}$$

Figura 13 Diagrama de falla balanceada.



Analizando el diagrama de falla balanceada se determinan los siguientes datos:

$$b = 17.00\text{cm}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

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

$$d = 14.00\text{cm}$$

$$\phi_{\text{flexión}} = 0.90$$

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

$$h = 17.00\text{cm}$$

$$\phi_{\text{Compresión}} = 0.70$$

$$\epsilon_s = 2.03\text{E}+6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_y = Fy / \epsilon_s = 2,810\text{kg/cm}^2 / 2.03\text{E}+6 \text{ Kg/cm}^2 = 0.00138$$

y por relación de triángulos

$$(\epsilon_c + \epsilon_s) / d = 0.003 / C$$

$$C_1 = 0.003d / (\epsilon_c + \epsilon_s)$$

$$C_1 = (0.003 * 14\text{cm}) / (0.003 + 0.00138)$$

$$C_1 = 9.59\text{cm}$$

$$a = 0.85c$$

$$a = 0.85 * 9.59$$

$$a = 8.15\text{cm}$$

$$\text{Fuerzas: } T = A_s * F_y \qquad C = 0.85 * f'_c * a * b$$

$$A_s = 2 \text{ varillas No. 4}$$

$$T = 2 * 1.2668 \text{ cm}^2 * 2,810 \text{ kg/cm}^2 \qquad T = 7,119.42\text{kg}$$

$$C = 0.85 * 281 \text{ kg/cm}^2 * 8.15\text{cm} * 17\text{cm} \qquad C = 33,092.67\text{kg}$$

$$\Sigma F_x = 0$$

$$P_{ext} = P_{int}$$

$$P_b = 33,092.67\text{kg} - 7,119.42\text{kg} \qquad P_b = 25,973.25\text{kg}$$

$$P_{bn} = \phi_{\text{compresión}} * P_b = 0.70 * 25,973.25\text{kg} \qquad P_{bn} = 18,181.28\text{kg}$$

$$\Sigma M = 0$$

$$M_{ext} = M_{int}$$

$$M_b = 33,092.67\text{kg} [0.085\text{m} - (0.0815\text{m} / 2)] + 7,119.42\text{kg} (0.085\text{m} - 0.003\text{m})$$

$$M_b = 1,855.92\text{kg-m}$$

$$M_{bn} = \phi_{\text{flexión}} * M_b = 0.90 * 1,855.92\text{kg-m} \qquad M_{bn} = 1,670.33\text{kg-m}$$

La sección va de acuerdo con el refuerzo propuesto.

Colocar 4 varillas No.4 y estribos No.2 a cada 18cm. (Ver planos incluidos en el apéndice).

3.5.2.4 Diseño de vigas

El espaciamiento entre vigas y dimensiones de las mismas se determinaron tomando en cuenta los siguientes aspectos:

Es muy usual espaciar entre 10 a 12 ft. La sección de las vigas principales se determina basándose en la luz de las mismas.

Para no tener que hacer un chequeo por deflexiones se recomienda que el peralte no sea menor que su longitud sobre 16.

La base no deberá ser menor que el peralte sobre 3.5 para no chequear alabeo, considerando que las secciones rectangulares y en forma de I son las más idóneas para trabajar a flexión.

De lo anterior se tiene que:

Espaciar	10ft a 12ft
$t \leq L/16$	no chequear por deflexión.
Base $> t/3.5$	no chequear por alabeo.

Se establecen las dimensiones para las vigas de:

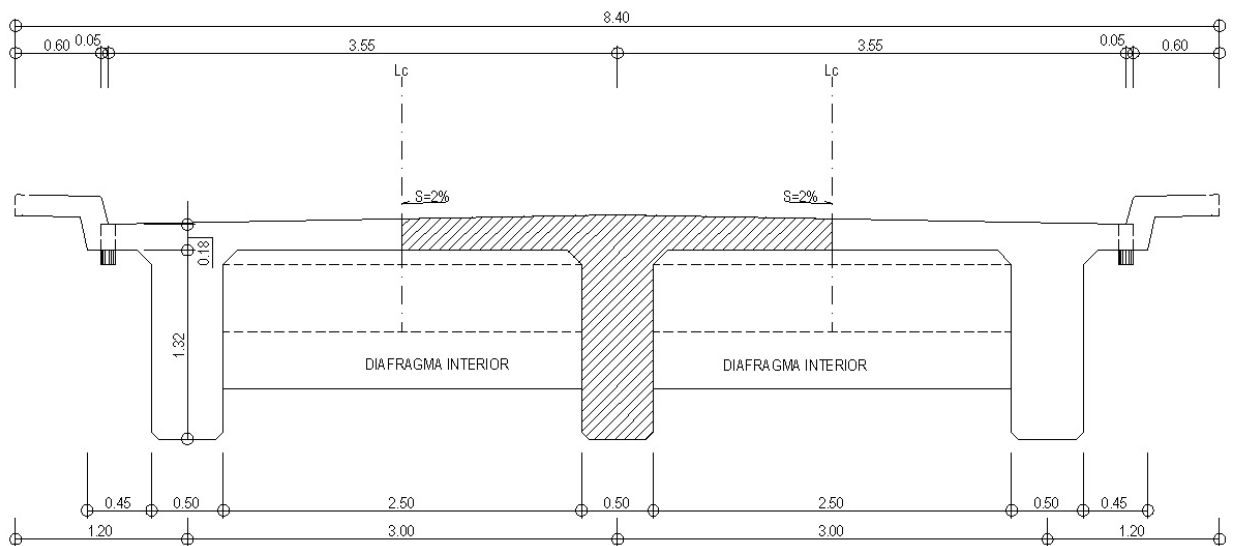
Base = 0.50m
t = 1.50m

3.5.2.4.1 Viga intermedia

3.5.2.4.1.1 Momento por carga muerta

3.5.2.4.1.1.1 Momento debido al peso propio

Figura 14 Sección transversal de losa y viga.



Cargas Muertas

$$W \text{ losa} = W_c * t * b = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.18\text{m} * 3.00\text{m} = 1,296.00 \text{ kg/m}$$

$$W \text{ asfalto} = W_a * t_a * b = 2,100 \text{ kg/m}^3 * 0.05\text{m} * 3.00\text{m} = 315.00 \text{ kg/m}$$

$$W \text{ viga} = W_c * t * b = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 1.32\text{m} * 0.50\text{m} = 1,584.00 \text{ kg/m}$$

Peso de las cargas muertas

$$W_{cm} = 3,195.00 \text{ kg/m}$$

La fórmula utilizada para el momento es:

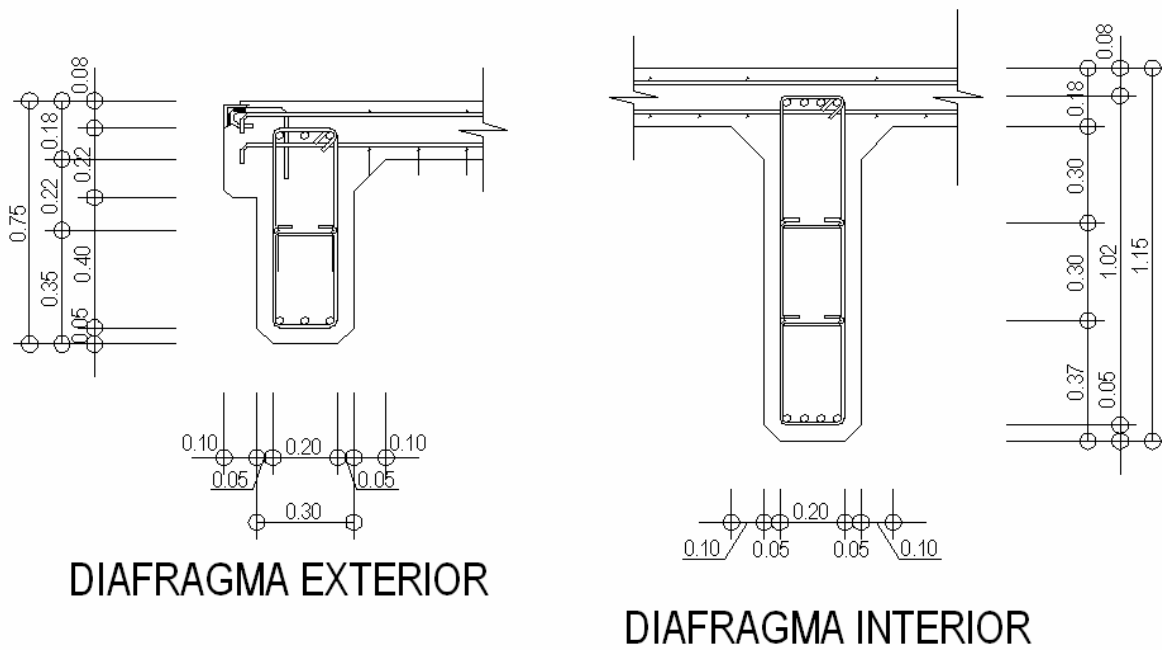
$$M_{cm} = WL^2 / 8$$

$$M_{pp(\text{maximo})} = [(3,195 \text{ kg/m}) * (20\text{m})^2] / 8 = 159,750.00 \text{ kg-m}$$

$$M_{pp(3\text{m del apoyo})} = 159,750 \text{ kg-m} - [(3,195 \text{ kg/m}) * (14\text{m})^2] / 8 = 81,472.50 \text{ kg-m}$$

3.5.2.4.1.1.2 Momento debido al peso del diafragma interno

Figura 15 Secciones de los Diafragmas.



Peso de los diafragmas:

Pdi = peso del diafragma interior

Pde = peso del diafragma exterior

$$Pdi = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.30\text{m} * 1.15\text{m} * 2.50\text{m} = 2,070.00 \text{ kg}$$

$$Pde = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.30\text{m} * 0.75\text{m} * 2.50\text{m} = 1,350.00 \text{ kg}$$

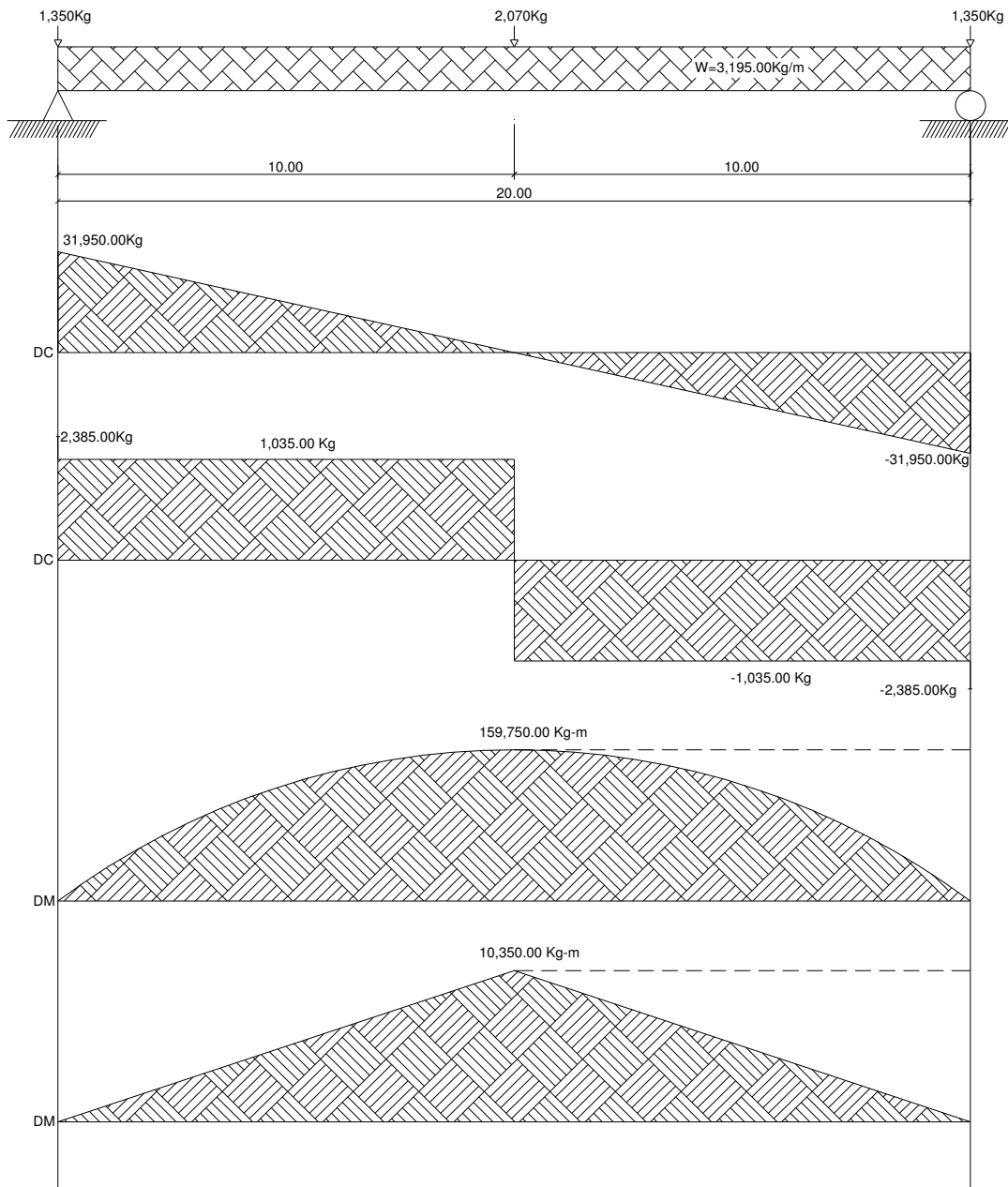
La fórmula utilizada para el momento debido a la carga del diafragma interno como viga simplemente soportada es:

$$M = PL / 4$$

$$Mpd_{(\text{máximo})} = [2,070 \text{ kg} * 20\text{m}] / 4 = 10,350 \text{ kg-m}$$

$$Mpd_{(3\text{m del apoyo})} = 10,350 \text{ kg-m} - [2070 \text{ kg} * 14\text{m}] / 4 = 3,105 \text{ kg-m}$$

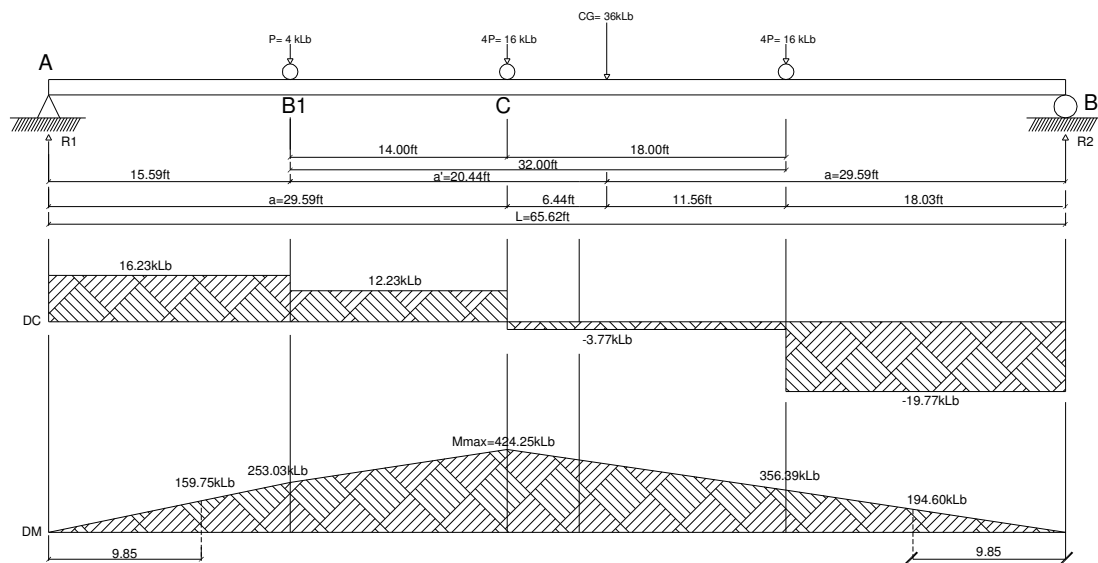
Figura 16 Diagrama de carga, corte y momento en viga interior debido al peso de diafragma interno.



3.5.2.4.1.1.3 Momento total

$$\begin{aligned}
 M_{cm} \text{ (máximo)} &= M_{pp} \text{ (máximo)} + M_{pd} \text{ (máximo)} \\
 M_{cm} \text{ (máximo)} &= 159,750 \text{ kg-m} + 10,350 \text{ kg-m} = 170,100 \text{ kg-m} \\
 M_{cm} \text{ (3m del apoyo)} &= M_{pp} \text{ (3m del apoyo)} + M_{pd} \text{ (3m del apoyo)} \\
 M_{cm} \text{ (3m del apoyo)} &= 81,472.50 \text{ kg-m} + 3,105 \text{ kg-m} = 84,577.50 \text{ kg-m}
 \end{aligned}$$

Figura 17 Diagrama de carga, corte y momento en viga interior, debido a carga viva.



3.5.2.4.1.2 Momento por carga viva

$$\sum M_{B1} = (16 \text{ klb} * 14\text{ft}) + (16\text{klb} * 32\text{ft}) - (36 \text{ klb} * a') = 0 \quad a' = 20.44\text{ft}$$

$$2a + 6.44\text{ft} = 65.62\text{ft} \quad a = 29.59\text{ft}$$

$$\sum M_B = R_1 * 65.62\text{ft} - 36 \text{ klb} * 29.59\text{ft} \quad R_1 = 16.23 \text{ klb}$$

El momento máximo se determina calculando el momento en el punto aplicado de la carga central.

$$\Sigma Mc = (16.23\text{klb} * 29.59\text{ft}) - (4\text{ft} * 14 \text{ klb})$$

$$M_{cv}(\text{max}) = 424.25 \text{ klb} \cdot \text{ft}$$

$$M_{cv}(\text{max}) = 58,652.79 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

3.5.2.4.1.3 Factor de impacto

$$I = 15.24 / (L + 38)$$

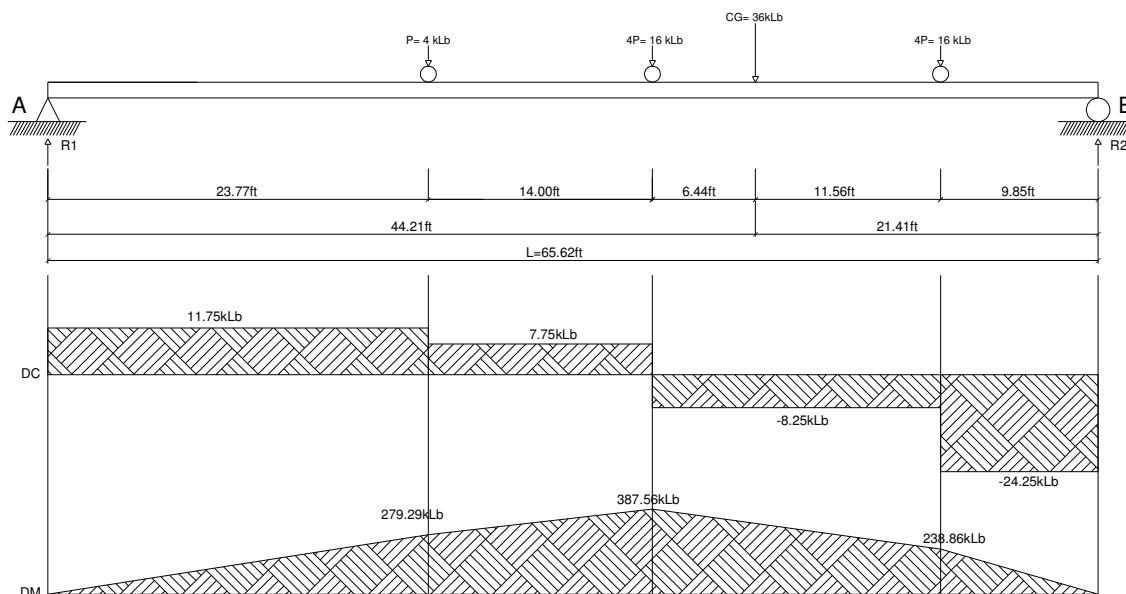
$$I = 15.24 / (20 + 38)$$

$$I = 0.2627$$

$$I = 0.26 < 0.30$$

usar $I = 1.26$

Figura 18 Diagrama de carga, corte y momento en viga interior, debido a carga viva a 3m del apoyo.



Momento debido a sobrecarga a 3 m (9.85ft) del apoyo

$$\Sigma MA = (R2 * 65.62ft) - (44.21ft * 36 \text{ klb}) \quad R2 = 24.25 \text{ klb}$$

$$R1 = 36 - R2 \quad R1 = 11.75 \text{ klb}$$

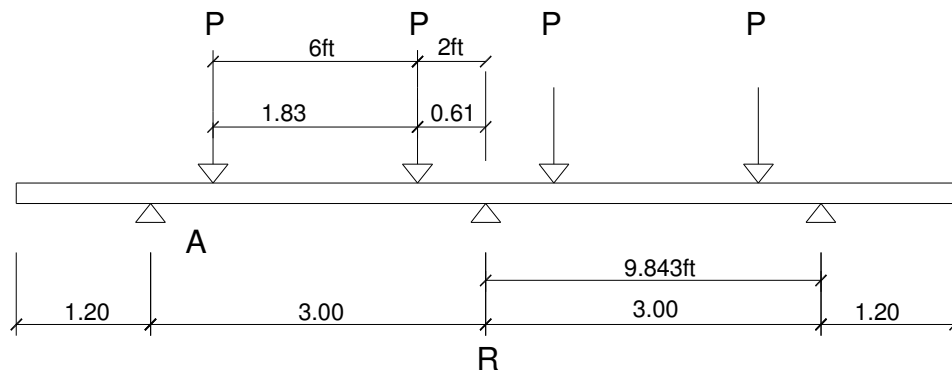
$$\Sigma M_{(3m \text{ del apoyo})} = R2 * d = 24.25 \text{ klb} * 9.85ft = 238.86 \text{ klb-ft}$$

$$Mcv_{(3m \text{ del apoyo})} = 33,022.87 \text{ kg - m}$$

3.5.2.4.1.4 Factor de distribución para viga Interna, centro de los carriles

FD = la proporción de la carga viva que absorbe cada viga según (ASSHTO 3.23.1)

Figura 19 Diagrama de carga para viga interior debido a carga viva en sentido transversal.



$$\Sigma MA = R * 9.84ft - P * 7.84ft - P * 1.84ft = 0$$

$$R = 0.98 P$$

$$FD = 0.98 * 2 = 1.96 \quad (* 2 \text{ ya que es de doble carril})$$

$$FD \text{ interna} = 1.96\%$$

3.5.2.4.1.5 Momento total actuante en la viga

$$Mu_{(m\acute{a}ximo)} = 1.3 [M_{cm} + (5/3) * (M_{cv} * l * FD)]$$

$$Mu_{(m\acute{a}ximo)} = 1.3M_{cm} + 2.17 (M_{cv} * 1.26 * 1.96)$$

$$Mu_{(m\acute{a}ximo)} = 1.3 (170,100 \text{ kg-m}) + 2.17 (58,652.79 \text{ kg-m} * 1.26 * 1.96)$$

$$Mu_{(m\acute{a}ximo)} = 535,452.18 \text{ kg-m}$$

$$Mu_{(3m \text{ del apoyo})} = 1.3M_{cm} + 2.17 (M_{cv} * 1.26 * 1.96)$$

$$Mu_{(3m \text{ del apoyo})} = 1.3 (84,577 \text{ kg-m}) + 2.17 (33,022.87 \text{ kg-m} * 1.26 * 1.96)$$

$$Mu_{(3m \text{ del apoyo})} = 286,920.72 \text{ kg-m}$$

3.5.2.4.1.6 Cálculo del refuerzo

Se utilizará un esfuerzo máximo del fluencia del acero de 4,200 kg/cm² (60,000 PSI) para el cálculo de refuerzo de las vigas.

3.5.2.4.1.6.1 Refuerzo al centro de la viga

Datos

$$M_{\text{diseño}} = 53,545,218 \text{ kg - cm}$$

$$F_y_{\text{vigas}} = 4,200 \text{ kg/cm}^2 (60,000 \text{ PSI})$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$f'c = 281 \text{ kg/cm}^2 \quad \beta_1 = 0.85$$

$$d = 143 \text{ cm}$$

$$\epsilon_s = 2.03E+6 \text{ kg/cm}^2 \quad \phi_{\text{Flexión}} = 0.90$$

$$\rho_{\text{min}} = 14.1 / 4,200$$

$$\rho_{\text{min}} = 0.003$$

$$\rho_b = [0.85 * 0.85 * 281 / 4,200] * [0.003 * 2.03E+6 / (4,200 + 0.003 * 2.03E+6)]$$

$$\rho_b = 2.86E-2$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.75 * 0.0286$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.02145$$

$$A_{smin} = 0.003 * 50 * 143$$

$$A_{smin} = 21.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 0.02145 * 50 * 143$$

$$A_{smax} = 153.37 \text{ cm}^2$$

$$A_s = [143 \pm \sqrt{(143^2 - [(2 * 53545218) / (0.9 * 0.85 * 281 * 50)])}] / [4200 / (0.85 * 281 * 50)]$$

$$A_s^{(+)} = 115.45 \text{ cm}^2$$

$$\begin{array}{ccc} A_{smin} & \leq & A_s & \leq & A_{smax} \\ 21.45 \text{ cm}^2 & \leq & 115.45 \text{ cm}^2 & \leq & 153.37 \text{ cm}^2 \end{array}$$

$$\text{Tomar } A_s = 115.45 \text{ cm}^2$$

El refuerzo distribuido a tensión es 15 varillas No. 10. (Ver planos incluidos en el apéndice).

3.5.2.4.1.6.2. Cálculo del refuerzo a compresión

Reforzando por sismo $33\%A_s^{(+)}$, si no pide a compresión es decir si el A_s calculada es menor al A_{smin} colocar el A_{smin} .

$$A_{scomp} = 33\% * 115.45 \text{ cm}^2 = 38.10 \text{ cm}^2$$

$$A_{scomp} > A_{smin} \text{ colocar } A_{scomp} = 38.10 \text{ cm}^2$$

El refuerzo distribuido a compresión es 5 varillas No. 10. (Ver planos incluidos en el apéndice).

3.5.2.4.1.6.3 Cálculo del refuerzo a 3m del apoyo

Datos

$$\begin{aligned}
 M_{\text{diseño}} &= 28,692,072 \text{ kg} \cdot \text{cm} & F_y &= 4,200 \text{ kg/cm}^2 (60,000 \text{ PSI}) \\
 b &= 50 \text{ cm} & f'_c &= 281 \text{ kg/cm}^2 & \beta_1 &= 0.85 \\
 d &= 143 \text{ cm} & \epsilon_s &= 2.03\text{E}+6 \text{ kg/cm}^2 & \phi_{\text{Flexión}} &= 0.90
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= 14.1 / 4,200 & \rho_{\text{min}} &= 0.003 \\
 \rho_b &= [0.85 * 0.85 * 281 / 4,200] * [0.003 * 2.03\text{E}+6 / (4,200 + 0.003 * 2.03\text{E}+6)] \\
 & & \rho_b &= 2.86\text{E}-2 \\
 \rho_{\text{max}} &= 0.50 * 0.0286 & \rho_{\text{max}} &= 0.0143
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{\text{smin}} &= 0.003 * 50 * 143 & A_{\text{smin}} &= 24.00 \text{ cm}^2 \\
 A_{\text{smax}} &= 0.0142 * 50 * 143 & A_{\text{smax}} &= 102.28 \text{ cm}^2 \\
 A_s &= [143 \pm \sqrt{143^2 - [(2 * 28692072) / (0.9 * 0.85 * 281 * 50)]}] / [4200 / (0.85 * 281 * 50)] \\
 & & A_s^{(+)} &= 57.09 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{\text{smin}} &\leq A_s \leq A_{\text{smax}} \\
 24 \text{ cm}^2 &\leq 57.09 \text{ cm}^2 \leq 102.28 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$50\% A_s^{(+)} = 50\% * 102.28 \text{ cm}^2 = 51.14 \text{ cm}^2$$

$$A_s(57.09) > 50\% A_s^{(+)} (51.14) \text{ colocar } A_s = 57.09 \text{ cm}^2$$

El refuerzo distribuido a tensión es 8 varillas No. 10. (Ver planos incluidos en el apéndice).

3.5.2.4.1.6.4 Refuerzo adicional

Se recomienda un refuerzo extra de 0.25 plg² por pie de alto o 5.29cm² por metro de alto.

Cálculo del refuerzo adicional

$$Ra = 5.29\text{cm}^2/\text{m} * h \quad Ra = 5.29\text{cm}^2/\text{m} * 1.50\text{m} = 7.94 \text{ cm}^2$$

h = altura

El refuerzo distribuido a tensión es de 4 varillas No. 5. (Ver planos incluidos en el apéndice).

3.5.2.4.1.7 Cálculo de esfuerzos cortantes

$$V_{cm} = W * L / 2 \quad \text{y si hubiere cargas concentradas: } \Sigma P / 2$$

3.5.2.4.1.7.1 Esfuerzos cortantes máximos por carga muerta

$$V_{cm(m\acute{a}x)} = 3,195.00 \text{ kg/m} * 20\text{m} / 2 + (2,070\text{kg} + (2 * 1,350\text{kg})) / 2$$

$$V_{cm(m\acute{a}x)} = 34,335.00 \text{ kg}$$

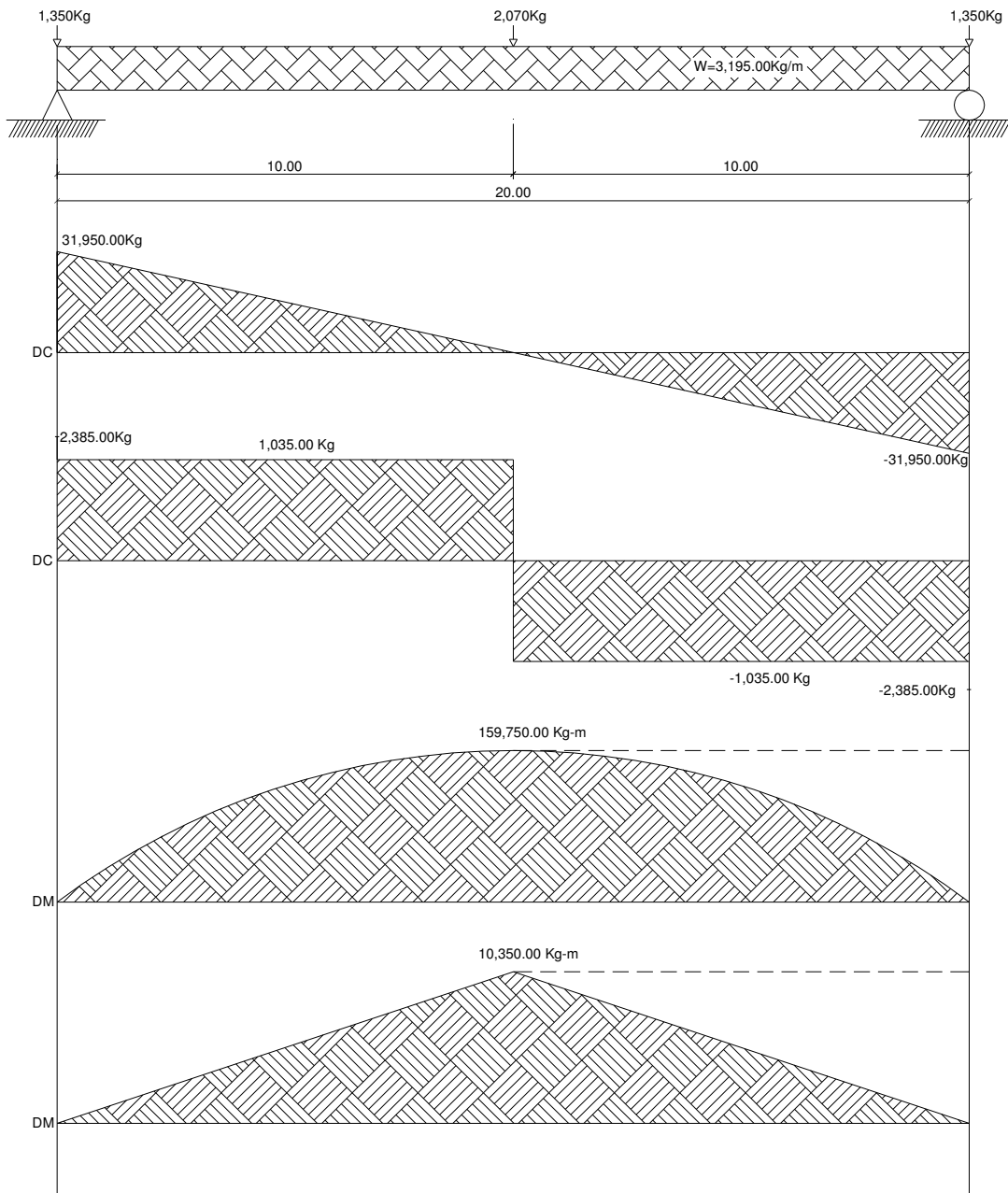
$$V_{cm(3\text{m del apoyo})} = 3,195.00 \text{ kg/m} * 14\text{m} / 2 + (2,070\text{kg}) / 2$$

$$V_{cm(3\text{m del apoyo})} = 23,400 \text{ kg}$$

$$V_{cm(10\text{m del apoyo})} = 3,195.00 \text{ kg/m} * 0.0\text{m} / 2 + (0.0) / 2$$

$$V_{cm(10\text{m del apoyo})} = 0.00 \text{ kg}$$

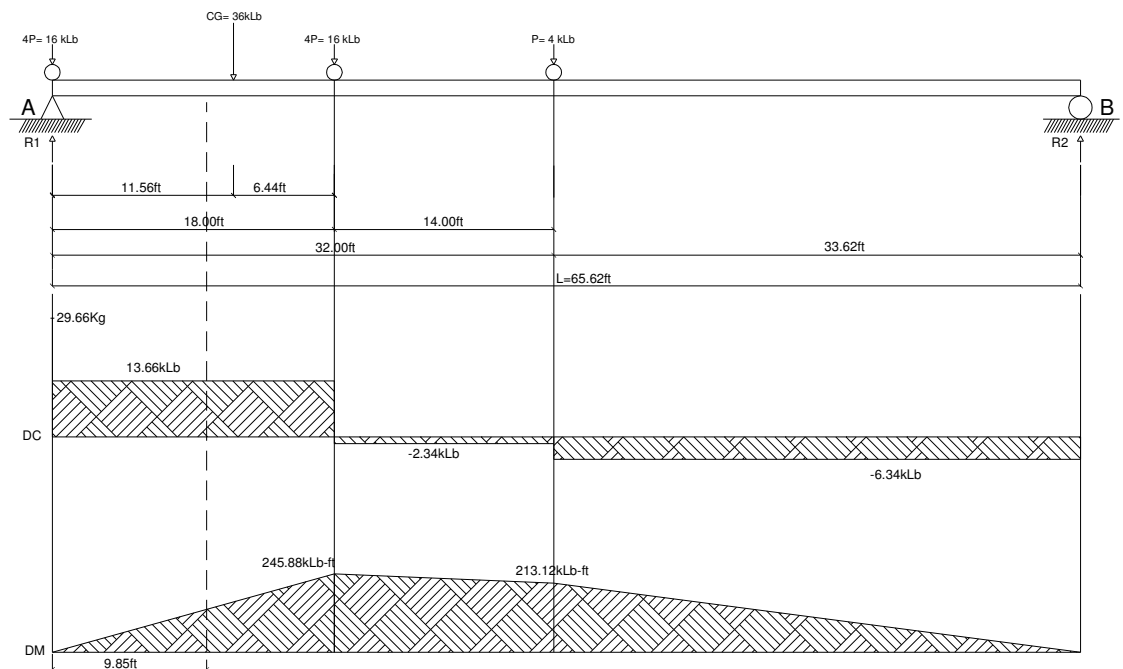
Figura 20 Diagrama de carga, corte y momento en viga interior, debido a carga muerta.



