



ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

**“Diagnóstico del puente Los Chirijos y estudio de alternativas de
un nuevo puente”**

PROYECTO INTEGRADOR

Previo a la Obtención del título de:

INGENIERÍA CIVIL

Presentado por:

Jonathan Edén Arévalo Paredes

Marco Antonio Sánchez Campoverde

GUAYAQUIL – ECUADOR

Año – 2015

AGRADECIMIENTO

A Dios por cada bendición que me ha brindado.

A mis padres por el enorme esfuerzo que han hecho para que yo pueda alcanzar mis metas.

A mis hermanos y amigos por sus palabras de aliento, impulsando los pasos que he dado.

Al Dr. Miguel Ángel Chávez por compartir sus experiencias en el desarrollo de este proyecto.

Jonathan Arévalo

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por haberme guiado en este arduo camino y darme las fuerzas para superar cada obstáculo que me enfrentado.

A mi madre y mi padre, por enseñarme tanto, por creer siempre en mí y brindarme el apoyo cada vez que lo necesitaba. A mis hermanos, que con sus consejos me han dado las armas para enfrentar cada reto en mi vida.

Al Dr. Miguel Ángel Chávez, por toda la colaboración brindada durante las materias que dicta y la elaboración de este proyecto.

Marco Sánchez

DEDICATORIA

A Dios por brindarme la vida y sus bendiciones. A mis padres por su gran amor y por creer en mí. A mis hermanos por el apoyo otorgado. A mi compañero por su dedicación a la realización de este proyecto. A mis familiares y amigos por ser parte de los momentos importantes de mi vida.

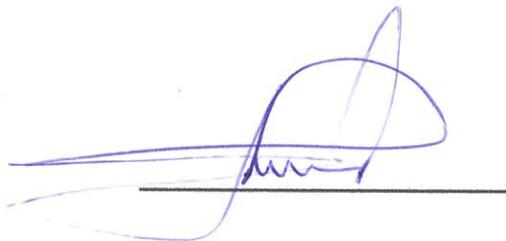
Jonathan Arévalo

DEDICATORIA

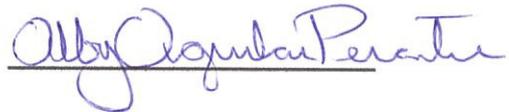
Dedico este trabajo principalmente a Dios, por haberme dado la vida y permitirme llegar a este momento tan importante de mi vida. A mis padres, quienes me han guiado, apoyado y acompañado en cada una de mis decisiones en este arduo camino para convertirme en profesional. A mis hermanos que siempre han estado dándome una mano y motivándome. A mi compañero, que gracias al equipo que formamos logramos llegar hasta el final.

Marco Sánchez

TRIBUNAL DE EVALUACIÓN



Dr. Miguel Ángel Chávez.:
DIRECTOR DEL PROYECTO



M. Sc. Alby Aguilar P.:
COORDINADORA DE
INGENIERÍA CIVIL

DECLARACIÓN EXPRESA

“La responsabilidad del contenido de este Trabajo de Titulación, me corresponden exclusivamente; el patrimonio intelectual de la misma a la ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL”.



Jonathan Eden Arévalo Paredes



Maco Antonio Sánchez Campoverde

RESUMEN

El presente trabajo incluye un análisis inicial o diagnóstico del puente Los Chirijos de la ciudad de Milagro. Luego del correspondiente estudio se ha llegado a concluir que dicha estructura no cumple las normas de diseño actualmente vigente. Uno de los aspectos que más se destacan es que el puente los Chirijos, constituye una obra que obstaculiza el libre flujo del río Milagro.

Mediante informaciones topográficas, hidrológicas y geotécnicas, se llegó a determinar que se pueden tener tres alternativas de diseño del nuevo puente, cada una de las cuales debidamente escrita y formuladas.

Luego de un análisis basado en varios criterios técnicos se llegó a determinar la alternativa más conveniente, que consiste en un puente de estructura metálica. Esta solución satisface las necesidades de tráfico e hidráulica fluvial.

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	III
ÍNDICE GENERAL.....	IV
ABREVIATURAS	IX
SIMBOLOGÍA	X
ÍNDICE DE FOTOGRAFÍA.....	XI
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XII
ÍNDICE DE TABLAS	XV
ÍNDICE DE ECUACIONES	XVIII
CAPÍTULO 1.....	1
1 INTRODUCCIÓN	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 ANTECEDENTES.....	2
1.3 OBJETIVOS.....	5
1.3.1. Objetivo General	5
1.3.2. Objetivos Específicos.....	5
CAPITULO 2.....	6
2 CARACTERÍSTICAS GENERALES.....	6

2.1	INFORMACIÓN DISPONIBLE.....	6
2.2	GEOMORFOLOGÍA.....	7
2.3	GEOLOGÍA GENERAL.....	8
2.4	CLIMA E HIDROLOGÍA.....	9
2.4.1	Precipitación	10
2.4.2	Temperatura	11
2.4.3	Evaporación	11
2.4.4	Humedad relativa.....	12
2.4.5	Heliofania.....	13
2.4.6	Caudales.....	14
2.4.7	Niveles	15
2.5	DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA.....	15
CAPITULO 3.....		17
3	ESTUDIOS PRELIMINARES	17
3.1	ESTUDIO DE SUELOS	17
3.1.1	Peligro sísmico.....	19
3.1.2	Zonificación sísmica regional.....	19
3.2	ENSAYO DE RESISTENCIA.....	25
3.3	TRÁFICO PROMEDIO ANUAL.....	29

3.4	TOPOGRAFÍA.....	34
CAPÍTULO 4.....		38
4	DIAGNOSTICO DEL PUENTE.....	38
4.1	ESTADO ACTUAL.....	41
4.2	ANÁLISIS DEL TRÁFICO.....	47
4.3	ANÁLISIS DE PILA CENTRAL.....	48
4.4	ANÁLISIS DEL ESTRIBO Y CIMENTACIÓN.....	55
4.5	DIAGNOSTICO.....	61
CAPÍTULO 5.....		62
5	PLANTEAMIENTO DE POSIBLES ALTERNATIVAS.....	62
5.1	PRIMERA ALTERNATIVA: PUENTE DE VIGAS PRETENSADAS.....	67
5.1.1	Pre-dimensionamiento de la losa.....	67
5.1.2	Pre-dimensionamiento de vigas pre-tensadas.....	68
5.1.3	Pre-dimensionamiento de estribos y pilotes.....	70
5.1.4	Presupuesto referencial.....	76
5.1.5	Tiempo estimado de la ejecución de la obra.....	78
5.2	SEGUNDA ALTERNATIVA: PUENTE DE VIGAS POSTENSADAS.....	80
5.2.1	Pre-dimensionamiento de la losa.....	80
5.2.2	Pre-dimensionamiento de vigas postensadas.....	80

5.2.3	Pre-dimensionamiento de estribo y pilotes	81
5.2.4	Presupuesto referencial	87
5.2.5	Tiempo estimado de la ejecución de la obra.....	89
5.3	TERCERA ALTERNATIVA: PUENTE METÁLICO	91
5.3.1	Pre-dimensionamiento de la losa.....	91
5.3.2	Pre-dimensionamiento de viga metálica	91
5.3.3	Pre-dimensionamiento de estribo y pilotes	95
5.3.4	Presupuesto referencial	100
5.3.5	Tiempo estimado de la ejecución de la obra.....	103
5.4	ESTUDIO AMBIENTAL.....	105
5.4.1	Descripción física del área.....	105
5.4.2	Climatología.....	105
5.4.3	Flora y fauna.....	106
5.4.4	Evaluación de Impacto Ambiental.....	106
5.4.5	Manejo ambiental.....	107
5.4.6	Manejo del proceso constructivo.....	108
CAPÍTULO 6.....		109
6	ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS	109
6.1	CRITERIOS PARA SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS	110

6.2	MATRIZ DE SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS	112
	CAPÍTULO 7.....	117
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	117
7.1	CONCLUSIONES.....	117
7.2	RECOMENDACIONES.....	119

ANEXOS

ANEXO A. DATOS HIDROLOGICOS

ANEXO B. ESTUDIOS DE SUELO

ANEXO C. ESPECTRO ELASTICO SEGÚN LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN.

ANEXO D. FOTOGRAFIAS TOMADAS DURANTE LA REALIZACION DEL ENSAYO DE ESCLEROMETRIA

ANEXO E. LIBRETA TOPOGRÁFICA

ANEXO F. AFORO DE TRÁFICO

ANEXO G. PLANO CARTOGRÁFICO DE MILAGRO

ANEXO H. PLANOS

BIBLIOGRAFÍA

ABREVIATURAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation
Altn.	Alternativas
ASTM	American Society for Testing and Materials
DC	Carga muerta de la estructura
DW	Carga muerta de la superficie de desgaste y utilidades
EH	Carga por empuje de tierra horizontal
EQ	Carga de sismo
EV	Carga muerta por presión vertical de tierra
IGM	Instituto Geográfico Militar
INAMHI	Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología
LL	Carga viva vehicular
LRFD	Load and Resistance Factor Design
MTOP	Ministerio de Transporte y Obras Públicas
NEVI	Norma Vial Ecuatoriana
Pte.	Puente
TPDA	Tráfico Promedio Diario Anual

SIMBOLOGÍA

cm Centímetro

kg Kilogramo

m Metro

Ton Toneladas

s segundo

mm Milímetro

°C Grados Celsius

kN Kilo newton

klb Kilo libra

U Unidad

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍA

Fotografía 1. Puente Chirijos en sus primeros días década del 60.....	2
Fotografía 2. Equipo utilizado	26
Fotografía 3 Estado actual de la calzada.....	41
Fotografía 4 Paso peatonal de puente Chirijos.....	42
Fotografía 5. Presencia de humedad en vigas de puente "Chirijos".	43
Fotografía 6. Vista de losa de puente Chirijos y presencia de basura cerca a la pila.....	43
Fotografía 7. Presencia de maleza en una de sus pilas.	45
Fotografía 8. Vista de Estribo y pilotes expuestos.	45
Fotografía 9. Incidencia de la pila en el río	46

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación del puente "Los Chirijos".	3
Figura 2. Distancia del Pte. Valdez con respecto al Pte. Chirijos.	17
Figura 3. Ecuador, zonas sísmicas y valor del factor de zona Z.	19
Figura 4. Espectro elástico para las condiciones del sitio.	24
Figura 5 Volumen de Vehículos Livianos vs Tiempo	31
Figura 6 Volumen de Buses vs Tiempo	31
Figura 7 Volumen de Camiones de dos ejes (C2) vs. Tiempo.	32
Figura 8. Volumen de motos vs. Tiempo	32
Figura 9. Vista de Planta del levantamiento Topográfico	35
Figura 10 Perfil T1	36
Figura 11 Perfil T2	36
Figura 12 Perfil T3	37
Figura 13 Perfil T4	37
Figura 14 Perfil T5	37
Figura 15. Características del camión de diseño.	40
Figura 16 Galibo del puente existente	46
Figura 17. Esquemático de ancho de calzada.	47
Figura 18. Dimensiones actuales de la pila.	48
Figura 19. Secciones de viga cabezal y súper-estructura.	48
Figura 20. Análisis de carga en los extremos.	49
Figura 21. Análisis de carga en el centro.	50

Figura 22. Cargas de Tándem + Carril.....	50
Figura 23. Carga de camión + Carril.....	51
Figura 24 Estribo vista Frontal.	55
Figura 25 Estribo vista Lateral.	56
Figura 26. Carga de Tándem + Carril.	57
Figura 27. Carga de Camión + Carril.	57
Figura 28 Esquema del grupo de pilotes existentes.	59
Figura 29 Variación de α con la cohesión no drenada de una arcilla.....	59
Figura 30 Nivel de Agua en el Estribo.....	65
Figura 31 Implantación del nuevo puente	66
Figura 32. Nomograma para vigas AASHTO tipo Bult tees.	68
Figura 33. Nomograma para Vigas AASHTO Tipo I	69
Figura 34. Nomograma para viga AASHTO Tipo IV para sacar el número de torones.....	69
Figura 35 Estribo de Altn. 1	70
Figura 36 Pilotes (Altn.1)	71
Figura 37. Carga de Tándem + Carril.	72
Figura 38. Carga de camión + carril.....	73
Figura 39 Estribo de Altn. 2	81
Figura 40 Pilotes (Altn.2)	82
Figura 41. Carga de Tándem + Carril.	84
Figura 42. Carga de Camión + Carril.	84

Figura 43. Carga de Camión + Carril, y Líneas de influencia.....	93
Figura 44. Sección de viga metálica.	94
Figura 45 Estribo de Altn. 3	95
Figura 46 Pilotes (Altn.3)	95
Figura 47. Carga de Tándem + Carril.	97
Figura 48. Carga de Camión + Carril.	98

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla I. Precipitación Media Mensual de los años 1981-2015.....	10
Tabla II. Temperatura Media Mensual de los años 1981-2015.....	11
Tabla III. Evaporación Potencial Media Mensual de los años 1981-2015.....	12
Tabla IV Humedad Media Relativa Mensual de los años 1981-2015.....	13
Tabla V Heliofania Efectiva Media Mensual de los años 1981-2015	14
Tabla VI Caudales Medios Mensuales durante los años 1971-2015	14
Tabla VII Niveles Medios Mensuales durante los años 1971-2015.....	15
Tabla VIII. Estratigrafía del estudio de Suelos para el puente Valdez.	18
Tabla IX. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.	20
Tabla XI. Clasificación de los perfiles de suelo.....	21
Tabla XII. Coeficientes de sitio Fa, Fd y Fs.....	22
Tabla XIII. Valores para construir el espectro elástico.....	24
Tabla XIV. Ventajas y desventajas del ensayo con esclerómetro.....	27
Tabla XV. Calculo de coeficiente de reducción.....	28
Tabla XVI. Resistencia actual y de diseño de la estructura.	29
Tabla XVII. Resultados de aforo vehicular	31
Tabla XVIII. Conversión a vehículos de diseño.....	33
Tabla XIX. Cálculo de TPDA.....	33
Tabla XX. Coordenadas de Estaciones	35
Tabla XXI. Densidades de los materiales recomendadas para puentes.....	39

Tabla XXII Clasificación Funcional de Vías en base al TPDA	47
Tabla XXIII. Cálculos de cargas muertas.....	49
Tabla XXIV. Factores de combinación de cargas AASHTO LRFD.	52
Tabla XXV. Resultados de momento para las combinaciones de cargas.	53
Tabla XXVI Cargas Muertas para el estribo.....	56
Tabla XXVII Carga Ultima Q_u	58
Tabla XXVIII Valores de C_u y α para cada estrato	60
Tabla XXIX Cálculos para obtener ΣQ_u	60
Tabla XXX. Datos generales de la sección transversal del nuevo puente	62
Tabla XXXI. Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para súper- estructuras de profundidad constante.....	67
Tabla XXXII Carga Admisible en Altn. 1	71
Tabla XXXIII Reacciones generadas en la Altn. 1	74
Tabla XXXIV Cargas en la Alternativa 1	74
Tabla XXXV Carga Admisible vs Carga ultima (Altn. 1).....	75
Tabla XXXVI Factores de Seguridad por Volcamiento (Altn.1).....	75
Tabla XXXVII Presupuesto Referencial (Altn. 1).....	78
Tabla XXXVIII. Secciones de vigas tipo california.....	81
Tabla XXXIX Carga Admisible en Altn. 2	82
Tabla XL Reacciones generadas en la Altn. 2	85
Tabla XLI Cargas en la Alternativa 2	85
Tabla XLII Carga Admisible vs Carga ultima (Altn. 2).....	86

Tabla XLIII Factores de Seguridad por Volcamiento (Altn.2)	86
Tabla XLIV Presupuesto Referencial (Altn. 2)	89
Tabla XLV. Valores de alma y ala en secciones compactas.....	92
Tabla XLVI Carga Admisible en Altn. 3.....	96
Tabla XLVII Reacciones generadas en la Altn. 3.....	99
Tabla XLVIII Cargas en la Alternativa 3	99
Tabla XLIX Carga Admisible vs Carga ultima (Altn. 3).....	100
Tabla L Factores de Seguridad por Volcamiento (Altn.3)	100
Tabla LI Presupuesto Referencial Altn. 3.....	102
Tabla LII. Valoración de las alternativas según el costo de obra.	112
Tabla LIII. Valoración de las alternativas según la duración de construcción.	113
Tabla LIV. Valoración de las alternativas según el comportamiento hidráulico.	113
Tabla LV. Valoración de las alternativas según el comportamiento estructural.	114
Tabla LVI. Valoración de las alternativas según su ventaja para el tránsito.	115
Tabla LVII. Valoración de las alternativas según su durabilidad y mantenimiento.	115
Tabla LVIII. Resultados finales de las alternativas y selección de la mejor alternativa.	116

ÍNDICE DE ECUACIONES

EC. 1	22
EC. 2	22
EC. 3	23
EC. 4	23
EC. 5	23
EC. 6	28
EC. 7	28
EC. 8	51
EC. 9	52
EC. 10	52
EC. 11	53
EC. 12	53
EC. 13	53
EC. 14	54
EC. 15	58
EC. 16	60
EC. 17	64
EC. 18	64
EC. 19	68
EC. 20	94

CAPÍTULO 1

1 INTRODUCCIÓN

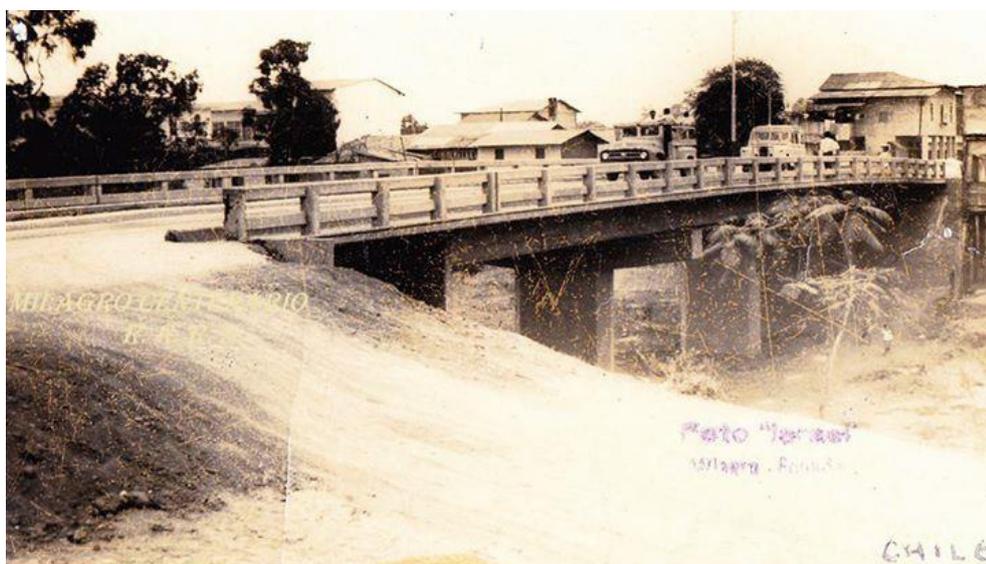
1.1 Introducción

El trabajo consiste en un estudio técnico del puente “Chirijos” en la ciudad de Milagro, que constituye una arteria de tráfico principal para la ciudad, para este efecto se analiza las características del puente, teniendo en cuenta el cumplimiento con las normas actualmente vigente.

Con la elaboración del diagnóstico se plantean tres alternativas, que pueden ser aplicadas como soluciones para resolver el actual problema de tráfico existente. A partir del planteamiento de las alternativas, se desarrolla un análisis que evalúa los factores económicos, técnicos y ambientales, para así llegar a la alternativa más viable.

1.2 Antecedentes

El puente denominado “Chirijos” construido sobre el río Milagro, en el cantón San Francisco de Milagro, provincia del Guayas, es uno de los más antiguos de la ciudad ya que tiene aproximadamente 50 años (ver Fotografía 1).



Fotografía 1. Puente Chirijos en sus primeros días década del 60.
Fuente: Biblioteca Municipal de Milagro.

Es uno de principales puentes que unen las zonas sur y norte del cantón, conectando la Av. Los Chirijos con la Av. Chile (ver Figura 1).



Figura 1. Ubicación del puente "Los Chirijos".
Fuente: Google earth, Junio 2015.

En conocimiento a la problemática del tráfico que ha aumentado considerablemente en los puentes sobre el río Milagro y en nuestra labor como ciudadanos nativos de la ciudad de Milagro, planteamos la realización de un trabajo de pre-factibilidad sobre el Puente los Chirijos, al cual poco o nada se ha realizado en las diferentes administraciones municipales pasadas.

Aparte de los inconvenientes ocasionados por el tráfico, la estructura del puente se ha deteriorado por las crecidas del río durante algunos años, además las características del cauce han cambiado, por lo que es necesario que se determine los efectos erosivos y el asolvamiento que ha ido ocurriendo progresivamente.

Con la finalidad de establecer el comportamiento de dicho puente ha tenido, es necesario la realización de ensayos no destructivos para conocer la resistencia del hormigón actual del puente.

Debido a las condiciones que se encuentra el Puente, tanto por las problemáticas de tráfico y estado actual de la estructura es inevitable un estudio que contempla un diagnóstico integral. Es conveniente el planteamiento de las posibles alternativas que cumpla con los requerimientos técnicos y que brinden las garantías adecuadas para el tránsito vehicular e inclusive peatonal, para que se dé un entorno compatible con la acción ambiental y en particular con el funcionamiento del río.

1.3 Objetivos

1.3.1. Objetivo General

- Realizar un diagnóstico a los componentes del puente “Los Chirijos”, que cumpla las normativas actuales.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Obtener el Tráfico Promedio Anual mediante un apropiado aforo y las correctas estimaciones.
- Evaluar los elementos principales que conforman el puente para llegar a un diagnóstico adecuado.
- Analizar las alternativas
- Proponer la alternativa más viable

CAPITULO 2

2 CARACTERÍSTICAS GENERALES

2.1 Información disponible

En el presente estudio de pre-factibilidad contamos con la siguiente información:

- Plan de desarrollo y ordenamiento territorial del cantón San Francisco de Milagro.
- Estudios de Suelo para el Puente “Valdez” en la ciudad de Milagro elaborados por el Ingeniero Geotécnico Francisco Grau Arostegui.
- Información meteorológica de la Estación Milagro (1980-2014) e hidrológica de la Estación Chimbo (1970-2014), facilitadas por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI).
- Estudio geológico – geotécnico para el óptimo diseño de la red de alcantarillado sanitario en la ciudad de Milagro.

- Informe geológico de la Ciudad frente a riesgos con esquemas de la estratigrafía general de la ciudad de Milagro.
- Planos varios de implantación de la ciudad de Milagro, entregado por el Gobierno Autónomo Descentralizado de la Ciudad de Milagro.
- Plano cartográfica de Milagro a escala 1:25 000 elaborado por Instituto Geográfico Militar (IGM).

Esta información ha sido debidamente analizada y se ha buscado obtener los datos de mayor importancia para el presente trabajo.

2.2 Geomorfología

Una de las características principales del área donde se encuentra asentada la ciudad de Milagro es la tendencia frecuente a la ocurrencia de inundaciones, este fenómeno se debe principalmente las crecidas que se genera en el caudaloso río Chimbo que posee una gran cuenca de drenaje que se inicia en los Andes Ecuatorianos, a este respecto se ha realizado varios estudios y proyectos con el controlar las inundaciones.

El río Milagro nace y se desarrolla en la planicie costera, produce frecuentemente grandes caudales que inundan gran parte de la ciudad de Milagro. Los sitios en el cual ocurre la salida de caudales son aquellos donde se han construido obras de ingeniería que no han tenido en cuenta el

requerimiento natural de dicho río. Tal como se menciona anteriormente, el puente “Los Chirijos” está construido en el río Milagro debido a sus características estructurales se opone al libre flujo de caudales. (SENPLADES, 2009)

2.3 Geología general.

Lo que a continuación se señala es un resumen de la comprensión de los aspectos geológicos, que se aplican al área del proyecto, siguiendo las pautas dadas en la materia Geotecnia Básica del pensum académico de la carrera de Ingeniería Civil:

A gran escala la geología de la Costa Ecuatoriana está relacionada a la subducción de la placa oceánica, también llamada placa Nazca, debajo de la placa continental. Este proceso tectónico determina la formación de las cuencas orientales, de tres cordilleras Andinas, de un grupo de elevaciones denominadas cordilleras costeras y de la planicie costera, área en la cual se encuentra ubicado el sitio de interés.

La particularidad de la planicie costera es que constituye un grueso paquete de sedimentos que se ha formado por los procesos de erosión y transporte de las cordilleras Occidental y central de los Andes. El territorio en el cual se

encuentra ubicado la ciudad de Milagro es parte de una extensa planicie que se desarrolla desde la cordillera Occidental.

En las condiciones geológicas actuales, el terreno en el cual se encuentra emplazado la ciudad de Milagro tiene una capa de Suelos arcillosos de 5 a 20 metros de espesor con intercalaciones de pequeñas capas arenosas. Debajo de esta capa se tienen suelos predominantemente arenosos, en los cuales se ha encontrado la existencia de un gran acuífero, el mismo que constituye un importante recurso.

Los principales causes que se tienen en la planicie de interés, son los ríos Chimbo, Chanchan y también el río Milagro, el cual cruza la ciudad del mismo nombre, y en donde además se está proponiendo el actual estudio. El río Milagro a diferencia de los ríos Chimbo y Chanchan, nace en la planicie costera y transporta en su cauce arenas finas, limos y arcillas. (Municipio de Milagro, 2014)

2.4 Clima e Hidrología

Los datos meteorológicos de la ciudad se registran en la estación “Milagro”, ubicado dentro de los predios de la Compañía Azucarera Valdez S.A. Esta estación posee registros que data de 1981. Los datos hidrológicos del río

Milagro, se registran en la estación “Chimbo AJ Milagro” ubicado en el cantón Yaguachi. Esta estación posee registro que data de 1971 (los datos proporcionado por el INAMHI están en el Anexo A). (INAMHI, 2015)

2.4.1 Precipitación

La precipitación media mensual durante los años 1981-2015 es 122.6 mm. La precipitación máxima registrada fue 966.4 mm en el mes de marzo del año 1998 durante el fenómeno del Niño (ver Anexo A). En la Tabla I se observan las precipitaciones medias mensuales, en donde los meses entre Enero- Abril son los que tienen mayores precipitaciones.

MES	PRECIPITACIÓN MEDIA MINIMA(mm)	PRECIPITACIÓN MEDIA MAXIMA (mm)	PRECIPITACIÓN MEDIA(°mm)
ENERO	8.5	712.7	253.7
FEBRERO	67.8	846	401.2
MARZO	29.8	966.4	351.4
ABRIL	10.8	957.3	228.3
MAYO	0.6	517.8	83.4
JUNIO	0	446.7	25.7
JULIO	0	456.4	21.1
AGOSTO	0	31.7	1.3
SEPTIEMBRE	0	127.1	7.1
OCTUBRE	0	50.5	4.1
NOVIEMBRE	0	551.2	24
DICIEMBRE	0.1	595.5	69.5

Tabla I. Precipitación Media Mensual de los años 1981-2015

Fuente: INAMHI

2.4.2 Temperatura

La temperatura media va de 23 °C a 27 °C, la temporada más calurosa se da en la época de invierno, la cual se registra temperaturas máximas hasta 27.7 °C, en la Tabla II se describen las temperaturas medias durante los años 1981-2015.