3.5.2.4.1.7.2 Esfuerzos cortantes por carga viva

El esfuerzo cortante máximo debido a la sobrecarga se calcula sacando la reacción de la siguiente posición de cargas.

Figura 21 Diagrama de carga, corte y momento en viga interior, debido a sobrecarga.



Para hallar R1 (esfuerzo cortante máximo)

$$\Sigma M_B = 0$$

$$(R1 * 65.62 \text{ ft}) - (16 \text{ klb} * 65.62 \text{ ft}) - (16 \text{ klb} * 47.62 \text{ ft}) - (4 \text{ klb} * 33.62 \text{ ft}) = 0$$

$$R1 = 29.66 \text{ klb}$$

$$R1 = 13,453.78 \text{ kg}$$

$$V_{cv} \text{ (3m del apoyo)} = (16 \text{ klb} * 55.77 \text{ ft} + 16 \text{ klb} * 37.77 \text{ ft} + 4 \text{ klb} * 23.77 \text{ ft}) / 65.62 \text{ ft}$$

$$V_{cv} \text{ (3m del apoyo)} = 24.26 \text{ klb}$$

$$V_{cv} \text{ (3m del apoyo)} = 11,002.81 \text{ kg}$$

$$V_{cv} \text{ (10m del apoyo)} = (16 \text{ klb} * 32.81 \text{ ft} + 16 \text{ klb} * 14.81 \text{ ft} + 4 \text{ klb} * 0.81 \text{ ft}) / 65.62 \text{ ft}$$

$$V_{cv} \text{ (10m del apoyo)} = 11.66 \text{ klb}$$

$$V_{cv} \text{ (10m del apoyo)} = 5,289.19 \text{ kg}$$

3.5.2.4.1.7.3 Factor de impacto

Según AASHTO 1.2.12

$$I = 15.24 / (L+38) \quad \text{si } L \text{ en metros}$$

$$I \leq 0.30 \quad L = \text{longitud entre vigas}$$

$$I = 15.24 / (20+38) = 0.26 \quad 0.26 < 0.30 \text{ tomar } I = 1.26$$

$$I = 1.26 \%$$

3.5.2.4.1.7.4 Esfuerzos cortantes totales

$$\text{Esfuerzo cortante último } VU = 1.3 [V_{cm} + 5 / 3 (V_{cv} * I)]$$

Esfuerzo cortante último.

$$V_{u \text{ (máx de diseño)}} = 1.3 * 34,335 \text{ kg} + 2.17 * 13,453.78 \text{ kg} * 1.26 = 81,420.82 \text{ kg}$$

Esfuerzo cortante en el punto aplicado a una distancia de 3 metros del apoyo.

$$V_{u \text{ (3m del apoyo)}} = 1.3 * 23,400 \text{ kg} + 2.17 * 11,002.81 \text{ kg} * 1.26 = 60,503.88 \text{ kg}$$

Esfuerzo cortante en el punto aplicado en el centro de la viga.

$$V_{u \text{ (10m del apoyo)}} = 1.3 * 0 \text{ kg} + 2.17 * 5,289.19 \text{ kg} * 1.26 = 14,461.70 \text{ kg}$$

3.5.2.4.1.7.5 Cálculo del refuerzo

Para el cálculo del refuerzo, se obtiene ϕV_c (esfuerzo cortante absorbido por el concreto) y el esfuerzo a una distancia "d" del apoyo de la viga V_{ud} .

$$\phi V_c = \phi_{\text{corte}} * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_{ud} = V_{\text{máx}} * (L_1 - d) / L_1$$

Datos

$$\begin{aligned} V_{(\text{máx. de diseño})} &= 81,420.82 \text{ kg} & \epsilon_s &= 2.03\text{E}+6 \text{ kg/cm}^2 & F_y &= 4,200 \text{ kg/cm}^2 \\ d &= 143\text{cm} & \phi_{\text{corte}} &= 0.85 & f'c &= 281 \text{ kg/cm}^2 \\ b &= 50\text{cm} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{(281)} * 50 * 143 = 53,995.06 \text{ kg}$$

$$V_{ud} = 81,420.82 * (12.16 - 1.43) / 12.16 = 71,845.84 \text{ kg}$$

$$V_{(\text{máx. de diseño})} > \phi V_c$$

$$81,420.82 \text{ kg} > 53,995.06 \text{ kg} \quad \text{No cumple } S = d / 2$$

Se recomienda que los estribos se coloquen a una distancia no mayor de H/4

$$H/4 = 150 / 4 = 0.375\text{m} \text{ usar } 35\text{cm}$$

$$A_{vmin} = 3.5 * b * s / F_y$$

$$A_{vmin} = 3.5 * 50 * 35 / 4,200$$

$$A_{vmin} = 1.42 \text{ cm}^2$$

*2A_v = 1.42 *se multiplica por 2, ya que en un estribo aparece 2 veces el área de refuerzo.

$$A_v = 0.73$$

Colocar estribos No.3 a cada 35cm. (Ver planos incluidos en el apéndice).

Cálculo de separación de estribos para $\phi V_c = 53,995.06\text{kg}$

$$81,420.82 / 12.16 = 53995.06 / x$$

$$X = 8.06 \text{ m}$$

$$X' = X - 2.16$$

$$X' = 5.90\text{m} \quad S/2 = 143/2 = 71.50 \text{ cm}$$

La distancia que será cubierta por $d/2$ es de 5.90m la distancia restante se calculará con el espaciamiento S a 5.90m, se colocarán estribos No. 4 a cada 35cm.

Cálculo del esfuerzo cortante que será absorbido por el refuerzo del apoyo.

$$\emptyset V_s = V_{ud} - \emptyset V_c = 71,845.84 \text{ kg} - 53,995.06 \text{ kg}$$

$$\emptyset V_s = 17,850.78 \text{ kg}$$

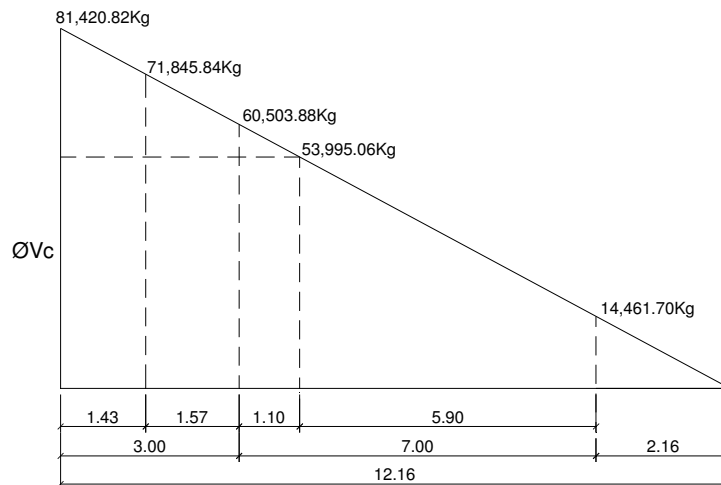
$$S = (2a_v * F_y * d) / V_s$$

$$S = 2 * 1.27 * 4,200 * 143 / 17,850.78$$

$$S = 85\text{cm}$$

Se recomienda que los estribos no vayan a más de $H/4$ por lo tanto, se utilizará estribo No. 4 a cada 35cm. (Ver planos incluidos en el apéndice).

Figura 22 Diagrama de corte para diseño en viga interior.



3.5.2.4.2 Viga exterior

3.5.2.4.2.1 Momento por carga muerta

3.5.2.4.2.1.1 Momento debido al peso propio

Cargas Muertas

$$W \text{ losa} = W_c * t * b = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.18\text{m} * 2.25\text{m} = 972.00 \text{ kg/m}$$

$$W \text{ asfalto} = W_a * t_a * b = 2,100 \text{ kg/m}^3 * 0.05\text{m} * 2.05\text{m} = 215.25 \text{ kg/m}$$

$$W \text{ viga} = W_c * t * b = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 1.32\text{m} * 0.50\text{m} = 1,584.00 \text{ kg/m}$$

$$W \text{ acera} = W_c * t * b = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.15\text{m} * 0.65\text{m} = 234.00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso de las cargas muertas} \qquad \qquad \qquad W_{cm} = 3,005.25 \text{ kg/m}$$

La fórmula utilizada para el momento es:

$$M_{cm} = WL^2 / 8$$

$$M_{pp}(\text{máximo}) = [(3,005.25 \text{ kg/m}) * (20\text{m})^2] / 8 = 150,262.50 \text{ kg-m}$$

$$M_{pp}(\text{3m del apoyo}) = 150262.50 - [(3,005.25 \text{ kg/m}) * (14\text{m})^2] / 8 = 76,633.88 \text{ kg-m}$$

3.5.2.4.2.1.2 Momento debido al peso del diafragma externo

$$P_{di} = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.30\text{m} * 1.15\text{m} * 1.25\text{m} = 1,035.00 \text{ kg}$$

$$P_{de} = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.30\text{m} * 0.75\text{m} * 1.25\text{m} = 675.00 \text{ kg}$$

La fórmula utilizada para el momento debido a la carga del diafragma externo como viga simplemente soportada es:

$$M = PL / 4$$

$$M_{pd} \text{ (máximo)} = [1,035 \text{ kg} * 20\text{m}] / 4 = 5,175 \text{ kg-m}$$

$$M_{pd} \text{ (3m del apoyo)} = 5175 \text{ kg-m} - [1035 \text{ kg} * 14\text{m}] / 4 = 1,552.5 \text{ kg-m}$$

3.5.2.4.2.1.3 Momento total

$$M_{cm} \text{ (máximo)} = M_{pp} \text{ (máximo)} + M_{pd} \text{ (máximo)}$$

$$M_{cm} \text{ (máximo)} = 150,262.50 \text{ kg-m} + 5,175.00 \text{ kg-m} = 155,437.5 \text{ kg-m}$$

$$M_{cm} \text{ (3m del apoyo)} = M_{pp} \text{ (3m del apoyo)} + M_{pd} \text{ (3m del apoyo)}$$

$$M_{cm} \text{ (3m del apoyo)} = 76,633.88 \text{ kg-m} + 1,552.50 \text{ kg-m} = 78,186.38 \text{ kg-m}$$

3.5.2.4.2.2 Momento por carga viva

$$\Sigma MB1 = (16 \text{ klb} * 14\text{ft}) + (16\text{klb} * 32\text{ft}) - (36 \text{ klb} * a')$$

$$a' = 20.24\text{ft}$$

$$2a + 6.44\text{ft} = 65.62\text{ft}$$

$$a = 29.59\text{ft}$$

$$\Sigma MB = R1 * 65.62\text{ft} - 36 \text{ klb} * 29.59\text{ft}$$

$$R1 = 16.23 \text{ klb}$$

El momento máximo se determina calculando el momento en el punto aplicado de la carga central

$$\Sigma Mc = 16.23\text{klb} * 29.59\text{ft} - 4\text{ft} * 14 \text{ klb}$$

$$M_{cv}(\text{max}) = 424.25 \text{ klb} - \text{ft}$$

$$M_{cv}(\text{max}) = 58,652.79 \text{ kg} - \text{m}$$

3.5.2.4.2.3 Factor de impacto

$$I = 15.24 / (L + 38) \qquad I = 15.24 / (20 + 38) = 0.2627$$

$$I = 0.26 < 0.30 \qquad \text{usar} \qquad I = 1.26$$

3.5.2.4.2.4 Momento debido a sobrecarga a 3m del apoyo

$$\Sigma MA = R2 * 65.62\text{ft} - 44.21\text{ft} * 36 \text{ klb} \qquad R2 = 24.25 \text{ klb}$$

$$R1 = 36 - R2 \qquad R1 = 11.75 \text{ klb}$$

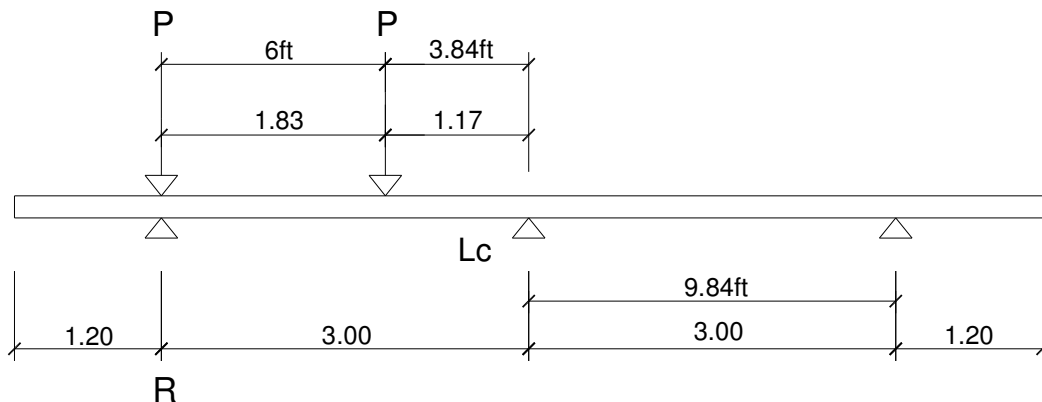
$$\Sigma M_{(3\text{m del apoyo})} = R2 * d = 24.25 \text{ klb} * 9.85\text{ft} = 238.86 \text{ klb-ft}$$

$$M_{cv (3\text{m del apoyo})} = 33,022.87 \text{ kg - m}$$

3.5.2.4.2.5 Factor de distribución para viga externa

FD = es la proporción de la carga viva que absorbe cada viga (ASSHTO 3.23.1)

Figura 23 Diagrama de carga viva exterior, debido a carga viva en sentido transversal.



$$\Sigma MLc = R * 9.84ft - P * 9.84ft - P * 3.84ft = 0$$

$$R = 1.39 P$$

$$FD = 1.39 \quad (\text{aquí no se multiplica por 2 ya que es en el exterior})$$

$$FD \text{ interna} = 1.39\%$$

3.5.2.4.2.6 Momento total actuante en la viga

$$Mu_{(\text{máximo})} = 1.3 [Mcm + (5/3) * (Mcv * I * FD)]$$

$$Mu_{(\text{máximo})} = 1.3Mcm + 2.17 (Mcv * 1.26 * 1.39)$$

$$Mu_{(\text{máximo})} = 1.3 (155,437.50 \text{ kg-m}) + 2.17 (58,652.79 \text{ kg-m} * 1.26 * 1.39)$$

$$Mu_{(\text{máximo})} = 424.980.91 \text{ kg-m}$$

$$Mu_{(3m \text{ del apoyo})} = 1.3Mcm + 2.17 (Mcv * 1.26 * 1.39)$$

$$Mu_{(3m \text{ del apoyo})} = 1.3 (78,186.38 \text{ kg-m}) + 2.17 (33,022.87 \text{ kg-m} * 1.26 * 1.39)$$

$$Mu_{(3m \text{ del apoyo})} = 227,146.97 \text{ kg-m}$$

3.5.2.4.2.7 Cálculo del refuerzo

3.5.2.4.2.7.1 Refuerzo al centro de la viga

Datos

$$M \text{ diseño} = 424,98091 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$Fy = 4,200 \text{ kg/cm}^2 (60,000 \text{ PSI})$$

$$b = 50\text{cm}$$

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

$$\beta 1 = 0.85$$

$$d = 143 \text{ cm}$$

$$\epsilon s = 2.03E+6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi_{\text{flexión}} = 0.90$$

$$\rho_{\min} = 14.1 / 4,200$$

$$\rho_{\min} = 0.003$$

$$\rho_b = [0.85 * 0.85 * 281 / 4,200] * [0.003 * 2.03E+6 / (4,200 + 0.003 * 2.03E+6)]$$

$$\rho_b = 2.86E-2$$

$$\rho_{\max} = 0.50 * 0.0286$$

$$\rho_{\max} = 0.0143$$

$$A_{s\min} = 0.003 * 50 * 143$$

$$A_{s\min} = 24.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\max} = 0.0142 * 50 * 143$$

$$A_{s\max} = 102.28 \text{ cm}^2$$

$$A_s = [143 \pm \sqrt{(143^2 - [(2 * 42498091) / (0.9 * 0.85 * 281 * 50)])}] / [4200 / (0.85 * 281 * 50)]$$

$$A_s^{(+)} = 88.18 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{s\min} &\leq A_s \leq A_{s\max} \\ 24 \text{ cm}^2 &\leq 88.18 \text{ cm}^2 \leq 102.28 \text{ cm}^2 \\ \text{Tomar } A_s^{(+)} &= 88.18 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

El refuerzo distribuido a tensión es 12 varillas No. 10. (Ver planos incluidos en el apéndice).

3.5.2.4.2.7.2 Cálculo del refuerzo a compresión

Reforzando por sismo $33\%A_s^{(+)}$, si no pide a compresión es decir si el A_s calculada es menor al $A_{s\min}$ colocar el $A_{s\min}$.

$$A_{s\text{comp}} = 33\% * 88.18 \text{ cm}^2 = 29.10 \text{ cm}^2$$

$A_{s\text{comp}} > A_{s\min}$ colocar $A_{s\text{comp}}$

El refuerzo distribuido a compresión es 4 varillas No. 10. (Ver planos incluidos en el apéndice).

3.5.2.4.2.7.3 Cálculo del refuerzo a 3m del apoyo

Datos

$$\begin{aligned}
 M_{\text{diseño}} &= 22,714,697 \text{ kg} \cdot \text{cm} & F_y &= 4,200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (60,000 PSI)} \\
 b &= 50 \text{ cm} & f'_c &= 281 \text{ kg/cm}^2 & \beta_1 &= 0.85 \\
 d &= 143 \text{ cm} & \epsilon_s &= 2.03\text{E}+6 \text{ kg/cm}^2 & \phi_{\text{flexion}} &= 0.90
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= 14.1 / 4,200 & \rho_{\text{min}} &= 0.003 \\
 \rho_b &= [0.85 * 0.85 * 281 / 4,200] * [0.003 * 2.03\text{E}+6 / (4,200 + 0.003 * 2.03\text{E}+6)] \\
 & & \rho_b &= 2.86\text{E}-2 \\
 \rho_{\text{max}} &= 0.50 * 0.0286 & \rho_{\text{max}} &= 0.0143
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{\text{smin}} &= 0.003 * 50 * 143 & A_{\text{smin}} &= 24.00 \text{ cm}^2 \\
 A_{\text{smax}} &= 0.0142 * 50 * 143 & A_{\text{smax}} &= 102.28 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= [143 \pm \sqrt{(143^2 - [(2 * 22714697) / (0.9 * 0.85 * 281 * 50)])}] / [4200 / (0.85 * 281 * 50)] \\
 & & A_s^{(+)} &= 44.45 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{\text{smin}} &\leq A_s \leq A_{\text{smax}} \\
 24 \text{ cm}^2 &\leq 44.45 \text{ cm}^2 \leq 102.28 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 50\% A_s^{(+)} &= 50\% * 88.18 \text{ cm}^2 = 44.09 \text{ cm}^2 \\
 A_s(44.45) &> 50\% A_s^{(+)} (44.09) \text{ colocar } A_s = 44.45 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

El refuerzo distribuido a tensión es 6 varillas No. 10. (Ver planos incluidos en el apéndice).

3.5.2.4.2.7.4 Refuerzo adicional

Se recomienda un refuerzo extra de 0.25 plg^2 por pie de alto o 5.29cm^2 por metro de alto.

$$Ra = 5.29\text{cm}^2/\text{m} * h \quad Ra = 5.29\text{cm}^2/\text{m} * 1.50\text{m} = 7.94 \text{ cm}^2$$

El refuerzo distribuido a tensión es de 4 varillas No. 5. (Ver planos incluidos en el apéndice).

3.5.2.4.2.8 Cálculo de esfuerzos cortantes

3.5.2.4.2.8.1 Esfuerzos cortantes por carga muerta

El esfuerzo cortante máximo se obtiene en los apoyos y se calcula por la fórmula.

$$V_{cm} = W * L / 2 \quad \text{y si hubiere cargas concentradas: } \Sigma P / 2$$

$$V_{cm(\text{max})} = 3005.25 \text{ kg/m} * 20\text{m} / 2 + (1,035\text{kg} + (2 * 675\text{kg})) / 2$$
$$V_{cm(\text{máx.})} = 31,245 \text{ kg}$$

$$V_{cm} \text{ (3m del apoyo)} = 3,005.25 \text{ kg/m} * 14\text{m} / 2 + (1,035\text{kg}) / 2$$
$$V_{cm} \text{ (3m del apoyo)} = 21,554.25 \text{ kg}$$

$$V_{cm} \text{ (10m del apoyo)} = 3,005.25 \text{ kg/m} * 0.0\text{m} / 2 + (0.0) / 2$$
$$V_{cm} \text{ (10m del apoyo)} = 0.00 \text{ kg}$$

3.5.2.4.2.8.2 Esfuerzos cortantes por carga viva

El esfuerzo cortante máximo debido a la sobrecarga se calcula sacando la reacción de la posición de cargas de la figura 21.

Para hallar R1 (esfuerzo cortante máximo)

$$\Sigma MB = 0$$

$$R1 * 65.62 \text{ ft} - 16 \text{ klb} * 65.62 \text{ ft} - 16 \text{ klb} * 47.62 \text{ ft} - 4 \text{ klb} * 33.62 \text{ ft} = 0$$

$$R1 = 29.66 \text{ klb}$$

$$R1 = 13,453.78 \text{ kg}$$

$$V_{cv} \text{ (3m del apoyo)} = (16 \text{ klb} * 55.77 \text{ ft} + 16 \text{ klb} * 37.77 \text{ ft} + 4 \text{ klb} * 23.77 \text{ ft}) / 65.62 \text{ ft}$$

$$V_{cv} \text{ (3m del apoyo)} = 24.26 \text{ klb}$$

$$V_{cv} \text{ (3m del apoyo)} = 11,002.81 \text{ kg}$$

$$V_{cv} \text{ (10m del apoyo)} = (16 \text{ klb} * 32.81 \text{ ft} + 16 \text{ klb} * 14.81 \text{ ft} + 4 \text{ klb} * 0.81 \text{ ft}) / 65.62 \text{ ft}$$

$$V_{cv} \text{ (10m del apoyo)} = 11.66 \text{ klb}$$

$$V_{cv} \text{ (10m del apoyo)} = 5,289.19 \text{ kg}$$

3.5.2.4.2.8.3 Factor de impacto

Según AASHTO 1.2.12

$$I = 15.24 / (L+38) \quad \text{si } L \text{ en metros}$$

$$I \leq 0.30$$

L= longitud entre vigas

$$I = 15.24 / (20+38) = 0.26$$

$$0.26 < 0.30 \text{ tomar } I = 1.26$$

$$I = 1.26 \%$$

3.5.2.4.2.8.4 Esfuerzos cortantes totales

Esfuerzo cortante último $V_u = 1.3 [V_{cm} + 5 / 3 (V_{cv} * l)]$

Esfuerzo cortante último

$$V_u \text{ (máx. de diseño)} = 1.3 * 31,245 \text{ kg} + 2.17 * 13,453.78 \text{ kg} * 1.26 = 77,403.83 \text{ kg}$$

Esfuerzo cortante en el punto aplicado a una distancia de 3 metros del apoyo

$$V_u \text{ (3m del apoyo)} = 1.3 * 21,554.25 \text{ kg} + 2.17 * 11,002.81 \text{ kg} * 1.26 = 58,104.41 \text{ kg}$$

Esfuerzo cortante en el punto aplicado en el centro de la viga

$$V_u \text{ (10m del apoyo)} = 1.3 * 0 \text{ kg} + 2.17 * 5,289.19 \text{ kg} * 1.26 = 14,461.70 \text{ kg}$$

3.5.2.4.2.8.5 Cálculo de refuerzo

Para el cálculo del refuerzo, se obtiene ϕV_c (esfuerzo cortante absorbido por el concreto) y el esfuerzo a una distancia "d" del apoyo de la viga V_{ud} .

$$\phi V_c = \phi_{\text{corte}} * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_{ud} = V_{\text{máx}} * (L_1 - d) / L_1$$

Datos

$$V \text{ (máx. de diseño)} = 77,403.83 \text{ kg} \quad \epsilon_s = 2.03E+6 \text{ kg/cm}^2 \quad F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 143 \text{ cm} \quad \phi_{\text{corte}} = 0.85 \quad f'c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{281} * 50 * 143 = 53,995.06 \text{ kg}$$

$$V_{ud} = 77,403.83 * (12.31 - 1.43) / 12.31 = 68412.16 \text{ kg}$$

$$V_{(\text{máx. de diseño})} > \phi V_c$$

$$77,403.83 \text{ kg} > 53,995.06 \text{ kg} \quad \text{No cumple } S = d / 2$$

Se recomienda que los estribos se coloquen a una distancia no mayor de H/4.

$$H/4 = 150 / 4 = 0.375\text{cm usar } 35\text{cm}$$

$$A_{v\text{min}} = 3.5 * b * s / F_y$$

$$A_{v\text{min}} = 3.5 * 50 * 35 / 4200$$

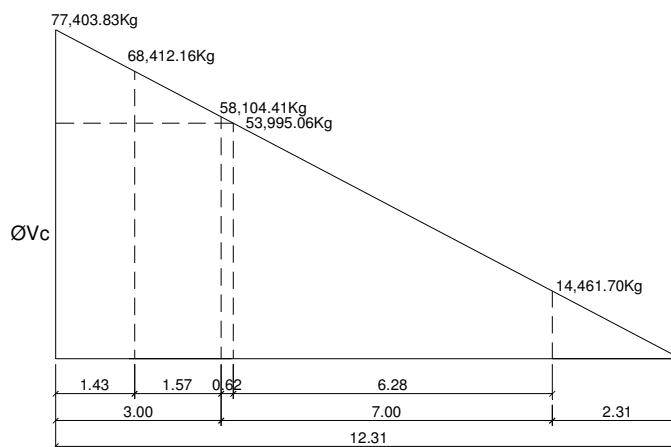
$$A_{v\text{min}} = 1.42 \text{ cm}^2$$

*2A_v = 1.42 *se multiplica por 2, ya que en un estribo aparece 2 veces el área de refuerzo.

$$A_v = 0.73$$

Colocar estribos No.3 a cada 35cm. (Ver planos incluidos en el apéndice).

Figura 24 Diagrama de corte para diseño en viga exterior.



Cálculo de separación de estribos para $\emptyset V_c = 53,995.06\text{kg}$

$$77,403.83 / 12.31 = 53995.06 / x$$

$$X = 8.59 \text{ m}$$

$$X' = X - 2.31$$

$$X' = 6.28\text{m}$$

$$S/2 = 143/2 = 71.50 \text{ cm}$$

La distancia que será cubierta por $d/2$ es de 6.28m la distancia restante se calculará con el espaciamiento S a 6.28m, se colocarán estribos No. 4 a cada 35cm.

Cálculo del esfuerzo cortante que será absorbido por el refuerzo del apoyo.

$$\emptyset V_s = V_{ud} - \emptyset V_c$$

$$\emptyset V_s = 77403.83\text{kg} - 53,995.06 \text{ kg}$$

$$\emptyset V_s = 23,408.77 \text{ kg}$$

$$S = (2a_v * F_y * d) / V_s$$

$$S = 2 * 1.27 * 4,200 * 143 / 23408.77$$

$$S = 65.17 \text{ cm}$$

Se recomienda que los estribos se coloquen a no más de $H/4$ por lo tanto, se utilizará estribo No. 4 a cada 35cm. (Ver planos incluidos en el apéndice).

3.5.2.5 Diseño de diafragmas

Se utilizan a media luz; y cuando se tiene una superestructura mayor de 40m también a dos tercios de la luz, el ancho usual es de 30cm, y el recubrimiento mínimo es de 2". El alto de los diafragmas interiores es de $\frac{3}{4}$ y el de los exteriores podrá ser de $\frac{1}{2}$ de la altura de las vigas principales, no menor a 50cm.

De lo anterior tenemos:

Ancho usual $b = 30\text{cm}$

Recubrimiento mínimo $r = 5\text{cm}$

Alto diafragma interior $\frac{3}{4}$ de h de viga

Alto diafragma exterior $\frac{1}{2}$ de h de viga

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

$$P' = P / N$$

Donde

P = peso propio

N = No. de vigas

El refuerzo que se coloca es el acero mínimo en dos camas (superior, inferior), se recomienda además un refuerzo extra de 0.25 plg^2 por pie de alto o 5.29cm^2 por metro de alto.

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

$$R_a = 5.29\text{cm}^2/\text{m} * h$$

Tomando en cuenta los criterios anteriores, se dimensionan los diafragmas de la siguiente manera:

Alturas de diafragmas:

$$\text{Diafragma interior} = h_{di} = \frac{3}{4} H = 0.75 * 150\text{cm} = 112.5\text{cm}$$

$$\text{Diafragma exterior} = h_{de} = \frac{1}{2} H = 0.50 * 150\text{cm} = 75.00\text{cm}$$

$$\text{Diafragma interior} = h_{di} = 115\text{cm}$$

$$\text{Diafragma exterior} = h_{de} = 75.00\text{cm}$$

Las secciones de los diafragmas quedan:

$$\text{Diafragma interior} = 115\text{cm} * 30\text{cm}$$

$$\text{Diafragma exterior} = 75\text{cm} * 30\text{cm}$$

Cálculo del refuerzo

Datos

$$F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2 \quad h_{di} = 115\text{cm} \quad d_{di} = 110\text{cm} \quad b = 30\text{cm}$$

$$f'_c = 281 \text{ kg/cm}^2 \quad h_{de} = 75\text{cm} \quad d_{de} = 70\text{cm} \quad r = 5\text{cm}$$

$$A_{smin} = (14.1 / f_y) * b * d$$

$$\text{Diafragma interior} = 14.1 / 2,810 \text{ kg/cm}^2 * 30\text{cm} * 110\text{cm} = 16.56\text{cm}^2$$

$$\text{Diafragma exterior} = 14.1 / 2,810 \text{ kg/cm}^2 * 30\text{cm} * 70\text{cm} = 10.54\text{cm}^2$$

Las áreas de acero equivalen para:

Diafragma interior 4 varillas No. 8

Diafragma exterior 3 varillas No. 7 (Ver planos incluidos en el apéndice).

Refuerzo adicional:

$$Ra = 5.29\text{cm}^2/\text{m} * h \text{ (m)} = 7.94 \text{ cm}^2$$

$$\text{Diafragma interior} = 5.29 \text{ cm}^2/\text{cm} * 1.15\text{m} = 6.08\text{cm}^2$$

$$\text{Diafragma exterior} = 5.29 \text{ cm}^2/\text{cm} * 0.75\text{m} = 3.97\text{cm}^2$$

Las áreas de acero equivalen para:

Diafragma interior 4 varillas No. 5

Diafragma exterior 2 varillas No. 5 (Ver planos incluidos en el apéndice).

Refuerzo de los estribos:

Espaciamiento de estribos

$$S = (1/2) (hd-r)$$

$$\text{Diafragma interior } Si = (1/2) (115\text{cm} - 5\text{cm}) = 55\text{cm}$$

$$\text{Diafragma exterior } Se = (1/2) (75\text{cm} - 5\text{cm}) = 35\text{cm}$$

Área de acero para los estribos

$$A_{vmin} = 3.5 * b * s / F_y$$

$$A_{vmin\text{di}} = 3.5 * 30 * 55 / 2,810$$

$$A_{vmin\text{di}} = 2.055 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin\text{di}} = 2.055/2 = 1.0275\text{cm}^2$$

$$A_{vmin\text{de}} = 3.5 * 30 * 35 / 2,810$$

$$A_{vmin\text{de}} = 1.31\text{cm}^2$$

$$A_{vmin\text{de}} = 1.31/2 = 0.65\text{cm}^2$$

El refuerzo de corte equivalente distribuido en los diafragmas se basa en:

Diafragma interior estribos No. 4 a cada 55cm

Diafragma exterior estribos No. 3 a cada 35cm

Ver planos incluidos en el apéndice.