MES	TEMPERATURA MEDIA MINIMA(°C)	TEMPERATURA MEDIA MAXIMA (°C)	TEMPERATURA MEDIA(°C)
ENERO	24.6	27.7	26.2
FEBRERO	25.4	27.4	26.2
MARZO	26.1	27.6	26.8
ABRIL	26	27.7	26.8
MAYO	24.9	27.5	26.2
JUNIO	23.3	27.2	24.9
JULIO	22.8	27	24.3
AGOSTO	22.7	26.6	24.1
SEPTIEMBRE	23.6	26.5	24.5
OCTUBRE	23.6	26.9	24.7
NOVIEMBRE	24.1	26.7	25.1
DICIEMBRE	25.1	27.1	26.2

Tabla II. Temperatura Media Mensual de los años 1981-2015
Fuente: INAMHI

2.4.3 Evaporación

En la Tabla III se observa las evaporaciones potenciales medias mensuales de los años 1981-2015.

MES	EVAPORACIÓN MEDIA MINIMA(mm)	EVAPORACIÓN MEDIA MAXIMA (mm)	EVAPORACIÓN MEDIA(mm)
ENERO	64	150.6	109.6
FEBRERO	69.1	127	98.5
MARZO	77.3	227.4	125.5
ABRIL	74.5	139.4	121.5
MAYO	86.9	128	107.9
JUNIO	66.4	120.3	88.7
JULIO	68.6	124.6	89.1
AGOSTO	57.3	121.2	96.6
SEPTIEMBRE	82	134.9	106.7
OCTUBRE	87.4	124.6	107.4
NOVIEMBRE	86.2	150.1	110.4
DICIEMBRE	85.9	160.2	122.2

Tabla III. Evaporación Potencial Media Mensual de los años 1981-2015
Fuente: INAMHI

2.4.4 Humedad relativa

La humedad relativa se expresa en porcentaje del contenido de humedad del aire, con respecto al aire saturado hasta el punto de rocío. La zona en estudio se caracteriza por tener una elevada humedad relativa, en donde la humedad del ambiente oscila alrededor de 79%. La distribución mensual cubre un rango desde 68% hasta 88%, y se puede evidenciar que la humedad del ambiente es mayor en la época lluviosa que en la época de estiaje. A continuación se reportan los valores medios expresados en la Tabla IV.

MES	HUMEDAD MINIMA (%)	HUMEDAD MAXIMA (%)	HUMEDAD MEDIA (%)
ENERO	73	87	80
FEBRERO	78	87	83
MARZO	74	88	81
ABRIL	75	87	81
MAYO	76	87	80
JUNIO	77	84	80
JULIO	75	83	80
AGOSTO	75	83	78
SEPTIEMBRE	73	82	77
OCTUBRE	74	81	77
NOVIEMBRE	71	85	75
DICIEMBRE	68	86	74

Tabla IV Humedad Media Relativa Mensual de los años 1981-2015
Fuente: INAMHI

2.4.5 Heliofania

En la Tabla V se encuentra registrado las cantidades de sol que se expresa en horas por mes. Se observa que en la época lluviosa son los mayores parámetros de heliófila. Esta relación es directamente proporcional a la evaporación.

MES	HELEOFANÍA MEDIA MINIMA(horas)	HELEOFANÍA MEDIA MAXIMA (horas)	HELEOFANÍA MEDIA(horas)
ENERO	20.9	146.3	80
FEBRERO	45.3	110.4	77.6
MARZO	47.8	147.5	100.1
ABRIL	46.7	148.8	108.7
MAYO	38.6	156.8	93.4
JUNIO	30.3	156	64.3
JULIO	33.8	136	61.8

MES	HELEOFANÍA MEDIA MINIMA(horas)	HELEOFANÍA MEDIA MAXIMA (horas)	HELEOFANÍA MEDIA(horas)
AGOSTO	30.9	111	69.5
SEPTIEMBRE	22.6	119.1	61.2
OCTUBRE	26.9	88.3	51.2
NOVIEMBRE	36.1	119.6	66.3
DICIEMBRE	36.3	134.9	81

Tabla V Heliofania Efectiva Media Mensual de los años 1981-2015

Fuente: INAMHI

2.4.6 Caudales

El caudal media mensual durante los años 1971-2015 es 31.29 m³/s. El caudal máximo registrada fue 166.714 m³/s en el mes de marzo del año 2008 (ver Anexo A), este dato se toma en cuenta para el análisis del puente. En la Tabla VI se observan los caudales medias mensuales, en donde los meses entre Enero- Junio son los que tienen los mayores caudales.

MES	CAUDAL MEDIA MINIMA(m ³ /s)	CAUDAL MEDIA MAXIMA (m ³ /s)	CAUDAL MEDIA(m ³ /s)
ENERO	0.011	68.831	24.879
FEBRERO	8.217	159.43	62.806
MARZO	10.412	166.714	77.196
ABRIL	22.469	132.15	75.794
MAYO	12.217	104.27	56.751
JUNIO	2.091	66.073	28.969
JULIO	0.149	56.2	17.314
AGOSTO	0.363	20.572	7.561
SEPTIEMBRE	0.377	26.596	5.978
OCTUBRE	0.364	28.971	6.839
NOVIEMBRE	0.369	20.313	5.607
DICIEMBRE	0.096	22.545	5.793

Tabla VI Caudales Medios Mensuales durante los años 1971-2015

Fuente: INAMHI

2.4.7 Niveles

El nivel media mensual durante los años 1971-2015 es 1.264 m. El nivel máximo registrada fue 4.02 en el mes de marzo del año 2008 (ver Anexo A), este dato se toma en cuenta para el análisis del puente. En la Tabla VII se observan los niveles medios mensuales, en donde los meses entre Diciembre-Julio son los que tienen los mayores niveles.

MES	NIVEL MEDIO MINIMO(m)	NIVEL MEDIO MAXIMO (m)	NIVEL MEDIO (m)
ENERO	0	2.9	1.201
FEBRERO	0.91	3.88	2.081
MARZO	0	4.02	2.493
ABRIL	1.15	3.48	2.475
MAYO	1	2.98	2.052
JUNIO	0.46	2.47	1.393
JULIO	0.1	2.29	0.932
AGOSTO	0	1.44	0.588
SEPTIEMBRE	0	1.62	0.451
OCTUBRE	0	1.67	0.459
NOVIEMBRE	0	2.65	0.518
DICIEMBRE	0	3.29	0.528

Tabla VII Niveles Medios Mensuales durante los años 1971-2015
Fuente: INAMHI

2.5 Datos generales de la estructura

El puente Chirijos posee una longitud aproximada de 52 metros de inicio a fin, su sección transversal tiene un ancho de 10.15 metros, los cuales están compuesto por 7.55 metros de la calzada actual, los cuales

corresponden a 2 carriles y cunetas de unos 20 centímetros en ambos lados, barreras laterales y pasos peatonales de 30 centímetros y 1 metro de ancho respectivamente.

El puente es de tipo mixto, la súper-estructura está compuesta secciones con vigas y losa de hormigón armado, y secciones solamente con losa maciza de hormigón armado. El tramo que está compuesto por vigas y losa, tiene una losa de aproximadamente 20 centímetros, consta de 4 vigas, cada viga se encuentra separa desde su centro 2.30 metros con una sección transversal con base de 45 cm y con su altura variable entre 85 a 90 centímetros, 85 centímetros las externas y 90 centímetros las internas.

La sub-estructura consta de 2 estribos y 4 pilas, las pilas tienen iguales dimensiones en su viga cabezal tiene las siguientes: largo 8.50 metros, alto en sus extremos 0.80 metros y 1.16 metros en donde comienza la sección de la columna en la pila, y con un ancho o espesor de 0.85 metros, y la columna es de sección octogonal con largo 2.90 metros y de ancho 0.85 metros, solo que con altura variable de 2.15 metros a 6.40 metros en su pila de menor y mayor altura respectivamente, a los estribos por su ubicación eran de difícil acceso.

CAPITULO 3

3 ESTUDIOS PRELIMINARES

3.1 Estudio de suelos

Para el estudio de la cimentación de la estructura del puente existente, se tomarán como base para el análisis los estudios para el puente Valdez realizados por el Laboratorio de Suelos y Materiales con firma del Ingeniero Geotécnico Francisco Grau Arostegui, ubicado a unos 540 metros aproximadamente aguas abajo del Puente de estudio (ver Figura 2).

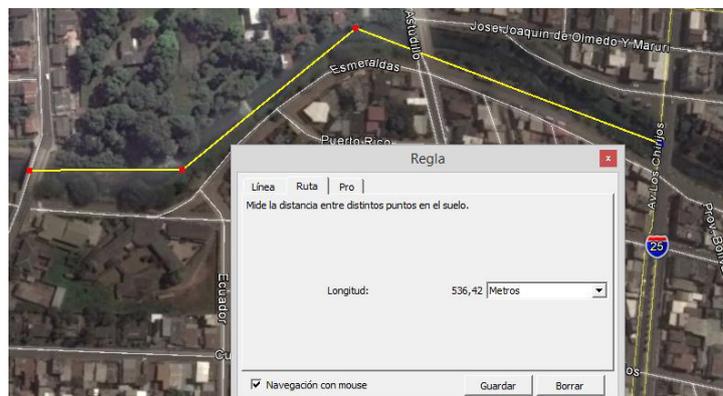


Figura 2. Distancia del Pte. Valdez con respecto al Pte. Chirijos.
Fuente: Google earth, Junio 2015

En el cual se presenta la siguiente estratigrafía (ver Tabla VIII) y características específicas del material necesarias para poder identificar el tipo de sitio que se dispone para el análisis sísmico y de la sub-estructura.

PROFUNDIDAD (m)	CAMBIO DE ESTRATO	DESCRIPCION DE MATERIAL	ESTRATRIGRAFIA	Y (T/m3)	qu (T/m2)	N
1	1.00	Basura, material de desalojo, capa vegetal				
2	3.30	Arcilla café amarillenta humedad media, plasticidad alta, consistencia media		1.867	8.57	8
3				2.218	12.00	
4	4.10	Arena limosa café grisacea				
5	7.50	Limo arcilloso café grisaceo, humedad alta, plasticidad alta, consistencia media		1.942	9.60	
6				1.830	7.01	
7				1.823	9.00	
8						
9	9.20	Turba				
10	12.00	Arena café amarillenta, intercalada con arcilla del mismo color		2.135	7.16	11
11						
12						
13	13.50	Arcilla café clara con lentes de arena fina, plasticidad alta, humedad media, consistencia media				23
14	17.50	Limo arcilloso café amarillento claro, humedad media, plasticidad alta, consistencia muy alta				28
15						51
16						69
17						
18						
19						
20						

Tabla VIII. Estratigrafía del estudio de Suelos para el puente Valdez.
Fuente: Municipio de Milagro

Los cuales corresponden a un suelo tipo “E” según la Tabla VIII tomada de la Norma Ecuatoriana de la construcción y los resultados del estudio de suelos (ver Anexo B).

3.1.1 Peligro sísmico

Mediante los sondeos de campo y la caracterización geológica, se determinó el Espectro elástico de respuesta sísmica con un 5% de amortiguamiento. Este análisis se lo ha realizado en base a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015).

3.1.2 Zonificación sísmica regional.

Considerando la ubicación geográfica del proyecto, el mapa de Zonificación Sísmica de Diseño en el Ecuador de Aceleración Máxima en la Roca, nos muestra que el punto de estudio se ubica en la zona sísmica IV, la misma que posee un factor Z de 0.35g de aceleración máxima esperada en la roca.

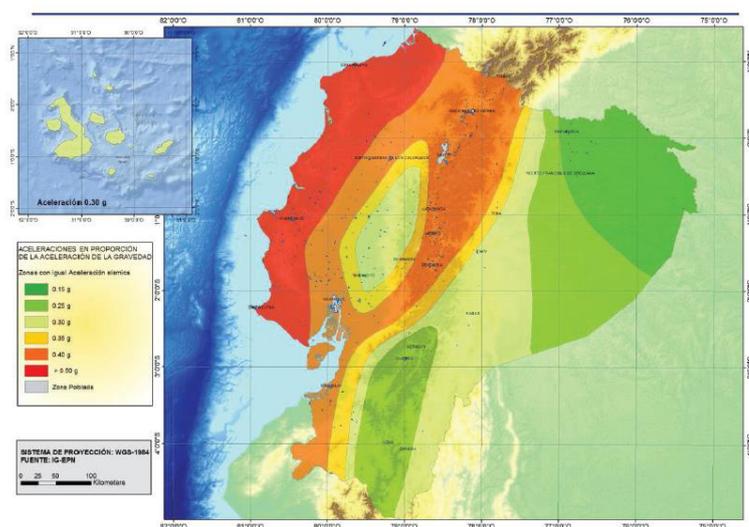


Figura 3. Ecuador, zonas sísmicas y valor del factor de zona Z.
Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015).

El valor de factor Z aceleración máxima esperada en la roca, varía según el sitio ver Tabla IX.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla IX. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.
Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015).

Para la evaluación de los efectos locales de la respuesta sísmica, la Norma Ecuatoriana de la construcción en su última versión actualizada presenta la clasificación de perfiles de suelo mostrada en la Tabla IX. Los parámetros de esta tabla deben ser representativos a los niveles de profundidad de la cimentación por debajo del nivel de terreno natural.

Tipo de Perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanca, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante, o Perfiles de suelo muy denso o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	760 m/s > $V_s \geq 360$ m/s $N \geq 50$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones.	$50 > N \geq 15$ 100 KPa > $S_u \geq 50$ KPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas.	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes sub-clases.	
	F1- Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2- Turbas y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3- Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5m con índice de Plasticidad IP > 75).	
	F4- Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m).	
	F5- Suelos con contrastes de impedancia a ocurrencia dentro de los primeros 30m superiores del perfil de subsuelo, incluyen contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6- Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Tabla X. Clasificación de los perfiles de suelo.
Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015).

Con base a factor sísmico del sitio y el tipo de suelo se obtuvo el espectro de aceleración sísmica (ver Figura 4), el cual servirá para el análisis de la estructura.

Siguiendo la metodología de la Norma Ecuatoriana de la construcción:

El espectro va a depender de los coeficientes de sitio F_a , F_d y F_s .

Tenemos suelo tipo E y factor de zona sísmica IV.

TIPO DE SUELO	ZONA SISMICA IV CON Z = 0.35 g		
	Fa	Fd	Fs
E	1.10	1.65	1.80

Tabla XI. Coeficientes de sitio Fa, Fd y Fs.
Fuente: Autores, Junio 2015

Se debe calcular las respectivas zonas de la curva, las cuales van a estar delimitadas por T_o y T_c respectivamente.

$$EC. 1 \quad T_o = 0.10F_s \frac{F_d}{F_a}$$

$$EC. 2 \quad T_c = 0.55F_s \frac{F_d}{F_a}$$

Obtenemos $T_o = 0.27$ y $T_c = 1.49$.

Donde:

Fa: Coeficiente que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos del sitio.

Fd: Coeficiente que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta para diseño en roca, considerando efectos en sitio.

Fs: Coeficiente que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica.

T_o : Periodo de vibración máximo para la zona 1.

T_c : Periodo de vibración máximo para la zona 2.

Para elaborar el espectro debemos de dar valor a ciertas incógnitas como:

$n = 1.8$ para provincias de la costa.

$r = 1.5$ para suelos tipo E.

La región 1 cuando $T \leq T_0$.

$$\text{EC. 3} \quad Sa = ZFa \left[1 + (n + 1) \frac{T}{T_0} \right]$$

La región 2 cuando $T_0 \leq T \leq T_c$.

$$\text{EC. 4} \quad Sa = nZFa$$

La región 3 cuando $T > T_c$.

$$\text{EC. 5} \quad Sa = nZFa \left(\frac{T_c}{T} \right)^r$$

Donde:

η : Valor de la relación de la ampliación espectral, que varían dependiendo de la región del Ecuador.

S_a : Espectro de respuesta elástica de aceleraciones expresado como fracción de la aceleración de la gravedad.

r : Fracción de amortiguación.

Con lo cual obtenemos los siguientes datos para formular el espectro

T (seg)	Sa
0	0.385
0.1	0.499
0.2	0.613
0.27	0.693
0.3	0.693
0.5	0.693
0.7	0.693
0.9	0.693
1.1	0.693
1.3	0.693
1.49	0.693
1.5	0.683
1.7	0.566
1.9	0.479
2	0.443
2.5	0.317
3	0.241
3.5	0.192
4	0.157

Tabla XII. Valores para construir el espectro elástico.
Fuente: Autores, Junio 2015

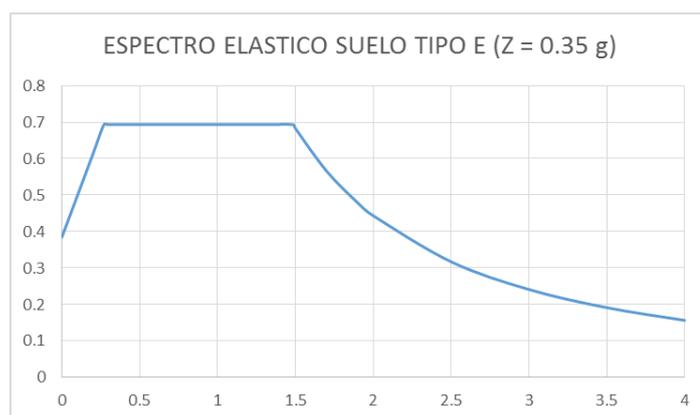


Figura 4. Espectro elástico para las condiciones del sitio.
Fuente: Autores, Junio 2015

3.2 Ensayo de resistencia.

Uno de puntos importantes para comprender el estado actual de los elementos estructurales del puente es conocer la resistencia que poseen actualmente, para lo cual se han realizados ensayos de campo no destructivos siguiendo la Norma ASTM C 805 “standard test method for rebound number of hardened concrete”, para lo cual la Norma ASTM C 805 establece lo siguiente: (ASTM, 2002)

“El elemento al cual se realiza el ensayo debe tener espesor mayor a 10 cm, el esclerómetro debe estar siempre en posición perpendicular a la superficie del ensayo con una separación entre puntos de ensayo de 2.5 cm (se deben tomar por lo menos 10 lecturas), además la superficie debe ser lisa y seca”.

Materiales usados: martillo de rebote, piedra abrasiva, regla metálica y escalera (Ver Fotografía 2).



Fotografía 2. Equipo utilizado
Fuente: Autores, Junio 2015

Ensayo esclerométrico: es un ensayo no destructivo para cuantificar la resistencia a la compresión del hormigón. La diseño y desarrollo el ingeniero suizo Ernest Schmidt en los años 40. Patentado como martillo de Schmidt, siendo su valor “R” (índice de rebote) una unidad adimensional que relaciona la dureza superficial del hormigón con su resistencia de modo experimental.

Elementos a ensayar.

Elementos verticales deben ensayarse en sus tercios de altura, en caso de vigas deben ensayarse verticalmente y horizontal. En el caso de la estructura tomaremos datos en los elementos estructurales como: Estribos, losas, pilas, vigas cabezales y vigas.

Ventajas	Desventajas
No alterar la resistencia, estética y funcionalidad de una estructura.	El resultado obtenido depende de demasiados factores
Ensayo muy económico	Requiere de una calibración
Puede operar en horizontal o vertical	Varía según la pericia del operario
Permite ensayar muchos elementos en un corto espacio de tiempo con escasos medios auxiliares	Se necesita una superficie perfectamente lisa para realizar el ensayo por lo que no es útil en elementos no encofrados

Tabla XIII. Ventajas y desventajas del ensayo con esclerómetro.
Fuente: Autores, Junio 2015

Resultados.

Calcular el índice de rebote. Dicho índice es la mediana de todas las lecturas y expresadas con un número entero. Los n datos obtenidos se ordenan de mayor a menor y se calcula el valor de la mediana:

- Cuando n es impar, la mediana es el valor que ocupa la posición: $\frac{n+1}{2}$
- Cuando n es par, la mediana es la media aritmética de las dos observaciones centrales.

Si más del 20% de todas las lecturas difieren de la mediana en más de 6 unidades se descartan la totalidad de las lecturas (se rechazará el área). En caso contrario el valor obtenido será el índice de rebote.

Con este valor se entra en un gráfico y se obtiene el valor aproximado de la resistencia de dicho hormigón.

Calculo de la resistencia de diseño.

Para estimar la resistencia de diseño de los elementos del puente, además poder ver si esta cumple con las condiciones de diseño actuales para su funcionamiento se usara las siguientes ecuaciones, las cuales fueron tomadas desde el documento evaluación de la resistencia del hormigón con la edad de la Universidad Politécnica de Valencia: (Valcuende, Serrano, Jardón, & Gil, 2013).

$$\text{EC. 6} \quad f_c(j) = \beta_{cc}(j) f'_c$$

$$\text{EC. 7} \quad \beta_{cc}(j) = e^{\left[s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{j}} \right) \right]}$$

Donde:

$f_c(j)$: Resistencia a la comprensión a la edad j .

$\beta_{cc}(j)$: Coeficiente de valor

$s = 0.25$ para cemento endurecimiento normal.

Edad	β_{cc}
30 años	1.268
35 años	1.269
40 años	1.270
45 años	1.271
50 años	1.271

Tabla XIV. Calculo de coeficiente de reducción.
Fuente: Autores, Junio 2015

Se tomará un valor promedio de 1.27 para la estimación.

Elemento	Resistencia actual (kg/cm ²)	Resistencia de diseño (kg/cm ²)
Estribo	420	331
Losa maciza	410	323
Pila y Viga cabezal	385	303
Losa y viga longitudinal	395	311
Muro	200	160

Tabla XV. Resistencia actual y de diseño de la estructura.
Fuente: Autores, Junio 2015

3.3 Tráfico promedio anual

Metodología del estudio del tráfico.

La metodología a seguir para determinar la cantidad de tráfico existente, se basa en realizar un aforo de tránsito o conteo vehicular, para lo cual se ubicará 2 puntos para toma de datos, los cuales estarán en donde comienza el puente y en donde finaliza el mismo, tomando como referencia el punto de comienzo el sentido de la Av. Chirijos hacia la Av. Chile.

Días de Aforo.

Para el presente trabajo se realizará los aforos en un periodo de 3 días de duración. La duración de los conteo serán realizados de forma continua

durante toda la jornada. Los días escogidos para el conteo serán dos días laborales donde se estima que existirá mayor tránsito vehicular y uno no laborable donde se espera el tránsito menor.

Resultados de los conteo.

El principal resultado de los conteos de tráfico será la obtención del tráfico promedio diario anual (TPDA), junto con este se tendrá la composición del tráfico que circula en el tramo en estudio.

Periodo del aforo de tránsito.

Los días escogidos para el levantamiento de datos se muestran a continuación: Jueves 4, Viernes 5 y Sábado 6 Junio de 2015.

Resultado de los aforos de tránsito.

El aforo se lo realizó en dos sentidos, es decir que se contó el total de vehículos en el sentido Av. Chirijos hacia la Av. Chile y de la Av. Chile hacia la Av. Chirijos.

Se muestran los resultados generales del día de aforo

Tipo de Vehículo	DIAS			
	Jueves	Viernes	Sabado	Total
Livianos	14477	14390	13154	14007
Buses	1883	1531	2033	1816
C2	533	319	620	491
Motos	11356	11283	12053	11564

Tabla XVI. Resultados de aforo vehicular
Fuente: Autores, Junio 2015

En las figuras que se muestran a continuación se muestra la curva de tráfico para los diferentes vehículos que circulan por el puente durante los días de estudio.

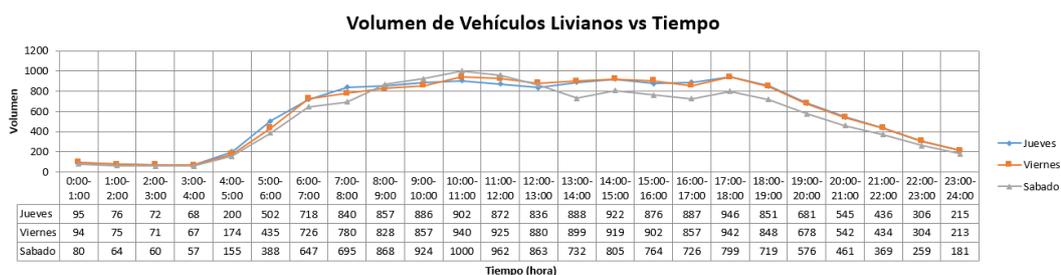


Figura 5 Volumen de Vehículos Livianos vs Tiempo
Fuente: Autores, Junio 2015

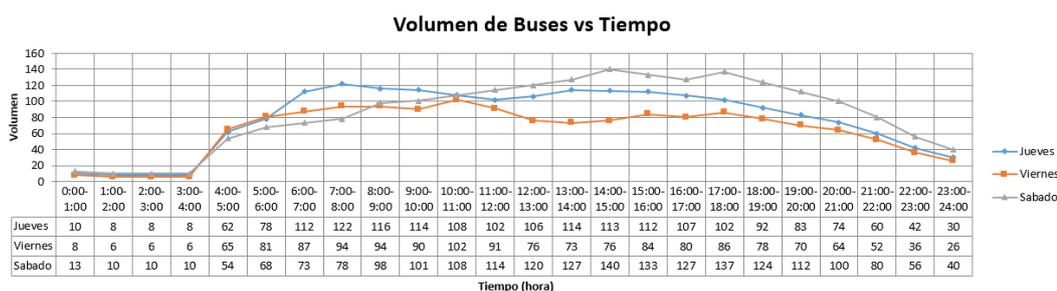


Figura 6 Volumen de Buses vs Tiempo
Fuente: Autores, Junio 2015

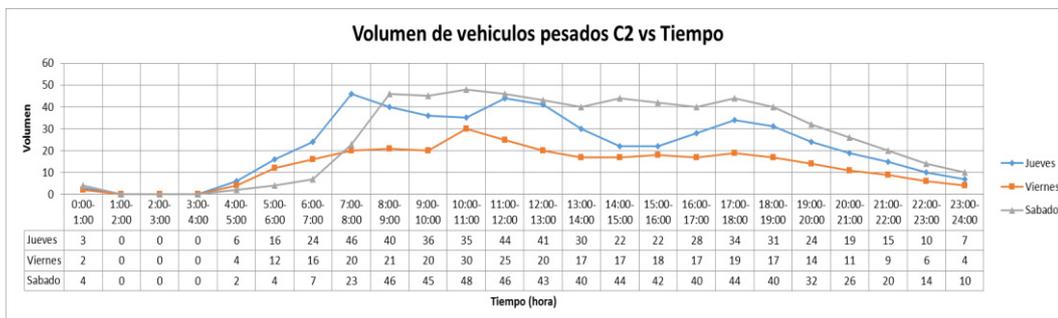


Figura 7 Volumen de Camiones de dos ejes (C2) vs. Tiempo.
Fuente: Autores, Junio 2015

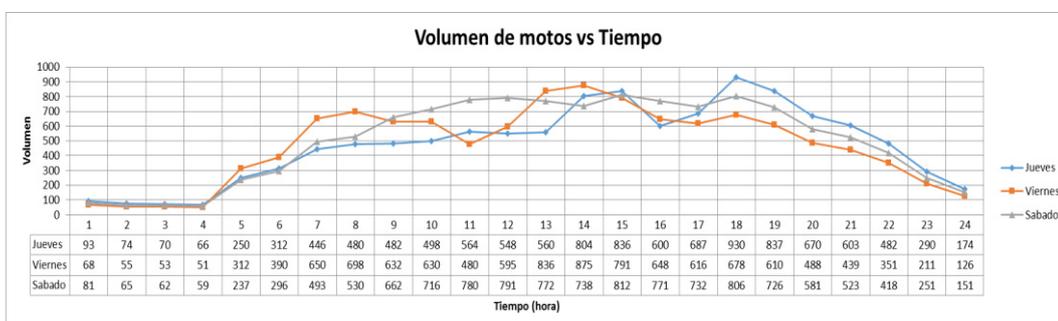


Figura 8. Volumen de motos vs. Tiempo
Fuente: Autores, Junio 2015

Convirtiendo todos los vehículos a livianos.

En la Tabla XVII se resume el aforo realizado y se determina el promedio de cada tipo de vehículo y multiplicando por un factor de conversión se obtiene el total de vehículos de diseño. (Montejo F., 2002)

Tipo de Vehículo	DIAS				Factor de Conversión	Vehículo de Diseño
	Jueves	Viernes	Sabado	Promedio		
Livianos	14477	14390	13154	14007	1	14007
Buses	1883	1531	2033	1816	2	3631
C2	533	319	620	491	3	1472
Motos	11356	11283	12053	11564	0.3	3469
Total de vehiculos=						22580

Tabla XVII. Conversión a vehículos de diseño.
Fuente: Autores, Junio 2015

De la tabla XVII anteriormente mostrada, tenemos que, el tráfico actual es de 22580 vehículos.

Calculo del Tránsito promedio diario anual (TPDA)

Con los datos obtenidos anteriormente calculamos el TPDA (ver Tabla XVIII).

Cálculo de T.P.D.A	
Tráfico actual (Ta)	22580
Tasa de crecimiento (i)	0.02
Vida útil en años (n)	30
Tráfico proyectado ($Tp=Ta*((1+i)^n)$)	40900
Tráfico desviado ($Td=0.2*Tp$)	8180
Tráfico generado ($Tg=0.25*Tp$)	10225
T.P.D.A= $ Tp+Td+Tg$	59305

Tabla XVIII. Cálculo de TPDA
Fuente: Autores, Junio 2015

El TPDA es de 59305 vehículos livianos (ver en Tabla XVIII) para una vida útil de 30 años.

3.4 Topografía

Para la realización de la topografía adyacente del puente Chirijos se contó con la siguiente información:

- Carta topográfica del IGM , NV-A2D
- Mapa General de Milagro

El trabajo de campo se dividió dos etapas. La primera etapa se usó una estación topográfica Sokia durante los días 10, 11 y 12 de Junio del 2015, lo cual se procedió con la formación de una poligonal de 4 estaciones (Figura 9), las coordenadas de la estación E-1 fue obtenido con GPS y su cota se la dio de manera arbitraria usando la carta topográfica del IGM se le colocó la cota 14m. Los demás estaciones y puntos se basaron de la estación E-1 para sus respectivas coordenadas y cotas. La información topográfica de las estaciones se las visualiza en la Tabla XIX.

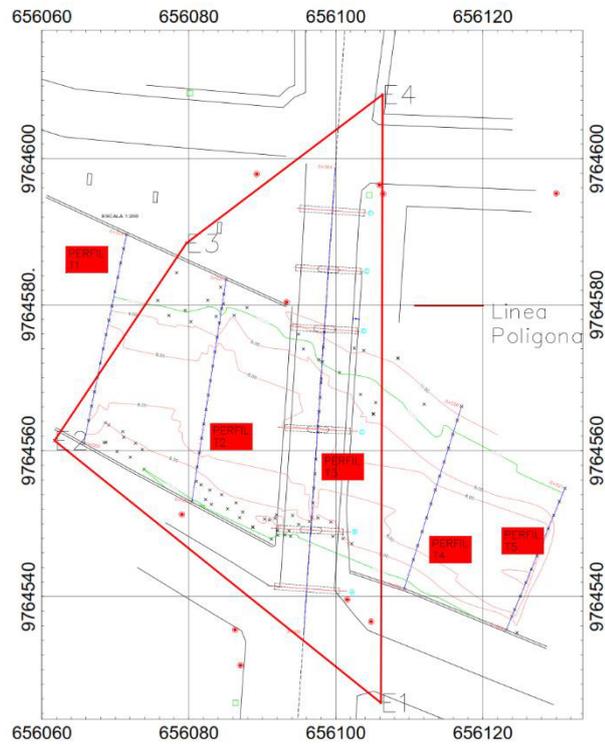


Figura 9. Vista de Planta del levantamiento Topográfico
Fuente: Autores, Junio 2015

	Y	X	Z
E1	9764525.456	656106.150	14.000
E2	9764561.397	656061.730	13.475
E3	9764588.430	656079.662	13.512
E4	9764608.807	656106.375	13.296

Tabla XIX. Coordenadas de Estaciones
Fuente: Autores, Junio 2015

En la primera etapa se levantaron los bordillos, caja de AASS y postes de la avenida Chirijos entre las calles Guayas y Juan Montalvo.

En la segunda etapa se trabajó con un nivel Sokia durante los días 24 y 25 de Junio, se realizó un levantamiento batimétrico trazando 5 perfiles en el rio Milagro (Ver Figura 9). La lista de puntos levantados se encuentra en el Anexo E.

El Perfil T1 se encuentra a 30 metros al este del eje del puente, el terreno va desde la cota 7.27 m a la cota 10.46 m (Figura 10).

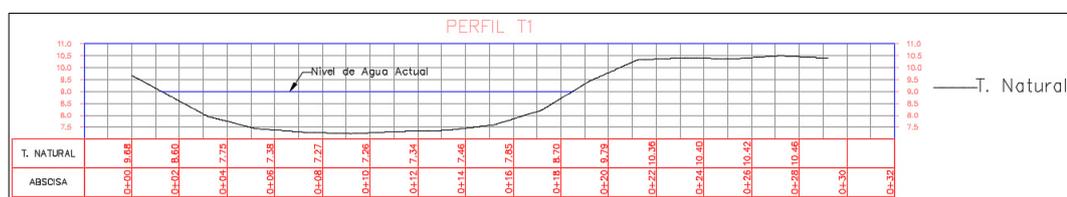


Figura 10 Perfil T1
Fuente: Autores, Junio 2015

El Perfil T2 se encuentra a 15 metros al este del eje del puente, el terreno va desde la cota 7.39 m a la cota 10.66 m (Figura 11).

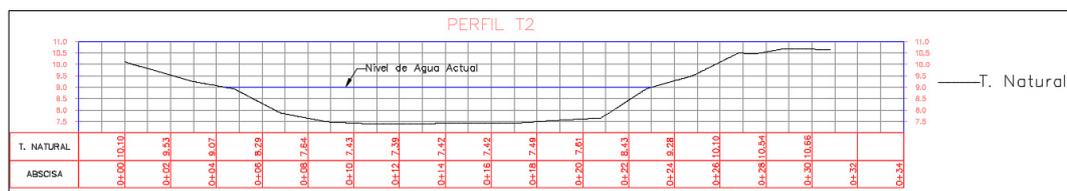


Figura 11 Perfil T2
Fuente: Autores, Junio 2015

El Perfil T3 se encuentra en el eje del puente, el terreno va desde la cota 7.36 m a la cota 13 m (Figura 12).

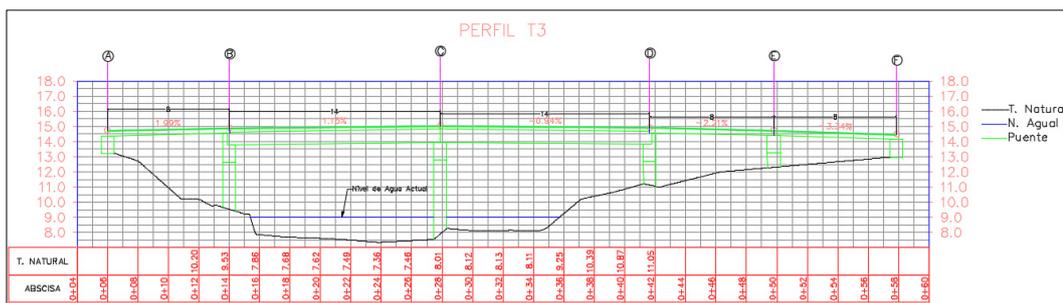


Figura 12 Perfil T3
Fuente: Autores, Junio 2015

El Perfil T4 se encuentra a 15 metros al oeste del eje del puente, el terreno va desde la cota 7.17 m a la cota 11.50 m (Figura 13).

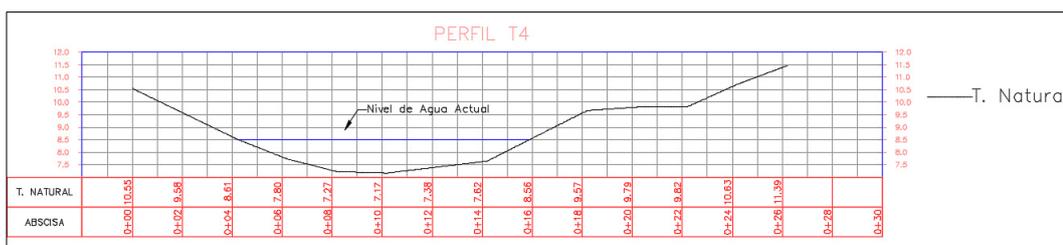


Figura 13 Perfil T4
Fuente: Autores, Junio 2015

El Perfil T5 se encuentra a 30 metros al oeste del eje del puente, el terreno va desde la cota 6.28 m a la cota 10 m (Figura 14).

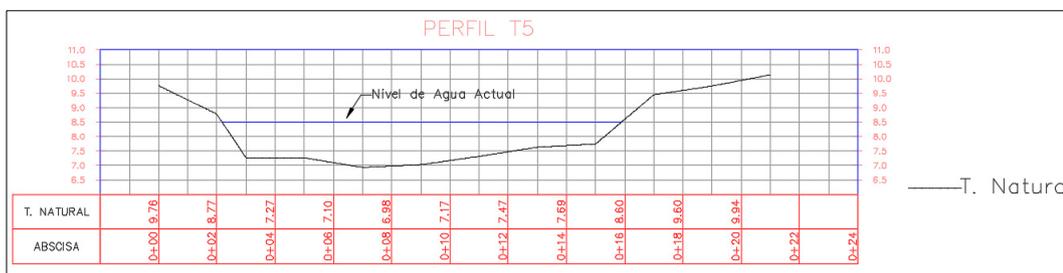


Figura 14 Perfil T5
Fuente: Autores, Junio 2015

Los planos del levantamiento topográfico se encuentran en el ANEXO H.

CAPÍTULO 4

4 DIAGNOSTICO DEL PUENTE

A partir de los datos obtenidos en los estudios preliminares, se procederá a realizar el análisis en los elementos correspondientes a la sub-estructura, para cual se tomará como referencia los siguientes códigos o Normas.

Códigos o Normas a utilizar.

El Norma Ecuatoriana Vial (NEVI-12-MTOP) en el Volumen 2B.301 especifica lo siguiente:

Los puentes en Ecuador, se diseñaran de acuerdo a las disposiciones contenidas en AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, última edición, excepto lo relacionado con Diseño sísmico cuya normativa está contenida en el Volumen 2B.303. Pero en caso de necesitar mayor información sobre este tema, se recurrirá a las especificaciones AASHTO LRFD.

Cargas (capítulo 3 AASHTO LRFD).

Cargas permanentes. (DC, DW y EV).

Se entiende como cargas permanentes a las cargas muertas, se calcula como el peso propio de los componentes de la estructura.

Cuando no se pose información específica de los materiales se puede utilizar la tabla 3.5.1-1 del AASHTO LRFD que se muestra a continuación:

Materiales		Densidad (kg/m ³)
Aleaciones de aluminio.		2800
Superficies de rodamiento bituminosas		2250
Hierro fundido.		7200
Escoria.		960
Arena, limo o arcilla compactadas		1925
Hormigón	Agregados de baja densidad	1775
	Agregados de baja densidad y arena	1925
	Densidad normal con $f'c < 35 \text{ MPa}$	2400
	Densidad normal con $35 < f'c < 105 \text{ MPa}$	$2240 + 2.29f'c$
Arena, limo o grava sueltos.		1600
Arcilla blanda.		1800
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		2250
Acero		7850
Sillería.		2725
Madera	Dura	960
	Blanda	800
Agua	Dulce	1000
	Salada	1025

Tabla XX. Densidades de los materiales recomendadas para puentes.
Fuente: AASHTO LRFD Capítulo 3.

Camión de Diseño.

Corresponde a un camión HS20-44 que presenta las siguientes características que se pueden apreciar en la Figura 15. Características del camión de diseño.

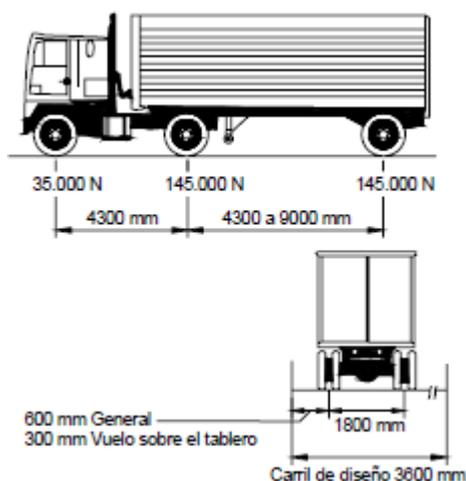


Figura 15. Características del camión de diseño.
Fuente: AASHTO LRFD, Capítulo 3.

Tándem de Diseño.

Tándem también conocido como camión militar, está formado por un par de ejes separados 1200 mm desde el centro de sus ruedas y con una carga de 110000 N.

Carga del Carril de Diseño.

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9.3 N/mm uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga de carril se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm.

4.1 Estado actual.

La falta de mantenimiento afecto las condiciones del asfalto en su calzada como se puede observar en la Fotografía 3, existen algunos puntos de la vía donde se encuentran baches que molestan el paso vehicular, además se puede notar que cuando transita cualquier tipo de vehículo existen problemas de vibraciones, lo que genera inseguridad y desconfianza en las personas que pasan por el puente.



Fotografía 3 Estado actual de la calzada.
Fuente: Autores, Junio 2015.

Otro de los problemas que se pudo notar durante la elaboración de esta inspección es que los pasos peatonales no brindan las garantías de seguridad y confort a los peatones, además de los ya mencionados

problemas de vibraciones. Una de las barreras posee una altura 65 centímetros (ver Fotografía 4), de lo cual solo genera temor, además el ancho del paso peatonal no se encuentra de acuerdo a las exigencias del número de personas que transitan (ver Fotografía 4).



Fotografía 4 Paso peatonal de puente Chirijos.
Fuente: Autores, Junio 2015.

La súper-estructura en su parte posterior, se logró observar que no ha tenido mantenimiento desde hace varios años (ver Fotografía 5), ya que tanto en las vigas como en las losas se puede apreciar hongos en casi la totalidad de su sección, lo más seguro es que se existen graves problemas de infiltración de agua (ver Fotografía 6) y esa humedad presente seguramente estará afectando las cuantías de acero usadas para reforzar estas secciones.



Fotografía 5. Presencia de humedad en vigas de puente "Chirijos".
Fuente: Autores, Junio 2015.



Fotografía 6. Vista de losa de puente Chirijos y presencia de basura cerca a la pila.
Fuente: Autores, Junio 2015.

En la sub-estructura podemos apreciar que sola una de las 4 pilas se encuentra dentro del cauce (ver Fotografía 9), esta pila es un caso especial ya que en este punto del río la sección transversal se reduce provocando que en tiempo de crecidas los fuertes caudales que transporta han socavado en los taludes del río (ver Fotografía 8), otra de las pilas podemos ver que el material sobre el cual se encuentra su cimentación está rodeado de basura (ver Fotografía 6) en la otra pila se encuentra sobre un enrocado en la cual vemos que comienza a crecer vegetación en la zona de apoyo de la viga cabezal con la losa (ver Fotografía 7). De los estribos solo uno dio la facilidad para poder verlo de cerca, en el estribo se vio lo siguiente que se encuentran expuestos los pilotes a la intemperie, los pilotes presentan corrosión que es apreciable a simple vista, también podemos ver que anteriormente había un talud compuesto por roca y cemento, que de cierta forma a fallado y dejó expuesto los pilotes (ver Fotografía 8).



Fotografía 7. Presencia de maleza en una de sus pilas.
Fuente: Autores, Junio 2015.



Fotografía 8. Vista de Estribo y pilotes expuestos.
Fuente: Autores, Junio 2015.



Fotografía 9. Incidencia de la pila en el río
Fuente: Autores, Junio 2015.

Gálibo del puente

Según lo descrito en el Capítulo 2 el nivel máximo de agua es 4.02 m. En la Figura 16 se observa que el gálibo del puente con respecto al nivel máximo del agua es 2.56m. De acuerdo al NEVI-Volumen 2B sección 2B.301.2.7 (2) el gálibo sobre el agua, en creciente máxima estará entre 2 a 3 m. Respecto a lo anunciado el puente tiene un gálibo satisfactoria con la normativa.

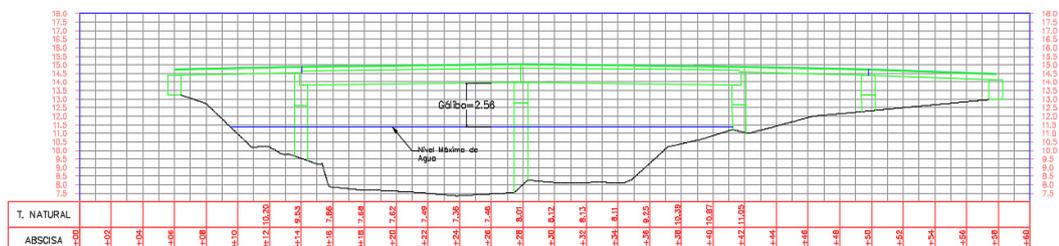


Figura 16 Galibo del puente existente
Fuente: Autores, Junio 2015.

4.2 Análisis del Tráfico

De acuerdo al Capítulo 3, el tráfico actual es de 22580 vehículos y el TPDA es de 59305 vehículos. Conforme a la Tabla XXI la vía actual es una vía AV1 lo que significa que se requiere una vía de 4 carriles según el NEVI-12.

Clasificación Funcional de las vías en base al TPDA			
Descripción	Clasificación Funcional	TPDA	
		Límite Inferior	Límite Superior
Autopista	AP2	80000	120000
	AP1	50000	80000
Autovía o Carretera Multicarril	AV2	26000	50000
	AV1	8000	26000
Carretera de 2 Carriles	C1	1000	8000
	C2	500	1000
	C3	0	500

Tabla XXI Clasificación Funcional de Vías en base al TPDA
Fuente: Tabla 2A.202-01 (NEVI-12 VOLUMEN 2A).

Con el TPDA la vía se clasifica en AP1 acorde a la Tabla XXI, para que satisfaga la vida útil de la vía se recomienda un ancho de calzada de 14.4 metros, lo que corresponde a 4 carriles de 3.45 metros con una barrera central de 0.60 metros. Sin contar con los pasos peatonales adecuados.

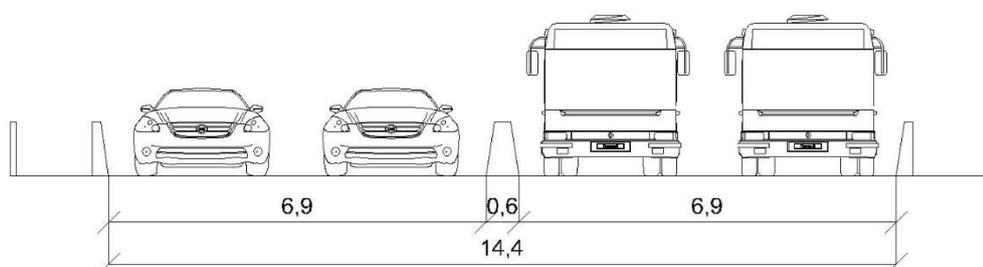


Figura 17. Esquemático de ancho de calzada.
Fuente: Autores, Junio 2015.

4.3 Análisis de pila central

Dimensiones actuales de la pilas del puente en estudio.

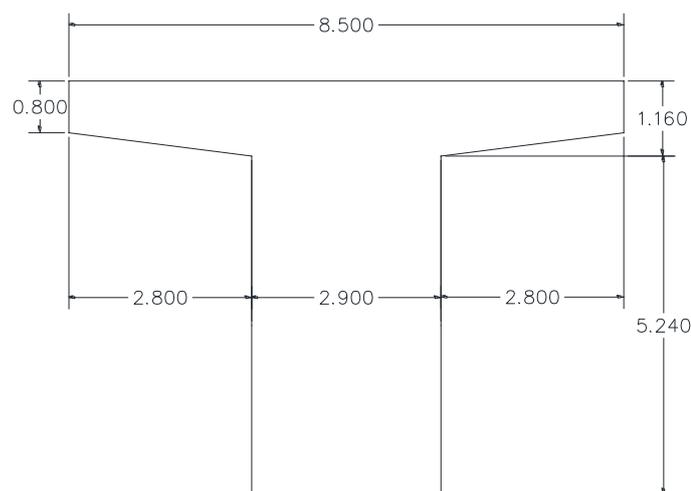


Figura 18. Dimensiones actuales de la pila.
Fuente: Autores, Junio 2015.

Primero comenzaremos con el análisis de la viga cabezal.

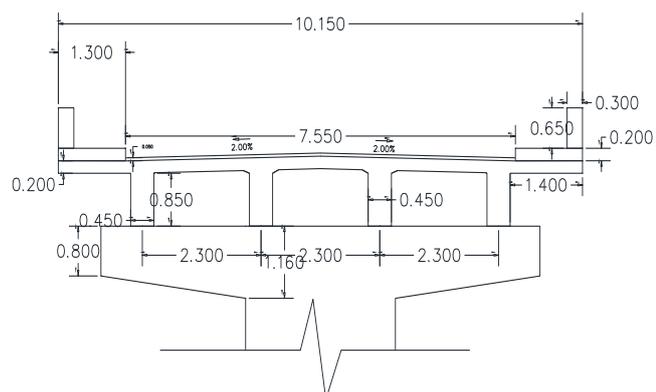


Figura 19. Secciones de viga cabezal y súper-estructura.
Fuente: Autores, Junio 2015.

Además conocemos que la longitud de las vigas están en un promedio de 14.00 m desde eje a eje.

Densidad del hormigón se tomará de 2.4 T/m³.

Densidad de asfalto se tomará de 2.2 T/m³.

La resistencia del hormigón $f'c=300$ kg/cm².

Estimar descarga muerta de la súper-estructura

Cargas DC	
losa	(2.40T/m ³ x0.20m x10.15m x14m) /4 =17.05Ton
barreras	(2.40T/m ³ x0.65m x0.30m x14m) /4 =1.64Ton
viga	(2.40T/m ³ x0.45m x0.85m x14m) /4 =3.21Ton
peatonales	(2.40T/m ³ x0.20m x1.30m x14m) /4 =2.18Ton
Cargas DC =24.09Ton	
Cargas DW	
asfalto	(2.20T/m ³ x0.05m x7.55m x14m) /4 =2.91Ton
Cargas DC =2.91Ton	

Tabla XXII. Cálculos de cargas muertas.

Fuente: Autores, Junio 2015.

Descarga viva de la súper-estructura.

Análisis transversal.

Para voladizo

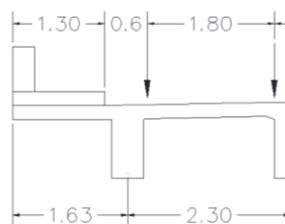


Figura 20. Análisis de carga en los extremos.

Fuente: Autores, Junio 2015.

$$\begin{aligned} \Sigma MV2 &= 0 & \Sigma Fy &= 0 \\ V1 &= 0.98 \text{ ruedas/viga} & V2 &= 1.02 \text{ ruedas/viga} \\ fd1 &= 0.49 \text{ carriles/viga} & fd2 &= 0.51 \text{ carriles/viga} \end{aligned}$$

Para la sección central.

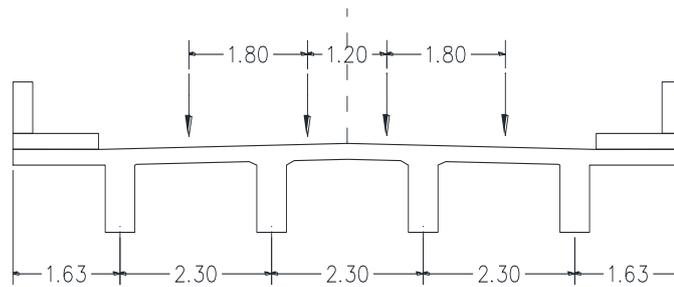


Figura 21. Análisis de carga en el centro.
Fuente: Autores, Junio 2015.

$$\begin{aligned} \Sigma MV2 &= 0 & \Sigma Fy &= 0 \\ V1 &= 0.30 \text{ ruedas/viga} & V2 &= 1.70 \text{ ruedas/viga} \\ fd1 &= 0.15 \text{ carriles/viga} & fd2 &= 0.85 \text{ carriles/viga} \end{aligned}$$

Análisis longitudinal.

Factor de Impacto (IM).

AASHTO LRFD IM=33%; $F_{IM} = (1+.33) = 1.33$

Caso a) Tándem + Carga distribuida de Carril.

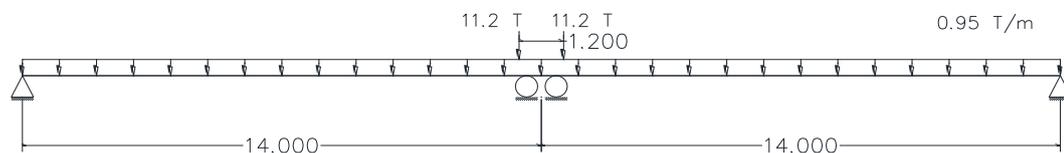


Figura 22. Cargas de Tándem + Carril.
Fuente: Autores, Junio 2015.

$$Q_1 = 11.2 \times (14 - 0.6) / 14 = 10.72 \times 2 = 21.44 \times 1.33 = 28.52 \text{ Ton.}$$

$$Q_2 = 0.95 \times 14 = 13.3 \text{ Ton.}$$

$$Q_a = 41.82 \text{ Ton.}$$

Caso b) camión + carga distribuida de carril.

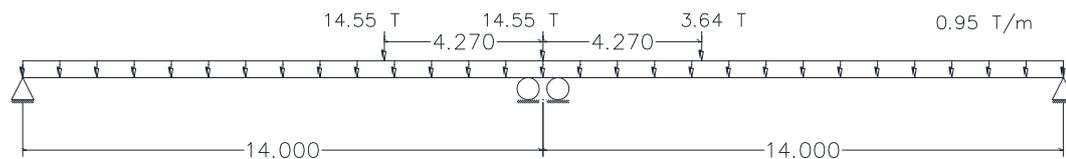


Figura 23. Carga de camión + Carril.

Fuente: Autores, Junio 2015.

$$Q_1 = 14.56 + 14.56 \times (14 - 4.27) / 14 + 3.64 \times (14 - 4.27) / 14 = 27.21 \times 1.33 = 36.20 \text{ Ton.}$$

$$Q_2 = 0.95 \times 14 = 13.3 \text{ Ton.}$$

$$Q_b = 49.50 \text{ Ton. (Controla).}$$

Entonces, tenemos:

$$P_{L1} = 25 \text{ Ton; } P_{L2} = 25 \text{ Ton. Para voladizo.}$$

$$P_{L1} = 7.53 \text{ Ton; } P_{L2} = 41.97 \text{ Ton. Para sección central.}$$

Carga Sísmica.

Determinar m

Peso de Súper estructura $W_{sup} = 107.98 \text{ Ton}$, Peso de Viga cabezal $W_{vi} = 16$

Ton y Peso de Pila $W_{pi} = 16.45 \text{ Ton}$.

$$EC. 8 \quad m = \frac{W_{sup} + W_{vi} + W_{pi}}{9.81}$$

Entonces, $m = 14.31$

Determinar K_L .