3.5.3 Diseño de la subestructura

3.5.3.1 Diseño de estructura de viga de apoyo

Se consideran las reacciones de los extremos de cada viga y presiones laterales debido a: sismo(S), fuerza longitudinal (LF) y presión del suelo (E)

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

Donde:

E_{sob} = Sobrecarga de 2ft aplicada en el centro de cortina.

E_s = Carga del suelo aplicada a un tercio de la cortina.

$$S = 0.12W$$

W = peso de la cortina.

La fuerza longitudinal (LF) será la producida por las llantas de un camión o trailer en el terraplén, la cual es transmitida a la cortina de la viga de apoyo de la siguiente manera (según AASHTO 3.9.1.):

$$LF = 0.05 (P/2H)$$

Donde:

P = Peso del camión y actúa a 6ft sobre el piso

De manera que el brazo = 6ft + H

Se deberá considerar una sobrecarga del suelo del equivalente líquido de 2 pies de alto, con una presión de 480 kg/m³ (según AASHTO 3.20).

$$Sob = 480 \text{ kg/m}^3 * 2\text{ft}$$

El empuje F de la cortina se calculará como el empuje de la sobrecarga calculado a 2ft a lo largo de todo el alto de la misma, más el empuje de la sobrecarga en la base de la cortina aplicado al centro de la misma.

$$F = (\text{Sob} * H) + (\text{Sobc} * H / 2\text{ft})$$

El sismo se calculará como 0.12W y aplicarlo al centro de la cortina, cuando hay sismo deberán compararse las fórmulas del grupo III y las del grupo VII para aplicar la más crítica de las dos.

Para momento (ASSHTO3.22.1a.)

$$\text{Grupo III} = 1.3 (\text{Esob} + \text{Es} + \text{LF})$$

$$\text{Grupo VII} = 1.3 (\text{Esob} + \text{Es} + \text{S})$$

Donde:

Esob = Sobrecarga de 2ft aplicada al centro de la cortina

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

LF = Fuerza longitudinal aplicada en toda la cortina

S = Fuerza de sismo aplicada al centro de la cortina

Para corte

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

$$\text{Grupo VII} = 1.3 (F + \text{S})$$

Donde: F= Empuje

LF = Fuerza longitudinal

S = Sismo

La cortina de la viga de apoyo no deberá tener un espesor menor de 30cm y se diseñará a corte y flexión, de acuerdo a las fórmulas de los grupos III y VII, tomando la mayor de las dos incluyendo sismo.

La base no deberá ser menor de 40cm, colocándosele refuerzo longitudinal, por temperatura, chequear aplastamiento y colocar acero mínimo

$$A_{\text{min}} = (14.1 / f_y) * b * h$$

El refuerzo deberá colocarse de manera que no este espaciado a más de 40cm y para el refuerzo transversal se colocarán estribos de acero corrugado a no menos de H/2.

Deberá colocarse neopreno entre la viga de la superestructura y la viga de apoyo.

3.5.3.1.1 Diseño de asiento o base

Área de aplastamiento A_p

$$A_p = P / (\phi_{\text{compresión}} * f'c) \quad P = 81,420.82 \text{ kg}$$

$$A_p = 81,420.82 / (0.70 * 281) \quad A_p = 413.93 \text{ cm}^2$$

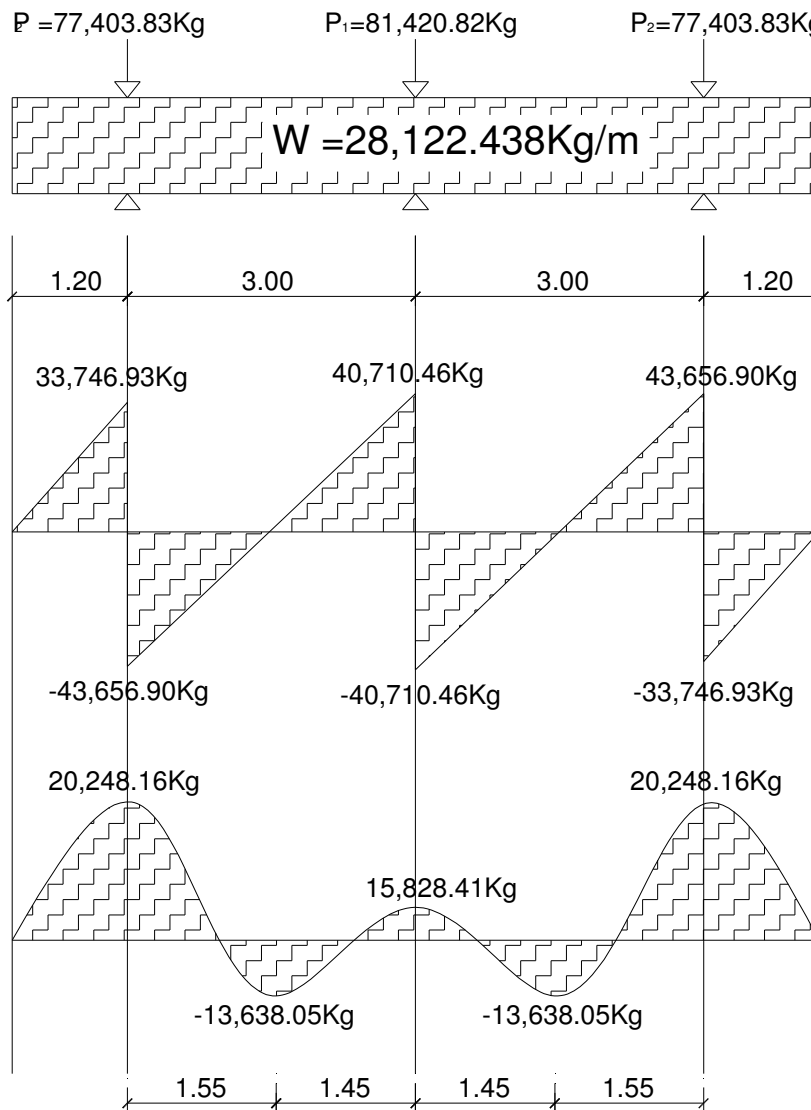
$$b = \sqrt{A_p} = \sqrt{413.93 \text{ cm}^2} \quad b = 20.34 \text{ cm}$$

Utilizar una base de neopreno de 25cm * 25cm.

3.5.3.1.1 Refuerzo por flexión

Para el cálculo del refuerzo de la viga de apoyo, el diseño de estribos se determina el esfuerzo máximo y para flexión el momento máximo.

Figura 25 Diagrama de carga, corte y momento en viga de apoyo.



Datos

$$\begin{array}{lll} M_{\text{diseño}} = 2024816.00 \text{ kg-cm} & F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2 & h = 40\text{cm} \\ b = 80\text{cm} & f'c = 281 \text{ kg/cm}^2 & \beta_1 = 0.85 \\ d = 37.5\text{cm} & \epsilon_s = 2.03\text{E}+6 \text{ kg/cm}^2 & \phi_{\text{flexion}} = 0.90 \end{array}$$

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

$$\rho_{\text{min}} = 5.02\text{E}-3$$

$$\rho_b = [0.85 * 0.85 * 281 / 2810] * [0.003 * 2.03\text{E}+6 / (2810 + 0.003 * 2.03\text{E}+6)]$$

$$\rho_b = 4.93\text{E}-2$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.50 * 0.04938$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.02472$$

$$A_{\text{min}} = 0.02\text{e}-3 * 80 * 37.5$$

$$A_{\text{min}} = 15.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{máx}} = 0.02472 * 80 * 37.5$$

$$A_{\text{máx}} = 74.16 \text{ cm}^2$$

$$A_s = [37.5 \pm \sqrt{(37.5^2 - [(2 * 2024816) / (0.9 * 0.85 * 281 * 80)])}] / [2810 / (0.85 * 281 * 80)]$$

$$A_s^{(+)} = 22.33 \text{ cm}^2$$

$$\begin{array}{ccccc} A_{\text{min}} & \leq & A_s & \leq & A_{\text{máx}} \\ 15.05 \text{ cm}^2 & \leq & 22.33 \text{ cm}^2 & \leq & 74.16 \text{ cm}^2 \end{array}$$

El refuerzo distribuido a flexión es 8 varillas No. 6. (Ver planos incluidos en el apéndice).

3.5.3.1.1.2 Refuerzo por corte

$$\phi V_c = \phi_{\text{corte}} * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$\phi V_s = V_{ud} - \phi V_c$$

Datos

$$\begin{array}{lll} V_{\text{diseño}} = 43,656.90 \text{ kg} & \epsilon_s = 2.03\text{E}+6 \text{ kg/cm}^2 & F_y = 2,810 \text{ kg/cm}^2 \\ d = 37.5\text{cm} & \phi_{\text{corte}} = 0.85 & f'c = 281 \text{ kg/cm}^2 \\ b = 80\text{cm} & h = 40\text{cm} & \end{array}$$

$$\emptyset V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{(281)} * 80 * 37.5 = 22,655.27 \text{ kg}$$

$$\emptyset V_s = 43,653.90 \text{ kg} - 22,655.27 \text{ kg}$$

$$\emptyset V_s = 21,001.63 \text{ kg}$$

Comprobación de límites de espaciamiento:

$$0.85 * 1.1 * \sqrt{(281)} * 80 * 37.5 = 47,020.37 \text{ kg} > \emptyset V_s$$

Diseñar a refuerzo mínimo y espaciamiento máximo utilizar estribo No 4.

$$S = (F_y * d * A_v) / \emptyset V_s$$

$$S = (2,810 * 37.5 * 2 * 1.27) / 21001.63$$

$$S = 12.74 \text{ cm}$$

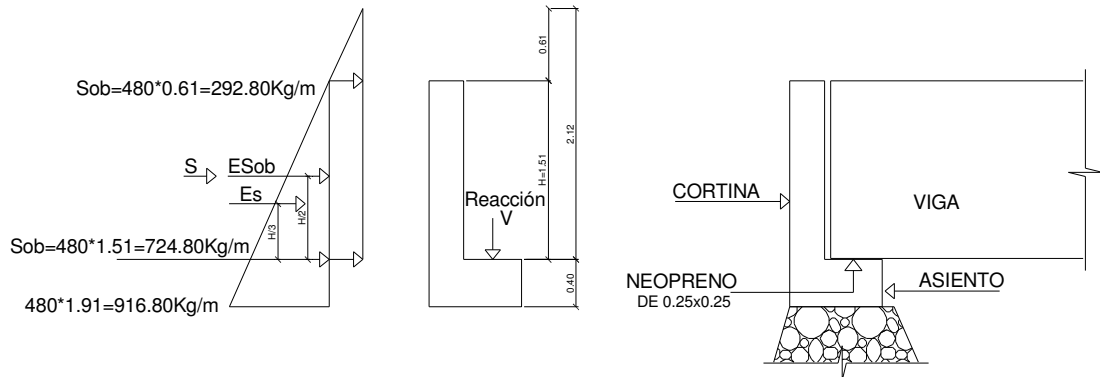
Colocar estribos No.4 a cada 12cm. (Ver planos incluidos en el apéndice).

3.5.3.1.2 Diseño de cortina

3.5.3.1.2.1 Empuje de tierra (E)

Según ASSHTO 3.20 se debe de considerar una sobrecarga de suelo con un equivalente líquido de 2ft(0.61m) de alto con una presión de 480kg/m³ (30lb/ft³), para el peso del suelo tomamos el equivalente liquido de 480 kg/m² y una base de 100cm.

Figura 26 Geometría y diagrama de presiones de la cortina, en viga de apoyo.



Esobrecarga = Esob = Carga equivalente del rectángulo aplicado a H/2

F = Empuje = (Esob + Es)

$$F = 292.8 \cdot 1.51 + 724.8 \cdot 1.51 / 2$$

$$F = 442.128 + 547.224$$

$$F = 989.35 \text{ kg}$$

3.5.3.1.2.2 Fuerza longitudinal (LF)

Según ASSHTO 1.2.13., la fuerza longitudinal debe ser 5% de la carga viva y su centro de gravedad se asume a 1.83m sobre la rodadura.

P camión = 14,515.20 kg por eje

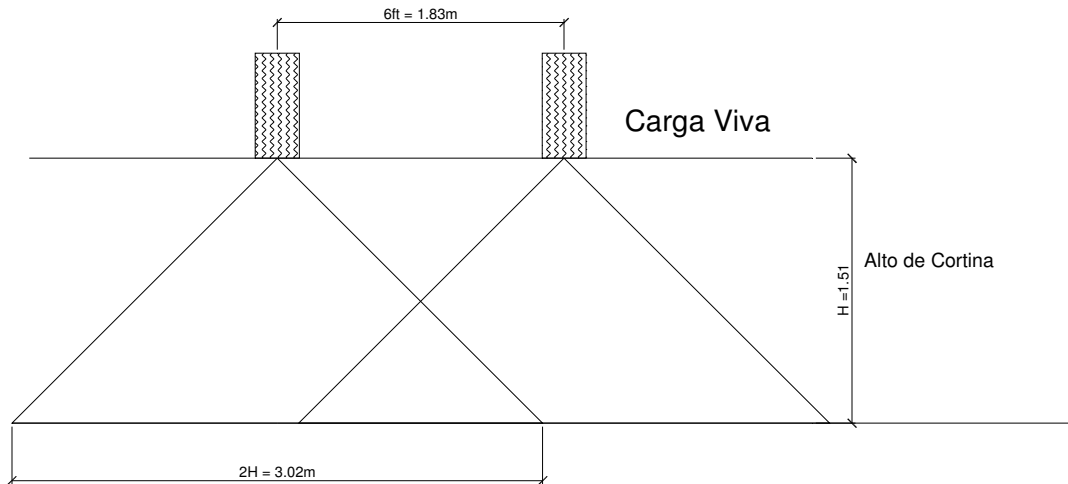
P camión = 7,257.60 kg por llanta

$$LF' = 0.05P / 2H \quad LF' = (0.05 \cdot 7,257.60) / (2 \cdot 1.51) \quad LF' = 120.16 \text{ kg/m}$$

$$LF = 2 \cdot 120.16 = 240.32 \text{ kg/m} \quad (\text{se multiplica por 2 ya que son 2 llantas})$$

$$\text{Brazo} = 6\text{ft} + H \text{ cortina} \quad \text{Brazo} = 1.82871\text{m} + 1.51\text{m} = 3.339\text{m}$$

Figura 27 Fuerza longitudinal en viga de apoyo.



3.5.3.1.2.3 Fuerza de sismo

Según ASSHTO 3.21., por ser zona de alto riesgo sísmico, el coeficiente debe de ser 12% y se aplica en el centro de la cortina.

Peso de la cortina

$$W = W_c * b * h * 1\text{m}$$

$$W = 2,400 \text{ kg/m}^3 * 0.30\text{m} * 1.51\text{m} * 1\text{m} = 1087.20 \text{ kg}$$

$$S = 0.12W = 0.12 * 1087.20 = 130.46$$

Brazo al centro de gravedad

$$\text{Brazo} = 1.51 / 2 = 0.76\text{m}$$

3.5.3.1.2.4 Combinación de cargas

Según ASSHTO 3.22.1a, en nuestro caso

Para momento

$$\text{Grupo III} = 1.3 (\text{Esob} + \text{Es} + \text{Lf})$$

$$\text{Grupo VII} = 1.3 (\text{Esob} + \text{Es} + \text{S})$$

$$\text{Grupo III} = 1.3 (442.128 * (1.51/2) + 547.224 *(1.51/3) + 240.32 * 3.339)$$

$$\text{Grupo III} = 1,835.17 \text{ kg-m/m}$$

$$\text{Grupo VII} = 1.3 (442.128 * (1.51/2) + 547.224 *(1.51/3) + 130.46 * 0.76)$$

$$\text{Grupo VII} = 920.91 \text{ kg-m/m}$$

Según ASSHTO 3.22.1b., en nuestro caso

Para corte

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

$$\text{Grupo VII} = 1.3 (\text{F} + \text{S})$$

$$\text{Grupo III} = 1.3 (989.35 + 240.32) = 1,598.57 \text{ kg}$$

$$\text{Grupo VII} = 1.3 (989.35 + 130.46) = 1,455.75 \text{ kg}$$

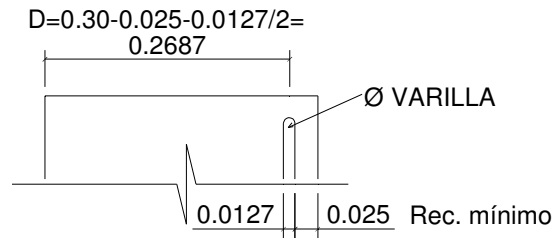
De los dos, tomando el mayor resultado el cual corresponde al grupo III:

$$\text{Mmax} = 1,837.17 \text{ kg -m/m}$$

$$\text{Vmax} = 1,598.57 \text{ kg}$$

3.5.3.1.2.5 Cálculo del refuerzo

Figura 28 Detalle de recubrimiento de la cortina.



3.5.3.1.2.5.1 Refuerzo por flexión

Datos

$$M \text{ máx.} = 183717 \text{ kg-cm}$$

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

$$b = 151 \text{ cm}$$

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

$$\beta_1 = 0.85$$

$$d = 26.87 \text{ cm}$$

$$\epsilon_s = 2.03 \text{ E}+6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi_{\text{flexión}} = 0.90$$

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

$$\rho_{\text{min}} = 5.02 \text{ E}-3$$

$$\rho_b = [0.85 * 0.85 * 281 / 2810] * [0.003 * 2.03 \text{ E}+6 / (2810 + 0.003 * 2.03 \text{ E}+6)]$$

$$\rho_b = 4.93 \text{ E}-2$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.50 * 0.04938$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.02472$$

$$A_{\text{min}} = 0.02 \text{ E}-3 * 151 * 26.85$$

$$A_{\text{min}} = 20.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{max}} = 0.02472 * 151 * 26.85$$

$$A_{\text{max}} = 100.30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = [26.87 \pm \sqrt{(26.87^2 - [(2 * 183717) / (0.9 * 0.85 * 281 * 151)])}] / [2810 / (0.85 * 281 * 151)]$$

$$A_s = 2.71 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s \leq A_{\text{min}}$$

$$2.71 \text{ cm}^2 \leq 20.36 \text{ cm}^2 \text{ usar } A_s = A_{\text{min}} = 20.36 \text{ cm}^2$$

Utilizar 8 varillas No. 6 distribuidas en la cortina. (Ver planos incluidos en el apéndice).

3.5.3.1.2.5.2 Cálculo del refuerzo por corte

$$\phi V_c = \phi_{\text{corte}} * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$\phi V_s = V_{ud} - \phi V_c$$

Datos

$$V_{\text{max}} = 1,598.57 \text{ kg}$$

$$\epsilon_s = 2.03E+6 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$d = 26.87 \text{ cm}$$

$$\phi_{\text{corte}} = 0.85$$

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

$$b = 151 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{281} * 151 * 26.87 = 30,640.27 \text{ kg} \gg V_{\text{max}}$$

Diseñar a refuerzo mínimo y espaciamiento máximo utilizar estribo No 4 a cada 12cm. (Ver planos incluidos en el apéndice).

3.5.3.2 Diseño de estribo de concreto ciclópeo

Condiciones a verificar:

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

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 (W/E) > 1.5$$

$$\text{Presiones } P = (W/A) * [1 \pm (6 * e/b)] < \text{Valor soporte del suelo}$$

$$\text{Excentricidad } e = (b/2) - a$$

$$a = (Me - MV) / W$$

Donde

ME = momento estabilizante

MV = momento de volteo

W = fuerza resistente

E = fuerzas horizontales

Estas verificaciones se realizan para: el muro solo, el muro con superestructura con carga viva, y por sismo (sin carga viva)

Datos

Peso del concreto ciclópeo W_{cc} = 2,700.00 kg/m³

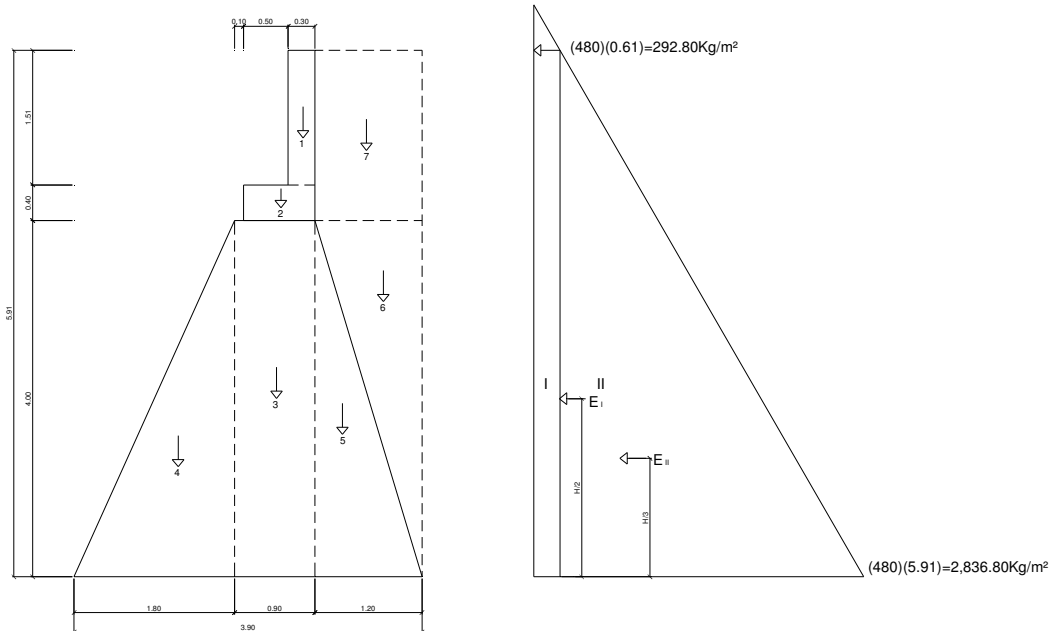
Peso del concreto armado W_c = 2,400.00 kg/m³

Peso del suelo W_s = 1,991.58 kg/m³

Equivalente líquido = 480.00 kg/m³

Capacidad soporte del suelo $V_s(\gamma_s)$ = 18,234.72 kg/m³

Figura 29 Geometría y diagrama de presiones en estribo.



3.5.3.2.1 Momento de volteo

Tabla XXII Momento de volteo en estribo.

Momento de volteo en estribo					
Sección	Altura	Presión	Empuje Wv	B.P.(m)	Momento Mv(kg-m)
I	5.91	292.80	1,730.45	2.96	5,113.47
II	2.96	2,836.80	8,382.74	1.97	16,514.01
			Σ 10,113.19	Σ	21,627.48

3.5.3.2.2 Momento estabilizante ME, respecto a "B"

Este momento se debe al peso propio y al relleno por metro de ancho.

Tabla XXIII Momento estabilizante en estribo.

Momento estabilizante en estribo							
Sección	Dimensiones (m)		Área (m²)	Peso Vol. (kg/m³)	Peso WE (kg)	B.P. (m)	Momento ME (kg-m)
1	0.30	1.51	0.45	2,400.00	1,087.20	2.55	2,772.36
2	0.80	0.40	0.32	2,400.00	768.00	2.30	1,766.40
3	0.90	4.00	1.80	2,700.00	4,860.00	2.25	10,935.00
4	1.80	4.00	3.60	2,700.00	9,720.00	1.20	11,664.00
5	1.20	4.00	2.40	2,700.00	6,480.00	3.10	20,088.00
6	1.20	4.00	2.40	1,991.58	4,779.79	3.50	16,729.27
7	1.20	1.91	2.29	1,991.58	4,564.70	3.30	15,063.51
				Σ	32,259.69	Σ	79,018.55

3.5.3.2.3 Chequeo del muro sin superestructura

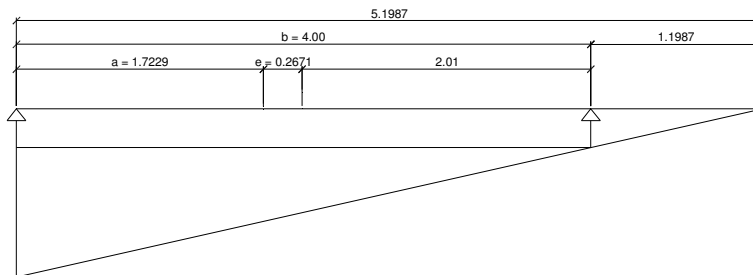
$$\text{Volteo} = ME/MV = 79,018.55 / 21,627.48 = 3.65 > 1.5$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 (WE/Wv) = 0.5 (32,259.69 / 10,113.19) = 1.59 > 1.5$$

$$\text{Presiones A} = (ME - Mv) / WE = (79,018.55 - 21,627.48) / 32,259.69 = 1.78$$

$$3a = 3 * 1.78 = 5.34 > 3.90\text{m}$$

Figura 30 Diagrama trapezoidal en estribo.



$$\text{Excentricidad} = e = (b / 2) - a = (3.90 / 2) - 1.78 = 0.17$$

$$P = [WE / A] * [1 \pm ((6 * e) / b)]$$

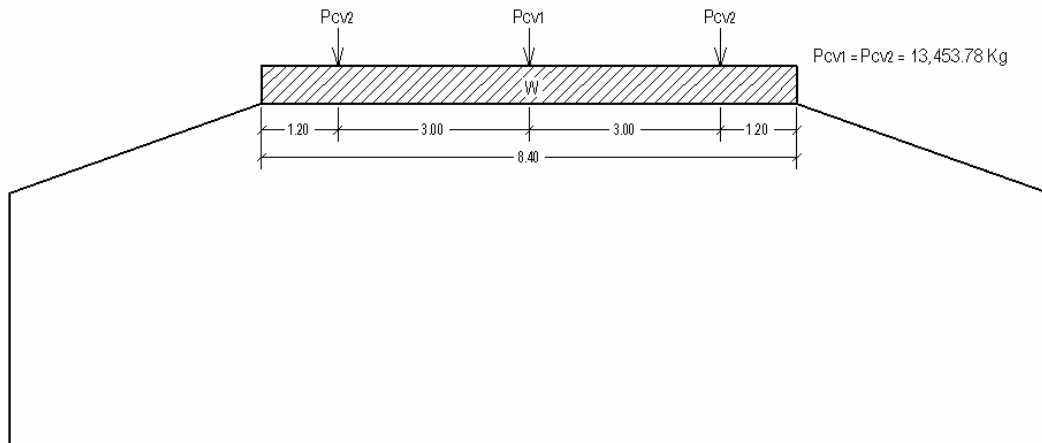
$$P = [32,259.69 / (3.9 * 1)] * [1 \pm ((6 * 0.17) / 3.90)]$$

$$P_{\text{max}} = 10,435.09 \text{ kg/m}^2 < 18,234.72 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\text{min}} = 6108.34 \text{ kg/m}^2 > 0.00 \text{ kg/m}^2$$

3.5.3.2.4 Chequeo del muro con superestructura y carga viva

Figura 31 Diagrama de cargas en estribo con carga viva.



$$W_{(\text{viga de apoyo})} = (2,400 \text{ kg/m}^3) * (0.30 \text{ m} * 1.51 \text{ m} + 0.80 \text{ m} * 0.40 \text{ m})$$

$$W_{(\text{viga de apoyo})} = 1,855.20 \text{ kg/m}$$

$$W_{(\text{CV equivalente})} = (13,453.78 \text{ kg} + 2 * 13,453.78 \text{ kg}) / 8.40 \text{ m}$$

$$W_{(\text{CV equivalente})} = 4,804.92 \text{ kg/m}$$

$$W_{(\text{total})2} = 1,855.20 \text{ kg/m} + 4,804.92 \text{ kg/m}$$

$$W_{(\text{total})2} = 6,660.12 \text{ kg/m}$$

$$\text{Brazo}_2 = 1.95 \text{ m}$$

Momento Estabilizante (ME)

$$ME_2 = 6,660.12 * 1.95 = 12,987.23 \text{ kg-m}$$

$$ME_{(\text{total})2} = 79,018.55 \text{ kg-m} + 12,987.23 \text{ kg-m} = 92,005.78 \text{ kg-m}$$

Chequeos con superestructura

$$\text{Volteo} = ME/MV = 92,005.78\text{kg-m} / 21,627.48 = 4.25 > 1.5$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 (WE/Wv) = 0.5(6,660.12 + 32,259.69)/10,113.19 = 1.92 > 1.5$$

$$\text{Presiones } a = (ME - Mv) / WE$$

$$a = (92,005.78 - 21,627.48) / (6,660.12 + 32,259.69) = 1.81$$

$$3a = 3 * 1.81 = 5.42 > 3.90\text{m}$$

$$\text{Excentricidad} = e = (b / 2) - a = (3.90 / 2) - 1.81 = 0.14$$

$$P = [WE / A] * [1 \pm ((6 * e) / b)]$$

$$P = [6,660.12 + 32,259.69 / (3.9 * 1)] * [1 \pm ((6 * 0.14) / 3.90)]$$

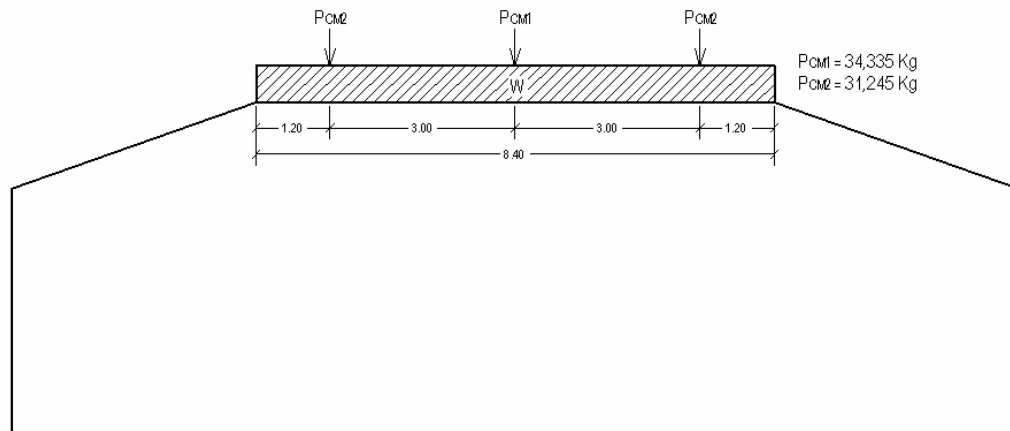
$$P_{\text{max}} = 12,128.86 \text{ kg/m}^2 < 18,234.72 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\text{min}} = 7,830.02 \text{ Kg/m}^2 > 0.00 \text{ kg/m}^2$$

3.5.3.2.5 Chequeo del muro con sismo, sin carga viva

Para el chequeo de sismo se deben tomar momentos de volteo en el Sentido horizontal.

Figura 32 Diagrama de cargas en estribo sin carga viva.



$$W_{\text{(subestructura)}} = 32,259.69 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{(CM equivalente)}} = (34,335 \text{ kg} + 2 * 31245 \text{ kg}) / 8.4 \text{ m}$$

$$W_{\text{(CM equivalente)}} = 11,526.79 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{(total)}} = 32,259.69 \text{ kg/m} + 11,526.79 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{(total)3}} = 43,786.48 \text{ kg/m}$$

$$\text{Brazo}_3 = 1.95 \text{ m}$$

Momento Estabilizante (ME)

$$ME_3 = 11,526.79 * 1.95 = 22,477.24 \text{ kg-m}$$

$$ME_{\text{(total)3}} = 79,018.55 \text{ kg-m} + 22,477.24 \text{ kg-m} = 101,495.79 \text{ kg-m}$$

Fuerza Horizontal FH

$$FH = 1.08W * W_v + 0.08 * W_{\text{(total)3}}$$

$$FH = (1.08 * 10,113.19) + (0.08 * 43,786.48)$$

$$FH = 14,425.16 \text{ kg}$$

3.5.3.2.6 Momento de volteo MV, respecto a "A"

Tabla XXIV Momento estabilizante en estribo sin carga viva.

Chequeo del muro con sismo (sin carga viva)							
Momento estabilizante en estribo sin carga viva							
Sección	Dimensiones (m)		Área (m ²)	Peso Vol. (kg/m ³)	Peso WE (kg)	B.P. (m)	Momento ME (kg-m)
1	0.30	1.51	0.45	2,400.00	1,087.20	5.155	5,604.52
2	0.80	0.40	0.32	2,400.00	768.00	4.20	3,225.60
3	0.90	4.00	1.80	2,700.00	4,860.00	2.00	9,720.00
4	1.80	4.00	3.60	2,700.00	9,720.00	1.33	12,927.60
5	1.20	4.00	2.40	2,700.00	6,480.00	1.33	8,618.40
6	1.20	4.00	2.40	1,991.58	4,779.79	2.66	12,714.25
7	1.20	1.91	2.29	1,991.58	4,564.70	4.955	22,618.10
Σ					32,259.69	Σ	75,428.46

$$MEQ = 0.08 * MV_3 = 0.08 * 75,428.46 = 6,034.28 \text{ kg-m}$$

$$M_{(\text{volteo})_3} = 1.08 * M_v + 0.08 * CM * h' + MEQ$$

$$M_{(\text{volteo})_3} = (1.08 * 21,627.48 \text{ kg-m}) + (0.08 * 11,526.79 \text{ kg/m} * 4.40 \text{ m}) + 6,034.28 \text{ kg-m}$$

$$M_{(\text{volteo})_3} = 33,449.38 \text{ kg-m}$$

Chequeos:

$$\text{Volteo} = ME_{(\text{total})_3} / MV_3 = 101,495.79 \text{ kg-m} / 33,449.38 \text{ kg-m} = 3.03 > 1.5$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.5 [W_{(\text{total})_3} / FH]$$

$$\text{Deslizamiento} = 0.5(43,786.48 \text{ kg/m} / 14,425.16 \text{ kg}) = 1.52 > 1.5$$

$$\text{Presiones } a = (ME_{(\text{total})_3} - MV_3) / W_{(\text{total})_3}$$

$$a = (101,495.79 \text{ kg-m} - 33,449.38 \text{ kg-m}) / 43,786.48 \text{ kg/m} = 1.55$$

$$3a = 3 * 1.55 = 4.66 > 3.90 \text{ m}$$

$$\text{Excentricidad } = e = (b / 2) - a = (3.90 / 2) - 1.55 = 0.40$$

$$P = [W_{(total)3} / A] * [1 \pm ((6 * e) / b)]$$

$$P = [43,786.48 / (3.9 * 1)] * [1 \pm ((6 * 0.40) / 3.90)]$$

$$P_{max} = 18,136.41 \text{ kg/m}^2 < 18,234.72 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{min} = 4,318.19 \text{ Kg/m}^2 > 0.00 \text{ kg/m}^2$$

Se concluye que chequean las dimensiones dadas en la figura 28.