Inercia = 1.45 m^4 , Modulo de elasticidad 2615397 Ton/m^2

EC. 9
$$K_L = \frac{3EI}{h^3}$$

$K_L = 108975$

Determinar T_L .

EC. 10
$$T_L = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

$T_L = 0.072 \text{ seg.}$

Con el periodo obtenido tenemos la siguiente carga sísmica.

$V = 62 \text{ Ton.}$

Las combinaciones de cargas a utilizar según lo estipulado en el AASHTO LRFD.

CARGA	FACTORES DE CARGA		
	Resistencia I	Servicio I	E. extremo
DC	1.25	1.00	1.25
DW	1.5	1.00	1.5
LL	1.75	1.00	1
EQ	-	-	1

Tabla XXIII. Factores de combinación de cargas AASHTO LRFD.
Fuente: Autores, Junio 2015.

Utilizando el modelo de SAP2000, obtuvimos los siguientes resultados para la viga cabezal.

Voladizo	Momento	Centro	Momento
diseño	329.16 T-m	diseño	406.44 T-m
servicio	273.23 T-m	servicio	229.07 T-m
e. extremo	310.93 T-m	e. extremo	266.77 T-m

Tabla XXIV. Resultados de momento para las combinaciones de cargas.
Fuente: Autores, Junio 2015.

EC. 11
$$\phi Mn = \phi b d^2 f' c w (1 - 0.59 w)$$

Como no poseemos planos de la estructura, desconocemos la cuantía de acero realizaremos el cálculo de la cuantía máxima y mínima.

Cuantía máxima.

EC. 12
$$\rho b = \frac{0.85 \beta f' c}{f_y} \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

$p_b = 0.0306$; $p_{max} = 0.75 * p_b = 0.022$

Cuantía mínima.

EC. 13
$$p_{min} = \frac{0.8 \sqrt{f' c}}{f_y} \text{ pero no menor de } \frac{14}{f_y}$$

$p_{min} = 0.0033$

La cuantía de la viga debe estar entre 0.33% y 2.21%, para el análisis asumimos una cuantía de 1%.

EC. 14
$$w = \rho \frac{f_y}{f'_c}$$

$w = 0.14$, asumo $d=108$ cm en zona central y $d=77$ cm en voladizo, y aplicando la EC. 11, tenemos:

$\phi M_n = 347$ Ton-m en zona central, y $\phi M_n = 177.04$ Ton-m en voladizo.

Entonces:

Podemos ver que para las diferentes cargas combinaciones de carga que se plantearon en el voladizo, son mayores al momento de diseño " ϕM_n ", por cual no cumple con la filosofía de diseño. En cambio para la zona central, solamente la combinación de diseño no cumple con la filosofía de diseño.

4.4 Análisis del Estribo y Cimentación

Los estribos son apoyos extremos del puente, que además de soporta las cargas de la superestructura, sirven de contención de la tierra de los terraplenes de acceso y por consiguiente están sometidos a empuje de tierras.

El estribo o cabezal tiene un ancho de 10.20 m y recibe los pesos de la losa, carpeta asfáltica, paso peatonales y barreras. El estribo se encuentra apoyado por tres pilotes (Ver Figura 24).

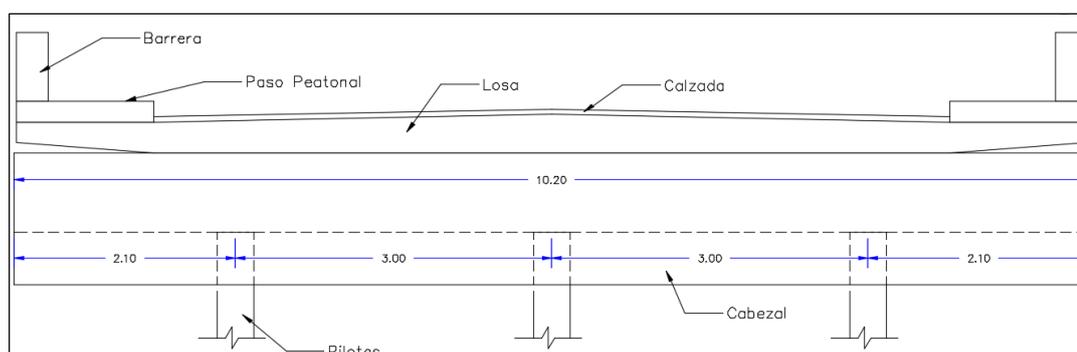


Figura 24 Estribo vista Frontal.
Fuente: Autores, Julio 2015.

La losa tiene un espesor aproximadamente de 30 cm, la carpeta asfáltica es de 5 cm, el diámetro de los pilotes es 35 cm, la geometría del cabezal está detallado en la Figura 25.

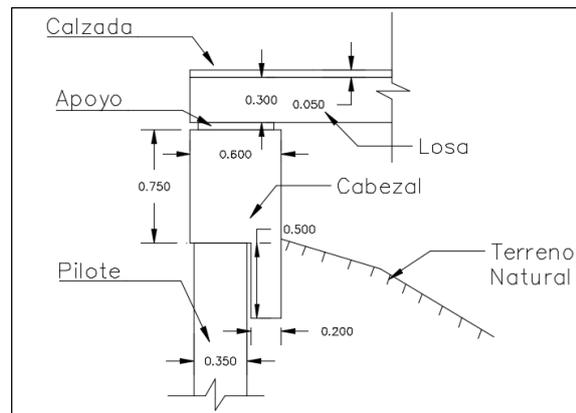


Figura 25 Estribo vista Lateral.
Fuente: Autores, Julio 2015.

Las cargas muertas DW Y DC que soporta el estribo son las siguientes:

PESO DC	
Elementos	Peso
Paso Peatonal	5.01 Ton
Barrera	3.74 Ton
Losa	30.56 Ton
TOTAL DE DC=	39.31 Ton
PESO DW	
Calzada	3.32 Ton
TOTAL DE DW=	3.32 Ton

Tabla XXV Cargas Muertas para el estribo.
Fuente: Autores, Julio 2015.

Para la carga viva se hará los siguientes cálculos: (Chen & Duan, Bridge Engineering Handbook- Substructure Design, 2014)

$$\text{AASHTO LRFD IM}=33\%; F_{IM} = (1+.33) = 1.33$$

Caso a) Tándem + Carga distribuida de Carril.

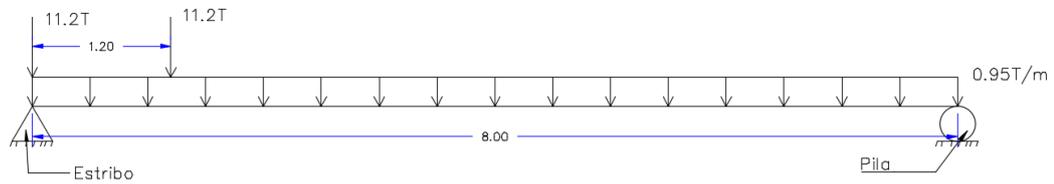


Figura 26. Carga de Tándem + Carril.
Fuente: Autores, Julio 2015.

$$Q_1 = (11.2 \times (8 + 6.8) / 8) \times 1.33 = 20.72 \times 1.33 = 27.56 \text{ Ton.}$$

$$Q_2 = 0.95 \times 8 / 2 = 3.8 \text{ Ton.}$$

$$Q_a = 31.36 \text{ Ton.}$$

Caso b) camión + carga distribuida de carril.

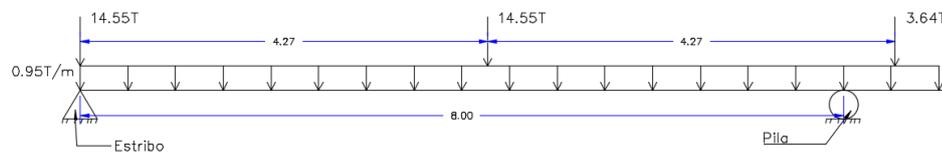


Figura 27. Carga de Camión + Carril.
Fuente: Autores, Julio 2015.

$$Q_1 = ((14.55 \times 8 + 14.55 \times (8 - 4.27)) / 8) \times 1.33 = 21.33 \times 1.33 = 28.37 \text{ Ton.}$$

$$Q_2 = 0.95 \times 8 / 2 = 3.8 \text{ Ton.}$$

$$Q_b = 32.17 \text{ Ton. (Controla).}$$

Al ser un puente de 2 carriles el estribo soportaría una carga viva total

$$PL = 64.34 \text{ Ton.}$$

La carga última de cimentación es igual a la carga muerta DC mas la carga muerta DW , la carga viva PL más la carga del estribo We ver Tabla XXVI.

CARGA ULTIMA Qu	
Peso Muerto DC	39.31 Ton
Peso Muerto DW	3.32 Ton
Peso del Estribo We	13.46 Ton
Carga Viva PL	64.34 Ton
Qu=DC+DW+We+PL	120.43 Ton

Tabla XXVI Carga Ultima Qu
Fuente: Autores, Julio 2015.

La carga admisible del grupo de pilotes se estima de la siguiente manera. (Das, 1999). Se determina:

$$EC. 15 \quad \sum Q_u = n_1 n_2 \left[9A_p c_{u(p)} + \sum \alpha p c_u \Delta L \right]$$

Donde

n_1 = Numero de filas de pilotes

n_2 = Numero de columnas de pilotes

A_p =Area de la sección transversal del pilote

c_u =Cohesion no drenada de la arcilla

α =Coeficiente de adhesión en la interfaz suelo-pilote

ΔL =Longitud del pilote según el extracto de suelo

p =Perimetro de la sección transversal de un pilote

En la Figura 28, se detalla la estratificación de cada capa de suelo.

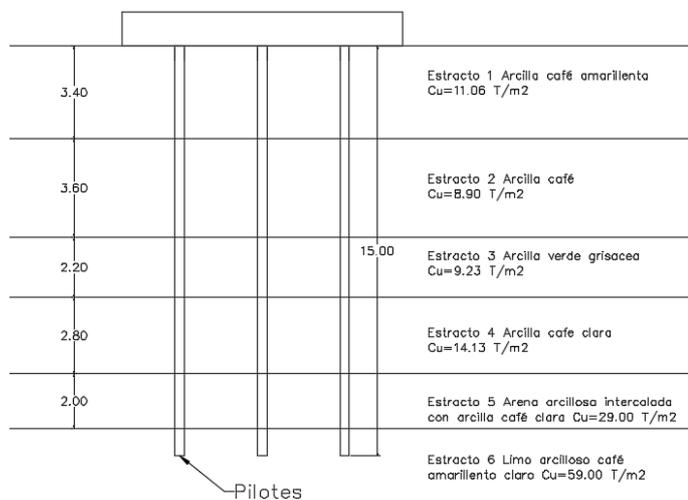


Figura 28 Esquema del grupo de pilotes existentes.
Fuente: Autores, Julio 2015.

Para determinar el valor de α se usa el ábaco de la Figura 29, se ingresa con la cohesión no drenada de la arcilla.

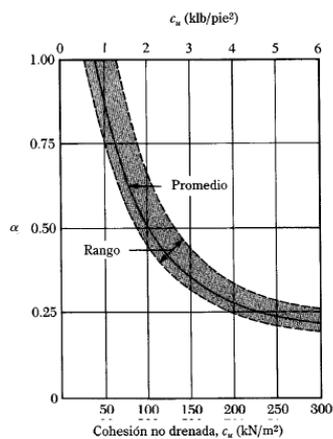


Figura 29 Variación de α con la cohesión no drenada de una arcilla.
Fuente: Braja Das, Julio 2015

En Tabla XXVII se indica los valores de C_u y los coeficientes α obtenidos del ábaco de la Figura 29.

Estrato	Cu(T/m2)	Cu(Klb/pie2)	α
1	11.06	2.27	0.46
2	8.9	1.82	0.57
3	9.23	1.89	0.56
4	14.13	2.89	0.38
5	29	5.94	0.22
6	59	12.08	0.22

Tabla XXVII Valores de Cu y α para cada estrato
Fuente: Autores, Julio 2015.

En la Tabla XXVIII se detalla cómo se obtiene el valor de ΣQ_u aplicando la EC.

15.

Estrato	α	p(m)	cu(Ton/m2)	ΔL (m)	$\alpha p c_u \Delta L$ (Ton)
1	0.46	1.09	11.06	3.40	18.85
2	0.57	1.09	8.90	3.60	19.91
3	0.56	1.09	9.23	2.20	12.39
4	0.38	1.09	14.13	2.80	16.39
5	0.22	1.09	29.00	2.00	13.91
6	0.22	1.09	59.00	1.00	14.15
$\Sigma =$					95.60
n1	n2	D(m)	Ap(m2)	cu (T/m)	9Ap _p c _u (Ton)
1	3	0.35	0.10	59.00	51.09
$\Sigma Q_u = n_1 n_2 [9A_p c_{u(p)} + \Sigma \alpha p c_u \Delta L] =$					440.06 Ton

Tabla XXVIII Cálculos para obtener ΣQ_u
Fuente: Autores, Julio 2015.

Por lo consiguiente $\Sigma Q_u = 440.06 \text{ Ton}$. Se utiliza la EC. 16 para hallar carga admisible Q_{adm} . El factor de seguridad FS que se aplica es 4.

$$Q_{adm} = \frac{\Sigma Q_u}{FS}$$

EC. 16

La carga ultima $Q_u = 120.43 \text{ Ton}$ es mayor que la carga admisible $Q_{adm} = 440.06/4 = 110.01 \text{ Ton}$. La cimentación no tiene las condiciones adecuadas para soportar los actuales requerimientos de diseño.

4.5 Diagnostico

En las observaciones se determinó que en la estructura del puente Los Chirijos presenta un deterioro en las vigas y en la losa. Las barreras laterales tienen tan solo una altura de 65 cm. Lo constituye un riesgo para los transeúntes.

El estribo del lado sur del puente presenta problemas de socavación, a tal punto que los pilotes han quedado al descubierto y los suelos se siguen erosionando, lo que representa un peligro para la estabilidad del puente.

El puente consta de una pila central lo que dificulta el flujo de los caudales. Al mismo tiempo el diseño de la pila central y los estribos no cumple con las condiciones de resistencias exigidas por las normas actuales.

Según el estudio de tráfico se requiere un puente de 4 carriles y no como la existente que consta solamente de dos carriles por lo que es una grave restricción para el flujo de tráfico.

CAPÍTULO 5

5 PLANTEAMIENTO DE POSIBLES ALTERNATIVAS

Según lo definido en capítulos anteriores, la geometría del puente a implementarse deberá ser la siguiente:

Sección transversal	18 metros.
Ancho de carril	3.45 metros.
Número de carriles	4
Vehículo de diseño	HS 25-44
Barrera central	0.60 metros
Barrera Lateral	0.30 metros
Peatonales	1.50 metros

Tabla XXIX. Datos generales de la sección transversal del nuevo puente
Fuente: Autores, Julio 2015.

Se va a dejar 1.00 metros para los voladizos en ambos sentidos desde centro de vigas y los restantes 16.00 metros van a contar con 9 vigas, distribuidas a 2.00 metros entre sus centros.

Gálbo del puente

De acuerdo al NEVI-Volumen 2B sección 2B.301.2.7 (2) el gálbo sobre el agua, en creciente máxima estará entre 2 a 3 m. Con respecto a la topografía del terreno y nivel máximo de creciente se asumirá un gálbo de 2.6m.

Ángulo de esviaje

El ángulo de esviaje es relación angular entre el eje de la vía y el eje del estribo. Conforme a la norma AASHTO LRFD 2012 en la sección 4.6.1.2.4b y 4.6.2.2.2e los puentes con esviajes menores a 10 grados no representan mayores esfuerzos de torsión lo cual se podrá ignorar sus efectos.

Para este estudio se tomara un ángulo de esviaje de 10 grados, debido a las restricciones por la vía y la forma del estribo para evitar impactos de socavación.

Nivel de desplante de los Estribos

Para el cálculo de socavación se usa la ecuación de Froechlich EC. 17.
(Atemisa, 2007)

$$EC. 17 \quad y_s = 2.21 * K_{a1} * K_{a2} * L^{0.43} * h^{0.47} * Fr^{0.61} + h$$

Donde:

y_s =Altura de socavación

K_{a1} =Coeficiente de forma del estribo

K_{a2} =Coeficiente de corrección debido al ángulo de ataque θ

L = Longitud del estribo proyectado y normal al flujo

h = Nivel de agua

Fr = Numero de Froude

El valor de K_{a2} se obtiene de la EC. 18, como el estribo se colocara en la misma dirección del flujo de caudales, el ángulo de ataque θ es cero grados, lo cual K_{a2} es cero.

$$EC. 18 \quad K_{a2} = \left(\frac{\theta}{90} \right)^{0.13}$$

Entonces la EC. 17 queda reducida a $y_s=h$. Observando la Figura 30 el nivel de agua en el nuevo estribo es de 1.50 m, lo que significaría que la socavación es 1.5 metros.

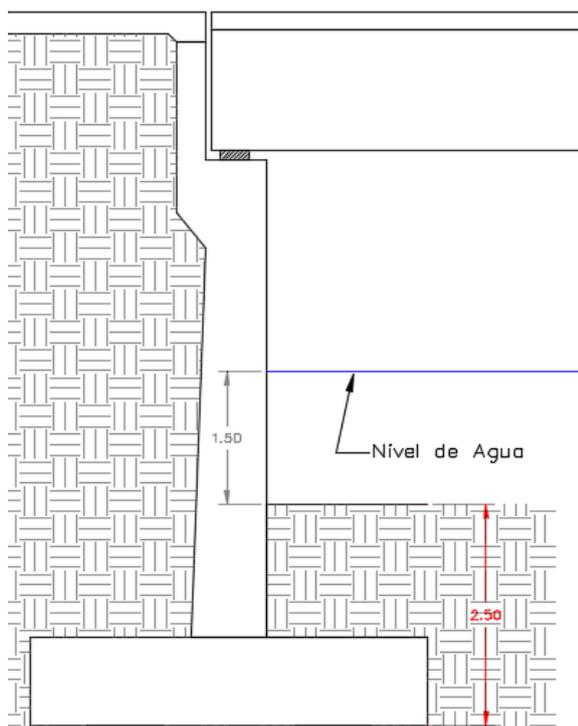


Figura 30 Nivel de Agua en el Estribo
Fuente: Autores, Julio 2015

En las alternativas descritas posteriormente se usara una altura de desplante de 2.5m que brindara niveles de seguridad respecto a la socavación.

Implantación del Puente

Tomando en cuenta las características geométricas será imprescindible realizar expropiaciones de terreno. En la Figura 31 se observa que se afectara a cuatros predios del lado norte del puente. Los cuales están ubicados en las calles Elizalde Vera y Juan Montalvo. El valor de expropiaciones de los predios no se tomara en cuenta en el desarrollo del presupuesto.

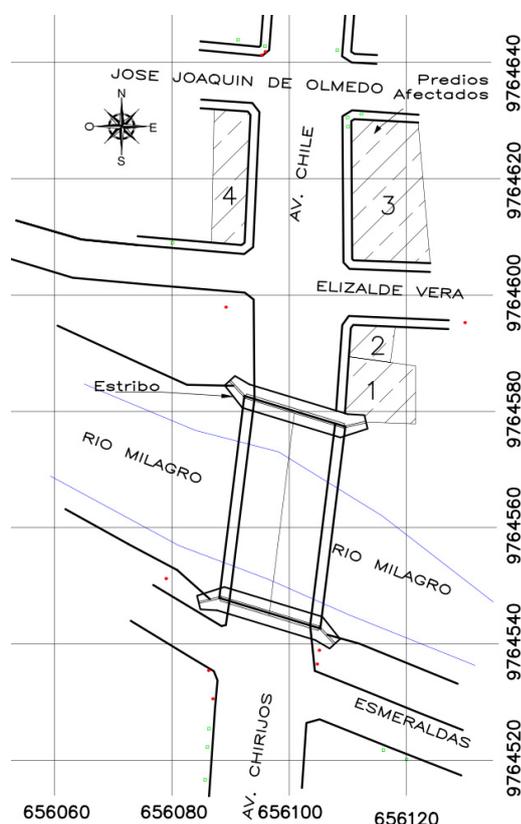


Figura 31 Implantación del nuevo puente
Fuente: Autores, Julio 2015

En el lado sur del puente no sea necesario expropiar ningún terreno. También al implementar el nuevo puente, se reconstruirá las avenidas y bordillos adyacentes para se acople a la nueva geometría.

5.1 Primera Alternativa: Puente de vigas Pretensadas

Consiste en la construcción de un puente de vigas pretensadas con una longitud $L=35\text{m}$ apoyada en dos cabezales los cuales serán construidos sobre un grupo de pilotes pre-barrenado. La súper estructura será construida por elementos prefabricados y mediante hormigón hidráulico. En el ancho del puente de 18 m será apto para 4 carriles, contara con pasos peatonales con sus respectivas barandas.

5.1.1 Pre-dimensionamiento de la losa.

Según AASHTO LRFD en su sección 2.5.2.6.2 Criterios para la Deflexión, nos especifica el espesor mínimo de losa en la tabla 2.5.2.6.3-1.

Superestructura		Profundidad mínima (incluye el tablero)	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1.2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	0.070 L	0.065 L
	Viga cajón	0.060 L	0.055 L
	Vigas de estructuras peatonales.	0.035 L	0.033 L

Tabla XXX. Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para súper-estructuras de profundidad constante.
Tabla tomada de AASHTO LRFD

Como el puente solo va a constar de un solo tramo, entonces:

$$h_{min} = 1.2 * \left(\frac{S + 3000}{30} \right)$$

EC. 19

Como $s=2.00$ metros. Tenemos altura mínima (h_{min})= 0.20 metros

5.1.2 Pre-dimensionamiento de vigas pre-tensadas.

Para la selección del perfil utilizaremos los nomogramas del Manual para puentes del PCI, en su capítulo 6 sección 9 Diseño preliminar.

Longitud de viga = $35/0.3048=114.83$ ft

Separación entre vigas= $2/0.3048=6.59$ ft

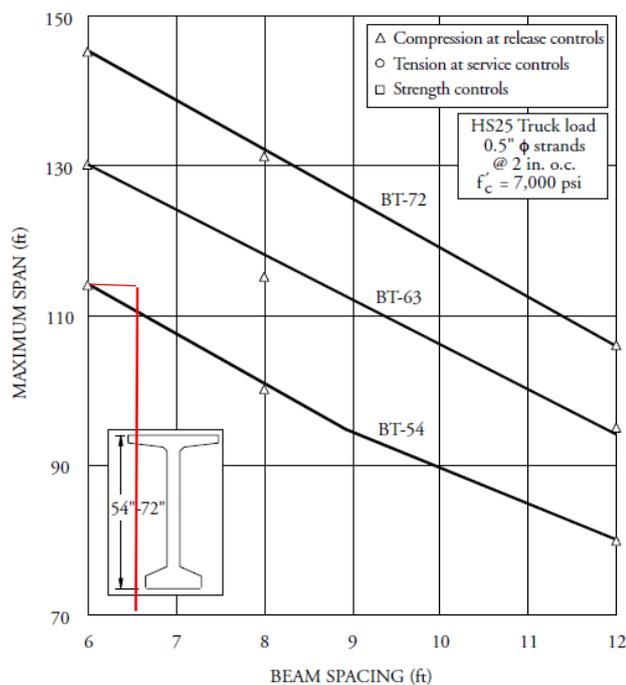


Figura 32. Nomograma para vigas AASHTO tipo Bult tees.
Fuente: PCI Bridge Manual

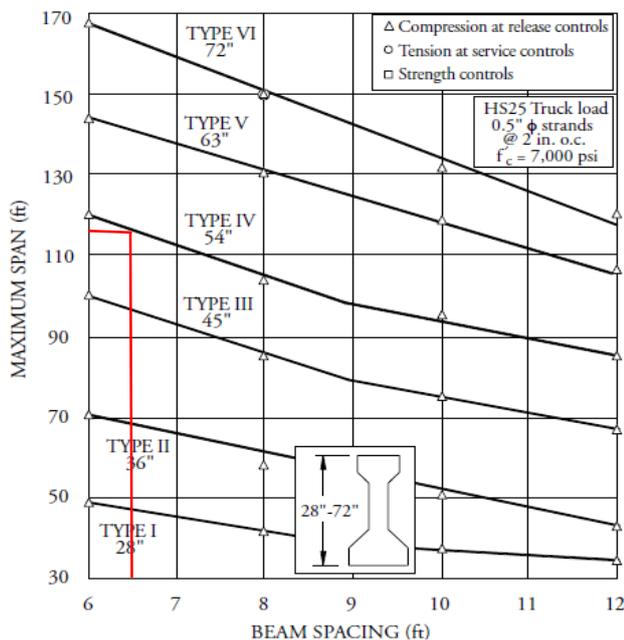


Figura 33. Nomograma para Vigas AASHTO Tipo I
Fuente: PCI Bridge manual.

Como se puede apreciar en las figuras anteriormente mostradas en ambos casos nos muestran cual es la viga más apropiada para las condiciones que se están proponiendo para el puente, de lo cual las secciones que tenemos son:

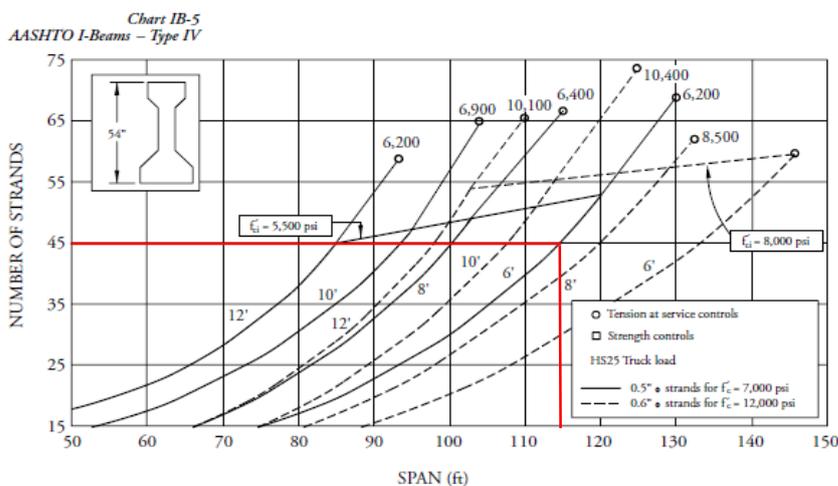


Figura 34. Nomograma para viga AASHTO Tipo IV para sacar el número de torones.
Fuente: Autores, Julio 2015

5.1.3 Pre-dimensionamiento de estribos y pilotes

El estribo tiene un ancho de 17.5m y una altura de desplante de 2.5m, en la Figura 35 se detalla su geometría.