3.5.4 Presupuesto para construir el puente vehicular

Tabla XXV Presupuesto para puente.

Tabla XXV Presupuesto para puente.				
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	COSTO UNITARIO	MONTO TOTAL
Trabajos preliminares	1	global	Q10,088.50	Q10,088.50
Muro de mampostería	266.07	m ³	Q1,943.50	Q517,107.05
Vigas de apoyo	16.8	ml	Q1,762.70	Q29,613.36
Anclaje de viga	6	unidades	Q3,973.30	Q23,839.80
Junta de construcción	14.2	ml	Q1,221.15	Q17,340.33
Viga de carga	60	ml	Q2,765.95	Q165,957.00
Diafragmas	15	ml	Q2,185.30	Q32,779.50
Losa	144	m ²	Q1,257.40	Q181,065.60
Acera, postes y barandal	40	ml	Q880.40	Q35,216.00
Aproches	625	m ³	Q247.90	Q154,937.50
Fletes	1	global	Q12,487.40	Q12,487.40
				Q1,180,432.04
Supervisión técnica	1	global	Q59,021.60	Q59,021.60
Total				Q1,239,453.64

3.5.5 Cronograma de preinversión y ejecución

Tabla XXVI Cronograma de preinversión y ejecución.

Proyecto: puente vehicular de 2 vías de 20m de longitud

San Juan Chamelco Alta Verapaz.

ACTIVIDADES	MESES DE EJECUCIÓN					
	1	2	3	4	5	6
Trazo y nivelación	■					
Demolición de estructura existente	■	■				
Excavación estructural	■	■	■			
Levantado de muro de mampostería		■	■	■		
Relleno estructural de estribos		■	■	■		
Formaleta		■	■	■		
Armado de viga de carga		■	■	■		
Fundición de viga de carga (cortina)		■	■	■		
Armado de vigas principales y losa		■	■	■	■	
Fundición de vigas principales y losa		■	■	■	■	
Drenajes			■	■		
Armado y fundición de mochetas y baranda				■	■	■
Acabados				■		■
Supervisión técnica	■	■	■	■	■	■

Inversión mensual	Q123,945.36	Q123,945.36	Q185,918.05	Q185,918.05	Q247,890.73	Q371,836.09
Inversión acumulada	Q123,945.36	Q247,890.73	Q433,808.77	Q619,726.82	Q867,617.55	Q1,239,453.64
Porcentaje	10.00%	10.00%	15.00%	15.00%	20.00%	30.00%

CONCLUSIONES

1. La creación de vías de acceso asegura un desarrollo económico social a las comunidades, ya que estas permiten un acceso más fácil a los servicios básicos, así como su mejor relación con el resto de las comunidades.
2. El Ejercicio Profesional Supervisado permite crear conciencia social, en la necesidad de infraestructura y servicios básicos, que existe en el interior del país, además promueve el desarrollo de los conocimientos adquiridos durante la carrera y despierta el interés por obtener más de ellos, muchos de los cuales se obtendrán con la práctica, la cual es una etapa nueva en nuestra profesión, ya que desarrollamos nuestras habilidades en la toma de decisiones, manejo de grupos y responsabilidad profesional.

RECOMENDACIONES

1. Crear un plan de reforestación de las áreas afectadas por los proyectos.
2. Crear comités de mantenimiento, constantes y responsables, para extender el tiempo de vida útil de las obras así como la seguridad de estas.
3. Tomar en cuenta que la socavación de los cimientos es el principal daño que puede sufrir un puente, por lo que es necesario inspecciones continuas a la estructura, para detectar a tiempo cualquier anomalía y evitar riesgos.
4. Contratar personal calificado para la realización de los proyectos garantizando así la seguridad y calidad de la obra.
5. Cumplir con el diseño y especificaciones planteados en el presente trabajo de graduación, y cualquier cambio efectuado en este, sea hecho por alguien competente y responsable de la magnitud de las obras.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Charley S. Simmons y José Manuel Tarano.- José Humberto Pinto.
Clasificación de reconocimiento de los suelos de a República de Guatemala. (Guatemala: Editorial José de Pineda Ibarra, 1959)
pp488-500.
2. Pérez Méndez, Augusto Rene. **Metodología de actividades para el diseño geométrico de carreteras.**(Tesis de Ing. Civil, Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería)pp1-2.

BIBLIOGRAFÍA

1. Gómez Lanza, Elio. **Monografía del municipio de San Juan Chamelco.** s.l, s.e. 1984.
2. Nilson, Arthur H. **Diseño de Estructuras de Concreto.** Duodécima edición. Editorial McGraw – Hill Interamericana, S. A., 1999. 722pp.
3. Nawy, Edgard G. **Concreto Reforzado un enfoque básico.** 1ª. Ed. México: Editorial Prentice - Hall Hispanoamericana, S. A., 1988. 743pp.
4. Simmons, Charley y José Manuel Tarano - José Humberto Pinto. **Clasificación de reconocimiento de los suelos de la República de Guatemala.** Guatemala Editorial José de Pineda Ibarra, 1959. 1000pp.
5. Arreaga España, Héctor Amilcar. Manual de normas para el diseño geométrico de carreteras. Tesis Ing. Civil. Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1996.
6. Canales Portillo, Marvín Enrique, Diseño de tres puentes vehiculares y de un camino vecinal, para el municipio de El Tumbador, departamento de San Marcos. Tesis Ing. Civil, Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2002. 130pp.
7. Colop Gramajo, Walfre Tallmay, Planificación y diseño del tramo carretero desde el entronque del caserío Xux, Cabrican Quetzaltenango, hasta el final del caserío las Minas, aldea Quequesiguan, Sipacapa, San Marcos, Tesis Ing. Civil, Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1999. 118pp.

8. Cujcuy Colaj, Gerson Urias, Diseño de Puente vehicular de concreto, en la comunidad Sajcap, municipio de San Martín Jilotepeque, Tesis Ing. Civil, Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2002. 169pp.
9. Guzmán Escobar, Ernesto Salvador, Diseño de puentes, Tesis Ing. Civil, Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1997. 84pp.
10. Macz Mó, Ronald Fernando, Diseño de dos puentes vehiculares y sistema de agua potable. Tesis Ing. Civil, Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2004. 136pp.
11. Morales Castillo, Willimsem Alejandro, Diseño de la carretera que une a las aldeas Acal y Casaca y la carretera hacia el caserío la Mariposa, la vega de San Miguel, San Idelfonso Ixtahuacán, Huehuetenango. Tesis de Ing. Civil, Guatemala Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2003. 106pp.
12. Pérez Méndez, Augusto Rene. Metodología de actividades para el diseño geométrico de carreteras. Tesis de Ing. Civil, Guatemala, Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1989. 143pp.

APÉNDICES

Figura XXXIII. Área tributaria de microcuenca.

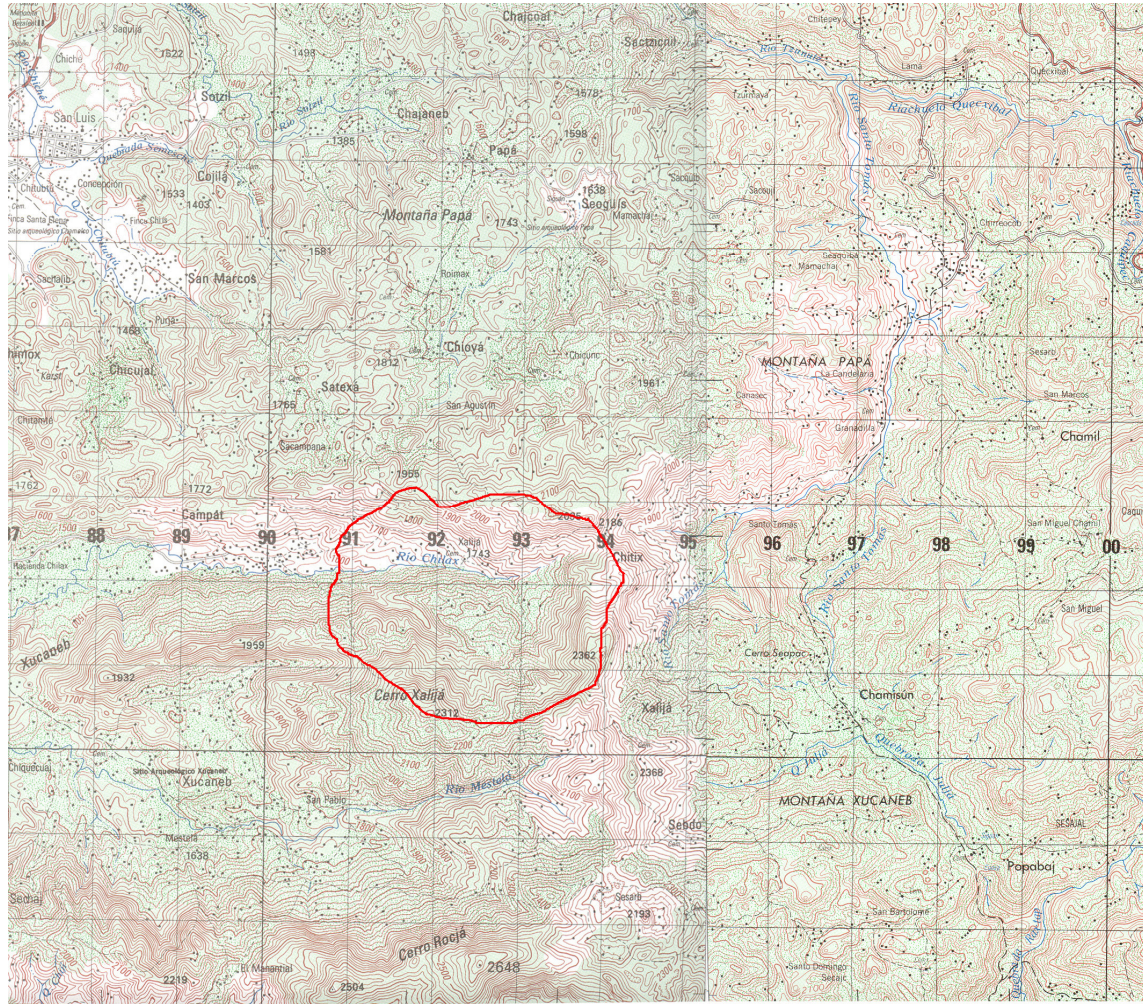


Figura XXXIV. Fotografías del proyecto.







Tabla XXVII Hoja de estudio de suelos

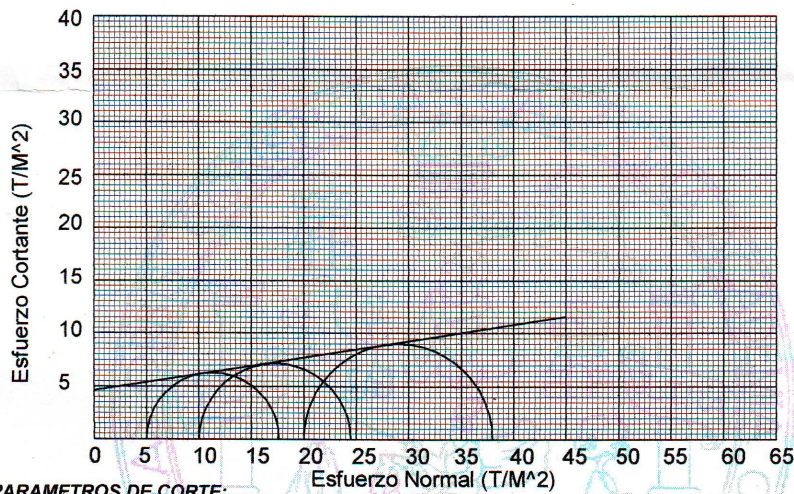


CENTRO DE INVESTIGACIONES DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL, DIAGRAMA DE MOHR

INFORME No.: 196 S.S. O.T.No.: 19,897
 INTERESADO: Sindry Pacay Morales
 PROYECTO: Trabajo de Graduación EPS
 UBICACION: 2a. Av. 4-28, zona 3 Cobán FECHA: 9 de mayo de 2006
 Pozo No.: 1 Profundidad: 4,90 m



PARAMETROS DE CORTE:

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA : $\phi = 8,77^\circ$ COHESIÓN: $C_u = 4,60 \text{ T/M}^2$

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

PROBETA No.	1	1	1
PRESION LATERAL σ_3 (T/m ²)	5	10	20
DESVIADOR EN ROTURA q (T/m ²)	12,60	15,30	17,88
PRESION INTERSTICIAL u (T/m ²)	x	x	x
DEFORMACION EN ROTURA E_r (%)	5,0	8,0	11,0
DENSIDAD SECA (T/m ³)	1,69	1,69	1,69
HUMEDAD (%H)	29,9	29,9	29,9

Vo. Bo.

Ing. Cesar Alfonso Garcia Guerra
DIRECTOR CII/USAC

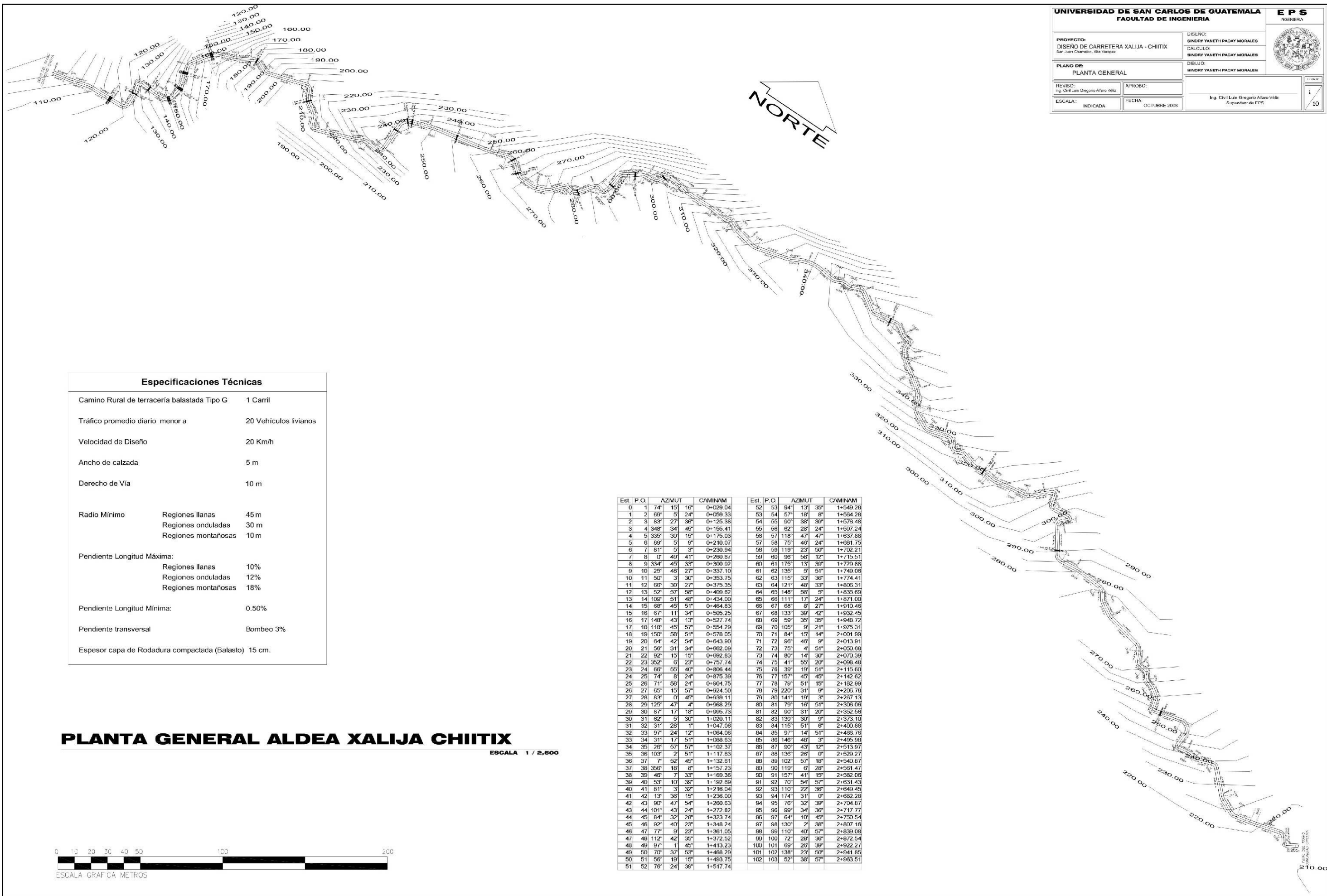
Atentamente,



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

APÉNDICE 2

PLANOS TRAMO CARRETERO

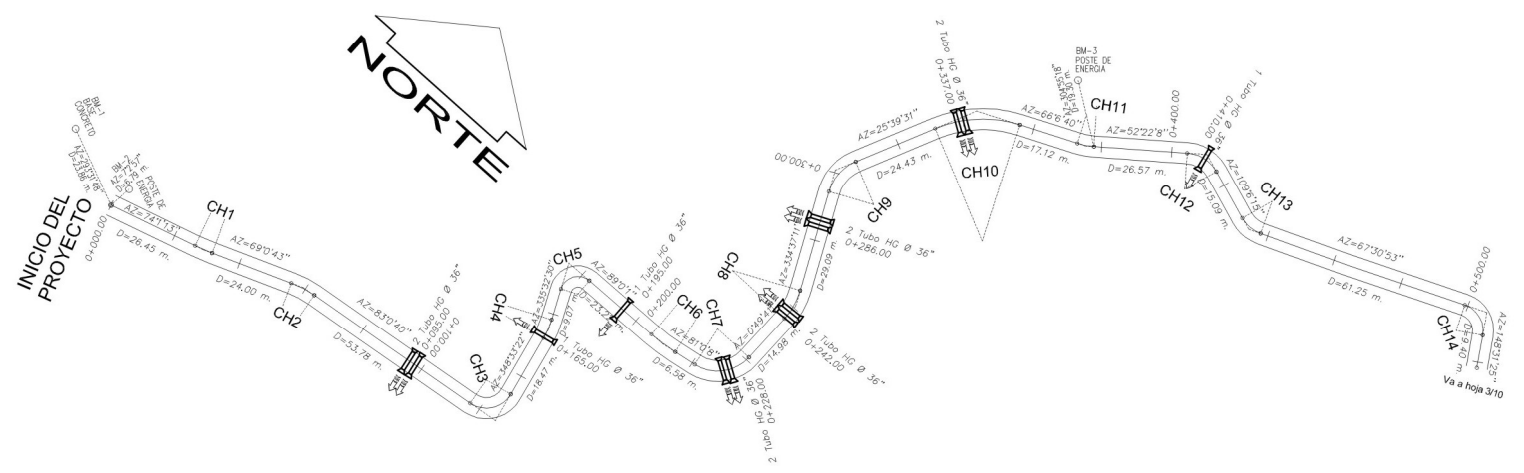


Especificaciones Técnicas		
Camino Rural de terracería balastada Tipo G		1 Carril
Tráfico promedio diario menor a		20 Vehículos livianos
Velocidad de Diseño		20 Km/h
Ancho de calzada		5 m
Derecho de Vía		10 m
Radio Mínimo	Regiones llanas	45 m
	Regiones onduladas	30 m
	Regiones montañosas	10 m
Pendiente Longitud Máxima:		
	Regiones llanas	10%
	Regiones onduladas	12%
	Regiones montañosas	18%
Pendiente Longitud Mínima:		0.50%
Pendiente transversal		Bombeo 3%
Espeor capa de Rodadura compactada (Balasto)		15 cm.

Est	P.O.	AZIMUT	CAMINAM	Est	P.O.	AZIMUT	CAMINAM
0	1	74° 15' 16"	0+029.04	52	53	94° 13' 35"	1+549.28
1	2	60° 5' 24"	0+050.33	53	54	57° 18' 8"	1+564.28
2	3	83° 27' 36"	0+125.38	54	55	60° 38' 30"	1+576.48
3	4	348° 34' 45"	0+155.41	55	56	52° 28' 24"	1+597.24
4	5	338° 38' 15"	0+175.03	56	57	118° 47' 47"	1+637.88
5	6	89° 5' 15"	0+210.07	57	58	75° 46' 24"	1+681.75
6	7	81° 5' 3"	0+230.94	58	59	119° 23' 50"	1+702.21
7	8	0° 49' 41"	0+260.67	59	60	96° 58' 12"	1+715.51
8	9	334° 45' 33"	0+300.82	60	61	175° 13' 36"	1+729.88
9	10	25° 48' 27"	0+337.10	61	62	135° 5' 51"	1+749.08
10	11	50° 3' 30"	0+353.75	62	63	115° 33' 36"	1+774.41
11	12	65° 38' 27"	0+375.35	63	64	121° 48' 33"	1+806.31
12	13	52° 57' 58"	0+400.62	64	65	148° 58' 5"	1+835.69
13	14	109° 51' 48"	0+434.00	65	66	111° 17' 24"	1+871.00
14	15	68° 45' 51"	0+464.83	66	67	68° 8' 27"	1+910.46
15	16	97° 11' 34"	0+505.25	67	68	133° 36' 42"	1+932.75
16	17	148° 43' 13"	0+527.74	68	69	59° 35' 35"	1+948.72
17	18	118° 45' 57"	0+554.29	69	70	105° 9' 21"	1+975.31
18	19	150° 58' 51"	0+578.05	70	71	84° 15' 14"	2+001.98
19	20	64° 42' 54"	0+643.80	71	72	96° 46' 9"	2+013.91
20	21	58° 31' 34"	0+682.09	72	73	75° 4' 51"	2+050.68
21	22	92° 15' 15"	0+692.83	73	74	80° 14' 30"	2+070.39
22	23	352° 6' 23"	0+757.74	74	75	41° 55' 20"	2+096.48
23	24	68° 55' 40"	0+806.44	75	76	39° 19' 51"	2+115.60
24	25	74° 8' 24"	0+875.39	76	77	157° 45' 45"	2+142.62
25	26	71° 58' 24"	0+904.75	77	78	79° 51' 15"	2+182.99
26	27	65° 15' 57"	0+924.50	78	79	220° 31' 9"	2+206.78
27	28	83° 0' 45"	0+939.11	79	80	141° 19' 3"	2+257.13
28	29	125° 47' 4"	0+968.29	80	81	79° 16' 51"	2+306.06
29	30	87° 17' 18"	0+995.73	81	82	90° 31' 20"	2+352.58
30	31	82° 5' 30"	1+020.11	82	83	139° 30' 9"	2+373.10
31	32	31° 28' 1"	1+047.08	83	84	115° 51' 6"	2+400.88
32	33	97° 24' 12"	1+064.06	84	85	97° 14' 51"	2+485.76
33	34	31° 17' 51"	1+066.63	85	86	146° 46' 3"	2+495.98
34	35	26° 57' 57"	1+102.37	86	87	90° 43' 12"	2+513.97
35	36	103° 2' 51"	1+117.63	87	88	136° 26' 0"	2+529.27
36	37	7° 52' 45"	1+132.61	88	89	102° 57' 16"	2+540.87
37	38	356° 18' 8"	1+157.23	89	90	119° 6' 28"	2+561.47
38	39	46° 7' 33"	1+169.36	90	91	157° 41' 15"	2+582.06
39	40	53° 10' 35"	1+192.89	91	92	70° 54' 57"	2+631.43
40	41	81° 3' 32"	1+218.04	92	93	110° 22' 38"	2+649.45
41	42	13° 36' 15"	1+236.00	93	94	174° 31' 0"	2+682.28
42	43	90° 47' 54"	1+260.63	94	95	76° 32' 36"	2+704.67
43	44	101° 43' 24"	1+272.82	95	96	99° 34' 36"	2+717.77
44	45	84° 32' 26"	1+323.74	96	97	64° 10' 45"	2+750.54
45	46	92° 40' 23"	1+348.24	97	98	130° 2' 38"	2+807.16
46	47	77° 9' 23"	1+361.05	98	99	110° 40' 57"	2+839.08
47	48	112° 42' 35"	1+372.52	99	100	72° 28' 36"	2+872.54
48	49	97° 1' 45"	1+413.23	100	101	89° 26' 36"	2+922.27
49	50	70° 37' 53"	1+468.29	101	102	138° 23' 50"	2+941.85
50	51	66° 19' 16"	1+483.75	102	103	52° 36' 57"	2+983.51
51	52	76° 24' 36"	1+517.74				

PLANTA GENERAL ALDEA XALIJA CHIITIX
ESCALA 1 / 2,600

ESCALA GRAFICA METROS



PLANTA - PERFIL

ESC. HORIZONTAL 1 : 1,000
ESC. VERTICAL 1 : 200

Datos de Curvas Horizontales

Curva	PC	PI	PT	Δ	G	R	ST	LC	Cmax	E	M
1	0+026.45	0+029.07	0+031.69	05° 00' 29"	19° 05' 54"	60.00	2.62	5.24	5.24	0.06	0.06
2	0+055.69	0+059.37	0+063.02	13° 59' 56"	38° 11' 49"	30.00	3.68	7.33	7.31	0.23	0.22
3	0+116.80	0+125.45	0+129.99	94° 27' 18"	143° 14' 22"	8.00	6.65	13.19	11.74	3.78	2.57
4	0+148.46	0+151.31	0+154.14	13° 00' 52"	45° 50' 11"	25.00	2.85	5.68	5.67	0.16	0.16
5	0+163.21	0+170.83	0+173.11	113° 27' 31"	229° 10' 59"	5.00	7.62	9.90	8.36	4.11	2.26
6	0+196.33	0+200.52	0+204.71	07° 59' 53"	19° 05' 54"	60.00	4.19	8.38	8.37	0.15	0.15
7	0+211.28	0+221.38	0+228.07	80° 10' 27"	95° 29' 34"	12.00	10.10	16.79	15.45	3.68	2.82
8	0+243.05	0+247.71	0+252.20	26° 12' 30"	57° 17' 44"	20.00	4.66	9.15	9.07	0.53	0.52
9	0+281.29	0+287.60	0+293.06	51° 02' 20"	86° 44' 45"	13.21	6.31	11.77	11.38	1.43	1.29
10	0+317.48	0+330.23	0+341.92	40° 27' 07"	33° 08' 22"	34.61	12.75	24.44	23.93	2.27	2.13
11	0+359.04	0+361.45	0+363.84	13° 44' 32"	57° 17' 44"	20.00	2.41	4.80	4.79	0.14	0.14
12	0+390.41	0+395.98	0+400.62	56° 44' 07"	111° 08' 45"	10.31	5.57	10.21	9.80	1.41	1.24
13	0+415.70	0+419.31	0+422.60	40° 59' 24"	118° 44' 51"	9.65	3.61	6.90	6.76	0.65	0.61
14	0+483.85	0+490.43	0+494.72	81° 29' 35"	149° 59' 20"	7.64	6.58	10.87	9.97	2.44	1.85

NOMENCLATURA

—> TUBERIA EN PLANTA

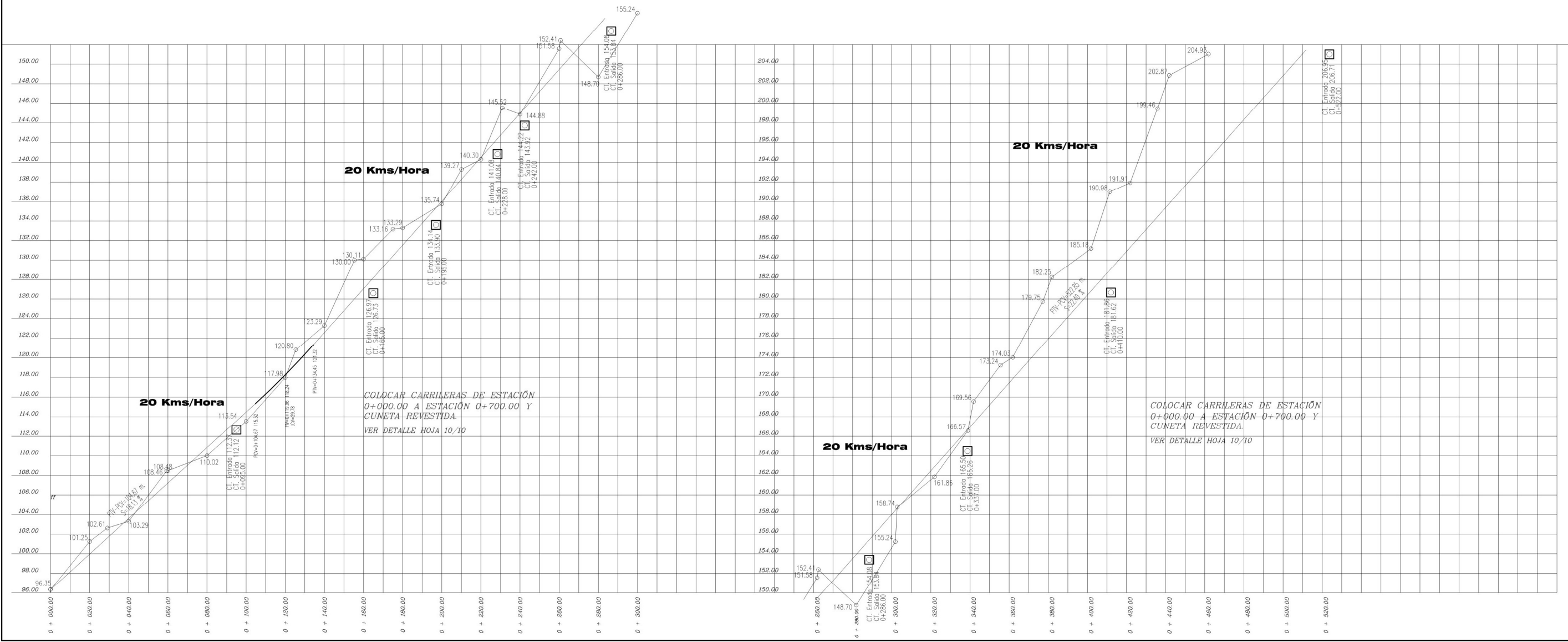
CH4 NUMERO DE CURVA HORIZONTAL

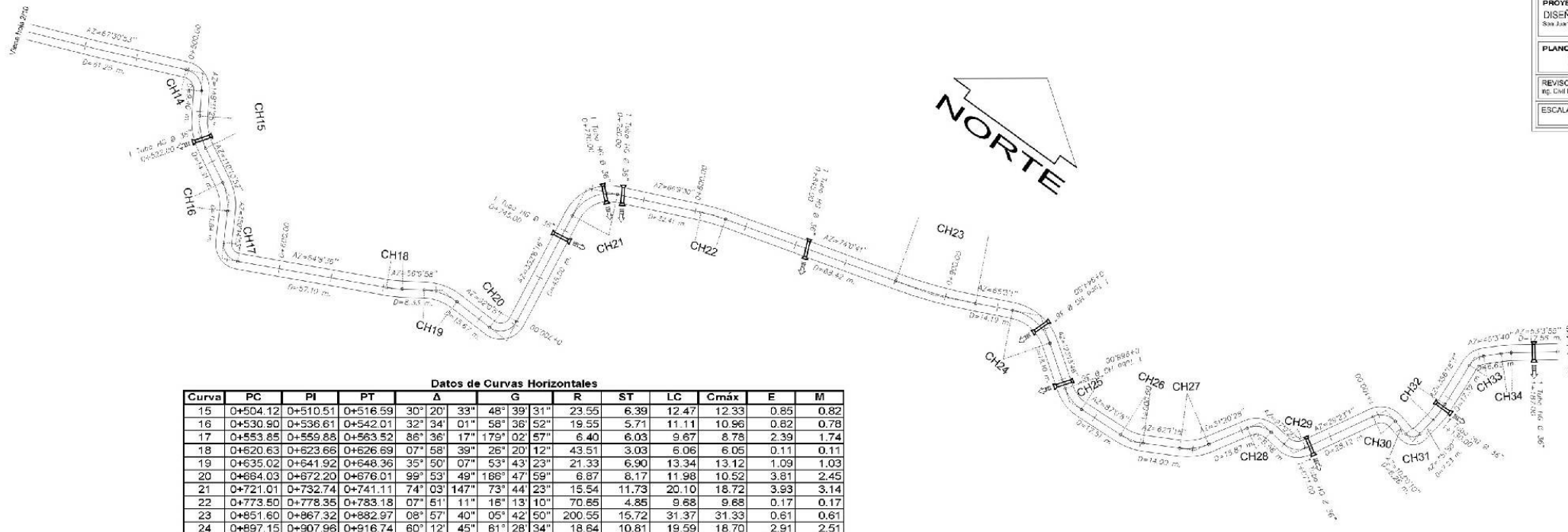
PCI=0+311.46 PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL

PIV=0+348.33 PUNTO DE INTERSECCION VERTICAL

PTV=0+455.24 PRINCIPIO DE TANGENTE VERTICAL

○ TUBERIA EN PERFIL





Datos de Curvas Horizontales

Curva	PC	PI	PT	Δ	G	R	ST	LC	Cmáx	E	M
15	0+504.12	0+510.51	0+516.59	30° 20' 33"	48° 39' 31"	23.55	6.39	12.47	12.33	0.85	0.82
16	0+530.90	0+536.61	0+542.01	32° 34' 01"	58° 36' 52"	19.55	5.71	11.11	10.96	0.82	0.78
17	0+553.85	0+559.88	0+563.52	86° 36' 17"	179° 02' 57"	6.40	6.03	9.67	8.78	2.39	1.74
18	0+620.63	0+623.66	0+626.69	07° 58' 39"	26° 20' 12"	43.51	3.03	6.06	6.05	0.11	0.11
19	0+635.02	0+641.92	0+648.36	35° 50' 07"	53° 43' 23"	21.33	6.90	13.34	13.12	1.09	1.03
20	0+664.03	0+672.20	0+676.01	99° 53' 49"	186° 47' 59"	8.87	8.17	11.98	10.52	3.81	2.45
21	0+721.01	0+732.74	0+741.11	74° 03' 147"	73° 44' 23"	15.54	11.73	20.10	18.72	3.93	3.14
22	0+773.50	0+778.35	0+783.18	07° 51' 11"	16° 13' 10"	70.65	4.85	9.68	9.68	0.17	0.17
23	0+851.60	0+867.32	0+882.97	08° 57' 40"	05° 42' 50"	200.55	15.72	31.37	31.33	0.61	0.61
24	0+897.15	0+907.98	0+916.74	60° 12' 45"	81° 28' 34"	18.64	10.81	19.59	18.70	2.91	2.51
25	0+934.84	0+940.11	0+944.99	38° 15' 39"	75° 23' 21"	15.20	5.27	10.15	9.96	0.89	0.84
26	0+962.50	0+967.18	0+971.68	24° 58' 53"	54° 26' 16"	21.05	4.66	9.18	9.11	0.51	0.50
27	0+985.68	0+991.41	0+996.96	30° 40' 47"	54° 54' 26"	20.87	5.73	11.18	11.04	0.77	0.74
28	1+012.73	1+018.18	1+022.41	65° 39' 59"	135° 36' 40"	8.45	5.45	9.66	9.16	1.61	1.35
29	1+028.98	1+033.95	1+037.80	65° 47' 19"	149° 12' 27"	7.68	4.97	8.82	8.34	1.47	1.23
30	1+065.92	1+071.27	1+075.11	73° 37' 09"	160° 16' 04"	7.15	5.35	9.19	8.57	1.78	1.43
31	1+081.38	1+085.20	1+087.19	95° 08' 21"	326° 28' 18"	3.51	3.84	5.83	5.18	1.69	1.14
32	1+094.42	1+098.16	1+101.87	11° 33' 46"	31° 01' 15"	36.94	3.74	7.45	7.44	0.19	0.19
33	1+119.20	1+122.74	1+125.84	49° 45' 37"	149° 59' 20"	7.64	3.54	6.64	6.43	0.78	0.71
34	1+132.53	1+134.44	1+136.35	07° 00' 15"	36° 42' 16"	31.22	1.91	3.82	3.81	0.06	0.06

PLANTA - PERFIL

ESC. HORIZONTAL 1 : 1,000
 ESC. VERTICAL 1 : 200

NOMENCLATURA

— TUBERIA EN PLANTA

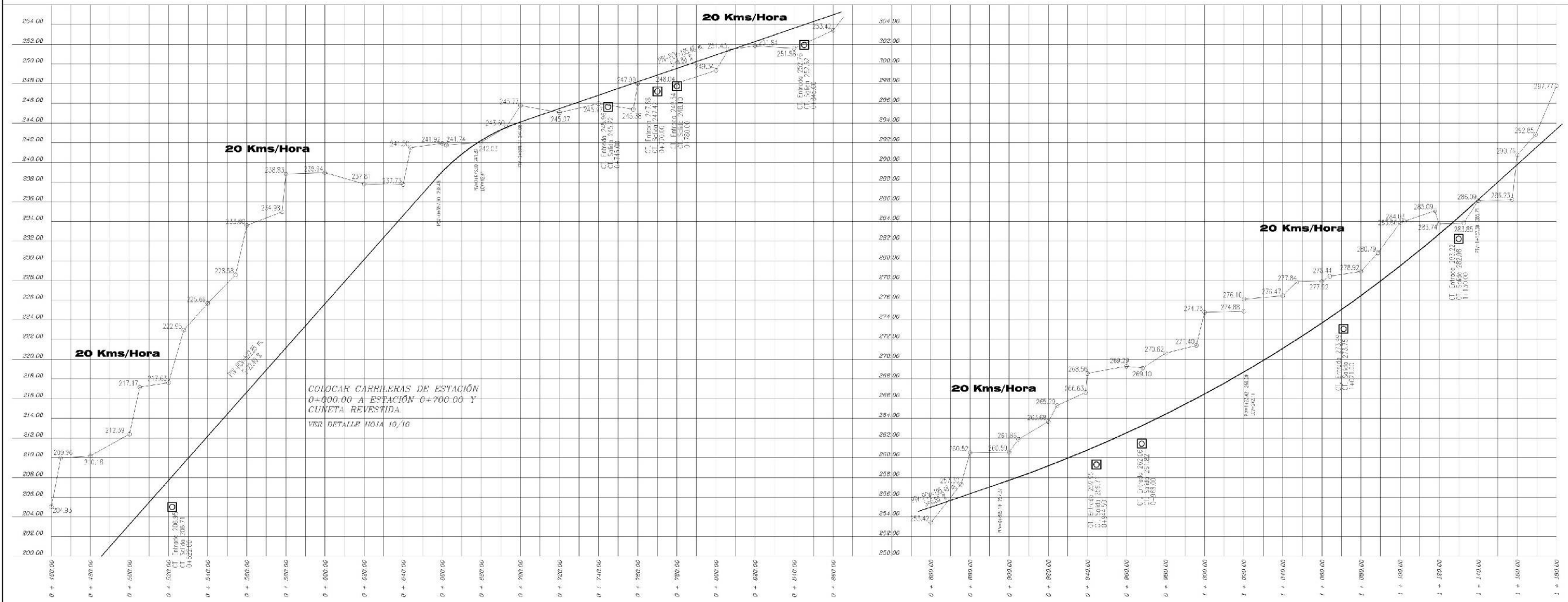
CH4 NUMERO DE CURVA HORIZONTAL

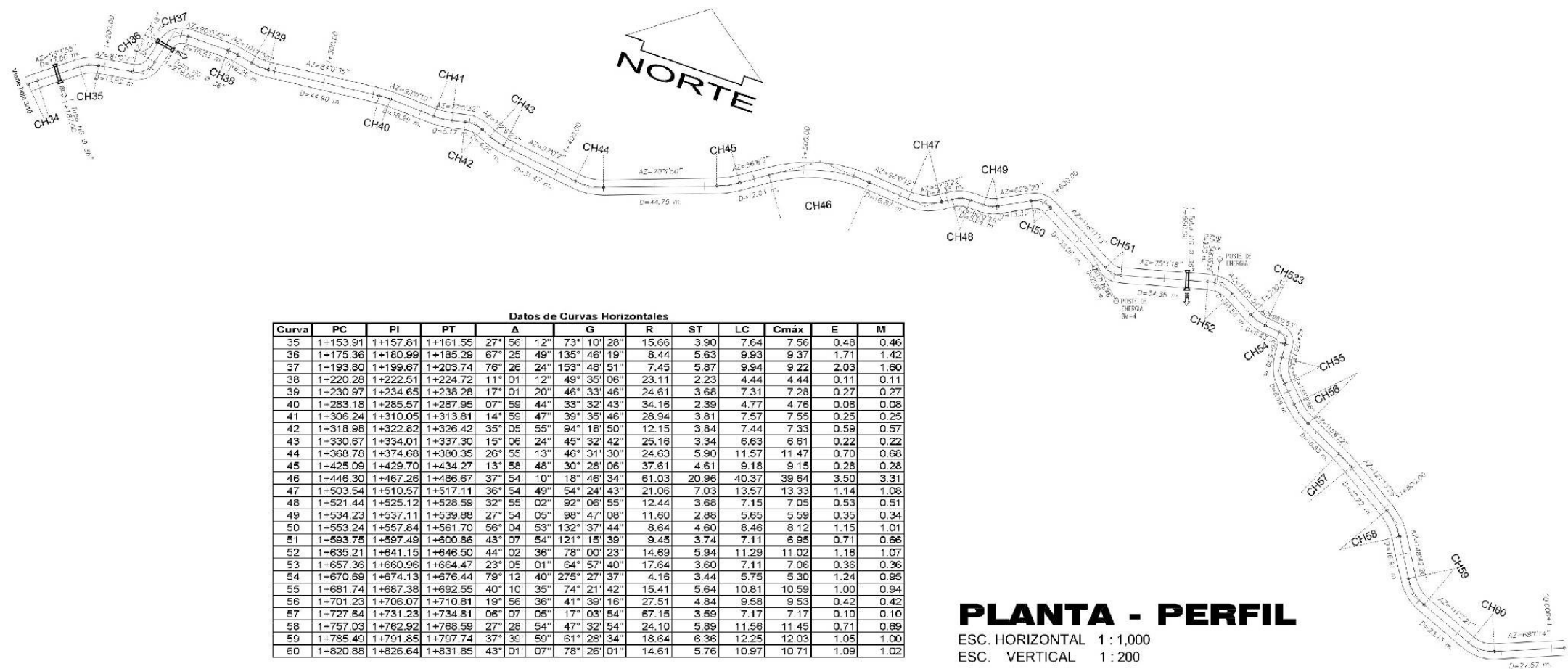
PC=0+31.46 PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL

PI=+348.33 PUNTO DE INTERSECCION VERTICAL

PT=0+466.59 PRINCIPIO DE TANGENTE VERTICAL

○ TUBERIA EN PERFIL





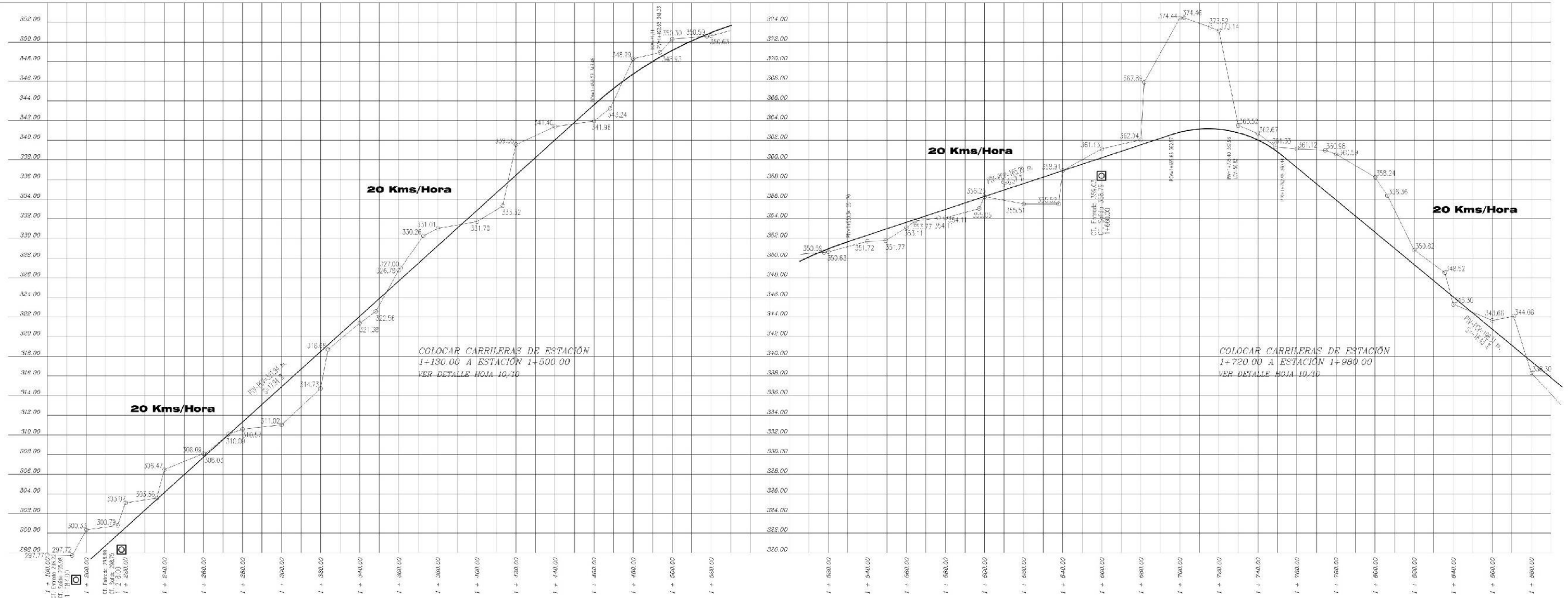
Datos de Curvas Horizontales

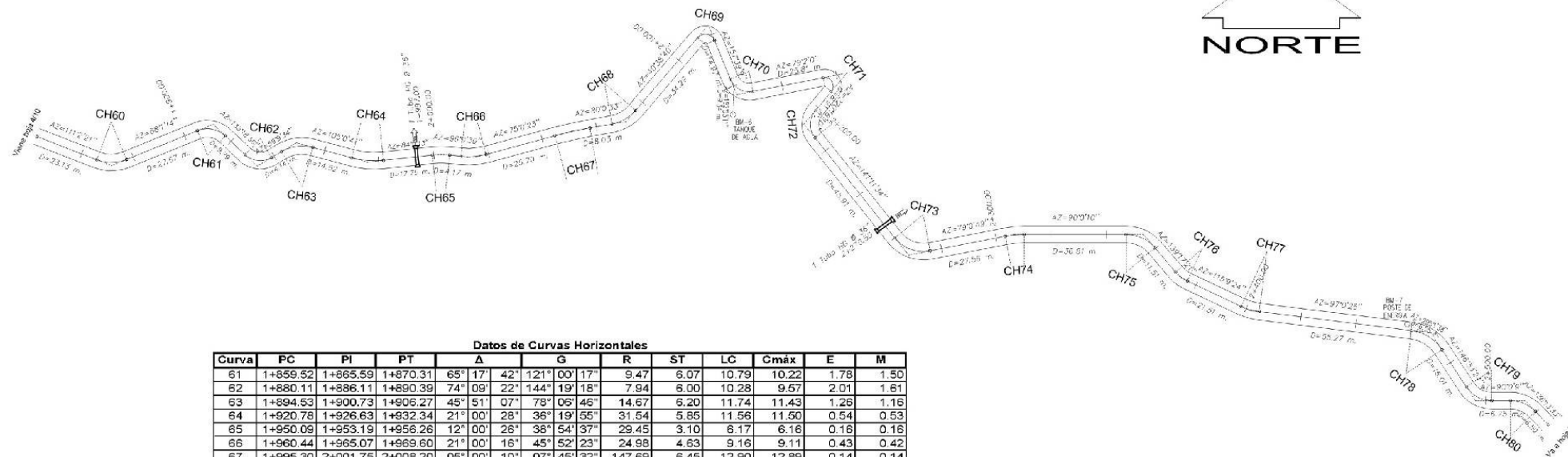
Curva	PC	PI	PT	A	G	R	ST	LC	Cmax	E	M
35	1+153.91	1+157.81	1+161.55	27° 56' 12"	73° 10' 28"	15.66	3.90	7.64	7.56	0.48	0.46
36	1+175.36	1+180.99	1+185.29	67° 25' 49"	135° 46' 19"	8.44	5.63	9.93	9.37	1.71	1.42
37	1+193.80	1+199.67	1+203.74	76° 26' 24"	153° 48' 51"	7.45	5.87	9.94	9.22	2.03	1.60
38	1+220.28	1+222.51	1+224.72	11° 01' 12"	49° 35' 08"	23.11	2.23	4.44	4.44	0.11	0.11
39	1+230.97	1+234.65	1+238.26	17° 01' 20"	46° 33' 46"	24.61	3.68	7.31	7.28	0.27	0.27
40	1+283.18	1+285.57	1+287.95	07° 59' 44"	33° 32' 43"	34.16	2.39	4.77	4.78	0.08	0.08
41	1+306.24	1+310.05	1+313.81	14° 59' 47"	39° 35' 46"	28.94	3.81	7.57	7.55	0.25	0.25
42	1+318.98	1+322.82	1+326.42	35° 05' 55"	94° 18' 50"	12.15	3.84	7.44	7.33	0.59	0.57
43	1+330.67	1+334.01	1+337.30	15° 06' 24"	45° 32' 42"	25.16	3.34	6.63	6.61	0.22	0.22
44	1+368.78	1+374.68	1+380.35	26° 55' 13"	48° 31' 30"	24.63	5.90	11.57	11.47	0.70	0.68
45	1+425.09	1+429.70	1+434.27	13° 58' 48"	30° 28' 06"	37.61	4.61	9.18	9.15	0.28	0.28
46	1+446.30	1+467.26	1+486.67	37° 54' 10"	18° 46' 34"	61.03	20.96	40.37	39.64	3.50	3.31
47	1+503.54	1+510.57	1+517.11	36° 54' 49"	54° 24' 43"	21.06	7.03	13.57	13.33	1.14	1.08
48	1+521.44	1+525.12	1+528.59	32° 55' 02"	92° 06' 55"	12.44	3.68	7.15	7.05	0.53	0.51
49	1+534.23	1+537.11	1+539.88	27° 54' 05"	98° 47' 08"	11.60	2.88	5.65	5.59	0.35	0.34
50	1+553.24	1+557.84	1+561.70	56° 04' 53"	132° 37' 44"	8.64	4.60	8.46	8.12	1.15	1.01
51	1+593.75	1+597.49	1+600.86	43° 07' 54"	121° 15' 39"	9.45	3.74	7.11	6.95	0.71	0.66
52	1+635.21	1+641.15	1+646.50	44° 02' 36"	78° 00' 23"	14.69	5.94	11.29	11.02	1.18	1.07
53	1+657.36	1+660.96	1+664.47	23° 05' 01"	64° 57' 40"	17.64	3.60	7.11	7.06	0.36	0.36
54	1+670.69	1+674.13	1+676.44	79° 12' 40"	275° 27' 37"	4.16	3.44	5.75	5.30	1.24	0.95
55	1+681.74	1+687.38	1+692.55	40° 10' 35"	74° 21' 42"	15.41	5.64	10.81	10.59	1.00	0.94
56	1+701.23	1+706.07	1+710.81	19° 56' 36"	41° 39' 16"	27.51	4.84	9.58	9.53	0.42	0.42
57	1+727.64	1+731.23	1+734.81	06° 07' 05"	17° 03' 54"	67.15	3.59	7.17	7.17	0.10	0.10
58	1+757.03	1+762.92	1+768.59	27° 28' 54"	47° 32' 54"	24.10	5.89	11.56	11.45	0.71	0.69
59	1+785.49	1+791.85	1+797.74	37° 39' 59"	61° 28' 34"	18.64	6.36	12.25	12.03	1.05	1.00
60	1+820.88	1+826.64	1+831.85	43° 01' 07"	78° 26' 01"	14.61	5.76	10.97	10.71	1.09	1.02

PLANTA - PERFIL
 ESC. HORIZONTAL 1 : 1,000
 ESC. VERTICAL 1 : 200

— NOMENCLATURA —

	TUBERIA EN PLANTA
CH4	NUMERO DE CURVA HORIZONTAL
PC=7+311.44	PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL
PI= 0+340.33	PUNTO DE INTERSECCION VERTICAL
PT= 0+409.24	PRINCIPIO DE TANGENTE VERTICAL
	TUBERIA EN PERFIL





Datos de Curvas Horizontales

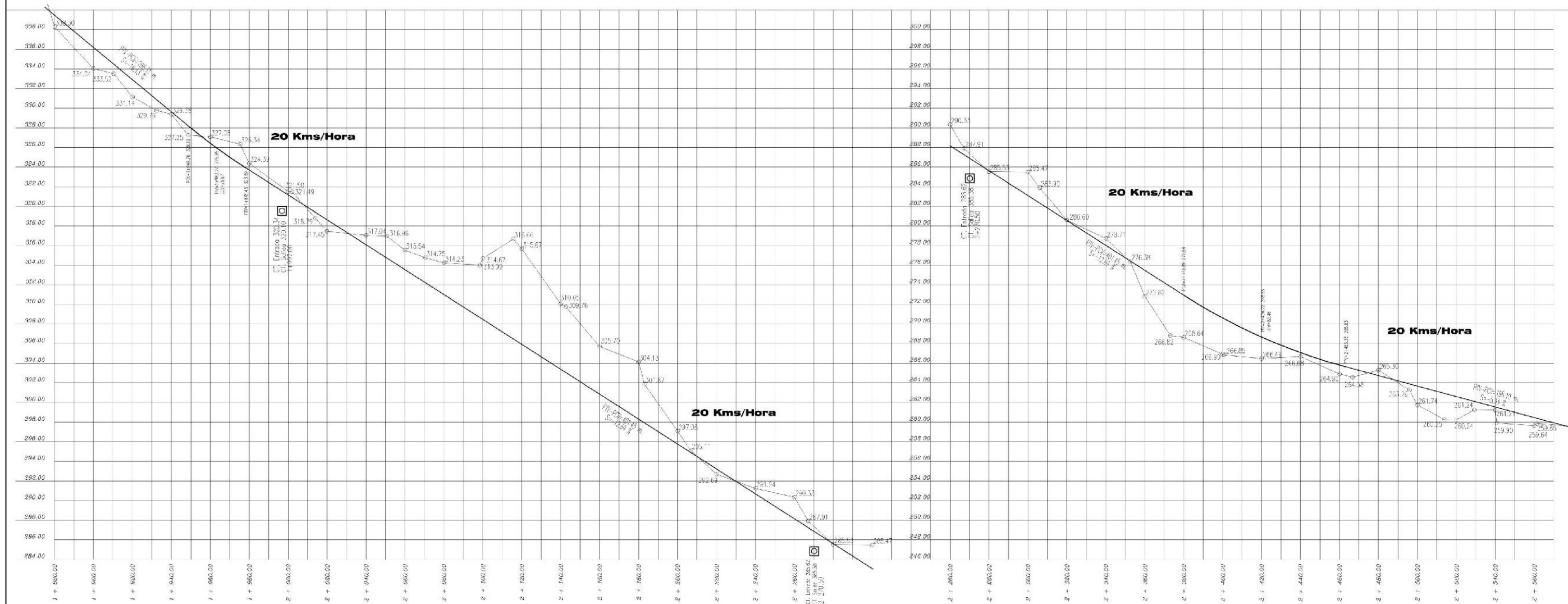
Curva	PC	PI	PT	Δ	G	R	ST	LC	Cmáx	E	M
61	1+859.52	1+865.59	1+870.31	65° 17' 42"	121° 00' 17"	9.47	6.07	10.79	10.22	1.78	1.50
62	1+880.11	1+886.11	1+890.39	74° 09' 22"	144° 19' 18"	7.94	6.00	10.28	9.57	2.01	1.61
63	1+894.53	1+900.73	1+906.27	45° 51' 07"	78° 06' 46"	14.67	6.20	11.74	11.43	1.26	1.16
64	1+920.78	1+926.63	1+932.34	21° 00' 28"	36° 19' 55"	31.54	5.85	11.56	11.50	0.54	0.53
65	1+950.09	1+953.19	1+956.26	12° 00' 28"	38° 54' 37"	29.45	3.10	6.17	6.16	0.18	0.16
66	1+960.44	1+965.07	1+969.60	21° 00' 16"	45° 52' 23"	24.98	4.63	9.16	9.11	0.43	0.42
67	1+995.30	2+001.75	2+008.20	05° 00' 10"	07° 45' 32"	147.69	6.45	12.90	12.89	0.14	0.14
68	2+016.23	2+021.47	2+026.29	39° 21' 53"	78° 16' 22"	14.64	5.24	10.06	9.86	0.91	0.86
69	2+060.58	2+066.52	2+068.01	117° 00' 29"	314° 48' 43"	3.64	5.94	7.43	6.21	3.33	1.74
70	2+082.98	2+088.97	2+093.01	78° 37' 09"	156° 45' 36"	7.31	5.99	10.03	9.26	2.14	1.65
71	2+118.82	2+127.50	2+126.34	141° 16' 10"	375° 42' 36"	3.05	8.68	7.52	5.75	6.15	2.04
72	2+135.26	2+141.57	2+145.81	79° 06' 36"	149° 59' 20"	7.64	6.31	10.55	9.73	2.27	1.75
73	2+191.71	2+199.68	2+206.06	62° 10' 45"	86° 40' 49"	13.22	7.97	14.35	13.65	2.22	1.90
74	2+233.62	2+237.05	2+240.46	10° 59' 21"	32° 08' 04"	35.66	3.43	6.84	6.63	0.16	0.16
75	2+277.27	2+283.53	2+289.00	49° 17' 10"	84° 00' 41"	13.64	6.26	11.73	11.37	1.37	1.24
76	2+300.51	2+303.19	2+305.79	24° 07' 57"	91° 22' 50"	12.54	2.68	5.28	5.24	0.28	0.28
77	2+327.30	2+330.74	2+334.12	18° 08' 59"	53° 11' 57"	21.54	3.44	6.82	6.79	0.27	0.27
78	2+389.39	2+396.53	2+402.76	49° 32' 59"	74° 07' 16"	15.46	7.14	13.37	12.96	1.57	1.42
79	2+418.77	2+424.66	2+429.58	56° 33' 16"	104° 38' 59"	10.95	5.89	10.81	10.37	1.48	1.31
80	2+436.32	2+441.67	2+446.44	46° 13' 25"	91° 22' 50"	12.54	5.35	10.12	9.84	1.09	1.01

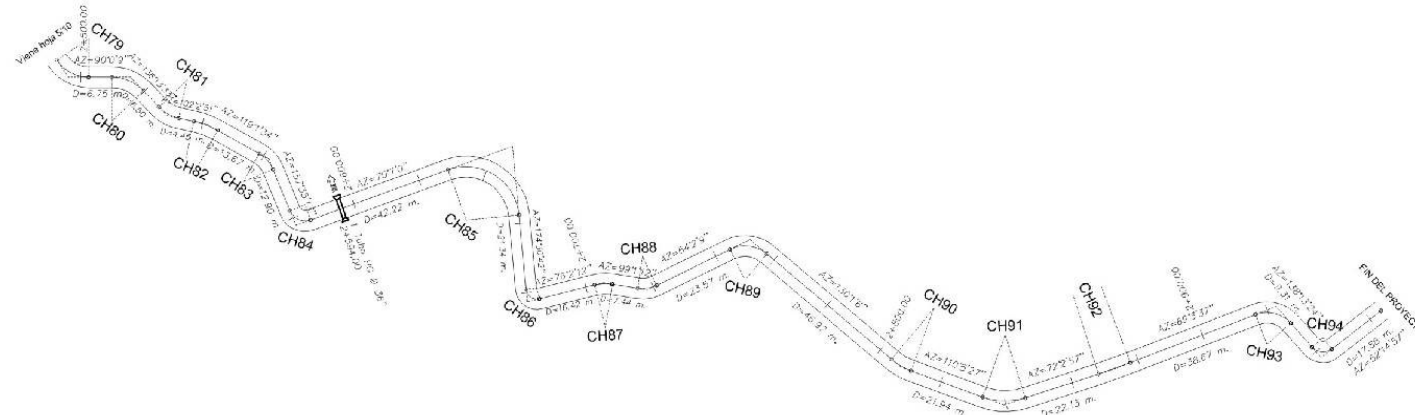
PLANTA - PERFIL

ESC. HORIZONTAL 1:1000
ESC. VERTICAL 1:200

NOMENCLATURA

	TUBERIA EN PLANTA
	NUMERO DE CURVA HORIZONTAL
	PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL
	PUNTO DE INTERSECCION VERTICAL
	PRINCIPIO DE TANGENTE VERTICAL
	TUBERIA EN PERFIL





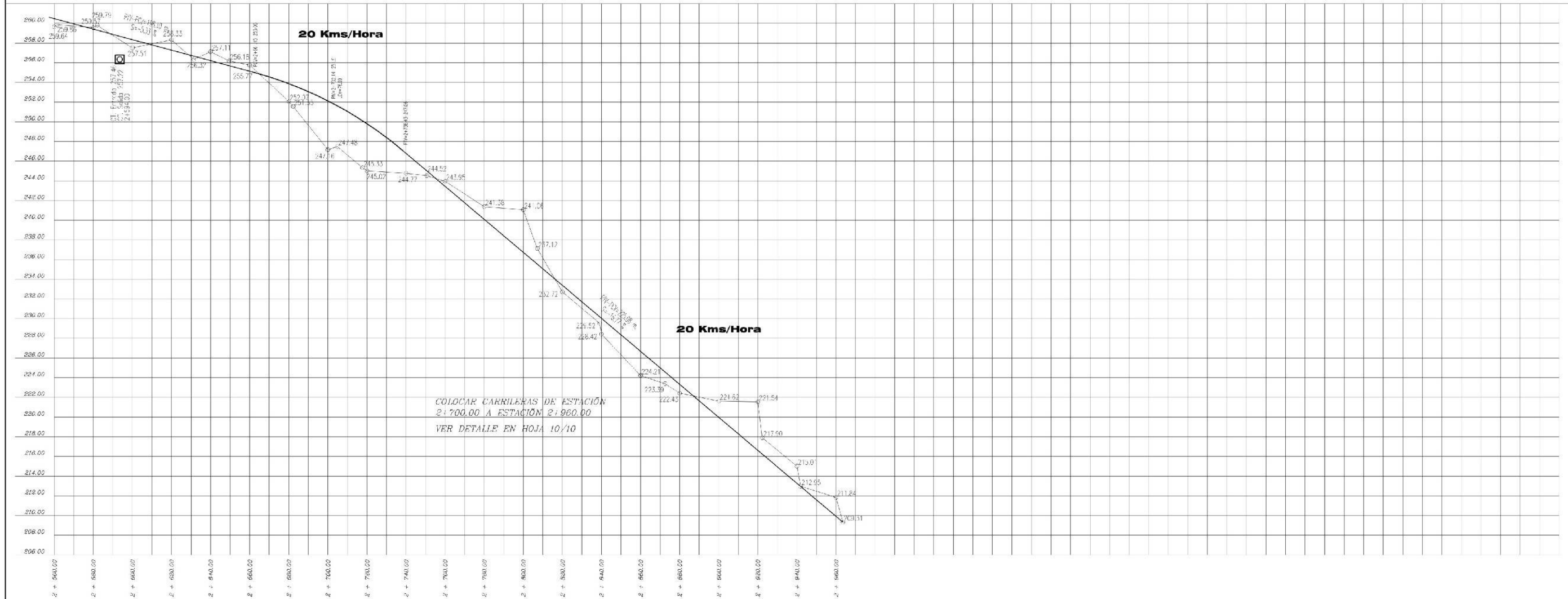
Datos de Curvas Horizontales

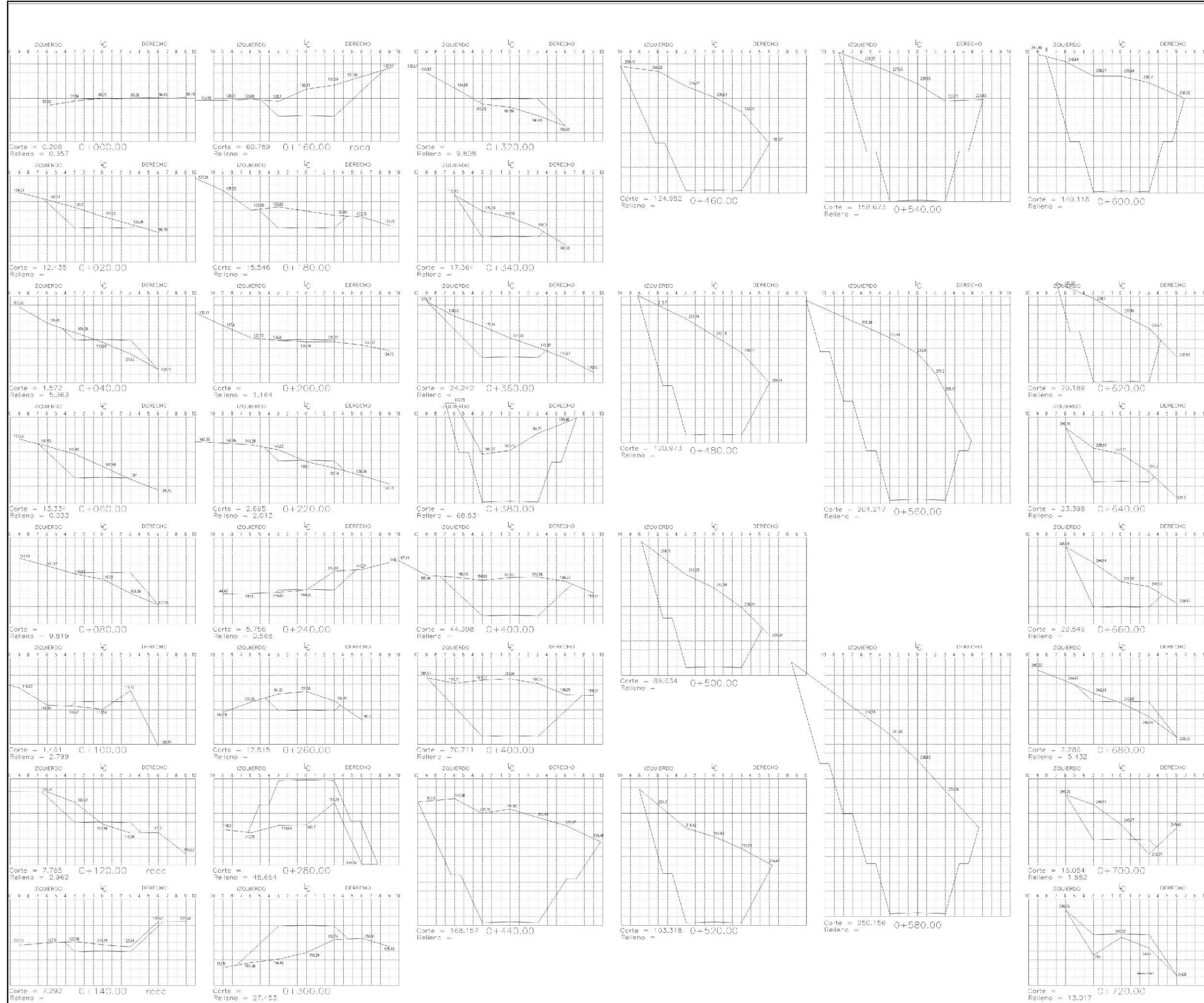
Curva	PC	PI	PT	Δ	G	R	ST	LC	Cmax	E	M
81	2+452.93	2+456.33	2+459.52	34° 10' 42"	103° 42' 09"	11.05	3.40	6.59	6.49	0.51	0.49
82	2+463.97	2+467.68	2+471.34	16° 58' 42"	46° 03' 27"	24.88	3.71	7.37	7.35	0.28	0.27
83	2+485.01	2+488.21	2+491.17	38° 33' 39"	125° 14' 12"	9.15	3.20	6.16	6.04	0.54	0.51
84	2+504.06	2+508.47	2+511.10	87° 28' 13"	248° 34' 18"	4.61	4.41	7.04	6.37	1.77	1.28
85	2+553.32	2+573.06	2+581.22	104° 23' 42"	74° 50' 51"	15.31	19.74	27.90	24.19	9.67	5.93
86	2+602.56	2+606.20	2+607.96	98° 28' 30"	364° 58' 28"	3.14	3.64	5.40	4.76	1.67	1.09
87	2+624.37	2+626.93	2+629.43	22° 59' 01"	90° 52' 24"	12.61	2.56	5.06	5.02	0.26	0.25
88	2+636.87	2+639.75	2+642.45	34° 59' 03"	125° 22' 25"	9.14	2.88	5.58	5.49	0.44	0.42
89	2+665.03	2+672.39	2+677.30	65° 58' 57"	117° 02' 58"	9.79	6.36	11.27	10.66	1.88	1.58
90	2+724.22	2+727.55	2+730.81	19° 55' 39"	60° 30' 06"	18.94	3.33	6.59	6.55	0.29	0.29
91	2+752.75	2+759.28	2+765.33	38° 02' 30"	60° 30' 06"	18.94	6.53	12.58	12.35	1.09	1.03
92	2+787.47	2+792.34	2+797.20	02° 59' 19"	06° 08' 40"	186.50	4.87	9.73	9.73	0.06	0.06
93	2+835.87	2+842.18	2+846.93	69° 09' 46"	125° 05' 59"	9.16	6.31	11.08	10.40	1.97	1.62
94	2+856.23	2+860.13	2+862.50	85° 58' 27"	274° 08' 32"	4.18	3.90	6.27	5.70	1.53	1.12

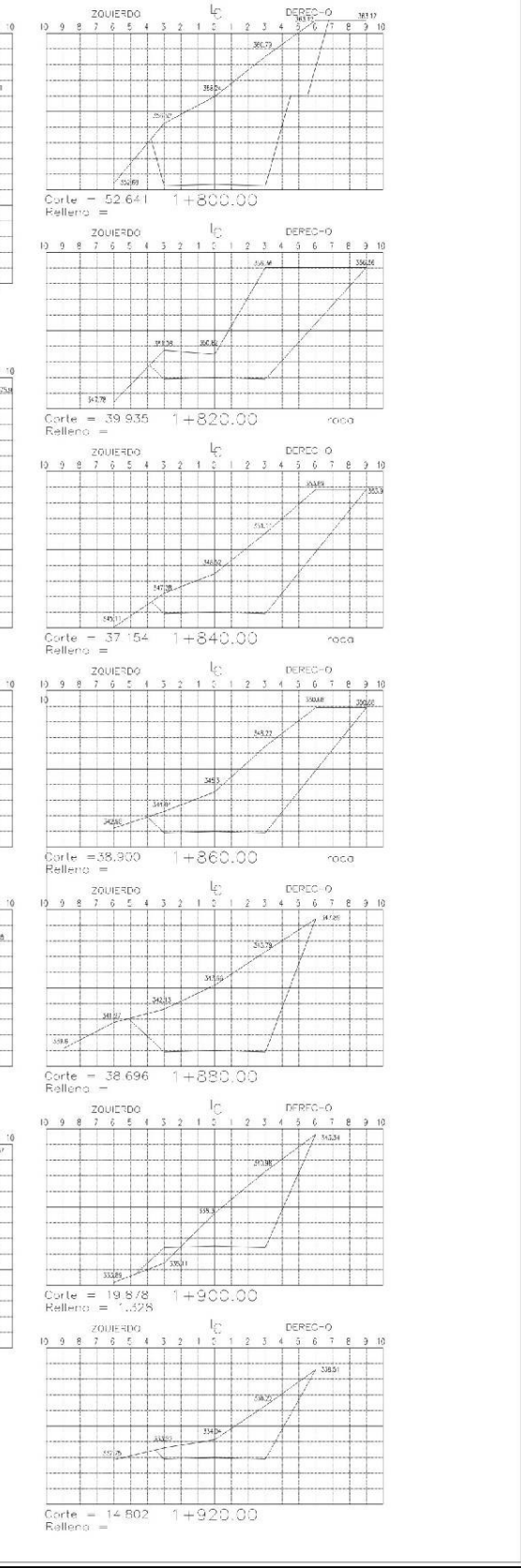
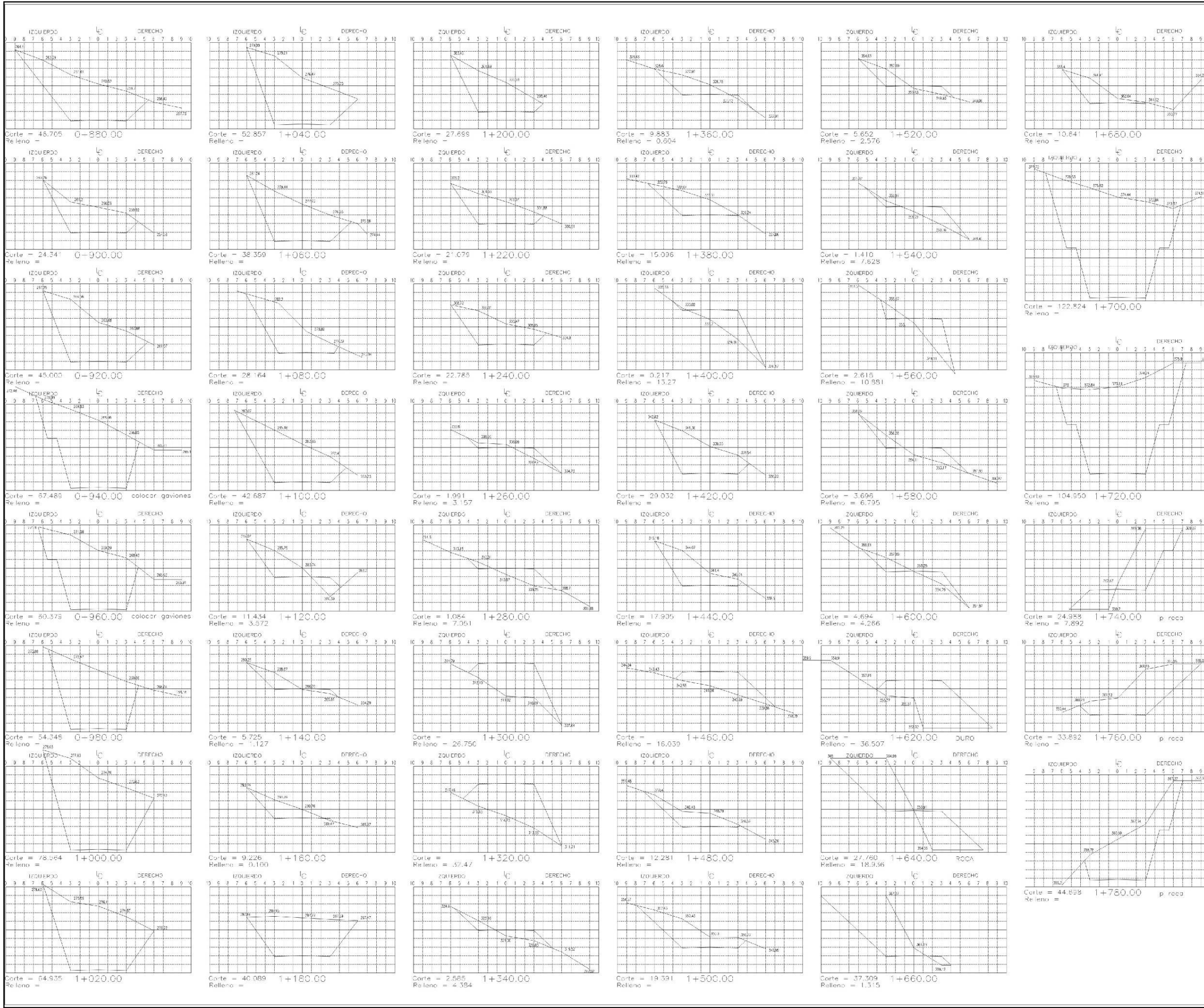
PLANTA - PERFIL

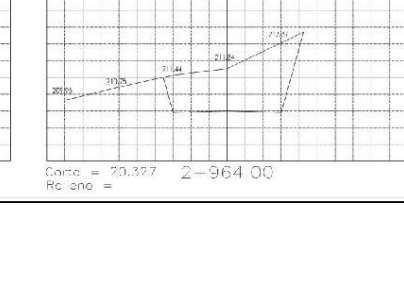
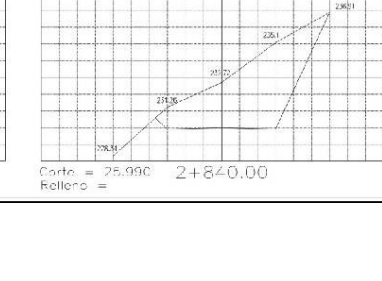
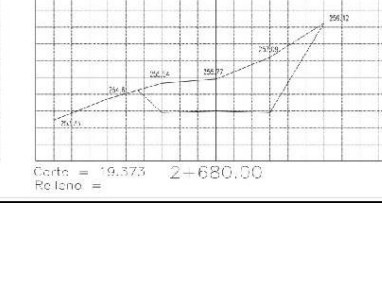
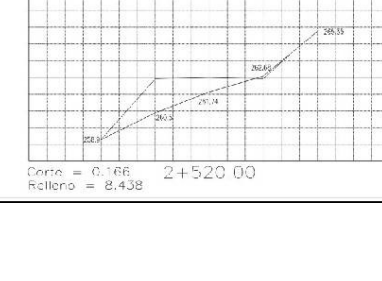
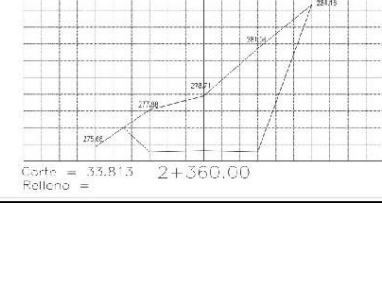
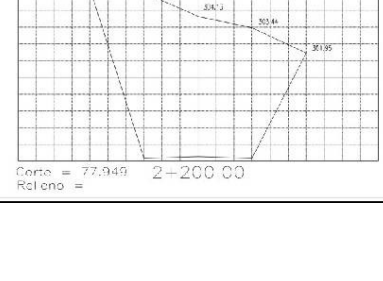
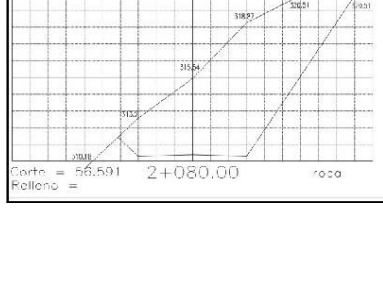
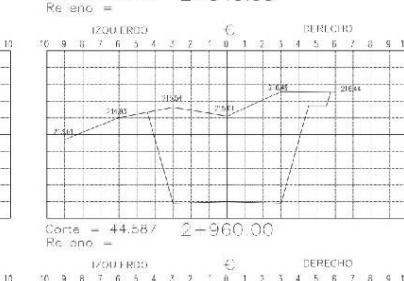
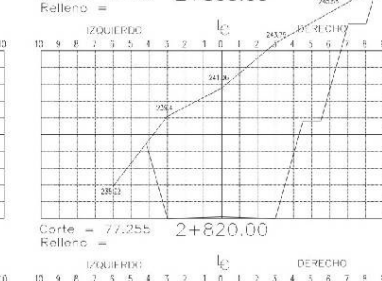
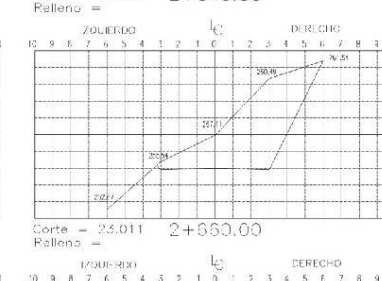
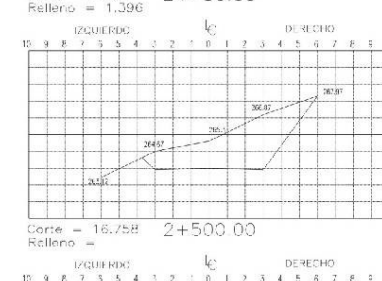
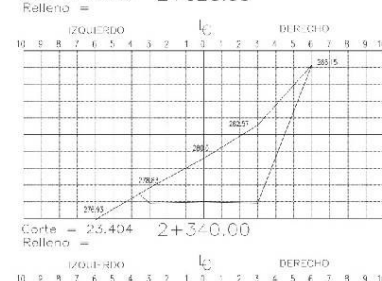
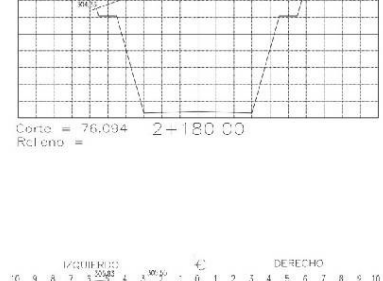
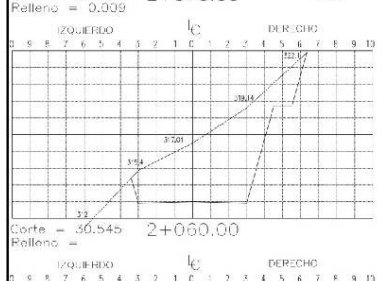
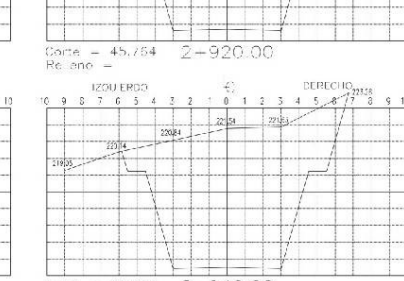
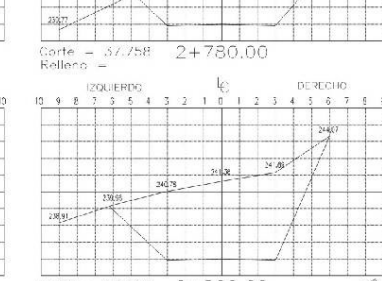
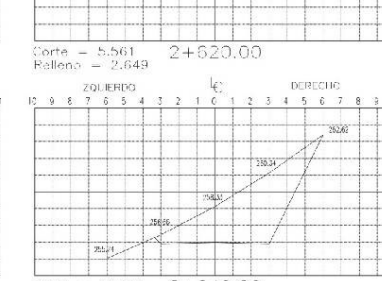
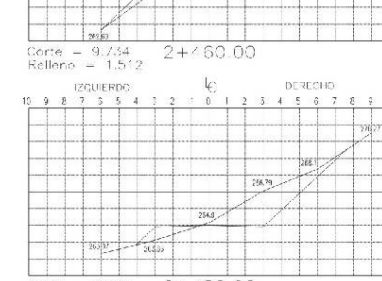
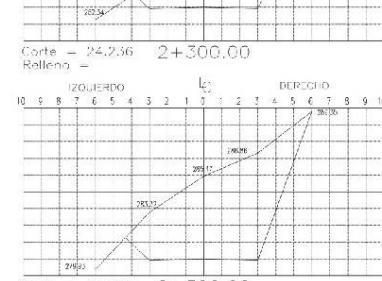
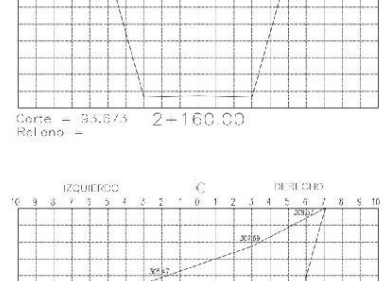
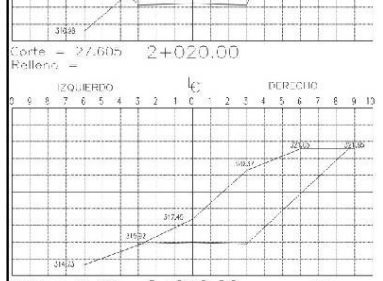
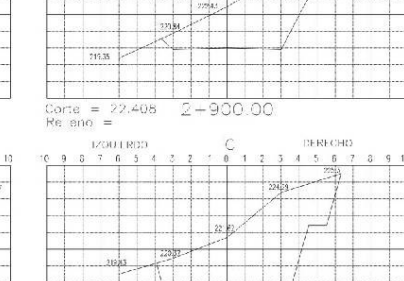
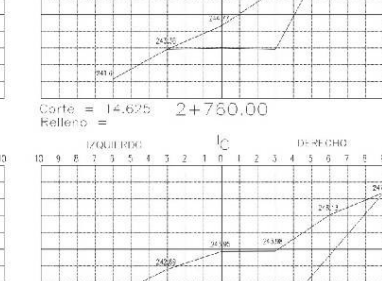
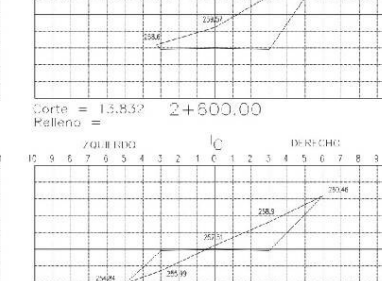
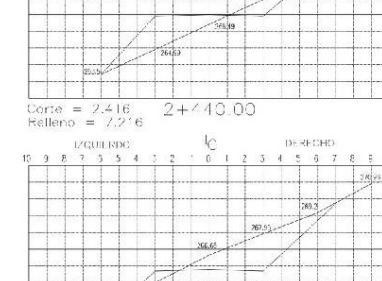
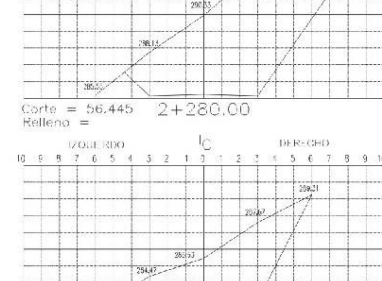
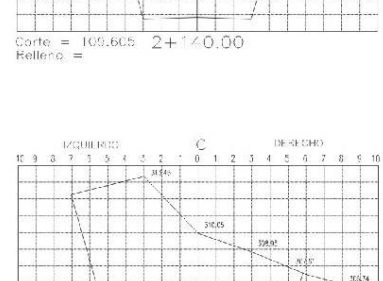
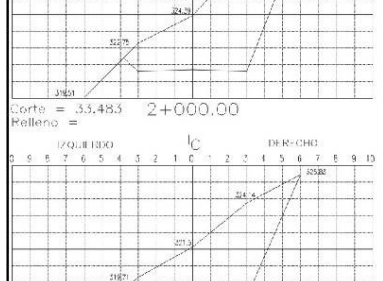
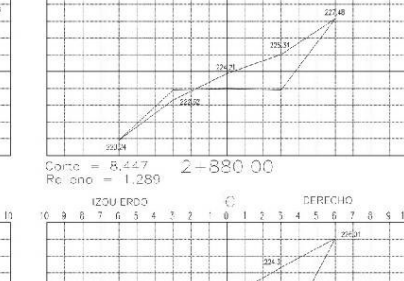
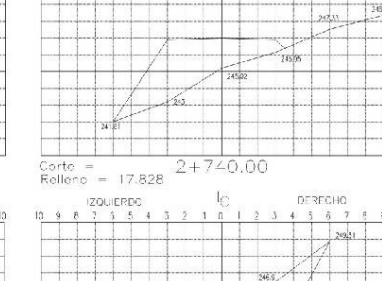
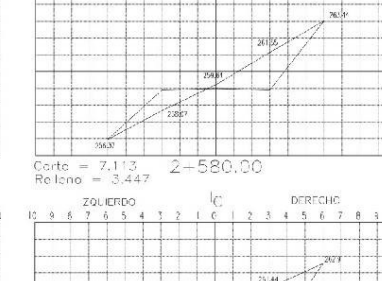
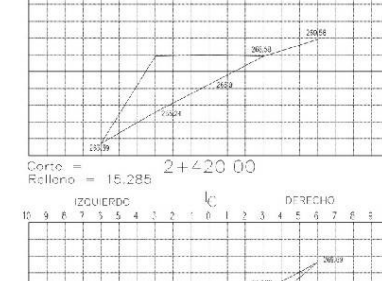
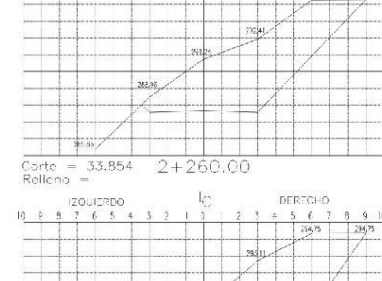
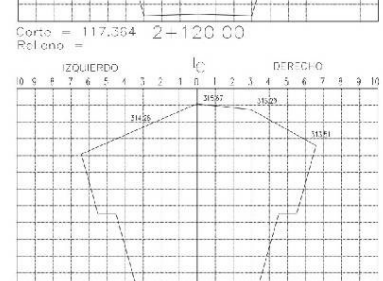
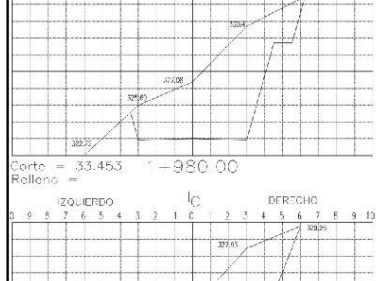
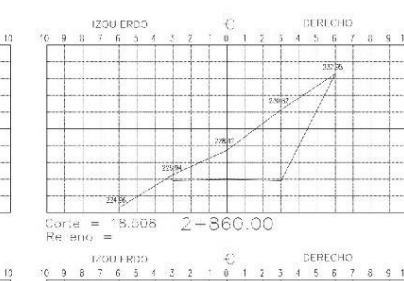
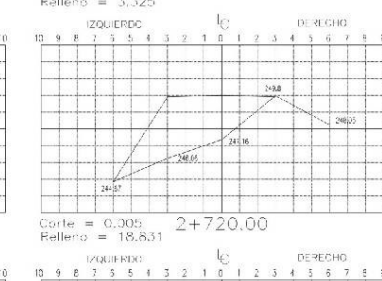
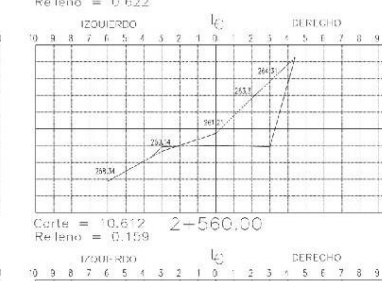
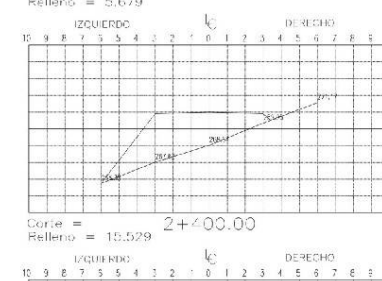
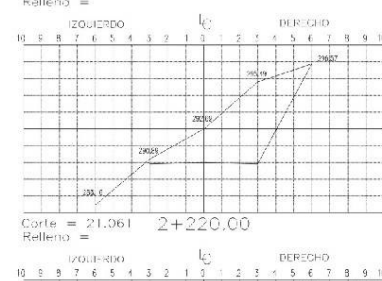
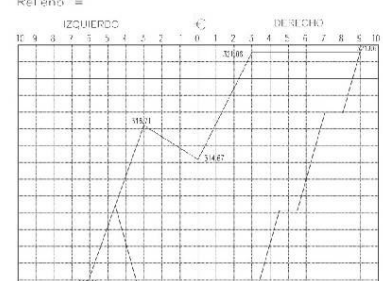
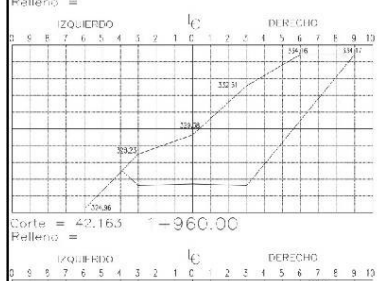
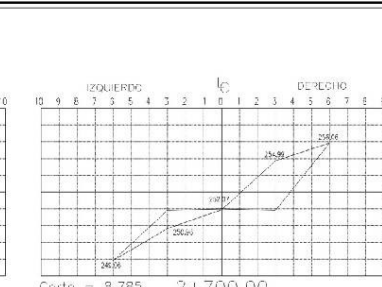
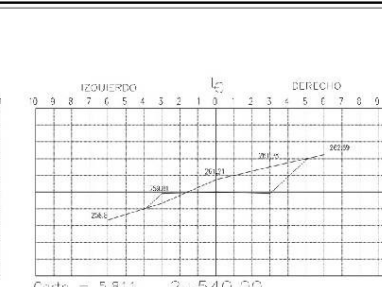
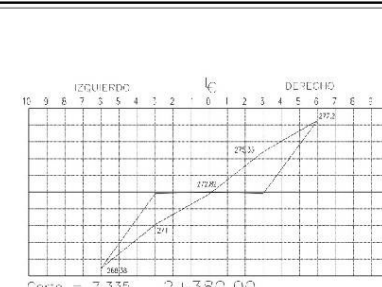
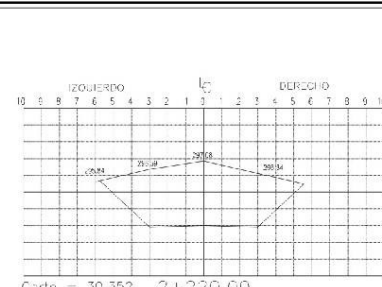
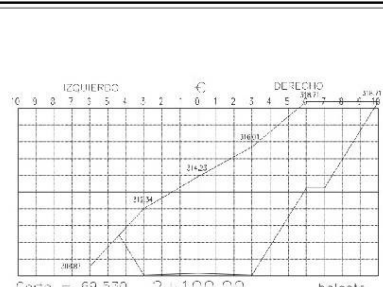
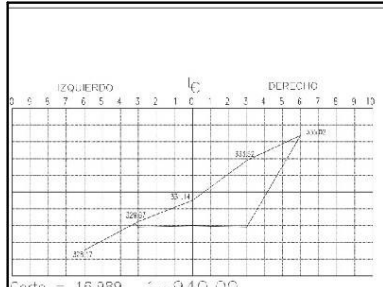
ESC. HORIZONTAL 1 : 1,000
ESC. VERTICAL 1 : 200

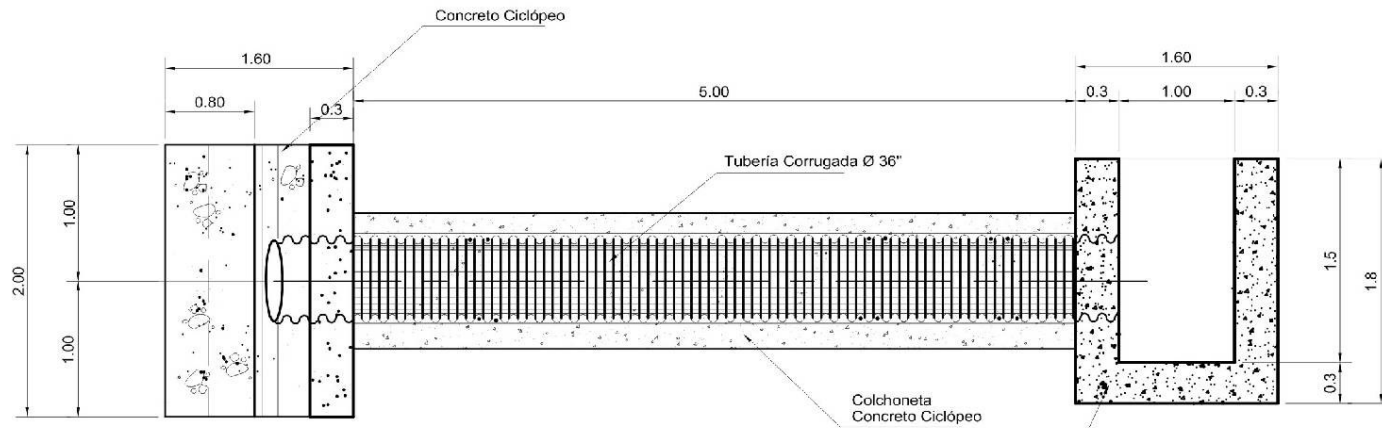
NOMENCLATURA	
	TUBERIA EN PLANTA
CH4	NUMERO DE CURVA HORIZONTAL
PC+01+511.46	PRINCIPIO DE CURVA VERTICAL
PI+0+516.33	PUNTO DE INTERSECCION VERTICAL
PTV+01+456.24	PRINCIPIO DE TANGENTE VERTICAL
	TUBERIA EN PERFIL







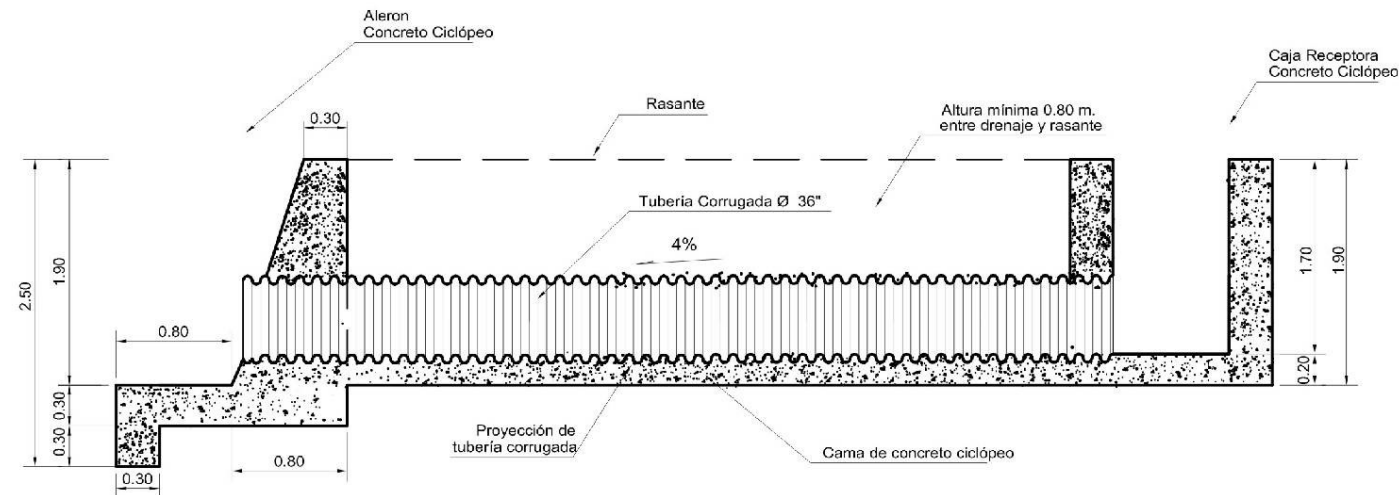




Planta

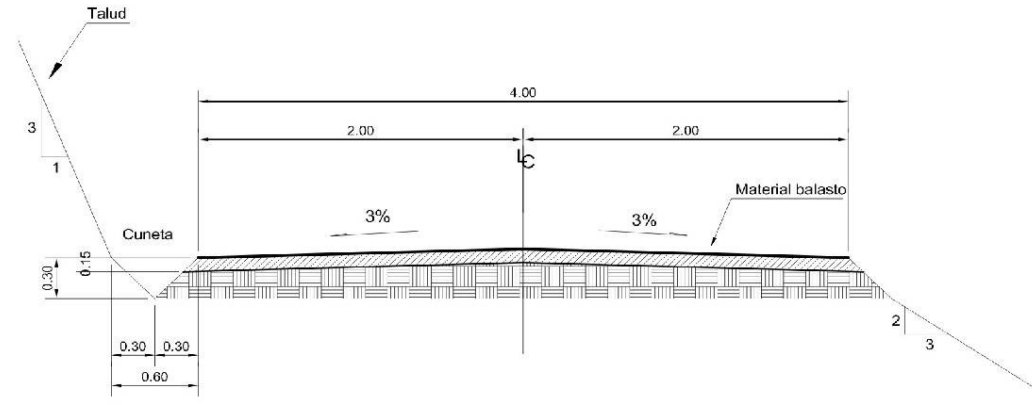
NOTA: El cabezal en relleno deberá usar aletones (ver detalle 1).