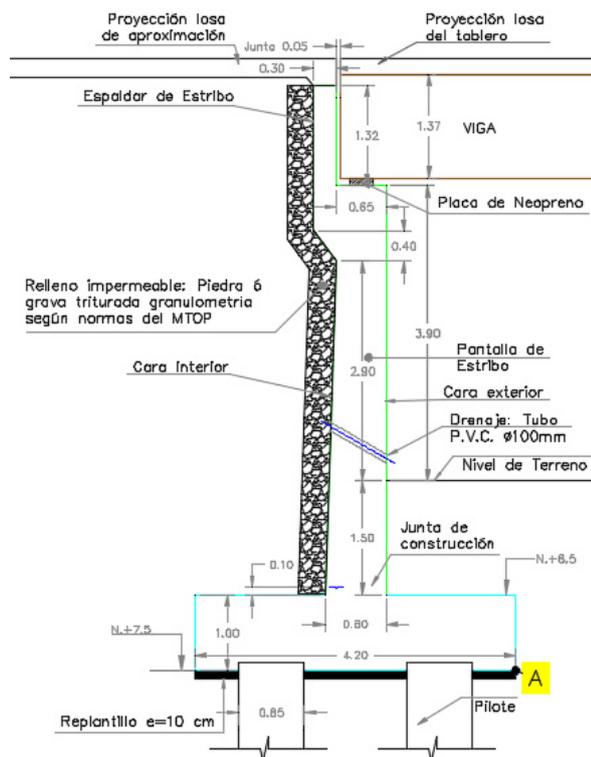


Figura 35 Estribo de Altn. 1
Fuente: Autores, Agosto 2015

Se encuentra apoyado en pilotes agrupo en 2 filas y 7 columnas en su parte central, y un pilote debajo de cada ala del estribo. (Ver Figura 36)

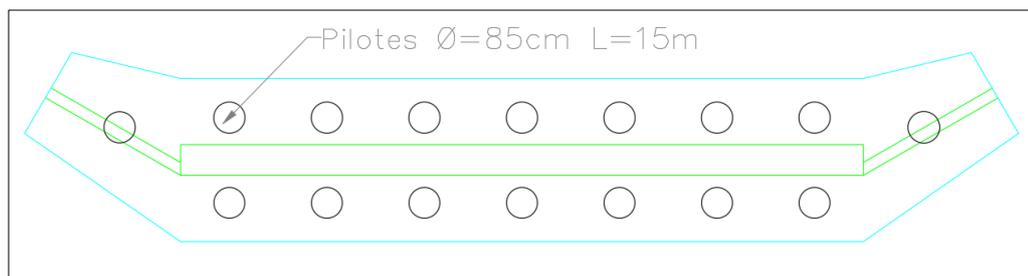


Figura 36 Pilotes (Altn.1)
Fuente: Autores, Agosto 2015

La carga admisible se determina usando la EC. 16 vista en el Capítulo 4. En la Tabla XXXI se determina su valor, el cual es $Q_{adm}=2021.86$ Ton

Estrato	α	$p(m)$	$c_u(\text{Ton}/m^2)$	$\Delta L (m)$	$\alpha p c_u \Delta L (\text{Ton})$
1	0.46	2.67	11.06	1.40	19.02
2	0.57	2.67	8.90	3.60	48.77
3	0.56	2.67	9.23	2.20	30.37
4	0.38	2.67	14.13	2.80	40.15
5	0.22	2.67	29.00	2.00	34.07
6	0.22	2.67	59.00	3.00	103.98
$\Sigma =$					276.36
n_1	n_2	$D(m)$	$A_p(m^2)$	$c_u (T/m)$	$9A_p c_u (\text{Ton})$
2	7	0.85	0.57	59.00	301.32
$\sum Q_u = n_1 n_2 [9A_p c_u(p) + \sum \alpha p c_u \Delta L] =$					8087.44 Ton
FS	$Q_{adm} = \sum Q_u / FS =$				2021.86 Ton
4					

Tabla XXXI Carga Admisible en Altn. 1
Fuente: Autores, Agosto 2015

El estribo está sometido a los siguientes grupos de cargas según AASHTO LRFD 3.4.1-1.

Servicio I: DW+DC+EV+EH+LL

Servicio II: DW+DC+EV+EH+1.3LL

Servicio III: $DW+DC+EV+EH+0.8LL$

Servicio IV: $1.5DW+1.25DC+1.35EV+1.5EH+0.5LL+EQ$

Donde

DW= Carga muerta de la superficies de desgaste y utilidades

DC= Carga muerta de la estructura

EH=Carga por empuje de tierra horizontal

EV=Carga muerta por presión vertical de tierra

LL= Carga viva vehicular

EQ= Carga de sismo

Para la carga viva se hará los siguientes cálculos:

AASHTO LRFD $IM=33\%$; $F_{IM} = (1+.33) = 1.33$

Caso a) Tándem + Carga distribuida de Carril.

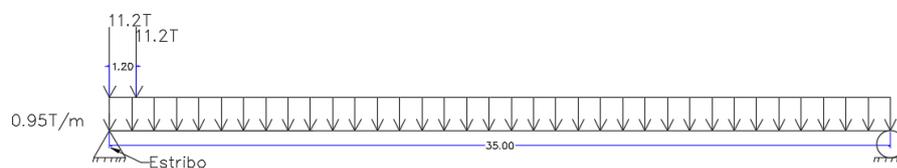


Figura 37. Carga de Tándem + Carril.
Fuente: Autores, Agosto 2015

$$Q_1 = ((11.2 \times 35 + 11.2 \times 33.8) / 35) \times 1.33 = 22.02 \times 1.33 = 29.28 \text{ Ton.}$$

$$Q_2 = 0.95 \times 35 / 2 = 16.62 \text{ Ton.}$$

$$Q_a = 45.9 \text{ Ton.}$$

Caso b) camión + carga distribuida de carril.

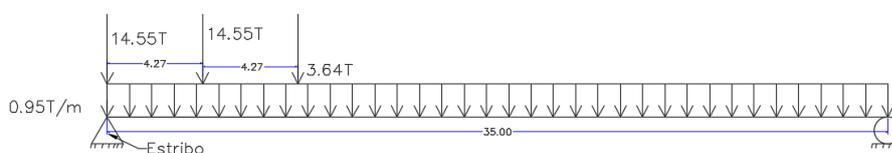


Figura 38. Carga de camión + carril.
Fuente: Autores, Agosto 2015

$$Q_1 = ((14.55 \times 35 + 14.55 \times 30.73 + 14.55 \times 26.46) / 35) \times 1.33 = 38.32 \times 1.33 = 50.96 \text{ Ton.}$$

$$Q_2 = 0.95 \times 35 / 2 = 16.62 \text{ Ton.}$$

$$Q_b = 270.32 \text{ Ton. (Controla).}$$

Al ser un puente de 4 carriles el estribo soportaría una carga viva total $PL = 270.32 \text{ Ton.}$

En la Tabla XXXII se detalla las reacciones verticales y horizontales generadas en el pie del estribo, además se analiza el Momento en el punto "a", el cual es el punto crítico por una falla por volcamiento. Se aplica el método Mononobe Okabe para calcular las presiones laterales activas durante un sismo.

	Carga Vertical (Ton)	Carga Lateral (Ton)	Xa (m)	Ma (Ton m)
Peso DW superestructura	37.17		2.03	75.46
Peso DC superestructura	394.28		2.03	800.38
Estribo	187.95		2.12	398.45
Zapata	176.40		2.10	370.44
Suelo W4	384.37		3.34	1283.80
Suelo W5	84.79		0.85	72.07
Carga viva	270.32		2.03	548.75
Carga Sísmica Longitudinal		302.01	6.40	1932.87
Suelo Sobre carga Wsc		46.20	3.86	178.35
Suelo relleno Ws		297.25	2.57	764.92
Suelo (sismo) Weq		31.71	5.15	163.18

Tabla XXXII Reacciones generadas en la Altn. 1
Fuente: Autores, Agosto 2015

En la Tabla XXXIII se agrupo las reacciones generadas en la Tabla XXXII en su respectivo tipo de carga.

	Fy (Ton)	Fx (Ton)	Ma (Ton m)
DW	37.17		75.46
DC	758.63		1569.27
EV	469.16		1355.87
LL	270.32		548.75
EQ		302.01	1932.87
EH		375.16	1106.45

Tabla XXXIII Cargas en la Alternativa 1
Fuente: Autores, Agosto 2015

La mayor Carga última se genera en el evento extremo 1 con un valor de 1772.56 Ton, en todas las combinaciones la carga admisible del grupo de pilotes es satisfactoria. (Ver Tabla XXXIV)

Combinaciones	Qu (Ton)	Qadm (Ton)	Evaluación
Servicio 1	1535.27	2021.86	Satisface
Servicio 2	1616.37	2021.86	Satisface
Servicio 3	1481.21	2021.86	Satisface
Servicio 4	1264.95	2021.86	Satisface
Evento Extremo 1	1772.56	2021.86	Satisface

Tabla XXXIV Carga Admisible vs Carga ultima (Altn. 1)
Fuente: Autores, Agosto 2015

El momento resistente M_r es la suma de los momentos en el punto A que se oponen a los momentos que generan un volcamiento M_v . En la

Tabla XXXV las combinaciones de carga los Factores de seguridad en servicio son mayores 2 y en el evento extremo mayor a 1, por lo que se considera que se encuentra dentro de los parámetros aceptables. (Chen & Duan, Bridge Engineering Handbook- Substructure Design, 2014)

Combinaciones	M_v (Ton m)	M_r (Ton m)	$FS=M_r/M_v$
Servicio 1	1106.45	3549.34	3.21
Servicio 2	1106.45	3713.97	3.36
Servicio 3	1106.45	3439.59	3.11
Servicio 4	1106.45	3000.59	2.71
Evento Extremo 1	3592.54	4207.0	1.17

Tabla XXXV Factores de Seguridad por Volcamiento (Altn.1)
Fuente: Autores, Agosto 2015

5.1.4 Presupuesto referencial

Como el presente proyecto es de pre-factibilidad, se utilizará precios unitarios que se han manejado en el portal de Compras Públicas del estado ecuatoriano durante los años 2014 y 2015. El presupuesto total no incluye el valor de expropiación de los predios.

No.	Rubro	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
	Preliminares				
1	Trazado y replanteó	m2	2272.99	\$ 1.46	\$ 3318.57
2	Cerramiento provisional	ml	200	\$ 45.00	\$ 9000.00
3	Señales de Seguridad	u	10	\$ 160.85	\$ 1608.50
	Demolición				
4	Corte y rotura de pavimento existente	m2	825.08	\$ 18.60	\$ 15346.49
5	Demolición de viviendas	global	1	\$ 15864.11	\$ 15864.11
6	Desmontaje y reubicación de poste	u	8	\$ 410.00	\$ 3280.00
7	Demolición de barandas laterales	m3	20.21	\$ 31.82	\$ 643.20
8	Demolición de pasos peatonales	m3	27.06	\$ 31.82	\$ 860.90
9	Demolición de losa	m3	79.70	\$ 60.70	\$ 4837.86
10	Demolición de viga - losa	m3	97.33	\$ 60.70	\$ 5908.11
11	Demolición de pilas	m3	56.07	\$ 80.56	\$ 4516.89
12	Demolición de estribos	m3	11.24	\$ 80.56	\$ 905.49
13	Demolición de muros aledaños	m3	13.685	\$ 80.56	\$ 1102.46
14	Desalojo de material demolido	m3	306.30	\$ 5.50	\$ 1684.63
	Sub-estructura				
15	Excavación	m3	1090.84	\$ 6.88	\$ 7504.98
16	Pilotes pre barrenados de hormigón vaciado en sitio. (ϕ 85cm f'c = 280kg/cm ²)	ml	512	\$ 910.00	\$ 465920.00

No.	Rubro	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
17	Hormigón de estribos f'c=280Kg/cm2 (incluye encofrado)	m3	371.76	\$ 282.71	\$ 105100.27
18	Acero de refuerzo estribos fy = 4200 kg/cm2	kg	32038.28	\$ 2.12	\$ 67921.15
19	Relleno para estribo con material importado	m3	995.2	\$ 13.41	\$ 13345.63
20	Replanteo de 180 Kg/cm2 e=10cm	m3	9.69	\$ 227.17	\$ 2200.14
21	Geo Textil NT1600	m2	96.85	\$ 3.64	\$ 352.53
22	Material Filtrante	m3	108.29	\$ 10.99	\$ 1190.11
23	Tubería para subdrenes de PVC ϕ 110 mm	ml	11.84	\$ 5.14	\$ 60.86
	Súper-estructura				
24	Colocación de apoyos de neopreno	u	18	\$ 277.18	\$ 4989.24
25	Vigas preforzadas f'c = 420 kg/cm2 (incluye torones, armado e instalación)	u	9	\$ 33348.42	\$ 300135.78
26	Hormigón para losa y diafragmas f'c = 280 kg/cm2 (incluye encofrado)	m3	142.32	\$ 282.71	\$ 40235.29
27	Acero de refuerzo fy = 4200 kg/cm2	kg	20437.152	\$ 2.12	\$ 43326.76
28	Carpeta asfáltica e = 5 cm	m2	504	\$ 7.84	\$ 3951.36
29	Juntas de dilatación	ml	36	\$ 147.95	\$ 5326.20
30	Tubería de PVC para drenaje	ml	7.2	\$ 4.80	\$ 34.56
31	Barrera central	ml	35	\$ 135.00	\$ 4725.00
32	Barreras laterales	ml	70	\$ 193.10	\$ 13517.00
33	Barandas metálicas de 1 metro de altura	ml	70	\$ 211.78	\$ 14824.60
34	Poste Metálicos de Iluminación	u	6	\$ 850.00	\$ 5100.00
	Complementarias				
35	Losa de Aproximación (Hormigón fc=280 Kg/cm2)	m3	56.45	\$ 282.71	\$ 15958.41
36	Relleno con sub-base	m3	270	\$ 15.30	\$ 4131.00
37	Relleno con base	m3	216	\$ 17.85	\$ 3855.60

No.	Rubro	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
38	Hormigón para bordillos	m2	300	\$ 19.24	\$ 5772.00
39	Carpeta asfáltica para vía ampliada e = 5 cm	m2	1080	\$ 7.84	\$ 8467.20
40	Pintura de vías	ml	175	\$ 1.50	\$ 262.50
41	Señaléticas Vertical	u	8	\$ 160.85	\$ 1286.80
42	Limpieza general de obra	semanas	26	\$ 66.46	\$ 1727.96
43	Desalojo de limpieza general de obra	semanas	26	\$ 64.77	\$ 1684.02
	Rubros Ambientales				
44	Basurero Metálico	u	4	\$ 95.00	\$ 380.00
45	Baño Portátil	u	2	\$ 1450.00	\$ 2900.00
46	Charla de concientización	u	2	\$ 510.00	\$ 1020.00
47	Afiches Informativos	u	500	\$ 1.60	\$ 800.00
48	Rótulos Ambientales	u	4	\$ 115.00	\$ 460.00
				Total	\$ 1217344.15

Tabla XXXVI Presupuesto Referencial (Altn. 1)
Fuente: Autores, Agosto 2015

5.1.5 Tiempo estimado de la ejecución de la obra.

Según los rubros que se propusieron en la sección de presupuesto referencial, vamos a realizar una estimación del posible tiempo que tardaría la obra en su ejecución, de las cuales tenemos los siguientes tiempos tentativos de duración. Además se asume que las jornadas de trabajo serán de acuerdo a la ley, con 5 días laborables.

Actividades preliminares, como son las actividades iniciales del proyecto se deben efectuar en el menor tiempo posible, por lo cual se asume que se ejecutarán en tiempo máximo de 1 – 2 días laborables.

Demolición, conlleva actividades donde se generarán polvo, ruido y escombros, siendo actividades que deben seguir los planes para mitigar los impactos ambientales, se les asignará un tiempo tentativo de ejecución de 39 a 44 días laborables.

Sub-estructura, siendo una de las partes de mayor importancia de la estructura de puente que se implantará, su tiempo de ejecución rondaría los 35 – 38 días laborables. Súper-estructura, se debe tener el respectivo control al momento de instalar los elementos con vigas, y la fundición de los demás elementos estructurales, para lo cual se tiene un tiempo tentativo de 43 – 45 días laborables para su ejecución.

Obras complementarias, conlleva en si los acabados, obra eléctrica, etc., que se implementará en la estructura del puente, la mayoría de esas actividades pueden desarrollarse a la par de los trabajos de la sub-estructura o súper-estructura, y solo ciertas actividades para lo cual estas actividades deben finalizar en un máximo de 2 – 4 días laborables de la conclusión de las actividades de la súper-estructura.

Para lo cual tendríamos un tiempo estimo total de la ejecución de la obra de 120 a 130 días laborales. Por lo cual el tiempo va a estar por los 6.5 meses.

5.2 Segunda Alternativa: Puente de vigas Postensadas

Esta solución consiste en la ejecución de un puente con vigas postensadas de $L=35$ m, que apoyada sobre dos cabezales similar al caso anterior. Igualmente se tendrá pasos peatonales y una barrera en ambos sentidos vehiculares.

5.2.1 Pre-dimensionamiento de la losa.

Según AASHTO LRFD en su sección 2.5.2.6.2 Criterios para la Deflexión, nos especifica el espesor mínimo de losa en la tabla 2.5.2.6.3-1.

Como el puente solo va a constar de un solo tramo se utiliza la EC. 19 con $S=2.0$ m, por lo cual tenemos altura mínima $(h_{min})= 0.20$ m

5.2.2 Pre-dimensionamiento de vigas postensadas.

Se utilizará las secciones tipo california las cuales se presenta en la tabla a continuación:

Hormigón de losa: $f'c=280$ kg/cm².

Hormigón de viga: $f'c=450$ kg/cm².

Nombre de viga	Altura	Espesor de losa	Numero de vigas para:		Long. maxima	Peso de viga
			1 carril *	2 carriles **		
California - 1.22	1.27 m	0.20 m	3 unidades	5 unidades	22.0 m	0.80 Ton/ml
California - 1.37	1.37 m	0.20 m	3 unidades	5 unidades	25.0 m	0.90 Ton/ml
California - 1.52	1.52 m	0.20 m	3 unidades	5 unidades	27.0 m	1.00 Ton/ml
California - 1.67	1.67 m	0.20 m	3 unidades	5 unidades	30.0 m	1.10 Ton/ml
California - 1.82	1.82 m	0.20 m	3 unidades	5 unidades	35.0 m	1.20 Ton/ml

* : ancho util de via = 4.50 metros

** : ancho util de via = 9.70 metros

Tabla XXXVII. Secciones de vigas tipo california

Fuente: Autores, Agosto 2015

Para las condiciones propuestas del puente, el perfil óptimo es el California – 1.82.

5.2.3 Pre-dimensionamiento de estribo y pilotes

El estribo tiene un ancho de 17.5m y una altura de desplante de 2.5m, en la Figura 39 se detalla su geometría.

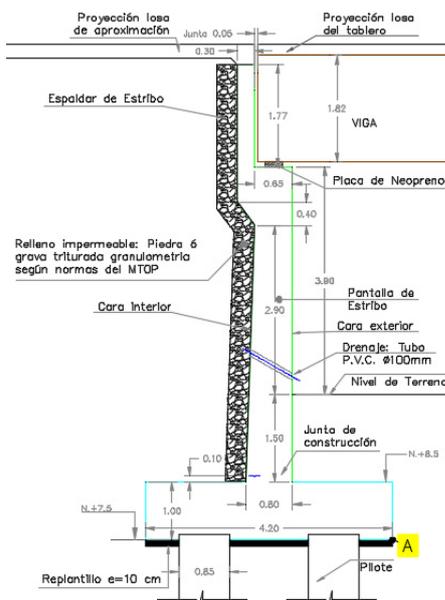


Figura 39 Estribo de Altn. 2
Fuente: Autores, Agosto 2015

Se encuentra apoyado en pilotes agrupo en 2 filas y 7 columnas en su parte central, y un pilote debajo de cada ala del estribo. (Ver Figura 40)

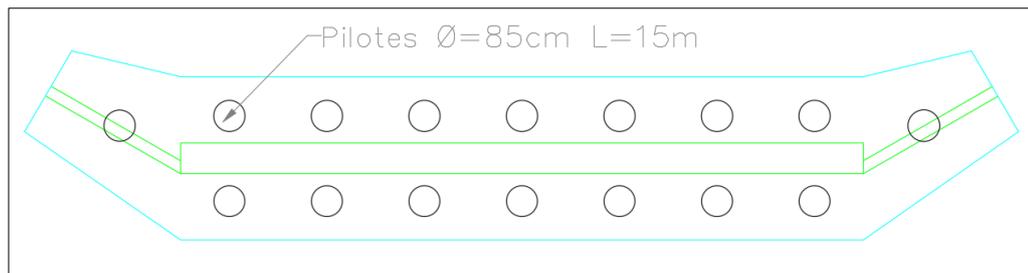


Figura 40 Pilotes (Altn.2)
Fuente: Autores, Agosto 2015

La carga admisible se determina usando la EC. 16 vista en el Capítulo 4. En la Tabla XXXVIII se determina su valor, el cual es $Q_{adm}=2021.86$ Ton

Estrato	α	$p(m)$	$c_u(\text{Ton}/m^2)$	$\Delta L (m)$	$\alpha p c_u \Delta L (\text{Ton})$
1	0.46	2.67	11.06	1.40	19.02
2	0.57	2.67	8.90	3.60	48.77
3	0.56	2.67	9.23	2.20	30.37
4	0.38	2.67	14.13	2.80	40.15
5	0.22	2.67	29.00	2.00	34.07
6	0.22	2.67	59.00	3.00	103.98
$\Sigma =$					276.36
n_1	n_2	$D(m)$	$A_p(m^2)$	$c_u (T/m)$	$9A_p c_u (\text{Ton})$
2	7	0.85	0.57	59.00	301.32
$\sum Q_u = n_1 n_2 [9A_p c_u(p) + \sum \alpha p c_u \Delta L] =$					8087.44 Ton
FS	$Q_{adm} = \sum Q_u / F_S =$				2021.86 Ton
4					

Tabla XXXVIII Carga Admisible en Altn. 2
Fuente: Autores, Agosto 2015

El estribo está sometido a los siguientes grupos de cargas según AASHTO LRFD 3.4.1-1.

Servicio I: $DW+DC+EV+EH+LL$

Servicio II: $DW+DC+EV+EH+1.3LL$

Servicio III: $DW+DC+EV+EH+0.8LL$

Servicio IV: $1.5DW+1.25DC+1.35EV+1.5EH+0.5LL+EQ$

Donde

DW= Carga muerta de la superficies de desgaste y utilidades

DC= Carga muerta de la estructura

EH=Carga por empuje de tierra horizontal

EV=Carga muerta por presión vertical de tierra

LL= Carga viva vehicular

EQ= Carga de sismo

Para la carga viva se hará los siguientes cálculos:

AASHTO LRFD $IM=33\%$; $F_{IM} = (1+.33) = 1.33$

Caso a) Tándem + Carga distribuida de Carril.

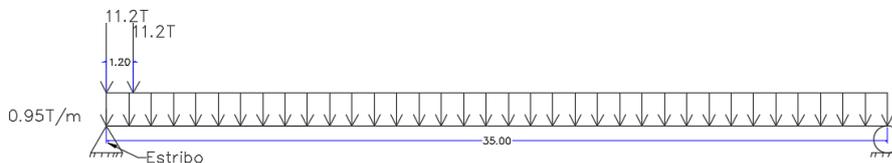


Figura 41. Carga de Tándem + Carril.

Fuente: Autores, Agosto 2015

$$Q_1 = ((11.2 \times 35 + 11.2 \times 33.8) / 35) \times 1.33 = 22.02 \times 1.33 = 29.28 \text{ Ton.}$$

$$Q_2 = 0.95 \times 35 / 2 = 16.62 \text{ Ton.}$$

$$Q_a = 45.9 \text{ Ton.}$$

Caso b) camión + carga distribuida de carril.

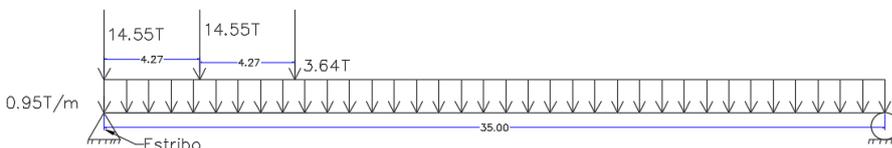


Figura 42. Carga de Camión + Carril.

Fuente: Autores, Agosto 2015

$$Q_1 = ((14.55 \times 35 + 14.55 \times 30.73 + 14.55 \times 26.46) / 35) \times 1.33 = 38.32 \times 1.33 = 50.96 \text{ Ton.}$$

$$Q_2 = 0.95 \times 35 / 2 = 16.62 \text{ Ton.}$$

$$Q_b = 270.32 \text{ Ton. (Controla).}$$

Al ser un puente de 4 carriles el estribo soportaría una carga viva total

$$PL = 270.32 \text{ Ton.}$$

En la Tabla XXXIX se detalla las reacciones verticales y horizontales generadas en el pie del estribo, además se analiza el Momento en el punto “a”, el cual es el punto crítico por una falla por volcamiento. Se aplica el método Mononobe Okabe para calcular las presiones laterales activas durante un sismo.

	Carga Vertical (Ton)	Carga Lateral (Ton)	Xa (m)	Ma (Ton m)
Peso DW superestructura	37.17		2.03	75.46
Peso DC superestructura	392.70		2.03	797.18
Estribo	193.62		2.12	410.47
Zapata	176.40		2.10	370.44
Suelo W4	409.31		3.34	1367.09
Suelo W5	84.79		0.85	72.07
Carga viva	270.32		2.03	548.75
Carga Sísmica Longitudinal		300.91	6.40	1925.82
Suelo Sobre carga Wsc		48.90	4.09	199.75
Suelo relleno Ws		332.91	2.72	906.63
Suelo (sismo) Weq		35.51	5.45	193.41

Tabla XXXIX Reacciones generadas en la Altn. 2
Fuente: Autores, Agosto 2015

En la Tabla XL se agrupo las reacciones generadas en la Tabla XXXII en su respectivo tipo de carga.

	Fy (Ton)	Fx (Ton)	Ma (Ton m)
DW	37.17		75.46
DC	762.72		1578.10
EV	494.10		1439.16
LL	270.32		548.75
EQ		300.91	1925.82
EH		417.32	1299.78

Tabla XL Cargas en la Alternativa 2
Fuente: Autores, Agosto 2015

La mayor Carga última se genera en el evento extremo 1 con un valor de 1811.34 Ton, en todas las combinaciones la carga admisible del grupo de pilotes es satisfactoria. (Ver Tabla XLI)

Combinaciones	Qu (Ton)	Qadm (Ton)	Evaluación
Servicio 1	1564.31	2021.86	Satisface
Servicio 2	1645.40	2021.86	Satisface
Servicio 3	1510.24	2021.86	Satisface
Servicio 4	1293.99	2021.86	Satisface
Evento Extremo 1	1811.34	2021.86	Satisface

Tabla XLI Carga Admisible vs Carga ultima (Altn. 2)

Fuente: Autores, Agosto 2015

El momento resistente M_r es la suma de los momentos en el punto A que se oponen a los momentos que generan un volcamiento M_v . En la Tabla XLII las combinaciones de carga los Factores de seguridad en servicio son mayores 2 y en el evento extremo mayor a 1, por lo que se considera que se encuentra dentro de los parámetros aceptables.

Combinaciones	Mv (Ton m)	Mr (Ton m)	FS=Mr/Mv
Servicio 1	1299.78	3641.46	2.80
Servicio 2	1299.78	3806.08	2.93
Servicio 3	1299.78	3531.71	2.72
Servicio 4	1299.78	3092.71	2.38
Evento Extremo 1	3875.49	4330.5	1.1

Tabla XLII Factores de Seguridad por Volcamiento (Altn.2)

Fuente: Autores, Agosto 2015

5.2.4 Presupuesto referencial

Como el presente proyecto es de pre-factibilidad, se utilizará precios unitarios que se han manejado en el portal de Compras Públicas del estado ecuatoriano durante los años 2014 y 2015. El presupuesto total no incluye el valor de expropiación de los predios.

No.	Rubro	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
	Preliminares				
1	Trazado y replanteó	m2	2272.99	\$ 1.46	\$ 3318.57
2	Cerramiento provisional	ml	200	\$ 45.00	\$ 9000.00
3	Señales de Seguridad	u	10	\$ 160.85	\$ 1608.50
	Demolición				
4	Corte y rotura de pavimento ex.	m2	825.08	\$ 18.60	\$ 15346.49
5	Demolición de viviendas	global	1	\$ 15864.11	\$ 15864.11
6	Desmontaje y reubicación de poste	u	8	\$ 410.00	\$ 3280.00
7	Demolición de barandas laterales	m3	20.21	\$ 31.82	\$ 643.20
8	Demolición de pasos peatonales	m3	27.06	\$ 31.82	\$ 860.90
9	Demolición de losa	m3	79.70	\$ 60.70	\$ 4837.86
10	Demolición de viga - losa	m3	97.33	\$ 60.70	\$ 5908.11
11	Demolición de pilas	m3	56.07	\$ 80.56	\$ 4516.89
12	Demolición de estribos	m3	11.24	\$ 80.56	\$ 905.49
13	Demolición de muros aledaños	m3	13.685	\$ 80.56	\$ 1102.46
14	Desalojo de material demolido	m3	306.30	\$ 5.50	\$ 1684.63
	Sub-estructura				
15	Excavación	m3	1090.84	\$ 6.88	\$ 7504.98
16	Pilotes pre barrenados de hormigón vaciado en sitio. (ϕ 85cm f'c = 280kg/cm ²)	ml	512	\$ 910.00	\$ 465920.00
17	Hormigón de estribos f'c=280Kg/cm ² (incluye encofrado)	m3	376.49	\$ 282.71	\$ 106437.49
18	Acero de refuerzo 4200 kg/cm ²	kg	32445.91	\$ 2.12	\$ 68785.33

No.	Rubro	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
19	Relleno para estribo con material importado	m3	1031.63	\$ 13.41	\$ 13834.16
20	Replantillo de 180 Kg/cm ² e=10cm	m3	9.69	\$ 227.17	\$ 2200.14
21	Geo Textil NT1600	m2	96.85	\$ 3.64	\$ 352.53
22	Material Filtrante	m3	113.855	\$ 10.99	\$ 1251.27
23	Tubería de PVC ϕ 110 mm	ml	11.84	\$ 5.14	\$ 60.86
	Súper-estructura				
24	Apoyos de neopreno	u	18	\$ 277.18	\$ 4989.24
25	Vigas preforzadas f'c = 420 kg/cm ² (incluye torones, armado e instalación)	u	9	\$ 28849.03	\$ 259641.27
26	Hormigón f'c = 280 kg/cm ²	m3	152.88	\$ 282.71	\$ 43220.70
27	Acero de refuerzo 4200 kg/cm ²	kg	21953.568	\$ 2.12	\$ 46541.56
28	Carpeta asfáltica e = 5 cm	m2	504	\$ 7.84	\$ 3951.36
29	Juntas de dilatación	ml	36	\$ 147.95	\$ 5326.20
30	Tubería de PVC para drenaje	ml	7.2	\$ 4.80	\$ 34.56
31	Barrera central	ml	35	\$ 135.00	\$ 4725.00
32	Barreras laterales	ml	70	\$ 193.10	\$ 13517.00
33	Barandas metálicas	ml	70	\$ 211.78	\$ 14824.60
34	Poste Metálicos de Iluminación	u	6	\$ 850.00	\$ 5100.00
	Complementarias				
35	Losa de Aproximación	m3	56.45	\$ 282.71	\$ 15958.41
36	Relleno con sub-base	m3	270	\$ 15.30	\$ 4131.00
37	Relleno con base	m3	216	\$ 17.85	\$ 3855.60
38	Hormigón para bordillos	m2	300	\$ 19.24	\$ 5772.00
39	Carpeta asfáltica para vía ampliada e = 5 cm	m2	1080	\$ 7.84	\$ 8467.20
40	Pintura de vías	ml	175	\$ 1.50	\$ 262.50
41	Señaléticas Vertical	u	8	\$ 160.85	\$ 1286.80
42	Limpieza general de obra	semanas	26	\$ 66.46	\$ 1727.96
43	Limpieza general de obra	semanas	26	\$ 64.77	\$ 1684.02
	Rubros Ambientales				
44	Basurero Metálico	u	4	\$ 95.00	\$ 380.00

No.	Rubro	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
45	Baño Portátil	u	2	\$ 1450.00	\$ 2900.00
46	Charla de concientización	u	2	\$ 510.00	\$ 1020.00
47	Afiches Informativos	u	500	\$ 1.60	\$ 800.00
48	Rótulos Ambientales	u	4	\$ 115.00	\$ 460.00
				Total	\$ 1185800.94

Tabla XLIII Presupuesto Referencial (Altn. 2)
Fuente: Autores, Agosto 2015

5.2.5 Tiempo estimado de la ejecución de la obra.

Según los rubros que se propusieron en la sección de presupuesto referencial, vamos a realizar una estimación del posible tiempo que tardaría la obra en su ejecución, de las cuales tenemos los siguientes tiempos tentativos de duración. Además se asume que las jornadas de trabajo serán de acuerdo a la ley, con 5 días laborables.

Actividades preliminares, como son las actividades iniciales del proyecto se deben efectuar en el menor tiempo posible, por lo cual se asume que se ejecutarán en tiempo máximo de 1 – 2 días laborables.

Demolición, conlleva actividades donde se generarán polvo, ruido y escombros, siendo actividades que deben seguir los planes para mitigar los impactos ambientales, se les asignará un tiempo tentativo de ejecución de 39 – 44 días laborables.

Sub-estructura, siendo una de las partes de mayor importancia de la estructura de puente que se implantará, siendo las secciones generadas similares a las dadas en la alternativa 1, su tiempo de ejecución rondaría los 35 – 38 días laborables. Súper-estructura, se debe tener el respectivo control al momento de instalar los elementos con vigas, y la fundición de los demás elementos estructurales, para lo cual se tiene un tiempo tentativo de 43 – 45 días laborables para su ejecución.

Obras complementarias, conlleva en si los acabados, obra eléctrica, etc., que se implementará en la estructura del puente, la mayoría de esas actividades pueden desarrollarse a la par de los trabajos de la sub-estructura o súper-estructura, y solo ciertas actividades para lo cual estas actividades deben finalizar en un máximo de 2 – 4 días laborables de la conclusión de las actividades de la súper-estructura.

Para lo cual tendríamos un tiempo estimo total de la ejecución de la obra de 120 a 130 días laborales. Por lo que el tiempo va a rondar por los 6.5 meses.

5.3 Tercera Alternativa: Puente Metálico

Se trata de un puente de estructura metálica, con vigas apoyadas sobre cabezales y esta sobre pilotes pre-barrenados, similar al caso anterior. La luz del puente es de 35 m y el ancho de 15 m para 4 carriles en la cual constara con pasos peatonales. En el centro del puente se tendrá una barrera entre los dos sentidos.

5.3.1 Pre-dimensionamiento de la losa.

Según AASHTO LRFD en su sección 2.5.2.6.2 Criterios para la Deflexión, nos especifica el espesor mínimo de losa en la tabla 2.5.2.6.3-1.

Como el puente solo va a constar de un solo tramo se utiliza la EC. 19 con $S=2.0$ m, por lo cual tenemos altura mínima $(h_{min})= 0.20$ m

5.3.2 Pre-dimensionamiento de viga metálica

La primera condición la sección debe ser compacta por lo menos:

Utilizaremos acero A588 con $f_y=50$ ksi, $f_u= 70$ ksi y $E= 29000$ ksi.

Como en la súper-estructura no intervienen cargas sísmicas, la sección debe cumplir ser compacta.

Vigas I	Ala	$0.38x(E/Fy)^{1/2}$	9.15
	Alma	$3.76x(E/Fy)^{1/2}$	90.55

Tabla XLIV. Valores de alma y ala en secciones compactas.
Fuente: Autores, Agosto 2015

Se posee dos diferentes tipos de cargas para el análisis la carga de camión y carga de carril.

Estimar momento M_{DC} y M_{DW} .

M_{DC} : Momento por cargas muertas DC.

$$\text{Losa} = 0.20 \times 2.40 = 0.48 \text{ T/m}$$

$$\text{Barreras}^* = 0.05 \text{ T/m}$$

$$\text{Viga de acero}^* = 0.20 \text{ T/m}$$

$$q_{DC} = 0.75 \text{ T/m}$$

$$M_{DC} = 0.75 * \frac{3.5^2}{8} = 114.84 \text{ T} - m$$

M_{DW} .: Momento por cargas muertas DW.

$$\text{Asfalto } 0.05 \times 2.20 = 0.11 \text{ T/m}$$

$$q_{DW} = 0.15 \text{ T/m}$$

$$M_{DW} = 0.15 * \frac{3.5^2}{8} = 22.97 \text{ T} - m$$

Estimar momento M_{LL} .

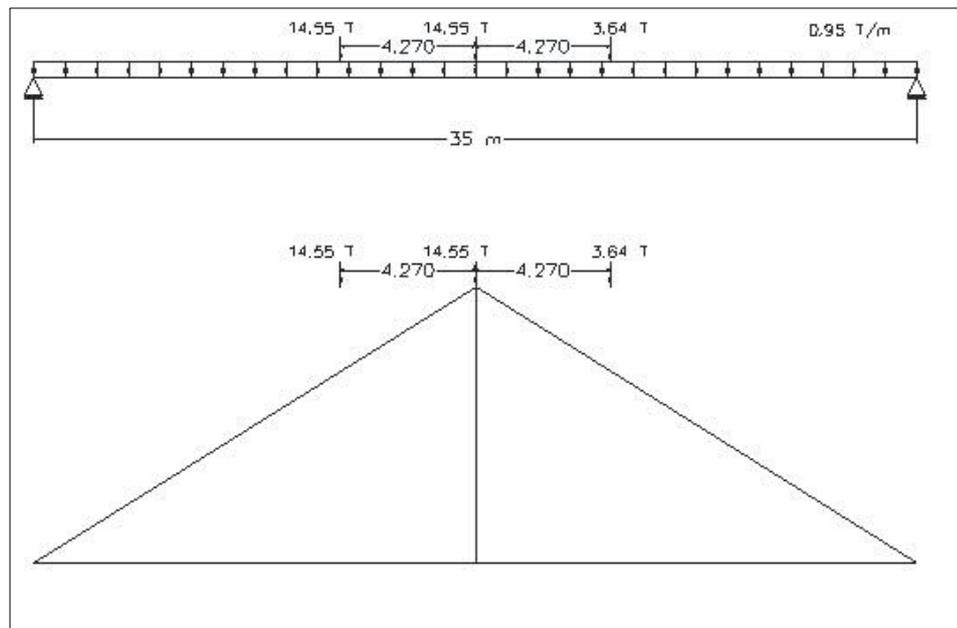


Figura 43. Carga de Camión + Carril, y Líneas de influencia.
Fuente: Autores, Agosto 2015

Momento por carga de camión:

$$M = 17.5x \left(\frac{17.5 - 4.27}{35} \right) x 14.55 + 8.75 * 14.55 + 17.5x \left(\frac{17.5 - 4.27}{35} \right) * 3.64$$

$$M = 247.64 T.m$$

$$M = 247.64 x (1+0.33) = 329.36 T.m.$$

Momento por carga de carril:

$$M = \frac{8.75 * 35}{2} * 0.95 = 145.47 T - m$$

$$M_{LL} = 329.36 + 147.47 = 476.83 T-m$$

Factor de distribución.

$S/5.5=1.19$ ruedas/viga. 2 o más carriles.

$F_d=1.19/2=0.59$ carriles/viga.

$M_{LL} = 281.32$ T-m/viga

Momento ultimo

$M_u = 1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75M_{LL}$.

$M_u= 670.31$ T-m.

Para la selección de la viga adecuada

EC. 20 $M_u = \phi F_y Z_x$

$Z_x = 21188.87$ cm³ = 1293.02 in³

La sección posee un $Z_x = 22863.50$ cm³, y cumple con las condiciones de la sección compacta.

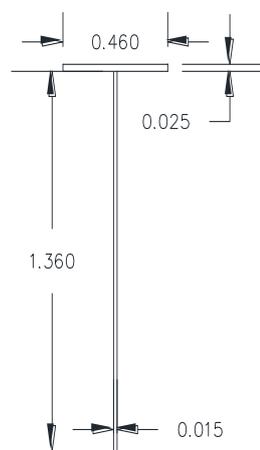


Figura 44. Sección de viga metálica.
Fuente: Autores, Agosto 2015

5.3.3 Pre-dimensionamiento de estribo y pilotes

El estribo tiene un ancho de 17.5m y una altura de desplante de 2.5m, en la Figura 45 se detalla su geometría.

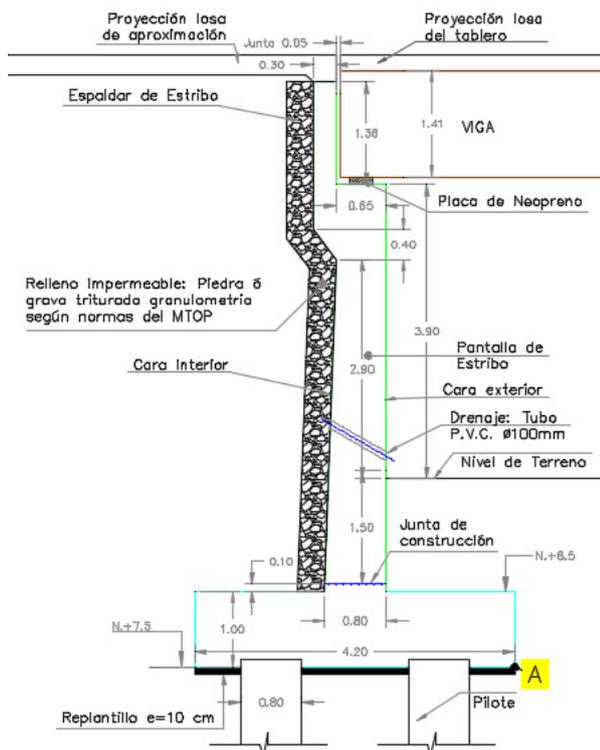


Figura 45 Estribo de Altn. 3
Fuente: Autores, Agosto 2015

Se encuentra apoyado en pilotes agrupado en 2 filas y 7 columnas en su parte central, y un pilote debajo de cada ala del estribo. (Ver Figura 46)

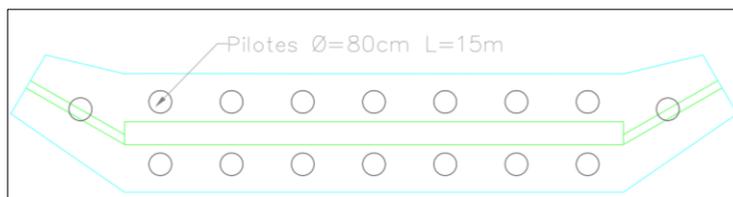


Figura 46 Pilotes (Altn.3)
Fuente: Autores, Agosto 2015

La carga admisible se determina usando la EC. 16 vista en el Capítulo 4. En la Tabla XLV se determina su valor, el cual es $Q_{adm}=2021.86$ Ton

Estrato	α	$p(m)$	$c_u(\text{Ton}/m^2)$	$\Delta L (m)$	$\alpha p c_u \Delta L (\text{Ton})$
1	0.46	2.51	11.06	1.40	17.90
2	0.57	2.51	8.90	3.60	45.90
3	0.56	2.51	9.23	2.20	28.58
4	0.38	2.51	14.13	2.80	37.79
5	0.22	2.51	29.00	2.00	32.07
6	0.22	2.51	59.00	3.00	97.87
$\Sigma =$					260.10
n_1	n_2	$D(m)$	$A_p(m^2)$	$c_u (T/m)$	$9A_p c_u (\text{Ton})$
2	7	0.80	0.50	59.00	266.91
$\sum Q_u = n_1 n_2 [9A_p c_u(p) + \sum \alpha p c_u \Delta L] =$					7378.16 Ton
FS	$Q_{adm} = \sum Q_u / FS =$				1844.54 Ton
4					

Tabla XLV Carga Admisible en Altn. 3
Fuente: Autores, Agosto 2015

El estribo está sometido a los siguientes grupos de cargas según AASHTO LRFD 3.4.1-1.

Servicio I: DW+DC+EV+EH+LL

Servicio II: DW+DC+EV+EH+1.3LL

Servicio III: DW+DC+EV+EH+0.8LL

Servicio IV: 1.5DW+1.25DC+1.35EV+1.5EH+0.5LL+EQ

Donde

DW= Carga muerta de la superficies de desgaste y utilidades

DC= Carga muerta de la estructura

EH=Carga por empuje de tierra horizontal

EV=Carga muerta por presión vertical de tierra

LL= Carga viva vehicular

EQ= Carga de sismo

Para la carga viva se hará los siguientes cálculos:

AASHTO LRFD IM=33%; $F_{IM} = (1+.33) = 1.33$

Caso a) Tándem + Carga distribuida de Carril.

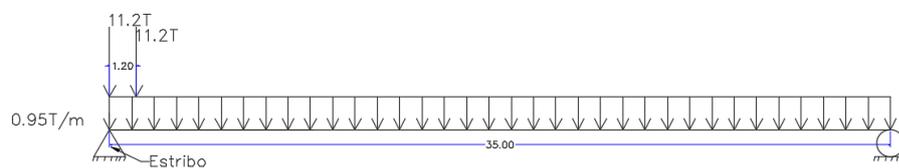


Figura 47. Carga de Tándem + Carril.
Fuente: Autores, Agosto 2015

$$Q_1 = ((11.2 \times 35 + 11.2 \times 33.8) / 35) \times 1.33 = 22.02 \times 1.33 = 29.28 \text{ Ton.}$$

$$Q_2 = 0.95 \times 35 / 2 = 16.62 \text{ Ton.}$$

$$Q_a = 45.9 \text{ Ton.}$$

Caso b) camión + carga distribuida de carril.

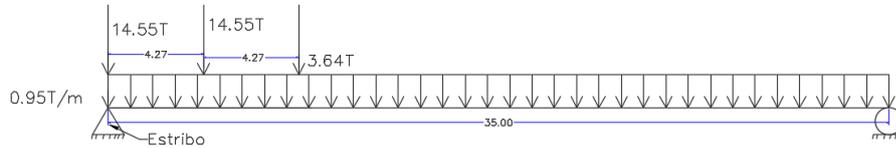


Figura 48. Carga de Camión + Carril.
Fuente: Autores, Agosto 2015

$$Q_1 = ((14.55 \times 35 + 14.55 \times 30.73 + 14.55 \times 26.46) / 35) \times 1.33 = 38.32 \times 1.33 = 50.96 \text{ Ton.}$$

$$Q_2 = 0.95 \times 35 / 2 = 16.62 \text{ Ton.}$$

$$Q_b = 270.32 \text{ Ton. (Controla).}$$

Al ser un puente de 4 carriles el estribo soportaría una carga viva total $PL = 270.32 \text{ Ton.}$

En la Tabla XLVI se detalla las reacciones verticales y horizontales generadas en el pie del estribo, además se analiza el Momento en el punto "a", el cual es el punto crítico por una falla por volcamiento. Se aplica el método Mononobe Okabe para calcular las presiones laterales activas durante un sismo.

	Carga Vertical (Ton)	Carga Lateral (Ton)	Xa (m)	Ma (Ton m)
Peso DW superestructura	37.17		2.03	75.46
Peso DC superestructura	256.86		2.03	521.43
Estribo	188.45		2.12	399.52
Zapata	176.40		2.10	370.44
Suelo W4	388.23		3.34	1296.68
Suelo W5	84.79		0.85	72.07
Carga viva	270.32		2.03	548.75
Carga Sismica Longitudinal		205.82	6.40	1317.27
Suelo Sobre carga Wsc		46.44	3.88	180.20
Suelo relleno Ws		300.34	2.59	776.87
Suelo (sismo) Weq		32.04	5.17	165.73

Tabla XLVI Reacciones generadas en la Altn. 3
Fuente: Autores, Agosto 2015

En la Tabla XLVII se agrupo las reacciones generadas en la Tabla XLVI en su respectivo tipo de carga.

	Fy (Ton)	Fx (Ton)	Ma (Ton m)
DW	37.17		75.46
DC	621.72		1291.40
EV	473.01		1368.75
LL	270.32		548.75
EQ		205.82	1317.27
EH		378.81	1122.80

Tabla XLVII Cargas en la Alternativa 3
Fuente: Autores, Agosto 2015

La mayor Carga última se genera en el evento extremo 1 con un valor de 1606.63 Ton, en todas las combinaciones la carga admisible del grupo de pilotes es satisfactoria. (Ver Tabla XLVIII)

Combinaciones	Qu (Ton)	Qadm (Ton)	Evaluación
Servicio 1	1402.22	1844.54	Satisface
Servicio 2	1483.32	1844.54	Satisface
Servicio 3	1348.16	1844.54	Satisface
Servicio 4	1131.90	1844.54	Satisface
Evento Extremo 1	1606.63	1844.54	Satisface

Tabla XLVIII Carga Admisible vs Carga ultima (Altn. 3)
Fuente: Autores, Agosto 2015

El momento resistente Mr es la suma de los momentos en el punto A que se oponen a los momentos que generan un volcamiento Mv. En la Tabla XLIX las combinaciones de carga los Factores de seguridad en servicio son mayores 2 y en el evento extremo mayor a 1, por lo que se considera que se encuentra dentro de los parámetros aceptables.

Combinaciones	Mv (Ton m)	Mr (Ton m)	FS=Mr/Mv
Servicio 1	1122.80	3284.35	2.93
Servicio 2	1122.80	3448.97	3.07
Servicio 3	1122.80	3174.60	2.83
Servicio 4	1122.80	2735.60	2.44
Evento Extremo 1	3001.47	3877.05	1.29

Tabla XLIX Factores de Seguridad por Volcamiento (Altn.3)
Fuente: Autores, Agosto 2015

5.3.4 Presupuesto referencial

Como el presente proyecto es de pre-factibilidad, se utilizará precios unitarios que se han manejado en el portal de Compras Públicas del estado ecuatoriano durante los años 2014 y 2015. El presupuesto total no incluye el valor de expropiación de los predios.

No.	Rubro	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
	Preliminares				
1	Trazado y replanteó	m2	2272.99	\$ 1.46	\$ 3318.57
2	Cerramiento provisional	ml	200	\$ 45.00	\$ 9000.00
3	Señales de Seguridad	u	10	\$ 160.85	\$ 1608.50
	Demolición				
4	Corte y rotura de pavimento existente	m2	825.08	\$ 18.60	\$ 15346.49
5	Demolición de viviendas	global	1	\$ 15864.11	\$ 15864.11
6	Desmontaje y reubicación de poste	u	8	\$ 410.00	\$ 3280.00
7	Demolición de barandas laterales	m3	20.21	\$ 31.82	\$ 643.20
8	Demolición de pasos peatonales	m3	27.06	\$ 31.82	\$ 860.90
9	Demolición de losa	m3	79.70	\$ 60.70	\$ 4837.86
10	Demolición de viga - losa	m3	97.33	\$ 60.70	\$ 5908.11
11	Demolición de pilas	m3	56.07	\$ 80.56	\$ 4516.89
12	Demolición de estribos	m3	11.24	\$ 80.56	\$ 905.49
13	Demolición de muros aledaños	m3	13.685	\$ 80.56	\$ 1102.46
14	Desalojo de material demolido	m3	306.30	\$ 5.50	\$ 1684.63
	Sub-estructura				
15	Excavación	m3	1090.84	\$ 6.88	\$ 7504.98
16	Pilotes pre barrenados de hormigón vaciado en sitio. (ϕ 85cm f'c = 280kg/cm ²)	ml	512	\$ 790.00	\$ 404480.00
17	Hormigón de estribos f'c=280Kg/cm ² ()	m3	372.182	\$ 282.71	\$ 105219.57
18	Acero de refuerzo estribos fy = 4200 kg/cm ²	kg	32074.64	\$ 2.12	\$ 67998.25
19	Relleno para estribo con material importado	m3	1000.135	\$ 13.41	\$ 13411.81
20	Replanteo de 180 Kg/cm ² e=10cm	m3	9.69	\$ 227.17	\$ 2200.14
21	Geo Textil NT1600	m2	96.85	\$ 3.64	\$ 352.53
22	Material Filtrante	m3	108.815	\$ 10.99	\$ 1195.88
23	Tubería para subdrenes de PVC ϕ 110 mm	ml	11.84	\$ 5.14	\$ 60.86
	Súper-estructura				
24	Colocación de apoyos de neopreno	u	18	\$ 277.18	\$ 4989.24

No.	Rubro	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
25	Suministro, fabricación y montaje de acero estructural ASTM A588	kg	120511.38	\$ 4.50	\$ 542301.20
26	Hormigón para losa $f'c = 280$ kg/cm ² (incluye encofrado)	m ³	126	\$ 282.71	\$ 35621.46
27	Acero de refuerzo $f_y = 4200$ kg/cm ²	kg	18093.6	\$ 2.12	\$ 38358.43
28	Carpeta asfáltica $e = 5$ cm	m ²	504	\$ 7.84	\$ 3951.36
29	Juntas de dilatación	ml	36	\$ 147.95	\$ 5326.20
30	Tubería de PVC para drenaje	ml	7.2	\$ 4.80	\$ 34.56
31	Barrera central	ml	35	\$ 135.00	\$ 4725.00
32	Barreras laterales	ml	70	\$ 193.10	\$ 13517.00
33	Barandas metálicas de 1 metro de altura	ml	70	\$ 211.78	\$ 14824.60
34	Poste Metálicos de Iluminación	u	6	\$ 850.00	\$ 5100.00
	Complementarias				
35	Losa de Aproximación	m ³	56.45	\$ 282.71	\$ 15958.41
36	Relleno con sub-base	m ³	270	\$ 15.30	\$ 4131.00
37	Relleno con base	m ³	216	\$ 17.85	\$ 3855.60
38	Hormigón para bordillos	m ²	300	\$ 19.24	\$ 5772.00
39	Carpeta asfáltica para vía ampliada $e = 5$ cm	m ²	1080	\$ 7.84	\$ 8467.20
40	Pintura de vías	ml	175	\$ 1.50	\$ 262.50
41	Señaléticas Vertical	u	8	\$ 160.85	\$ 1286.80
42	Limpieza general de obra	semanas	24	\$ 66.46	\$ 1595.04
43	Desalojo de limpieza general	semanas	24	\$ 64.77	\$ 1554.48
	Rubros Ambientales				
44	Basurero Metálico	u	4	\$ 95.00	\$ 380.00
45	Baño Portátil	u	2	\$ 1450.00	\$ 2900.00
46	Charla de concientización	u	2	\$ 510.00	\$ 1020.00
47	Afiches Informativos	u	500	\$ 1.60	\$ 800.00
48	Rótulos Ambientales	u	4	\$ 115.00	\$ 460.00
				Total	\$ 1388493.31

Tabla L Presupuesto Referencial Altn. 3
Fuente: Autores, Agosto 2015

5.3.5 Tiempo estimado de la ejecución de la obra.

Según los rubros que se propusieron en la sección de presupuesto referencial, vamos a realizar una estimación del posible tiempo que tardaría la obra en su ejecución, de las cuales tenemos los siguientes tiempos tentativos de duración. Además se asume que las jornadas de trabajo serán de acuerdo a la ley, con 5 días laborables.

Actividades preliminares, como son las actividades iniciales del proyecto se deben efectuar en el menor tiempo posible, por lo cual se asume que se ejecutarán en tiempo máximo de 1 – 2 días laborables.

Demolición, conlleva actividades donde se generarán polvo, ruido y escombros, siendo actividades que deben seguir los planes para mitigar los impactos ambientales, se les asignará un tiempo tentativo de ejecución de 39 – 44 días laborables.