Escala 1/25



Sección longitudinal

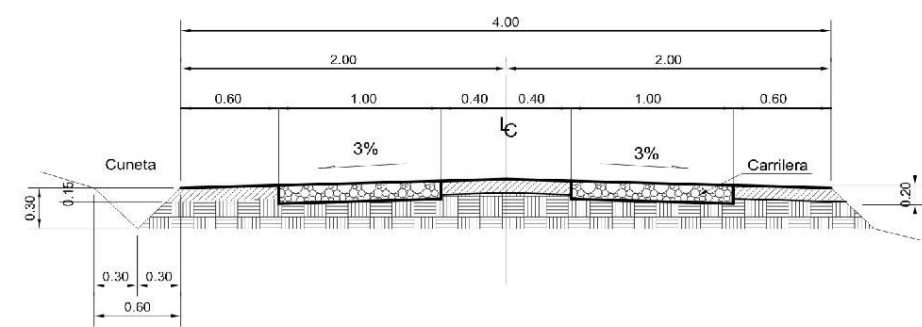
Escala 1/25



Sección típica balasto

Esquema

TALUDES:
 Corte: 1/3: 1 de 7 m. en adelante.
 1/2: 1 de 3 a 7 m.
 1: 1 de 0 a 3 m.
 Relleno:
 2:1 de 0 a 3 m.
 1½ de 3 m en adelante.

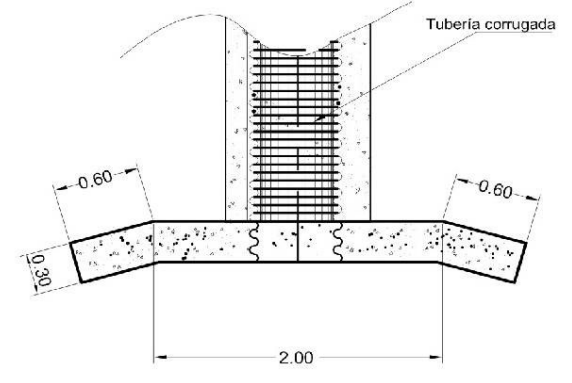


Sección típica de carrilera de piedra fraguada

Esquema

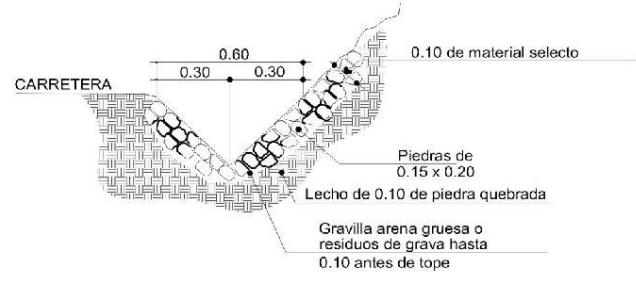
INDICACIONES:

- Antes de colocar la tubería debe hacer una colchoneta de concreto ciclópeo (piedra bola + concreto) para crear una base rígida.
- Entre la tubería y la rasante debe haber no menos de 0.80 m (evitar que quede expuesta la tubería).
- La tubería corrugada debe tener una pendiente del 4% mínimo para poder drenar el agua.
- Según la dirección de la corriente de agua debe tener esvíaje para canalizar el agua.
- La proporción a utilizarse para el CONCRETO CICLOPEO es la siguiente:
 $1m^3 = 1 m^3$ de piedra bola
 $0.33 m^3$ de concreto tipo "c"
 Concreto tipo "c" = 6 sacos de cemento portland
 $0.51 m^3$ de arena de río o amarilla
 $0.85m^3$ de pedrín
- Cuando rellene la zanja ya colocada la tubería corrugada debe ir compactado por capas de 0.15 m. c/u como mínimo.



Detalle 1 aletones

Escala 1/25



Detalle de cuneta revestida

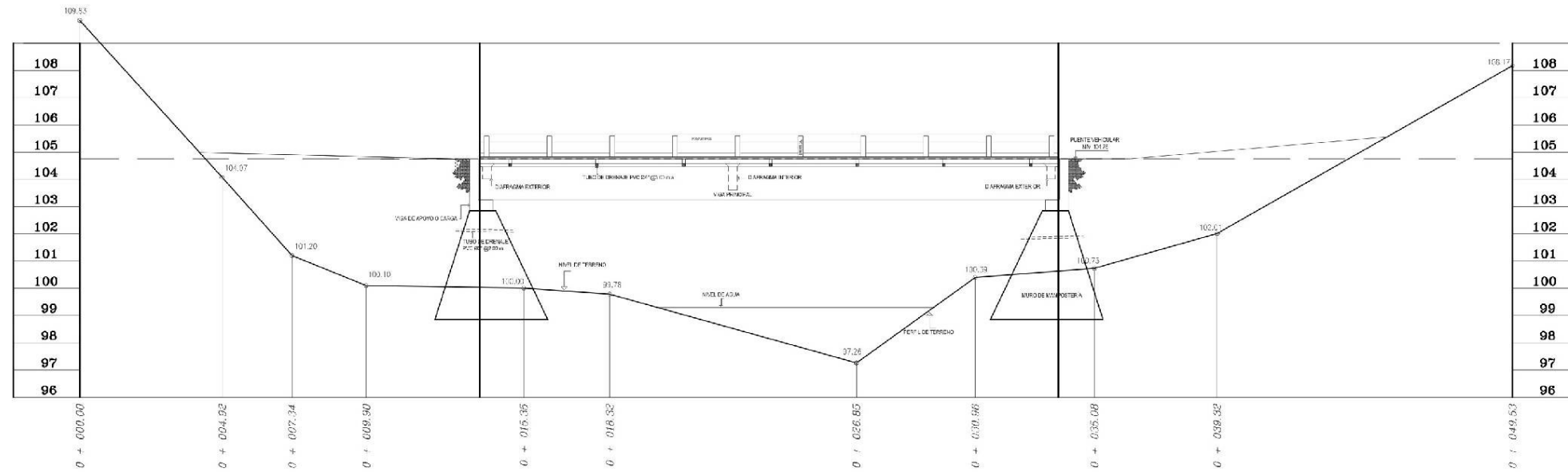
Sin escala

BASES DE DISEÑO:

- Superficie de rodadura de 4.00 m.
- Bombeo de 3%
- Cunetas de 0.60 de ancho y 0.30 de profundidad.
- Pendiente máxima 22.40 %
- Radio mínimo de Curvatura horizontal 47 mts para terreno plano y 18 m de terreno montañoso.
- Tránsito no mayor de 20 vehículos/día
- Velocidad de diseño 20 kms/hora
- Espesor de balasto 0.15 m.

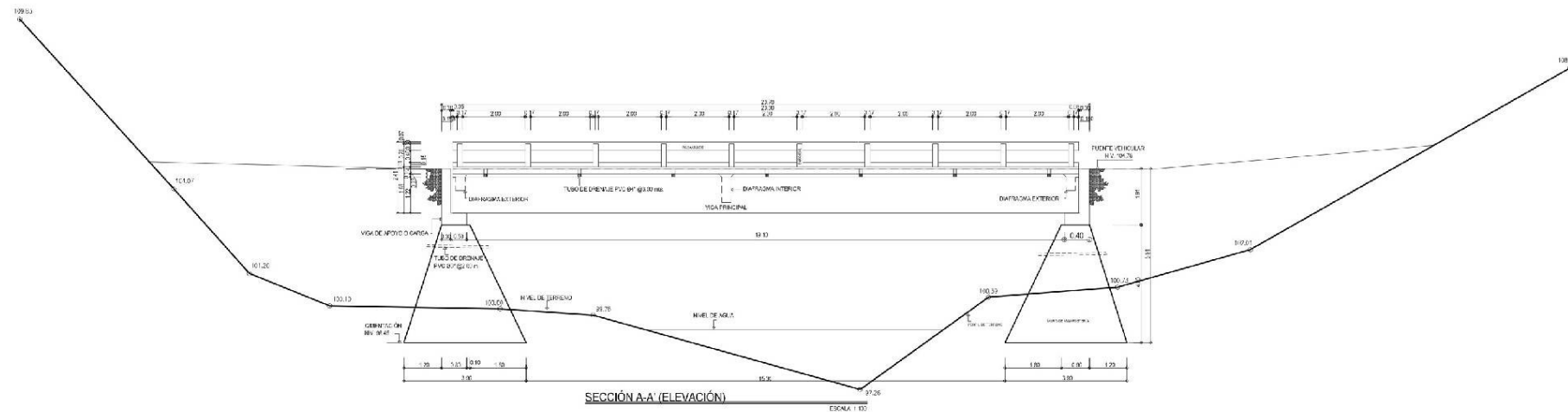
APÉNDICE 3

PLANOS PUENTE DE CONCRETO



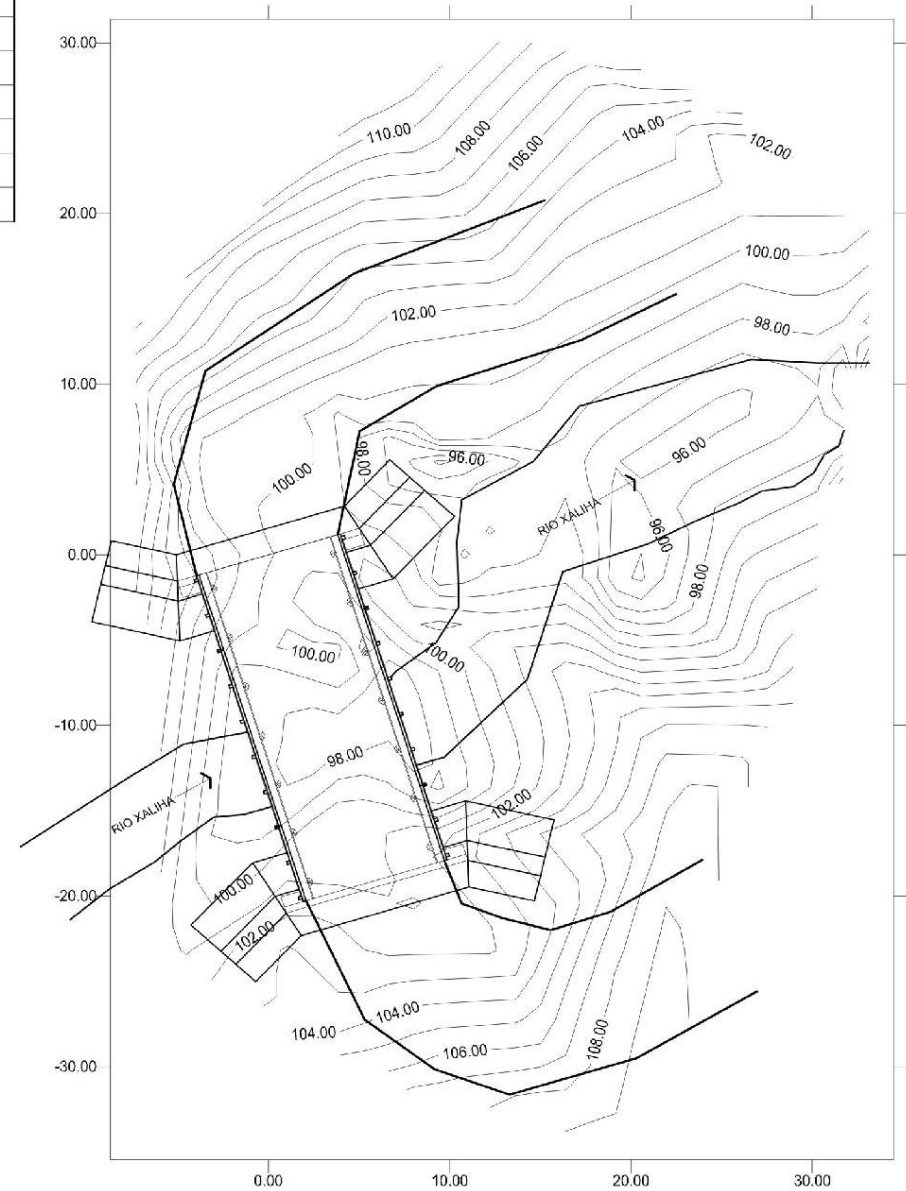
PERFIL

ESCALA 1:100



SECCIÓN A-A (ELEVACIÓN)

ESCALA 1:100



PLANTA GENERAL

ESCALA 1:200

NOTAS GENERALES

Especificaciones

1. **Diseño:** "Standard Specifications For Highway Bridges" de la American Association of State Highway and Transportation Officials (A.A.S.H.T.O.).
2. **Construcción:** "Especificaciones para construcción de Puentes y Carreteras" de la Dirección General de Caminos (Especificaciones de la D.G.C.) Edición de mayo de 1,975.
3. **Carga viva:** HS20-44 (A.A.S.H.T.O.)

Materiales

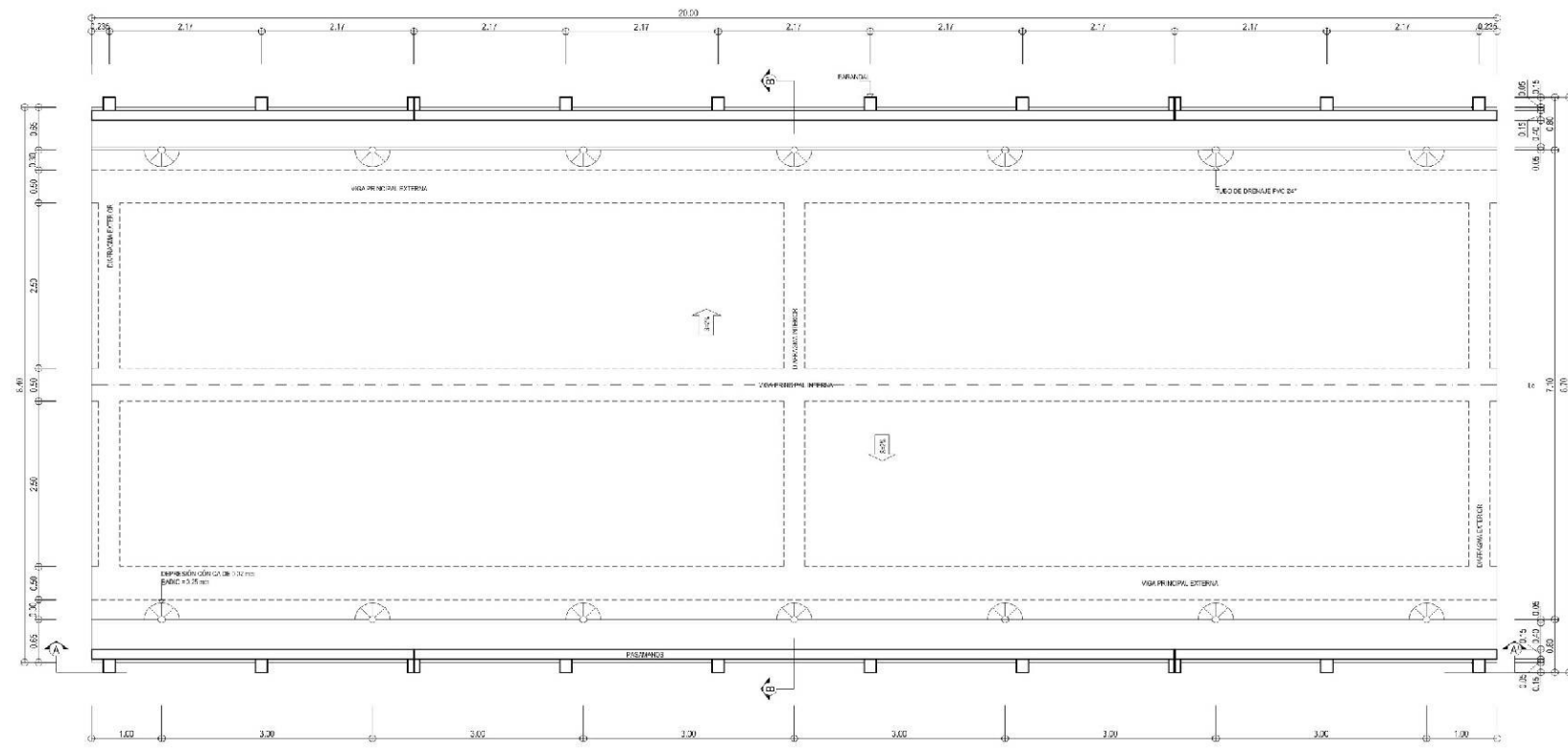
4. **Concretos:** (Sección 504 y 507 Especificaciones de la D.G.C.)
 - 4.1. **Concreto Clase 3,000:** Se usará concreto clase 4,000 con esfuerzo de ruptura a compresión de 210 kg/cm² (3,000 lbs/plg²) a los 28 días.
 - 4.2. **Concreto Ciclópeo:** Se usará concreto clase 2,500 con esfuerzo de ruptura a compresión de 175 kg/cm² (2,500 lbs/plg²) a los 28 días.
5. **Acero de refuerzo:** (Sección 509 Especificaciones D.G.C.) Se usará acero de refuerzo de grado estructural 40 en forma de barras corrugadas de acuerdo a las Especificaciones M31-54 de la A.A.S.H.T.O. y A3050-50T de A.S.T.M. (American Society of Testing and Materials).

Varios

6. Salvo que se indique otra cosa, se usará el siguiente recubrimiento en las barras de refuerzo: Para losas, 5 cm. en el superficie de rodadura y 2.5 cm. en las demás cosas; para vigas y diafragmas 5 cm., el recubrimiento se medirá entre rostro de la barra y la superficie del concreto.
7. Las formaletas y el acabado del concreto se harán según la sección 505 Especificaciones de la D.G.C.

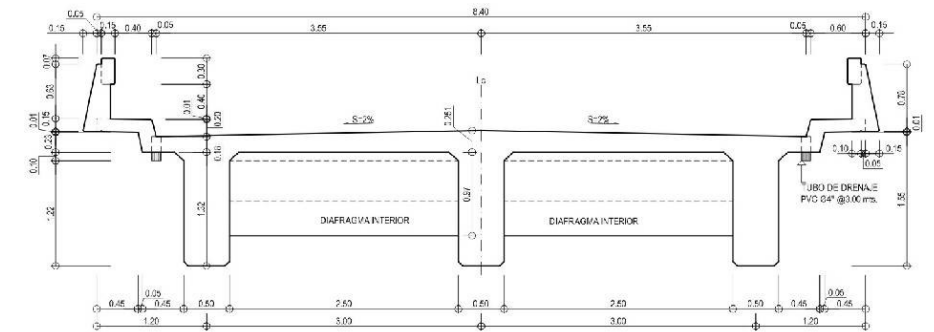
8. Los ganchos se doblarán según sección 509 Especificaciones de la D.G.C.
9. Los traslapes (Sección 509 Especificaciones D.G.C.) Serán de 24 diámetros, salvo en caso de vigas que tengan más de 30 cm. de concreto bajo las barras, en cuyo caso deberán usarse 35 diámetros o lo que indique los planos. Las barras de refuerzo No.11 de la cama inferior de las vigas se unirán a tope y el traslape será proporcionado por una barra adicional No.11 de 145 cm. En un mismo punto y para un mismo manajo de barras, sólo se permite hacer un empalme, escalonando los demás a una distancia mínima de 145 cm. El contratista deberá proporcionar un plano detallado de traslapes para que sea aprobado por el delegado residente.
10. Las dimensiones están dadas en metros.
11. Todas las aristas expuestas deberá ser biseladas aproximadamente 1 plg., a menos que se indique otra cosa.
12. Se usarán juntas de construcción solo donde lo indique los planos, o lo indique el delegado residente.
13. Deberá hacerse junta en el estribo de entrada y en el de salida. La plancha deberá soldarse al angular del estribo después de haber terminado la fundición y removido la formaleta.
14. La acera y el barandal deberán de fundirse después de permitir la libre deflexión de las vigas.
15. El acero estructural de los apoyos deberá pintarse en todas las superficies con no menos de dos capas de pintura anticorrosiva; con excepción de la parte de los pernos de anclaje que esta dentro del concreto.
16. **Modificaciones:** Cualquier modificación que quiera hacerse a los presentes planos, deberá consultarse previamente al Ing. Supervisor del proyecto, responsable del diseño.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA		EPS INGENIERIA
PROYECTO: Diseño de Puente Vehicular <small>Aldea Xalja Chica, San Juan Chamelecón de Alta Verapaz</small>		
PLANO DE: PERFIL, CURVAS A NIVEL Y SECCION LONGITUDINAL A-A'		
DISEÑO: SINDRY YANETH PACAY MORALES CALCULO: SINDRY YANETH PACAY MORALES DIBUJO: SINDRY YANETH PACAY MORALES		
TITULO: <small>Ing. Civil Luis Gregorio Alfaro Velz</small>	APROBADO: <small>Ing. Civil Luis Gregorio Alfaro Velz</small>	Ing. Civil Luis Gregorio Alfaro Velz Supervisor de EPS
ESCALA: INDICADA	FECHA: OCTUBRE 2008	



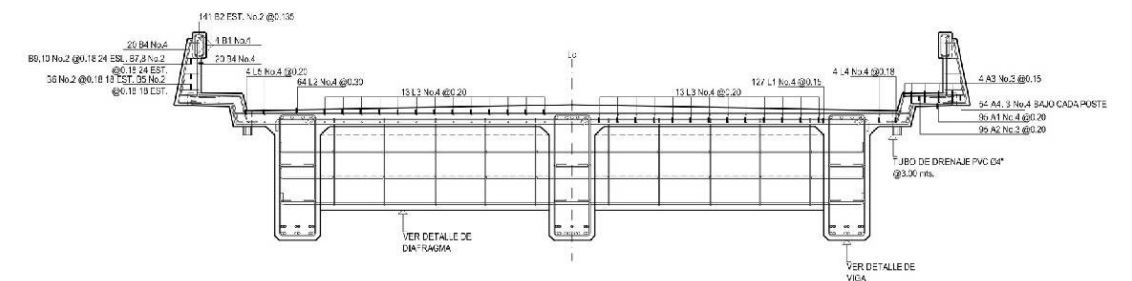
PLANTA ACOTADA

ESCALA 1:50



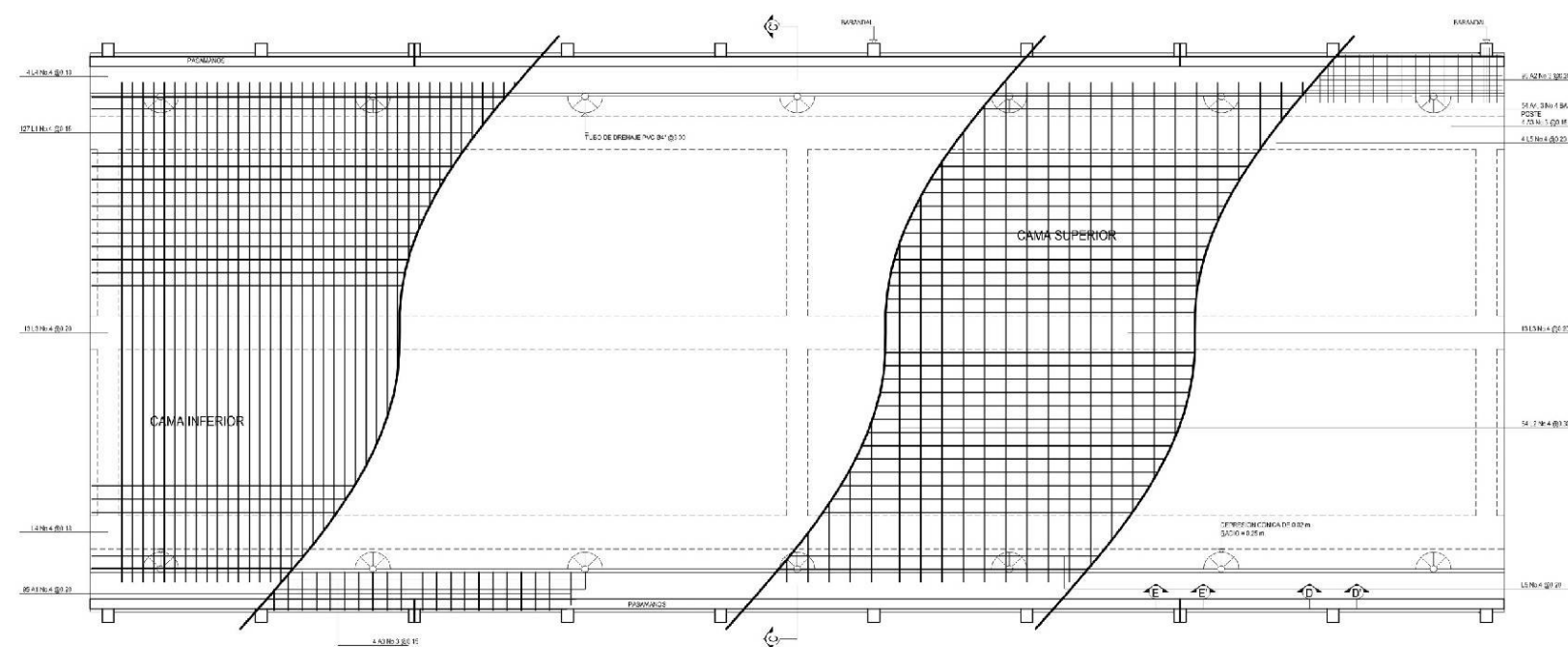
SECCIÓN B-B' (GEOMETRÍA)

ESCALA 1:40



SECCIÓN C-C' (REFUERZO)

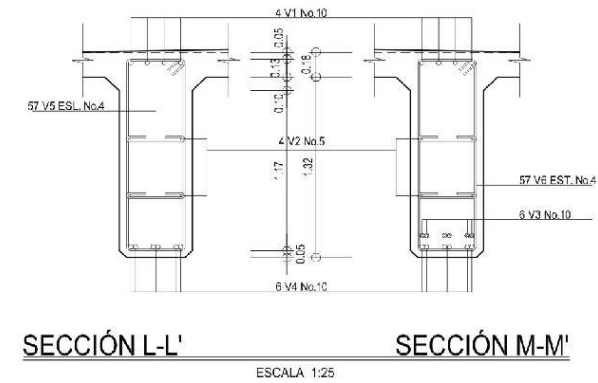
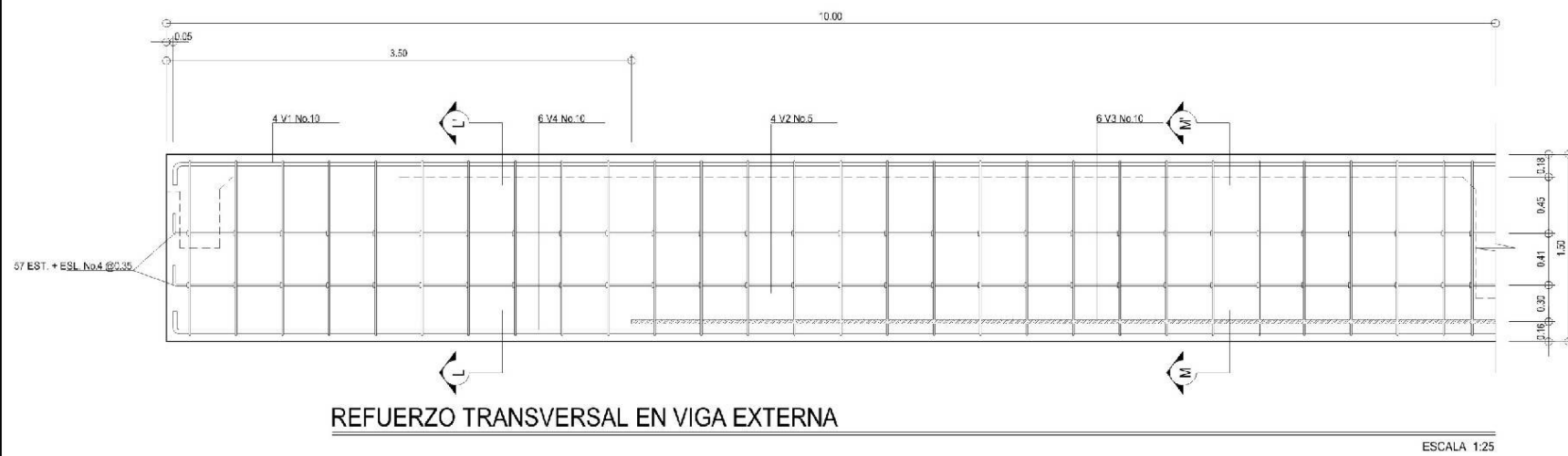
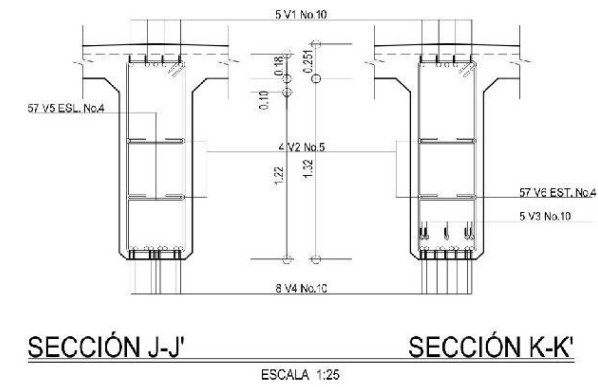
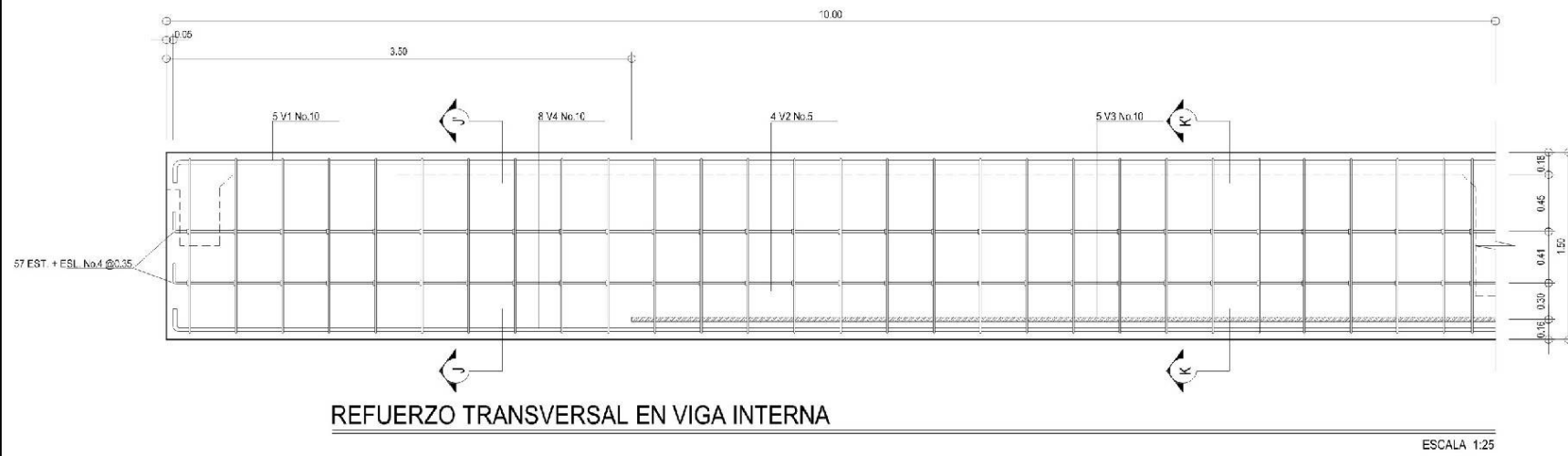
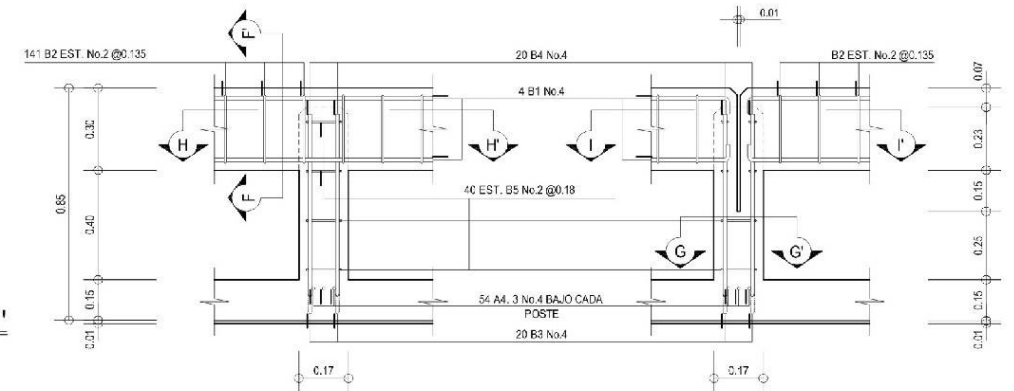
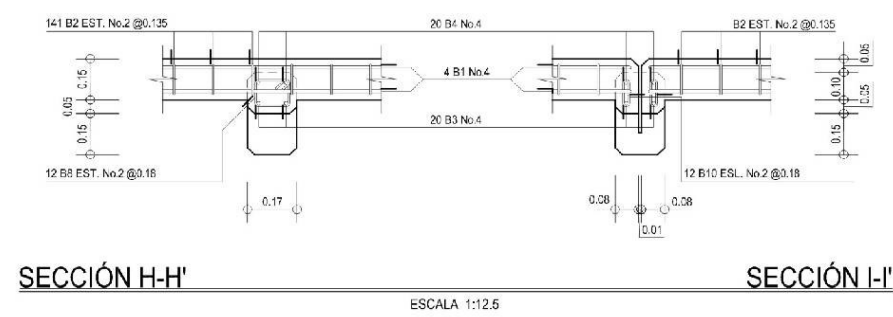
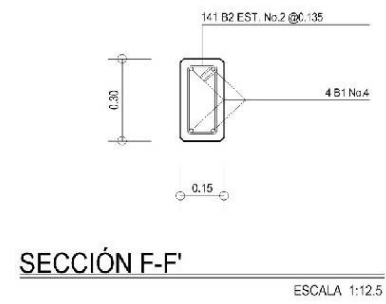
ESCALA 1:40



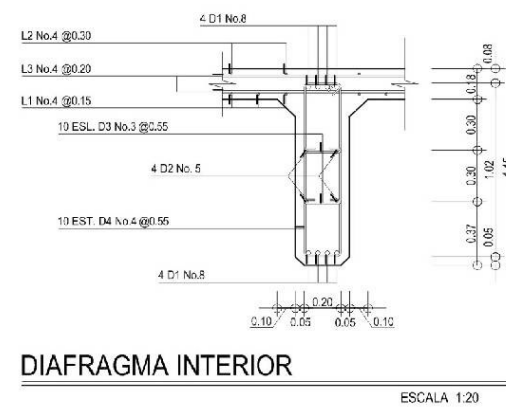
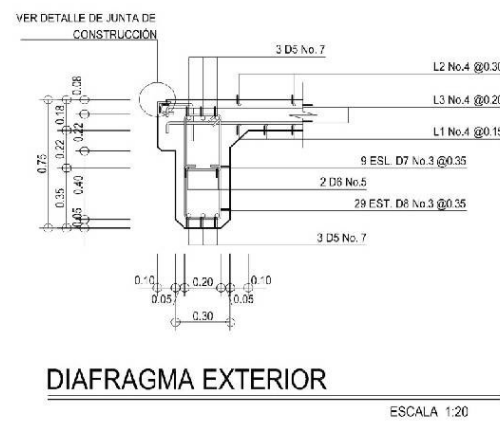
PLANTA DE ARMADO DE LOSA


ESCALA 1:50

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA		EPS INGENIERIA 
PROYECTO: Diseño de Puente Vehicular <small>Almoo No. 30, C.A. 15, 001, San Juan, Guatemala, Guatemala</small>		
PLANO DE: PLANTA Y SECCIONES		DISEÑO: SINDRY YANETH PACAY MORALES CALCULO: SINDRY YANETH PACAY MORALES DIBUJO: SINDRY YANETH PACAY MORALES
RELVISOR: <small>Ing. Civil Luis Gregorio Alfaro Véliz</small>	APROBADO:	Ing. Civil Luis Gregorio Alfaro Véliz Supervisor de EPS
ESCALA: INDICADA	FECHA: OCTUBRE 2005	
		HOJA N. 2 4



Nota: Para el refuerzo de vigas, se utilizará un esfuerzo máximo del concreto de 281 kg/cm² (4,000 PSI) y un esfuerzo de fluencia del acero de 4,200 kg/cm² (60,000 PSI).