Sub-estructura, siendo una de las partes de mayor importancia de la estructura de puente que se implantará, siendo esta sección menor a las mostradas en la alternativa 1 y 2, se requiere menor cantidades de hormigón para los estribos, por lo cual su tiempo de ejecución rondaría los 30 – 35 días laborables.

Súper-estructura, se debe tener el respectivo control al momento de instalar los elementos con vigas, y la fundición de los demás elementos estructurales, para lo cual se tiene un tiempo tentativo de 41 – 43 días laborables para su ejecución.

Obras complementarias, conlleva en si los acabados, obra eléctrica, etc., que se implementará en la estructura del puente, la mayoría de esas actividades pueden desarrollarse a la par de los trabajos de la sub-estructura o súper-estructura, y solo ciertas actividades para lo cual estas actividades deben finalizar en un máximo de 2 – 4 días laborables de la conclusión de las actividades de la súper-estructura.

Para lo cual tendríamos un tiempo estimo total de la ejecución de la obra de 114 a 126 días laborales. Por lo que el tiempo va a rondar los 6 meses.

5.4 Estudio Ambiental

5.4.1 Descripción física del área.

La ciudad de Milagro, se encuentra emplazada en una gran planicie, que tiene una fuerte tendencia a ser inundada y se considera que la principal causa de dicho fenómeno son las grandes del río Chimbo, que nace en la cordillera de los Andes, y también del río Milagro que se origina en la misma planicie costera, en lo concerniente al presente proyecto está más directamente involucrado el río Milagro que casi todos los años se desborda e inunda la ciudad. Los puentes actualmente construidos se han constituido en muchas ocasiones en barreras de retención de restos vegetales, generando así el embalsamiento del agua.

5.4.2 Climatología.

La planicie de Milagro, posee un clima tropical-sabana con una temperatura que fluctúa entre los 22 a 35°C; la humedad relativa en un promedio anual es del 79% y respecto a la heliofania varía entre 20 horas a 148 horas mensuales, lo cual está en función de la época del año.

5.4.3 Flora y fauna

El sector que corresponde a tanto a la ciudad de Milagro como a sus parroquias rurales, se caracteriza por ser rico en producción agrícola y cría de animales de granja. Cabe recalcar en el sitio no existen animales y ni plantas protegidas.

5.4.4 Evaluación de Impacto Ambiental.

El principal impacto en el área son las inundaciones, ya que la implantación y desarrollo de la ciudad de Milagro. Está a determinado que grandes áreas que en el pasado eran laminaciones de área de inundación, debido a la construcción de viviendas, calles y otras obras urbanas, se afecta totalmente el medio ambiente.

El impacto ambiental directo que ha sufrido el río Milagro ha sido la construcción de numerosos puentes y rellenos. Uno de los mayores impactos ha sido provocado con la construcción de viviendas y calles que terminan en los bordes del cauce.

Es importante mencionar que el elemento natural que más ha sido confinado y restringido, ha sido el cauce del río Milagro, el cual es el único medio de

desfogue de las grandes inundaciones. En muchos periodos lluviosos se ha determinado, que la capacidad de drenaje del río Milagro es insuficiente, por lo que han ocurrido muchas inundaciones.

Debido a que el desarrollo urbano contempla áreas habitadas sin los servicios básicos, el río Milagro se ha transformado en conductor de las aguas servidas, este gran problema se vienen produciendo en la época de estiaje.

Consecuentemente existe una gran incidencia de las grandes crecidas que generan inundaciones y por otro lado de las épocas de estiaje que generan graves problemas de salubridad.

5.4.5 Manejo ambiental

Teniendo en cuenta el presente proyecto no existen muchas alternativas para el manejo ambiental ya que estos deben relacionarse a la construcción de una nueva estructura de puente la cual debe funcionar en forma compatible con el medio natural existente, frente a este hecho, la solución de estructura de puente que se está proponiendo tiene los siguientes objetivos:

- Resistir las cargas permanentes y cargas vehiculares, para evitar accidentes o daños a los usuarios.

- Disponer de dos vías con cuatro carriles, con la suficiente amplitud para permitir un tráfico holgado.
- Construir cimentaciones e infraestructura de tal forma de no incidir en las grandes avenidas del río Milagro. Es importante mencionar el galibo del puente va a estar lo suficientemente arriba de las grandes crecidas del río.

5.4.6 Manejo del proceso constructivo

Debido a que a corta distancia del proyecto de puente que se propone, se tiene otro puente funcional (Puente Valdez), se plantea cerrar el tráfico de las calles que conducen al puente en construcción y desviar al puente funcional, debidamente con las señaléticas y las barreras de protección del área.

Minimizar los ruidos generados por las máquinas y controlar la emisión de gases de los mismos. Retirar en el menor tiempo posible los escombros que se generen para no tener taponamientos indeseados en el cauce.

Dotar al personal técnico y de mano de obra con los equipos de protección personal (EPP). Socializar la obra a los habitantes de la ciudad de Milagro.

CAPÍTULO 6

6 ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

Para determinar la alternativa más conveniente se trata los siguientes criterios:

- Costo de Obra 20%
- Duración 20%
- Comportamiento hidráulico 15%
- Comportamiento estructural 15%
- Ventaja para el tráfico 15%
- Durabilidad y Mantenimiento 15%

Cada uno de los criterios tendrá una calificación que varía en cinco y diez, obteniendo la mayor puntuación la alternativa que cumpla con los parámetros establecidos en cada uno de los criterios, la menor puntuación la alternativa que se encuentra más lejos de los parámetros establecido.

Finalmente se realizará un sumatoria de las puntuaciones obtenidas en cada parámetro, en cual se obtendrá una calificación sobre 10 de cada una de las alternativas y siendo la que tenga mayor puntuación la mejor alternativa.

6.1 Criterios para selección de alternativas

Costo de obra

Para el análisis de cada una de las alternativas en lo que respecta a su costo, se le entregará la mayor puntuación a la alternativa que tenga el costo más bajo y su puntuación la demás alternativas dependiendo del costo.

Duración.

Tiempo estimado que se tomará todo el proceso constructivo de la nueva estructura de puente y con sus respectivos acabados necesarios para su puesta en servicio.

Cabe recordar que la actual vía donde se encuentra el puente de estudio, es de las principales de la ciudad, por lo que se requiere su funcionalidad en el mayor tiempo posible.

Según lo especificado anteriormente, la alternativa que requiera el menor tiempo posible en su ejecución obtendrá el mayor puntaje y así respectivamente.

Comportamiento hidráulico.

La calificación dependerá de cuanta incidencia tenga la estructura del puente a implantarse en el cauce natural del río Milagro, posea un galibo adecuado para tiempo de grandes avenidas. Para lo cual se otorgará una mayor calificación a la alternativa que representa menor afectación para el cauce de río Milagro.

Comportamiento estructural.

La estructura debe dar las garantías y confort, para los vehículos y peatones. Además sea capaz de resistir las cargas generadas por vehículos, sismos y demás que puedan existir durante su vida útil, sin sufrir daños significativos y que genere los mejores factores de seguridad en cimentaciones por al volcamiento. La alternativa que cumplan con todo lo mencionado anteriormente obtendrá la mayor puntuación posible y así respectivamente.

Ventaja para el tráfico.

La alternativa debe poseer el número de carriles necesarios para el tráfico actual y futuro que tendrá la vía, cumpliendo lo establecido se le entregará el mayor puntaje a la alternativa que lo cumpla.

Durabilidad y mantenimiento.

Conociendo que el país no es muy común la cultura de darle mantenimiento a las estructuras, se le otorgará el mayor puntaje a la alternativa que requiera mantenimientos en el mayor periodo posible, además que posea una vida útil alta para una estructura de este tipo.

6.2 Matriz de selección de alternativas

Costo de obra.

Siguiendo los criterios especificados anteriormente, se obtiene:

Alternativa	Costo	Valoración
Puente con vigas pretensadas.	1 217 344.15	8.5
Puente con vigas postensadas.	1 185 800.94	9
Puente con vigas metálicas	1 388 493.31	8

Tabla LI. Valoración de las alternativas según el costo de obra.
Fuente: Autores, Agosto 2015.

Duración.

Siguiendo los criterios especificados anteriormente, se obtiene:

Alternativa	Duración	Valoración
Puente con vigas pretensadas.	6.5 meses	8
Puente con vigas postensadas.	6.5 meses	8
Puente con vigas metálicas	6 meses	9

Tabla LII. Valoración de las alternativas según la duración de construcción.
Fuente: Autores, Agosto 2015.

Comportamiento hidráulico.

Como todos las alternativas presentan las mismas condiciones para el comportamiento hidráulico, no se puede cuantificar cual es la más óptima de las tres por lo cual se dará un valor igual a todos los casos.

Alternativa	Valoración
Puente con vigas pretensadas.	8
Puente con vigas postensadas.	8
Puente con vigas metálicas	8

Tabla LIII. Valoración de las alternativas según el comportamiento hidráulico.
Fuente: Autores, Agosto 2015.

Comportamiento estructural.

Para este caso, vemos que la estructura metálica genera menores sobre cargas a la sub-estructura, por lo cual sus secciones poseen menores secciones con respecto a las demás alternativas utilizando las mismas combinaciones de cargas y existirán menores fuerzas sísmicas dando un mayor factor de seguridad para un evento extremo con respecto a las otras alternativas

Alternativa	Valoración
Puente con vigas pretensadas.	7
Puente con vigas postensadas.	7
Puente con vigas metálicas	8.25

Tabla LIV. Valoración de las alternativas según el comportamiento estructural.
Fuente: Autores, Agosto 2015.

Ventaja para el tráfico.

Como todos las alternativas presentan el mismo ancho de carril e igual número de carriles, no se puede cuantificar cual es la más óptima de las tres por lo cual se dará un valor igual a todos los casos.

Alternativa	Valoración
Puente con vigas pretensadas.	9
Puente con vigas postensadas.	9
Puente con vigas metálicas	9

Tabla LV. Valoración de las alternativas según su ventaja para el tránsito.
Fuente: Autores, Agosto 2015.

Durabilidad y mantenimiento.

Siguiendo los criterios especificados anteriormente, se obtiene:

Alternativa	Valoración
Puente con vigas pretensadas.	9
Puente con vigas postensadas.	9
Puente con vigas metálicas	8

Tabla LVI. Valoración de las alternativas según su durabilidad y mantenimiento.
Fuente: Autores, Agosto 2015.

Resultados.

En la tabla que se muestra a continuación se muestra, todos los resultados parciales por cada criterio de análisis, así también como todos los datos resultados finales sobre cuál es la mejor alternativa.

Criterios	Pte. con vigas pretensadas	Pte. con vigas postensadas	Pte. con vigas metálicas
Costo de Obra	8.5	9	8
Duración	8	8	9
Comportamiento hidráulico	8	8	8
Comportamiento estructural	7	7	8.25
Ventaja para el tráfico	9	9	9
Durabilidad y mantenimiento	9	9	8
Total	8.25	8.35	8.39

Tabla LVII. Resultados finales de las alternativas y selección de la mejor alternativa.
Fuente: Autores, Agosto 2015.

Finalizado el análisis de cada uno de los criterios se logró obtener, la cuantificación de cada alternativa propuesta en este proyecto y de las cuales destacó la alternativa Puente con vigas metálicas, siendo la alternativa a utilizarse.

CAPÍTULO 7

7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones

1. El diagnóstico realizado al puente existente, determino claras evidencias de deterioro en la estructura y además afectaciones de erosión en los estribos. Dentro del punto de vista del tráfico, constituye literalmente un embudo que dificulta el libre flujo vehicular.
2. Los estudios topográficos, hidrológicos y geotécnicos, determinan que es factible construir un nuevo puente sobre el río Milagro en el sitio denominado los Chirijos, constituyendo los parámetros que garantizan la seguridad y la eficiencia de dicha solución.

3. Los estudios hidrológicos demuestran que el río puede alcanzar altos niveles y puede generar inundaciones en ciertos sectores. Por estas razones el galibo del nuevo puente es suficientemente para que su estructura no tenga incidencia en el flujo de caudales.
4. Los estudios geotécnicos determinan la existencia de suelos blandos en las capas superficiales y relativamente más resistentes, en las partes más profunda donde se tiene niveles arenosos. Esta situación determino la necesidad de diseñar pilotes pre-barrenados con vaciado en sitio, que son las que brindan mayor resistencia al corte.
5. Los estudios de tráfico realizados determinan la conveniencia de tenerse un puente de cuatro carriles, dos carriles en una dirección y dos para la contraria.
6. El nuevo puente podrá tener una luz de treinta y cinco metros, y en las tres alternativas analizadas se dispondrá de condiciones de seguridad, permitiendo el libre flujo de caudales, ya que no se han considerado pilas centrales.
7. Mediante un análisis comparativo en base a criterios de selección pre-establecidos, se determinó que entre las tres alternativas, la más eficiente es el puente con estructura metálica, la cual fue pre-dimensionada.

7.2 Recomendaciones

1. Debido a que se trata de un estudio de pre-factibilidad, para las fases de factibilidad y diseño definitivo, se requieren intensificar tanto en los estribos como en la cimentación. De esta forma se podrá tener certeza en el diseño de los pilotes y las otras soluciones.
2. Es particularmente conveniente que se decida construir un puente con estructura metálica, debido a las facilidades constructivas y al menor tiempo de construcción, sin interrumpir el denso tráfico existente en ese sitio de la ciudad.
3. Es importante que se planifique la construcción de nuevas estructuras de puentes, que permitan solucionar el congestionamiento de tráfico de algunos puntos de la ciudad de Milagro.
4. El puente que se propone construir permitirá el paso de tuberías y cables, que son partes de los servicios básicos de la ciudad que deben de atravesar de un lado al otro del río.
5. En relación al manejo ambiental del proyecto es importante tener en cuenta el proceso de demolición de la estructura de hormigón actualmente existente, ya que podrá generar ruidos y abundante polvo, afectando a numerosas viviendas que se encuentran en ese lugar.

ANEXOS

ANEXO A. DATOS HIDROLOGICOS

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA

Temperatura Media Mensual (°C)

SERIES MENSUALES DE DATOS METEOROLOGICOS

NOMBRE: MILAGRO(INGENIO VALDEZ) CODIGO: M0037

PERIODO: 1981 - 2015 LATITUD: 2G 8' 1" S LONGITUD: 79G 36' 1" W ELEVACION: 23.00

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	SUMA	MEDIA
1981	26.3	25.9	27.2	26.9	24.9	24.1	24.2	23.5	24.9	24.6	25.2	26.3	304	25.3
1982	26.3	26.7	27.1	26.7	26.2	25.2	24.6	24.5	25.7	26.1	26.7	27	312.8	26
1983	27.2	27.4	27.6	27.4	27.5	27.2	26.7	26.1	25.4	24.9	25.4	25.7	318.5	26.5
1984	26.7	25.9	26.6	26.6	26.1	24.7	26.7	23.9	24	24.7	24.8	26.6	307.3	25.6
1985	25.3	26.3	26.6	26.4	25.6	24.8	23.3	23.6	24.6	23.6	25.3	25.7	301.1	25
1986	25.4	26	26.6	26	25.3	23.3	23.3	23.9	24.4	24	25.3	25.9	299.4	24.9
1987	26.2	26.6	27	27.2	26.5	25.4	24.6	24.9	25.1	25.4	26	27	311.9	25.9
1988	26.4	26.5	26.8	26.8	26.3	24.3	23.8	23.7	24.7	24.5	24.8	25.8	304.4	25.3
1989	25.5	25.4	26.3	26.3	25.4	23.5	23.2	22.7	23.8	24.6	25.5	26	298.2	24.8
1990	26.9	26	27.1	26.4	26.1	25.4	23.9	23.6	23.9	24.4	25	26.2	304.9	25.4
1991	26.7	26.3	27.3	27.2	26.8	25.3	24.2	24	23.6	24.9	25.5	26.4	308.2	25.6
1992	26.5	26.4	26.6	27.1	26.9	25.8	24.3	23.7	23.8	24.5	24.5	25.6	305.7	25.4
1993	26	25.7	26.6	27	26.6	25.4	24.7	24	24.5	24.6	24.8	26.1	306	25.5
1994	25.7	25.9	26.3	26.3	26.1	24.4	23.1	22.9	24	24.9	24.9	26.3	300.8	25
1995	26.1	26.1	27	26.7	26.4	25.7	24.9	24.8	24.8	24.8	25.2	26.1	308.6	25.7
1996	26	26.1	26.6	26.6	26.1	23.8	23.1	23.9	24.3	24	24.7	26.7	301.9	25.1
1997	25.7	26.2	26.8	26.8	27.4	27	27	26.6	26.5	26.9	26.6	27.1	320.6	26.7
1998	27.3	27.4	27.4	27.7	27.5	26.6	25.5	24.7	25	24.6	25.1	25.7	314.5	26.2
1999	26.4	25.4	26.3	25.7	23.7	23.5	23	24.1	24.7	25	25.3			
2000	25.7	25.6	26.1	26.5	25.4	23.9	22.8	23.4	23.9	24.6	24.7	26.1	298.7	24.8
2001	25.6	26.1	26.4	26.7	25.1	23.5	23.1	23.1	23.9	23.8	25	25.8	298.1	24.8
2002	27	25.9	26.7	26.6	26.9	25.1	24.4	23.9	24.6	24.8	25.6	26.2	307.7	25.6
2003	26.5	26.3	27.1	27.4	26.6	24.7	24.2	24.5	23.9	25	25.2	26.6	308	25.6
2004	27	26.5	26.8	26.5	26	24.2	23.6	24.1	24.7	25	24.9	26.7	306	25.5
2005	27.7	26.3	26.7	27.3	25.8	24.5	24.3	23.8	24.5	24.1	24.8	25.5	305.3	25.4
2006	26.3	25.8	26.7	26.9	26	24.7	23.9	24.8	25	25.4	25.3	26.8	307.6	25.6
2007	26.6	27.1	26.6	27	26.2	24.9	24.7	23.9	24.2	23.6	24.8	25.8	305.4	25.4
2008	24.6	25.8	26.4	27	25.8	25	24.8	24.8	25.1	24.7	24.9	26.3	305.2	25.4
2009	26	25.8	26.4	27.4	26.9	25.4	24.9	24.7	24.6	24.7	25.2	26.7	308.7	25.7
2010	26.6	26.9	27.2	27.3	26.8	25.1	24.7	24.1	24.5	24.7	24.1	25.1	307.1	25.5
2011	26	26.3	27.6	26.8	26.6	25.6	24.9	24.3	25	24.1	25.2	26.7	309.1	25.7
2012	25.3	25.8	26.8	27	26.8	26.3	25	24.4	24.7	24.8	25.6	26.6	309.1	25.7
2013	25.9	26.1	26.9	26.9	25.7	24.6	23.6	24.3	25	25.1	25.1	27	306.2	25.5
2014	26	26.1	27.2	26.9	26.4	26.4	25.4	25	24.7	25	25.5	27	311.6	25.9
2015	26.3	26.6	27.1											

media	26.2	26.2	26.8	26.8	26.2	24.9	24.3	24.1	24.5	24.7	25.1	26.2	306.5	25.5
minima	24.6	25.4	26.1	26	24.9	23.3	22.8	22.7	23.6	23.6	24.1	25.1	22.7	
maxima	27.7	27.4	27.6	27.7	27.5	27.2	27	26.6	26.5	26.9	26.7	27.1	27.7	

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA

Temperatura Máxima Absoluta (°C)

SERIES MENSUALES DE DATOS METEOROLOGICOS

NOMBRE: MILAGRO(INGENIO VALDEZ) CODIGO: M0037

PERIODO: 1981 - 2015 LATITUD: 2G 8' 1" S LONGITUD: 79G 36' 1" W ELEVACION: 23.00

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	SUMA	MEDIA
1981	34.5	33	33.1	32	33	32	31.7	33.4	32.8	34.3				
1982	33.4	33.6	34.8	33.7	33.3	33.9	32.7	34.5	34.8	34.2	33.5	34.2	406.6	33.8
1983	34.1	34.9	34	34.3	34.5	34	33.5	33	33.3	32.2	33			
1984	33.5	32.7	33	33	32.5	35.5	32.6	34						
1985	32.2	33.2	33.8	34	33.5	31.6	32.1	33.3	34.3	34.6				
1986	32.3	32.8	33	33	33.1	30.8	32.7	33.2	33	33.7	33.8			
1987	33	33	33.4	34	32.6	32.5	34.5							
1988	34.3	32.6	34.4	34.2	33.5	32.7	31.2	31.7	32.5	34.4	35			
1989	32.5	32.1	33	33.3	32.3	30	30.3	32.2	32.6	33.7	34.6			
1990	34.5	33.6	34.5	34	32.5	31.5	33.3	32.5	33.6	34.7				
1991	34.5	34	34	34.9	34.5	34	33.1	32.9	33.5	33.8				
1992	33	32.8	33.6	32.6	32	32.4	31.5	31.9	32.5	32.5	34.5			
1993	33	32.5	33.6	33	32	32.8	31.8	32.5	33.3	32.4	34.6			
1994	33	32.2	33.5	33.3	30	30.2	32.5	33	32.5	33.6				
1995	33.6	33.4	34.4	34.2	33.6	33.8	33.5	32.4	32.4	32.5	34			
1996	34	32	32.7	30.7	32	32	33	33.5	34.5					
1997	33.4	32.5	32.6	32.9	33	32.5	32.5	32.8	33.6	33	34			
1998	33.6	34.2	34	33.7	33.4	32.6	32.3	32.1	33	32.1	33.5	33	397.5	33.1
1999	33.5	32	32.6	31.8	30.9	30	31.1	31.6	31.6	34	32.6			
2000	33.2	32.6	32	32.4	31.6	32	29.6	31.4	32.4	32.4	33.7	33.2	386.5	32.2
2001	33.8	32	32.6	32.6	32.6	30.6	30.4	30.8	31.6	32.6	33.4	34.4	387.4	32.2
2002	34.7	32.4	33	33.8	31.6	31.4	32.2	31.6	33	33.4				
2003	32.8	32.8	33.8	33.6	32.7	30.5	32.8	32	33	33.4	33.6			
2004	33.4	33.8	33.1	32.9	32.8	30.6	32	32	31.6	32.8	32.2	34.3	391.5	32.6
2005	34.6	32.8	33.3	33.4	32.2	31.7	31	33.6	33	32.2				
2006	34	32.2	32.8	32.8	33.6	31.6	32.2	33.1	32.8	34.1	35.2			
2007	34.2	33.4	33.4	34	33.2	32	31.8	33.1	34	34.2				
2008	32.4	32.2	32.8	33.6	33.2	31.8	32.6	33.6	32.8	34.4				
2009	34.3	32.6	34.2	34.4	33.8	31.6	33.4	32.6	34.2	33.8	34.2			
2010	34.9	33.3	34.1	34	33	33.6	33.2	33.2	33	34.7	32.2	32	401.2	33.4
2011	33.8	33.2	34	34.1	34.2	32.5	30.9	32.9	33	34.1	34.5			
2012	33.2	32.4	33.8	33.6	33.1	32.7	32.2	32.2	33.6	34.6	33.2	34.9	399.5	33.2
2013	33.3	33	33.2	33.7	32.3	32	32.9	33.4	34.3	32.6	35.2			
2014	32.3	33	33.6	33.4	33.3	33.3	33.5	33.6	33.6	32.8	34.4			
2015	34	34	33.6											

media	33.5	32.9	33.4	33.5	33.1	32.2	32	32.1	32.8	33	33.3	34.1	396.3	33
minima	32.2	32	32	32.4	31.6	30	29.6	30.2	31.6	31.6	32.2	32	29.6	
maxima	34.9	34.9	34.8	34.9	34.5	34	35.5	34.5	34.8	34.7	34.5	35.2	35.5	

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA

Evaporación Potencial Media Mensual (mm)

SERIES MENSUALES DE DATOS METEOROLOGICOS

NOMBRE: MILAGRO(INGENIO VALDEZ) CODIGO: M0037

PERIODO: 1981 - 2015 LATITUD: 2G 8' 1" S LONGITUD: 79G 36' 1" W ELEVACION: 23.00

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	SUMA	MEDIA
1981	113.9	83.7	124.3	121.6	96.3	78.5	74.4	77.9	100.9	109.6	102.2	108	1191	99.2
1982	109.1	115.4	137.3	127.1	104.2	85.9	87.6	117.9	134.9	95.8	94.3	97.2	1307	108.8
1983	100.5	106.5	124.2	131.9	117.1	120.3	112.3	105.6	83.6	87.4	87.6	94.6	1272	105.9
1984	124.6	88.9	108.5	122.7	109.1	73.6	124.6	57.3	99.1	113.5	107.1	125.4	1254	104.5
1985	116.3	133.3	122.4	128	94.2	96	96.6	128.7	138.1	117.8				
1986	85.7	107.5	134.1	120.9	103.7	88.4	81.3	107.5	122	88.6	105.2	114.2	1259	104.9
1987	111.1	99.6	120.2	121.2	103.8	97.4	88.9	110	100.9	102.1	150.1	140.3	1346	112.1
1988	119.5	111.3	133	127.4	122	92.7	105.8	114.1	109.3	105.6	133			
1989	116.6	127	121.3	120.5	106	76.3	91.9	92.3	93.1	109.3	124.2	136.7	1315	109.6
1990	130.5	140	115	97.8	112.1	113.9	132.9							
1991	138.3	104.7	139.5	138.7	126.3	105	84.7	82.7	95.9	106.3	105.4	99.6	1327	110.5
1992	115	111.5	117.8	131.8	124.5	95.3	90.7	84	82	104	92.7	113.1	1262	105.2
1993	110.4	101.4	117.8	135.4	108	84.2	85.8	97.2	104.1	105	87.2	119.9	1256	104.7
1994	105.3	95.5	128.3	114.5	111.3	77.7	85.4	82.9	130.2	109	103.1	120.5	1264	105.3
1995	95.5	92.3	144.2	129.6	111.8	114.8	99.7	121.2	121.1	115.5	124.4	139.1	1409	117.4
1996	121.2	104.9	129	130.1	126	93.8	99.9	115.6	121.6	122.5	129	156.8	1450	120.8
1997	119.6	108.3	138.7	132.9	106.7	110.7	102.4	111.6	107.2	107.7	98.9	115.6	1360	113.3
1998	115.4	107.8	118.6	128.1	103	89	89.9	85.8	94	110.8	108	116.4	1267	105.5
1999	118.6	93.2	115.9	95.6	76.1	79	92.7	95.2	99.1	106.6	100.5			
2000	123.9	99.4	110.8	125.3	99.4	80.9	73.8	104.8	105.6	113.4	123.6	131.7	1293	107.7
2001	103.4	99.1	109.5	116	86.9	89.1	68.6	81.1	110.3	111.9	115.3	121.3	1213	101
2002	130.2	81	114.6	101.8	108.1	92.9	95.2	95.4	104.5	104.8	102.9	101.9	1233	102.7
2003	108.2	98.5	121.1	135	104.5	90.2	87.4	86	106.9	109	108.8	127.7	1283	106.9
2004	147.1	109.9	109.6	116.3	99.5	90.8	79.4	112.7	97.5	111.4	115.2	160.2	1350	112.4
2005	150.6	99.2	118.7	109.7	110.6	88.2	94.9	101.8	128	102.5	107.1	110.9	1322	110.1
2006	118.5	88.6	123.5	125.9	119.8	89	85.4	108.9	106.5	124.6	105.7	137.3	1334	111.1
2007	98.9	112.5	107.6	122.1	89.6	66.4	91.6	100.5	119.2	107.2	122.8	127.2	1266	105.4
2008	64	98.7	120.9	130.2	109	92.1	85.7	87.8	98.4	110.2	115.3	130.4	1243	103.5
2009	95.1	80.6	123.5	139.4	125.9	94.6	91.6	99.6	121	122.2	123.6	114.1	1331	110.9
2010	95.9	84.7	117.1	110	95.4	82.1	87.6	88.6	85.6	110.2	86.2	85.9	1129	94.1
2011	98.1	95.8	145.6	125.1	120.8	77.3	71.6	76.1	105.4	96.2	120.7	128.1	1261	105
2012	79	69.1	77.3	74.5	97.5	92	91.4	96.2	100	102.6	118.7	120.6	1119	93.2
2013	72.3	87.6	102.8	108.3	90	75.2	73.2	100	113.9	111.3	102.4	147.4	1184	98.7
2014	79.8	92.1	127.6	99.3	94.8	78.7	89.1	90.8	89.9	97.4	108	130.2	1178	98.1
2015	103.9	96.5	227.4											

media	109.6	98.5	125.5	121.5	107.9	88.7	89.1	96.6	106.7	107.4	110.4	122.2	1285	107
minima	64	69.1	77.3	74.5	86.9	66.4	68.6	57.3	82	87.4	86.2	85.9	57.3	
maxima	150.6	127	227.4	139.4	128	120.3	124.6	121.2	134.9	124.6	150.1	160.2	227.4	