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA FACULTAD DE INGENIERIA		EPS INGENIERA
PROYECTO: Diseño de Puente Vehicular Avenida 10 de Octubre, San Juan Chetumal, Guatemala		DISEÑO: SINDRY YANETH PACAY MORALES CALCULO: SINDRY YANETH PACAY MORALES DIBUJO: SINDRY YANETH PACAY MORALES
PLANO DE: VIGAS, DIAFRAGMAS, POSTES Y BARANDAL		
RELVISOR: Ing. Civil Luis Gregorio Alfaro Veliz	APROBADO:	Ing. Civil Luis Gregorio Alfaro Veliz Supervisor de EPS
ESCALA: INDICADA	FECHA: OCTUBRE 2005	3 4

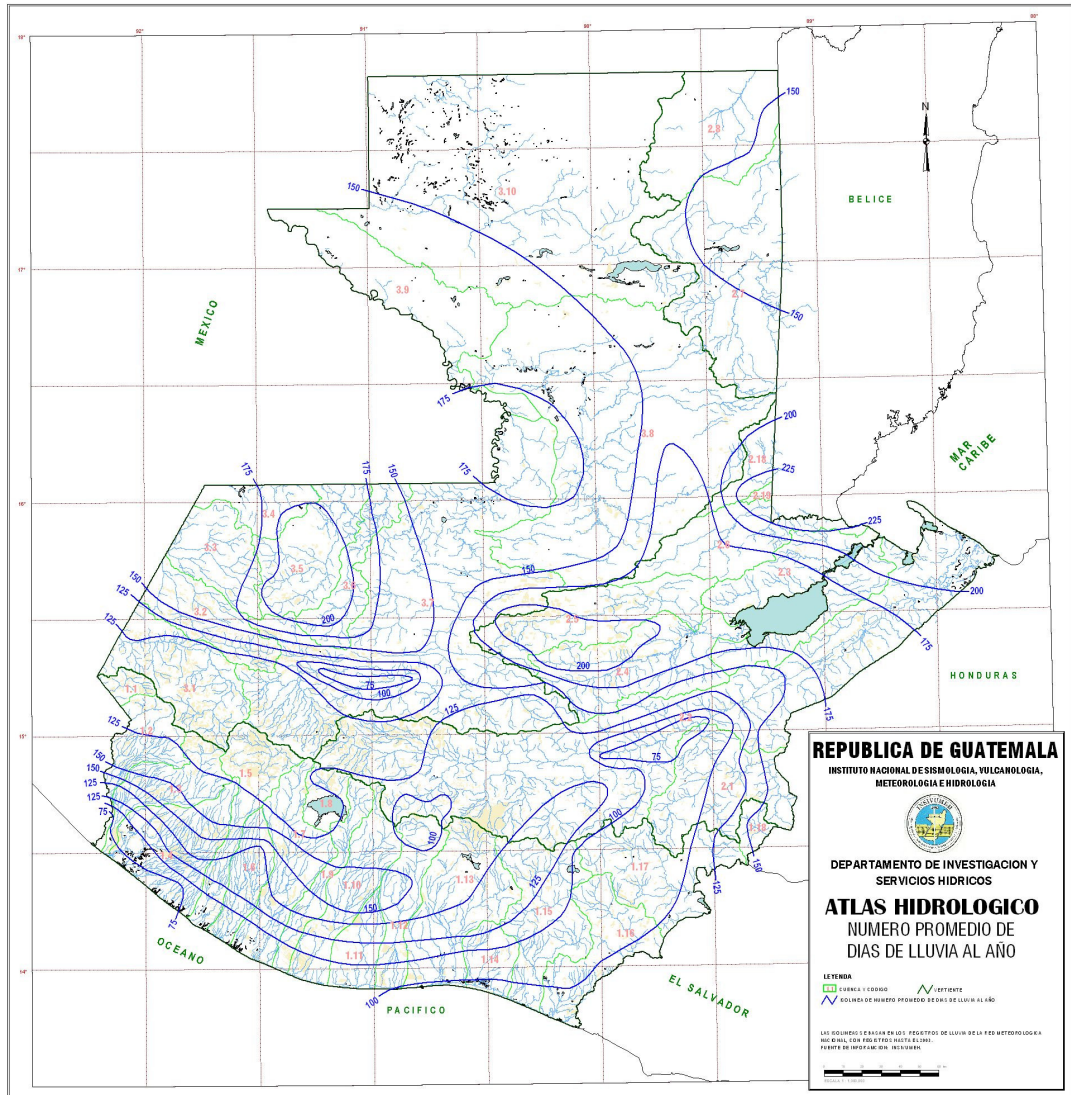
ANEXO

Figura XXXV. Fotografía aérea del área de estudio proyecto carretero, comunidades Xalija y Chiitix.



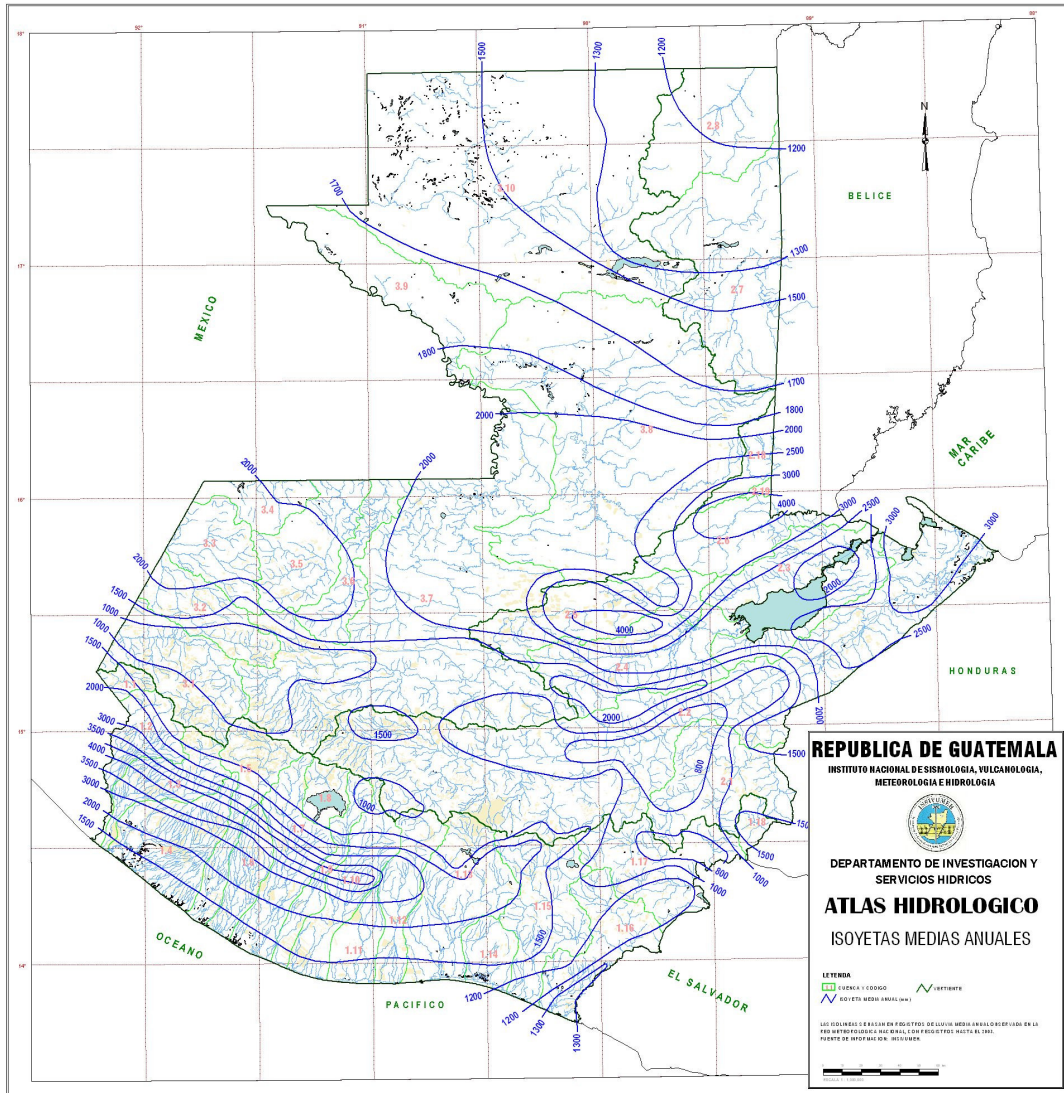
Fuente. Oficina Técnica Municipal.

Figura XXXVI. Número promedio de días de lluvia al año.



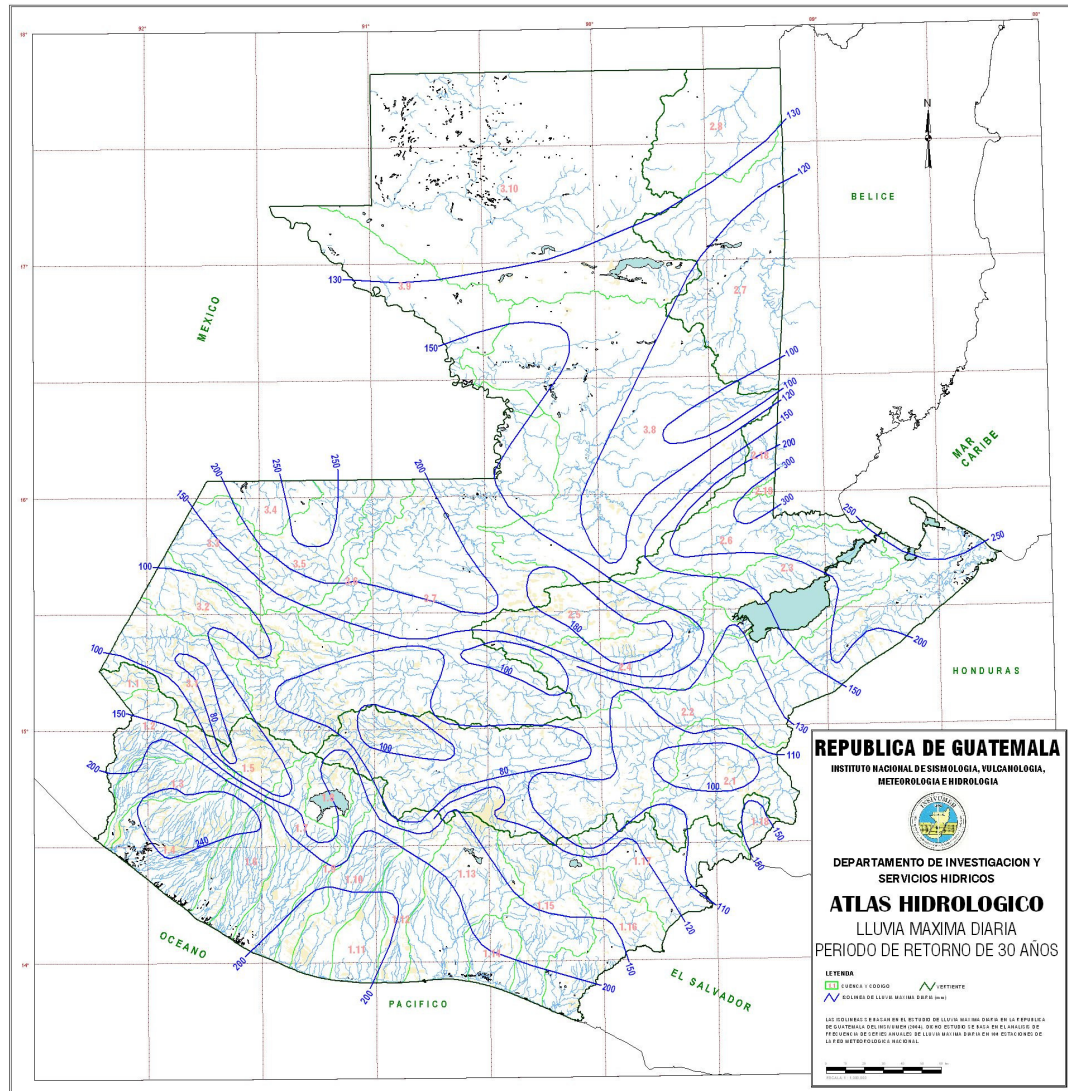
Fuente. Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH).

Figura XXXVII. Isoyetas medias anuales (lluvia media anual en mm).



Fuente. Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH).

Figura XXXVIII Lluvia máxima diaria (mm) período de retorno de 30 años.



Fuente. Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH).

Tabla XXVIII.

**ESPECIFICACIONES PARA CAMINOS DE PENETRACIÓN
SECCIÓN TÍPICA G**

G	RADIO	20KPH				30KPH				40KPH			
		DB = 10				DB = 11				DB =12			
		e%	LS	Δ	SA	e%	LS	Δ	SA	e%	LS	Δ	SA
1°	1146	0.2	11	0.6	0	0.5	17	0.8	0	0.8	22	1.1	0
2°	573	0.4	11	1.1	0	0.9	17	1.7	0	1.6	22	2.2	0
3°	382	0.6	11	1.7	0	1.3	17	2.5	0	2.3	22	3.3	0.6
4°	286.5	0.8	11	2.2	0	1.7	17	3.3	0.6	3	22	4.4	0.6
5°	229.2	1	11	2.8	0	2.1	17	4.2	0.6	3.7	22	5.6	0.6
6°	191	1.2	11	3.3	0.6	2.5	17	5	0.6	4.4	22	6.7	0.6
7°	163.7	1.3	11	3.9	0.6	2.9	17	5.8	0.6	5	22	7.8	0.6
8°	143.2	1.5	11	4.4	0.6	3.3	17	6.7	0.6	5.5	22	8.9	0.6
9°	127.3	1.7	11	5	0.6	3.7	17	7.5	0.6	6.1	24	10.6	0.65
10°	114.6	1.9	11	5.6	0.6	4	17	8.3	0.61	6.6	25	12.7	0.7
11°	104.2	2.1	11	6.1	0.6	4.4	17	9.2	0.65	7	27	15	0.75
12°	95.49	2.2	11	6.7	0.6	4.7	17	10.1	0.7	7.5	29	17.4	0.8
13°	88.15	2.4	11	7.2	0.65	5	18	11.7	0.74	7.9	31	19.8	0.85
14°	81.85	2.6	11	7.8	0.68	5.4	19	13.4	0.79	8.2	32	22.4	0.9
15°	76.39	2.7	11	8.6	0.72	5.7	20	15.1	0.83	8.6	33	24.9	0.95
16°	71.72	2.9	11	8.9	0.76	6	21	17	0.87	8.9	34	27.5	0.99
17°	67.41	3.1	11	9.4	0.8	6.2	22	18.9	0.92	9.1	35	30.1	1.04
18°	63.66	3.2	11	10	0.84	6.5	23	20.9	0.96	9.4	36	32.6	1.09
19°	60.31	3.4	11	10.6	0.88	6.8	24	22.9	1	9.5	37	35.2	1.13
20°	57.3	3.6	12	11.7	0.92	7	25	25	1.05	9.7	38	37.6	1.18
21°	54.57	3.7	12	12.8	0.95	7.3	26	27.2	1.09	9.8	38	40	1.23
22°	52.09	3.9	13	14	0.99	7.5	27	29.4	1.13	9.9	38	42.3	1.27
23°	49.82	4	13	15.2	1.03	7.7	28	31.7	1.17	10	39	44.5	1.32
24°	47.75	4.2	14	16.4	1.07	7.9	28	33.9	1.22	10	39	46.5	1.36
25°	45.84	4.3	14	17.7	1.11	8.1	29	36.2	1.26				
26°	44.07	4.5	15	19.1	1.15	8.3	30	38.6	1.3				
27°	42.44	4.6	15	20.4	1.19	8.5	30	40.9	1.34				
28°	40.93	4.8	16	21.9	1.23	8.7	31	43.3	1.38				
29°	39.51	4.9	16	23.3	1.27	8.8	31	45.7	1.42				
30°	38.2	5.1	17	24.8	1.3	9	32	48	1.47				

1/3

Continuación

**ESPECIFICACIONES PARA CAMINOS DE PENETRACIÓN
SECCIÓN TÍPICA G**

G	RADIO	20KPH				30KPH				40KPH			
		DB = 10				DB = 11				DB =12			
		e%	LS	Δ	SA	e%	LS	Δ	SA	e%	LS	Δ	SA
31°	36.97	5.2	17	26.3	1.34	9.1	33	50.4	1.51				
32°	35.81	5.3	17	27.9	1.39	9.3	33	52.8	1.55				
33°	34.73	5.5	18	29.5	1.4	9.4	33	55.1	1.59				
34°	33.7	5.6	18	31.1	1.46	9.5	34	57.4	1.63				
35°	32.74	5.7	19	32.8	1.5	9.6	34	59.7	1.67				
36°	31.83	5.9	19	34.5	1.53	9.7	34	62	1.71				
37°	30.97	6	20	36.2	1.57	9.8	35	64.2	1.75				
38°	30.16	6.1	20	38	1.61	9.8	35	66.4	1.79				
39°	29.38	6.2	20	39.7	1.65	9.9	35	68.5	1.83				
40°	28.65	6.4	21	41.5	1.69	9.9	35	70.6	1.87				
41°	27.95	6.5	21	43.4	1.73	10	35	72.6	1.92				
42°	27.28	6.6	22	45.2	1.76	10	36	74.6	1.96				
43°	26.65	6.7	22	47.1	1.8	10	36	76.5	2				
44°	26.04	6.8	22	49	1.84								
45°	25.47	6.9	23	51	1.88								
46°	24.91	7	23	52.9	1.92								
47°	24.38	7.1	23	54.9	1.96								
48°	23.87	7.2	24	56.9	1.99								
49°	23.39	7.3	24	58.9	2.03								
50°	22.92	7.4	24	60.9	2.07								
51°	22.47	7.5	25	63	2.11								
52°	22.04	7.6	25	65	2.15								
53°	21.62	7.7	25	67.1	2.19								
54°	21.22	7.8	26	69.2	2.23								
55°	20.83	7.9	26	71.3	2.26								
56°	20.46	8	26	73.4	2.3								
57°	20.1	8.1	26	75.5	2.34								
58°	19.76	8.2	27	77.7	2.38								
59°	19.42	8.3	27	79.8	2.42								
60°	19.1	8.4	27	82	2.46								

2/3

Continuación

**ESPECIFICACIONES PARA CAMINOS DE PENETRACIÓN
SECCIÓN TÍPICA G**

G	RADIO	20KPH				30KPH				40KPH			
		DB = 10				DB = 11				DB = 12			
		e%	LS	Δ	SA	E%	LS	Δ	SA	e%	LS	Δ	SA
61°	18.79	8.4	28	84.1	2.5								
62°	18.48	8.5	28	86.3	2.54								
63°	18.19	8.6	28	88.4	2.58								
64°	17.91	8.7	28	90.6	2.61								
65°	17.63	8.7	29	92.8	2.65								
66°	17.36	8.8	29	95	2.69								
67°	17.1	8.9	29	97.2	2.73								
68°	16.85	8.9	29	99.3	2.77								
69°	16.61	9	29	101.5	2.81								
70°	16.37	9.1	30	103.7	2.85								

3/3

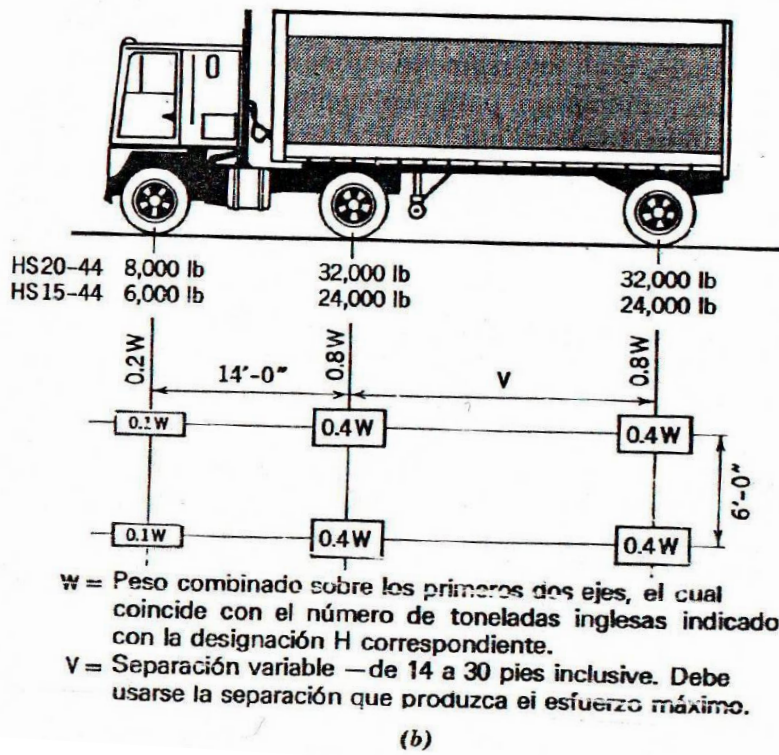
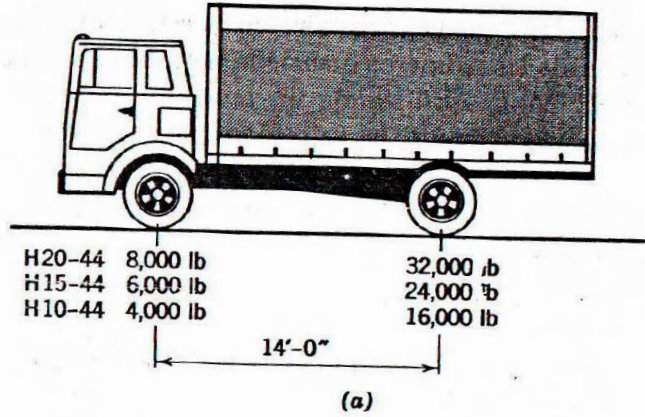
1. El peralte fue calculado según el método "4" recomendado por la AASTHO.
2. El peralte se repartirá proporcionalmente a la longitud de la espiral usada debiendo ser el PC ó PT el punto medio de dicha espiral.
3. En las curvas con peralte calculado menor que la pendiente del bombeo se recomienda usar como peralte la pendiente del bombeo.
4. El paso del bombeo al 0% en el principio o el final de la espiral (TS ó ST) debe hacerse proporcionalmente a la distancia Db.

Donde Db = pendiente de bombeo x ancho asfáltico x denominador de la pendiente de desarrollo del peralte.

Sin embargo se recomienda usar las que aparecen en este cuadro que son las correspondientes a un bombeo de 3%, un ancho asfáltico de 7.20m y el denominador de la pendiente indicada.

5. Las longitudes de espiral fueron calculadas según las pendientes de desarrollo del peralte indicadas arriba y recomendadas por AASTHO.
6. Los mínimos valores de longitud de espiral son los correspondientes a las distancias recomendadas en dos segundos a la velocidad del diseño.
7. Velocidad en kilómetros por hora y $R = 1,145.92/G^\circ$

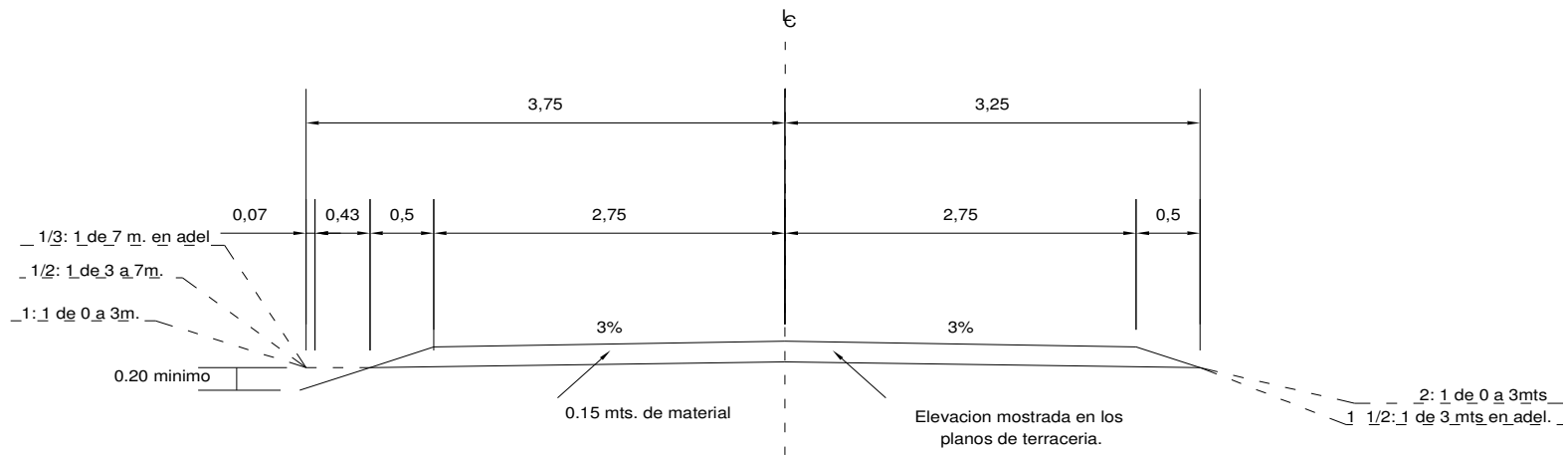
Figura XXXIX. Cargas estándar de camión para carreteras.



w = Peso combinado sobre los primeros dos ejes, el cual coincide con el número de toneladas inglesas indicado con la designación H correspondiente.
 V = Separación variable — de 14 a 30 pies inclusive. Debe usarse la separación que produzca el esfuerzo máximo.

a) Camiones estándar H. b) Camiones estándar HS.

Figura XL. Sección típica alineación recta.

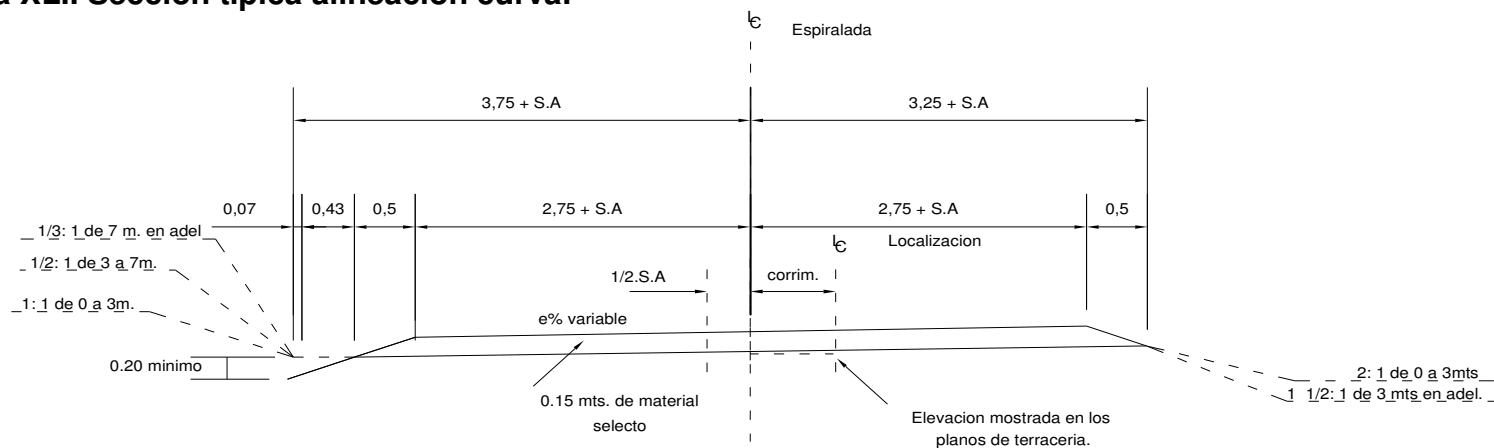


ALINEACION RECTA

CARRETERA TIPO "G"	
ANCHO DE CALZADA	5.50m
ANCHO DE TERRACERIA CORTE	7.50m
RELLENO	6.50m
ANCHO DE DERECHO DE VIA	25.00m

CARRETERA TIPO "G"

Figura XLI. Sección típica alineación curva.



ALINEACION CURVA

CARRETERA TIPO "G"

ANCHO DE CALZADA	5.50m
ANCHO DE TERRACERIA CORTE	7.50m
RELLENO	6.50m
ANCHO DE DERECHO DE VIA	25.00m

CARRETERA TIPO "G"

Tabla XXIX

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS												
VALORES LÍMITES RECOMENDADOS PARA LAS CARACTERÍSTICAS DE LA CARRETERA EN ESTADO FINAL												
T.P.D. DE (I)	CARRETERA	VELOCIDAD DE DISEÑO (KPH)	ANCHO DE CALZ. (m) (IV)	ANCHO DE TERRACERÍA		DERECHA DE VIA(m)	RADIO MÍNIMO (m)	PEND. MAX (m)	DIST. VISIB. PARAD.		DIST. VISIB. PASO	
				CORTE (m)	RELLENO (m)				MÍNIMA (m)	RECOM. (m)	MÍNIMA (m)	RECOM. (m)
	TIPO "A"		2 X 7.20	25	24	50						
3000	REGIONES:											
A	LLANAS	100					375	3	160	200	700	750
5000	ONDULADAS	80					225	4	110	150	520	550
	MONTAÑOSAS	60					110	5	70	100	350	400
	TIPO "B"		7.2	13	12	40						
1500	REGIONES:											
A	LLANAS	80					225	6	110	150	520	550
3000	ONDULADAS	60					110	7	70	100	350	400
	MONTAÑOSAS	40					47	8	40	50	180	200
	TIPO "C"		6.5	12	11	40						
900	REGIONES:											
	LLANAS	80					225	6	110	150	520	550
1500	ONDULADAS	60					110	7	70	100	350	400
	MONTAÑOSAS	40					47	8	40	50	180	200

1/3

Continuación

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS												
VALORES LÍMITES RECOMENDADOS PARA LAS CARACTERÍSTICAS DE LA CARRETERA EN ESTADO FINAL												
T.P.D. DE (I)	CARRETERA	VELOCIDAD DE DISEÑO (KPH)	ANCHO DE CALZ. (m) (IV)	ANCHO DE TERRACERÍA		DERECHA DE VIA(m)	RADIO MÍNIMO (m)	PEND. MAX (m)	DIST. VISIB. PARAD.		DIST. VISIB. PASO	
				CORTE (m)	RELLENO (m)				MÍNIMA (m)	RECOM. (m)	MÍNIMA (m)	RECOM. (m)
	TIPO "D"		6	11	10	40						
500	REGIONES:											
A	LLANAS	50					225	6	110	150	520	550
900	ONDULADAS	40					110	7	70	100	350	400
	MONTAÑOSAS	30					47	8	40	50	180	200
	TIPO "E"		5.5	9.5	8.5	40						
100	REGIONES:											
A	LLANAS	40					75	8	55	70	260	300
500	ONDULADAS	30					47	9	40	50	180	200
	MONTAÑOSAS	20					30	10	30	35	110	150
	TIPO "F"		5.5	9.5	8.5	25						
0	REGIONES:											
A	LLANAS						47	10	40	50	180	200
100	ONDULADAS						30	12	30	35	110	150
	MONTAÑOSAS						18	14	20	25	50	100

2/2

Figura XLII. Localización de San Juan Chamelco A.V.