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA

Humedad Relativa Media Mensual (%)

SERIES MENSUALES DE DATOS METEOROLOGICOS

NOMBRE: MILAGRO(INGENIO VALDEZ) CODIGO: M0037

PERIODO: 1981 - 2015 LATITUD: 2G 8' 1" S LONGITUD: 79G 36' 1" W ELEVACION: 23.00

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	SUMA	MEDIA
1981	76	87	84	83	83	81	79	80	76	75	74	74	952	79
1982	78	79	76	78	77	78	79	78	75	79	83	82	942	78
1983	84	84	83	85	85	84	83	79	82	81	79	79	988	82
1984	75	83	81	80	79	82	75	79	77	75	74	73	933	77
1985	79	78	79	78	76	78	77	77	73	71	74			
1986	85	82	80	83	81	81	82	78	75	77	74	75	953	79
1987	83	86	84	83	82	80	81	78	77	77	71	72	954	79
1988	80	83	78	79	79	79	79	78	75	76	76	74	936	78
1989	83	86	83	83	80	83	80	80	77	76	73	70	954	79
1990	74	84	78	81	79	81	81	78	78	77	75	71	937	78
1991	74	84	80	77	78	79	79	79	77	76	75	76	934	77
1992	82	86	88	87	87	84	81	83	80	77	78	74	987	82
1993	81	86	84	83	83	83	81	78	77	77	77	75	965	80
1994	83	85	81	82	80	81	81	82	77	76	77	78	963	80
1995	84	85	80	80	79	77	78	75	75	76	73	71	933	77
1996	78	83	81	75	76	81	80	76	76	75	73	68	922	76
1997	79	83	83	82	81	82	80	80	82	81	85	86	984	82
1998	87	87	87	86	86	84	83	82	80	78	77	75	992	82
1999	76	86	82	82	83	82	80	79	76	74	78			
2000	77	82	81	80	80	82	82	79	78	76	73	71	941	78
2001	81	82	84	82	83	83	82	81	77	77	75	74	961	80
2002	74	86	86	85	80	79	79	79	77	79	77	79	960	80
2003	82	85	83	80	81	82	81	81	79	78	77	75	964	80
2004	76	83	84	84	82	82	82	78	78	77	76	70	952	79
2005	73	83	82	83	79	80	79	78	77	77	76	75	942	78
2006	78	87	82	76	78	79	79	77	76	74	74	71	931	77
2007	81	78	81	80	80	83	81	79	79	80	79	71	952	79
2008	87	84	84	81	81	79	79	78	77	78	74	72	954	79
2009	81	85	82	77	78	79	79	80	78	78	76	76	949	79
2010	83	86	84	84	83	82	81	81	79	76	79	79	977	81
2011	79	82	74	82	79	82	83	80	77	76	71	69	934	77
2012	85	85	83	81	81	77	77	77	76	76	72	71	941	78
2013	83	83	83	80	79	81	81	78	77	77	78	70	950	79
2014	84	83	80	81	83	79	80	79	79	80	75	71	954	79
2015	80	82	82											

media	80	83	81	81	80	80	80	78	77	77	75	74	951	79
minima	73	78	74	75	76	77	75	75	73	74	71	68	68	
maxima	87	87	88	87	87	84	83	83	82	81	85	86	88	

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA

Heliofanía Efectiva Mensual (horas)

SERIES MENSUALES DE DATOS METEOROLOGICOS

NOMBRE: MILAGRO(INGENIO VALDEZ) CODIGO: M0037

PERIODO: 1981 - 2015 LATITUD: 2G 8' 1" S LONGITUD: 79G 36' 1" W ELEVACION: 23.00

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	SUMA	MEDIA
1981	97.1	64.6	117.8	98.4	69.2	51.7	47.9	61.6	80.1	63.4	57.8	95.5	905.1	75.4
1982	85.2	91.7	115.5	110.4	75.8	66.7	61.7	111	114.4	39	78.8	107.2	1057	88.1
1983	101.6	107	131.3	146.2	144.7	156	136	82	38.2	31	54.9	68	1197	99.7
1984	146.3	109.2	93.1	116	123.7	62.4	62.9	69.6	51.9	56.5	76.1	83.1	1051	87.5
1985	83	110.4	123.1	108.9	156.8	90.7	90.3	70.3	93.2	88.3	101.5	88.6	1205	100.4
1986	67.6	97.3	118.3	113.9	71	64.1	48.4	82.2	88.2	44.7	61.6	80.3	937.6	78.1
1987	68.8	78.2	99.4	112.7	94.2	68.4	51	83	50.6	55.3	115.3	93.7	970.6	80.8
1988	82	83.5	89.3	104.5	123.7	49.2	68.1	76.8	60.7	36.2	47.1	67.4	888.5	74
1989	64.2	78.2	114.7	97.2	71.2	33.3	56.4	78.4	55.5	64.9	94.9	92	900.9	75
1990	97.5	81.1	127.7	87.1	97.8	54.6	83.6	90.7	79.8	60.4	84.7	96.6	1042	86.8
1991	108.4	85	132.5	123.3	112.6	79.6	39.3	37.2	50	54.3	53.1	71.8	947.1	78.9
1992	78.1	76.1	102	147.1	146.2	77.4	63	62.1	32.8	60.7	51.3	82.7	979.5	81.6
1993	79.6	71.5	112.1	142.2	115.1	53.4	67	80.8	46	58.3	52.9	82.2	961.1	80
1994	87.3	74.4	107.2	92.7	99	49.3	71.2	66.2	119.1	54.3	43.5	79.6	943.8	78.6
1995	74	70.8	147.5	127.2	102.2	103.2	61.8	94.4	97.1	48.6	70.4	102.2	1099	91.6
1996	88	109.4	92.4	148.8	124.1	62.9	87.9	106.9	85.6	73.5	119.6	117	1216	101.3
1997	97.5	86.5	102	138.1	134.1	121.3	121.5	100	77.9	60.2	83.5	108.4	1231	102.5
1998	82.2	95.6	120.8	123.5	88	79.6	58	40.9	30.2	45.1	43.9	61.1	868.9	72.4
1999	65.6	45.3	88.5	75.2	34.5	42.8	59.6	36.8	28.4	55.1	47.7			
2000	93.9	76.4	79.9	120.7	65.8	47.3	34.5	83	53	58.8	70	67.4	850.7	70.8
2001	83.4	83.4	115.6	128.2	38.6	67	46.7	46.9	81	70.7	79.7	75.6	916.8	76.4
2002	94.1	68.4	105.1	98.2	85.8	99.4	59.7	86.9	63.1	26.9	53.3	56.4	897.3	74.7
2003	63.3	75.1	91	135.1	85.1	41.6	55	36.1	75.7	45.7	36.1	66.4	806.2	67.1
2004	133.8	76.5	98.2	84.3	53.4	55.5	45.4	108.6	32.1	41.7	61.1	134.9	925.5	77.1
2005	131.8	47.6	63.8	76	85.3	55.9	64.1	69.7	67.9	31.3	48.5	62.9	804.8	67
2006	103	67.7	86	95	97.8	47.1	51.9	66.2	36.2	69.5	47.3	88.7	856.4	71.3
2007	57	92.2	70.3	91.9	48.3	30.3	56.4	56.5	65.8	36.3	56.7	69.5	731.2	60.9
2008	20.9	76.8	81.4	122.2	77.3	51.9	43	30.9	32.5	43.8	64.6	61.8	707.1	58.9
2009	61.9	67.6	85.2	107.7	122.4	53.7	55.3	54.5	60.5	75.5	79.6	37.5	861.4	71.7
2010	60.4	50.1	60.9	92.4	56.3	44.4	49.8	39.4	22.6	44.5	36.5	36.3	593.6	49.4
2011	58.9	53.9	109.5	110.4	99.6	40.8	33.8	36.9	51	39	88.5	89.2	811.5	67.6
2012	50.2	73.7	85	83.8	102	91.5	74.9	55.3	48.8	51.4	70.6	86.7	873.9	72.8
2013	27.7	60.7	47.8	79.8	55.5	36.8	35.8	70.7	58.2	43.3	55.9	110.9	683.1	56.9
2014	35.3	53	79.7	46.7	80.9	64.7	78	44.7	41.4	61.4	87.4			
2015	70.7													

media	80	77.6	100.1	108.7	93.4	64.3	61.8	69.5	61.2	51.2	66.3	81	915.7	76.3
minima	20.9	45.3	47.8	46.7	38.6	30.3	33.8	30.9	22.6	26.9	36.1	36.3	20.9	
maxima	146.3	110.4	147.5	148.8	156.8	156	136	111	119.1	88.3	119.6	134.9	156.8	

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA

Niveles Medios Mensuales (m)

SERIES MENSUALES DE DATOS HIDROLOGICOS

NOMBRE: CHIMBO AJ MILAGRO INAMHI

CODIGO: H0390

PERIODO: 1800 - 2015 LATITUD: 2G 6' 9" S

LONGITUD: 79G 41' 36" W ELEVACION: 30.00

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	SUMA	MEDIA
1969														
1970	0.83													
1971	1.5	2.61	3.04	3.03	2.45	1.9	1.46	1.19	1.12	1.08	0.99			
1972	1.42	2.73	3.05	0.91										
1973	2.94	2.81	2.85	2.74	2.47	2.29	1.43	1.13						
1974	0.99	1.57	2.56	2.56	2.01	1.66	1.44	1.62	1.67					
1975	2.5	0.88												
1976	2.19	2.12	1.92	1.6	1.33	1.26	1.07	0.88	0.91					
1977	0.86	2.13	1.97	2.12	2.11	1.75	1.75	0.85	0.75	0.75	0.78	0.79	16.61	1.384
1978	1.21	1.46	1.63	2.22	2.28	1.52	1.19	0.59	0.6	0.5	0.52			
1979	1.01	0.91	3.76	2.31	2.09	1.58	0.83	0.55	0.29	0.22	0.27			
1980	1.7	1.01	2.58	2.08	1.46	0.71								
1981	1.97	3.25	3.11	1.6	1.03	0.76	0.33	0.07		0.11	0.46			
1982	0.59	1.18		1.15	1	0.71	0.13	0	0.09	0.39	0.52	0.62	6.38	0.531
1983	2.29	1.77												
1995	1.56	2.14	1.49	0.89	0.4	0.12	0.8							
1996	0.63	2.87	2.05	1.41	0.91	0.54	0.15	0	0	0	0			
1997	0.49	1.5	2.41	2.49	2.26	1.87	1.08	0.7	0.71	1.06	2.65	3.29	20.51	1.709
1998	2.9	3.2	3.26	2.92	2.04	1.42	0.99	0.58	0.34	0.36	0.18			
1999	0.62	1.92	2.83	2.39	2.33	1.48	1	0.65	0.43	0.6	0.24	0.85	15.34	1.278
2000	1.37	2.22	2.71	2.61	2.45	1.65	0.89	0.44	0.29	0.16	0	0.01	14.8	1.233
2001	1.15	2.65	2.42	1.46	0.82	0.2	0.82	0	0	0	0			
2002		1.1	2.71	2.39	0.5	0.31	0.63	0.09						
2003	0.38	1.02	1.3	1.39	1.08	0.46	0.1	0.22	0.22	0.47	0.4	0.34	7.38	0.615
2004	1.03	1.28	2.1	2.36	1.8	1.27	0.73	0.51	0.46	0.4	0.45	0.47	12.86	1.071
2005	0.49	1.07	2.19	1.97	1.41	0.67	0.48	0.28	0.09	0.2	0.21	0.16	9.22	0.768
2006	0.81	2.84	3.25	2.58	1.38	0.88	0.53	0.31	0.15	0.07	0	0.51	13.31	1.109
2007	1.09	1.42	2.39	2.58	2.11	1.71	0.77	0.42	0.14	-0	0.17			
2008	1.79	3.88	4.02	3.48	2.71	2	1.36	0.85	0.54	0.61	0.79	0.44	22.47	1.872
2009	1.78	3.17	3.01	2.32	1.88	1.13	0.78	0.44	0.18	0.04	0.18			
2010	0.86	2.04	2.51	3.11	2.31	1.25	0.06	0.94						
2011	1.71	2.94	1.7	3.2	2.02	1.04	0.92	0.53	0.29					
2012	2	3.6	3.84	3.24	2.83	0.26	0.69	0.36	0.03					
2013	1.04	2.16	2.7	2.24	1.67	1.2	0.67	0.41	0.13	-0.1	-0.1	0	12.1	1.008
2014	1.14	1.94	2.01	2.98										

media	1.2	2.08	2.49	2.48	2.05	1.39	0.93	0.59	0.45	0.46	0.52	0.53	15.177	1.264
minima	0	0.91	0	1.15	1	0.46	0.1	0	0	-0.1	-0.1	0	-0.06	
maxima	2.9	3.88	4.02	3.48	2.98	2.47	2.29	1.44	1.62	1.67	2.65	3.29	4.02	

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA

Precipitación Total Mensual (mm)

SERIES MENSUALES DE DATOS METEOROLOGICOS

NOMBRE: MILAGRO(INGENIO VALDEZ) CODIGO: M0037

PERIODO: 1981 - 2015 LATITUD: 2G 8' 1" S LONGITUD: 79G 36' 1" W ELEVACION: 23.00

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	SUMA	MEDIA
1981	121.8	330.5	327.9	160.3	1.6	0.1	6.6	0.2	0	1.2	0.1	36.4	986.7	82.2
1982	127.7	133.6	30.8	27	7.8	0.8	0.4	0	2.3	50.5	218.9	367.3	967.1	80.5
1983	436.5	418.1	661.7	790	431.7	446.7	456.4	0.4	89.3	5.6	6.7	84	3827	318.9
1984	8.5	621	304	266.5	8.5	22.3	8.5	0	1.9	2.6	0.8	70.5	1315	109.5
1985	119.4	67.8	208.7	42.3	2.3	0.1	0	0	0.6	0	0	83.6	524.8	43.7
1986	559.2	216.8	56.7	174.9	3.4	0.1	0.1	0.6	1.4	3	0.9	153.7	1171	97.5
1987	476.4	696.9	531.7	392.3	103.6	0	0.3	6.5	0.2	2.4	0	62.5	2273	189.4
1988	434.1	277	29.8	262.3	124.3	0.7	0.8	0	0.2	0.6	0	44.7	1175	97.8
1989	520.3	471.1	305	234	36	3.5	0	0	0	1.1	1.1	1.6	1574	131.1
1990	56.3	302.7	177.6	110.8	28.4	43.8	0.2	0.1	0.4	4.5	0.5	67.9	793.2	66.1
1991	60.5	448.4	222.4	10.8	25.7	1.4	1.4	0.4	0.9	0.6	1.7	58.8	833	69.4
1992	127.3	628.7	687.5	506.4	382.4	11.8	5.9	0.3	0.1	0.7	3.7	4.2	2359	196.5
1993	237.6	669.6	389.5	275.8	59	0.5	1.1	0	0	2	0.4	147	1783	148.5
1994	255	317.7	264.2	199.3	43.9	0.2	0	0	0.2	0.6	4.4	139	1225	102
1995	308.1	203.2	159.7	108	15.6	0	3.9	0.1	0.6	0.2	2.1	17.6	819.1	68.2
1996	79.5	355.7	338.6	42	0.8	0.1	0.5	0	0.1	0	1	8.6	826.9	68.9
1997	208.6	487.2	680	381.5	99.5	200.5	156.3	31.7	127.1	30.5	551.2	595.5	3550	295.8
1998	712.7	846	966.4	957.3	517.8	91.4	33.8	0	0.5	0.4	0.9	3.2	4130	344.2
1999	113.5	519.8	207.5	60.3	2.1	0	0	2.9	3.5	3.8	82			
2000	110.1	221.4	284.9	164.1	134.1	5.9	0	0	3.5	2	0.1	4	930.1	77.5
2001	376	386.6	748.4	179.5	16.7	0	0.5	0	0	0.1	0	0.7	1709	142.3
2002	57.1	590.2	594	278.8	6.5	5.8	0	0	0	5.3	0	55.9	1594	132.8
2003	115.2	337	173.1	90.7	51.9	0.8	0.4	0	0	1.3	0	28.2	798.6	66.5
2004	101.7	275.4	332.7	145.6	66	2.3	1	0	5.9	1.5	0.4	20.6	953.1	79.4
2005	131	201.5	263.8	120	25	0	0	0.1	0	0	1.1	44	786.5	65.5
2006	316.9	573.8	339	20	56	2.1	0	1.4	0	0.1	2.7	23.2	1335	111.2
2007	211.1	97.5	481.6	162	15.9	3	1.2	0	0	2.9	5.1	3	983.3	81.9
2008	468	669.8	619.2	272.9	48.4	1	0.2	0.6	2.9	2.5	0.4	0.1	2086	173.8
2009	456.9	380.8	187.6	49.1	66.1	2.4	0.3	0.2	0	0.1	0	18	1162	96.7
2010	163.5	464.9	238.4	330.5	34.8	1.3	3.3	0.7	0	0.2	7.1	124.8	1370	114.1
2011	158.1	263.2	39.2	393.8	0.6	18.3	31.5	0.1	0	0	0.5	6.8	912.1	76
2012	457.5	806.2	494.1	223.1	85	0.4	0	0	0	4.9	0.4	6.1	2078	173.1
2013	292	253.5	329.5	132.4	15.6	1.6	2	2.7	0.1	0	0	1.4	1031	85.9
2014	398	301.5	125.4	53.7	262.3	3.1	1.5	1.1	2.9	11.4	0	0.5	1161	96.7
2015	104.3	209.4	354.7											

suma	8880	14045	11948	7765	2838	874.1	718.1	47.2	244	142.3	816	2365	50683	4224
media	253.7	401.2	351.4	228.3	83.4	25.7	21.1	1.3	7.1	4.1	24	69.5	1471	122.6
minima	8.5	67.8	29.8	10.8	0.6	0	0	0	0	0	0	0.1	0	
maxima	712.7	846	966.4	957.3	517.8	446.7	456.4	31.7	127.1	50.5	551.2	595.5	966.4	

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA

Caudales Medios Mensuales (m3/seg)

 SERIES MENSUALES DE DATOS HIDROLOGICOS

NOMBRE: CHIMBO AJ MILAGRO INAMHI CODIGO: H0390

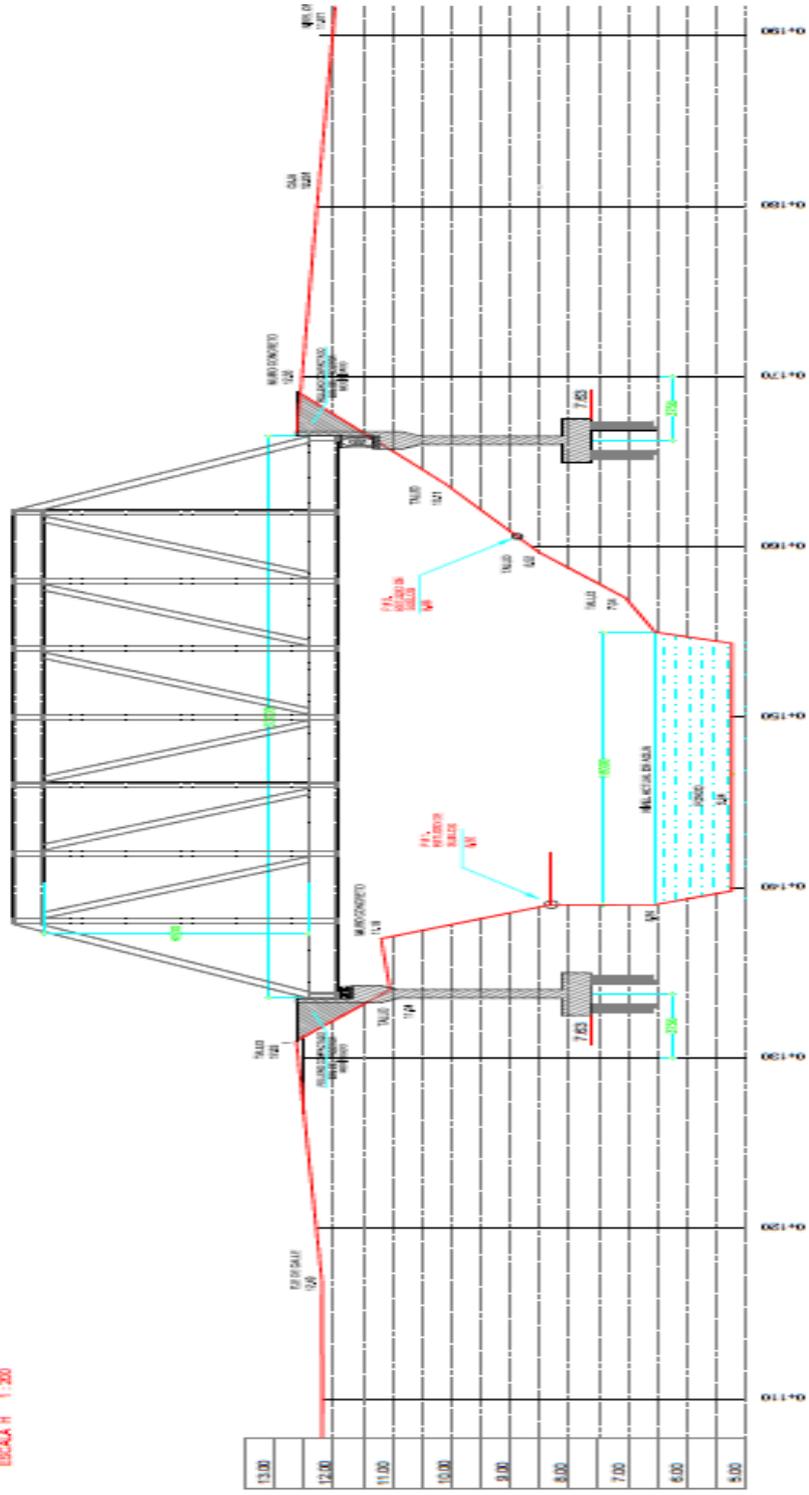
PERIODO: 1800 - 2015 LATITUD: 2G 6' 9" S LONGITUD: 79G 41' 36" W ELEVACION: 30.00

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	SUMA	MEDIA
1969														
1970	6.24													
1971	23.7	76.4	103	102	65.2	37.5	21.3	13.7	11.9	11.2	9.05			
1972	22.6	83.1	104	7.75										
1973	96	87.9	89.8	82.8	66.1	56.2	20.3	12.3						
1974	9.42	30.2	72.9	71.7	42.4	28.1	20.6	26.6	29					
1975	68.8	7.18												
1976	50.9	47.4	38.3	26	17.2	15.7	10.8	7.18	7.66					
1977	6.7	48.7	40.6	47.9	47.6	31.4	31.5	6.66	5.11	5.18	5.6	5.57	282.66	23.554
1978	15	21.4	27.9	54.8	56.9	23.2	15	3.04	3.22	2.16	2.3			
1979	9.74	8.22	73.3	57.9	46.5	25.9	6.16	2.65	0.65	0.4	0.77			
1980	0.01	34	10.4	77.2	47.5	21.1	4.62							
1996														
1997														
2003	2.22	11.2	18.6	22.5	12.2	2.09	0.15	0.36	0.38	2.19	1.61	1.18	74.688	6.224
2004	11.9	21.1	48.7	58.1	33.6	17.2	5.21	2.53	2	1.47	1.95	2.14	205.8	17.149
2005	2.59	13.3	51.7	41.2	22.2	4.53	2.18	0.67	0.36	0.37	0.45			
2006	9.06	84.9	111	72.1	20.2	9.5	7.91	3.81	1.66	1.01	0.38	8.67	329.82	27.484
2007	23.2	33.1	77.9	82.5	60.9	43.6	13.4	5.68	1.71	0.38	2.05			
2008	52.3	159	167	132	90.5	55.8	30.8	15.3	7.96	9.72	13.8	6.09	740.4	61.7
2009	54.2	115	106	70	51.3	23	13.6	5.95	2.2	0.7	2.35			
2010	17.2	58.8	79.5	111	71.1	27	0.89	22.5						
2011	47.8	102	47.5	116	61	23.7	19.6	9.02	3.81					
2012	61.5	136	149	116	96.7	3.25	20.1	7.37	0.1					
2013	24.2	66.1	90.4	76.7	45.6	29	12.6	6.3	1.4					
2014	35.5	57.1	60.3	104										
media	24.9	62.8	77.2	75.8	56.8	29	17.3	7.56	5.98	6.84	5.61	5.79	375.49	31.291
minima	0.01	8.22	10.4	22.5	12.2	2.09	0.15	0.36	0.38	0.36	0.37	0.1	0.011	
maxima	68.8	159	167	132	104	66.1	56.2	20.6	26.6	29	20.3	22.5	166.71	

ANEXO B. ESTUDIOS DE SUELO

PERFIL LONGITUDINAL DEL PUENTE VALDEZ

ESCALA V 1:100
ESCALA H 1:200



NOMENCLATURA		SIMBOLOGIA		OBRA	
FRANCISCO GRAU AROSTEGUI INGENIERO GEOTECNICO LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES Ciudadela, Los Almendros Mz. G. Villa 25 TELEFAX 2580613 - 2444875		RELLENO		ESTUDIO Geotécnico Puente sobre el Rio Milagro	
W	WU	GRAVA	+++++	UBICACION:	Margen Izquierda (Sector Valdez)
Wp	IP	ARENA	OOOO	SONDEO:	1
qu	qu	ARCILLA		ORDENADO POR:	M. Municipio de Milagro
E	E	LIMO		VERIFICADO POR:	(ING. FRANCISCO GRAU
N	N	TURBA		FECHA:	Septiembre del 2006
Gr	Gr			NIVEL FREATICO:	1.50 m
Su Ter	Su Ter				
Su Vel	Su Vel				

PROF. (m)	CAMBIO DE ESTRATO	DESCRIPCION DE MATERIAL	ESTRATIG.	MUESTRA		SUCS	W %	Wp %	IP %	Gs	Y	V	Su Ter. Tom2	E %	Su Ter. Tom2	Su. Ter. Tom2	# 4 %	# 10 %	# 40 %	# 200 %	N
				u	PROFUNDIDAD																
1	1.00	Basura, material de desajolo, capa vegetal	+++++	1	1.00 a 1.50	CH	47	79	52		1.928	12.1	17.88				100	100	100	100	
2	3.50	Arcilla café grisacea, plasticidad alta, humedad alta, consistencia alta		2	2.50 a 3.00	CH	50	70	45		1.508	11.6	17.88				100	100	100	94	
3	4.60	Arcilla café oscura, humedad y plasticidad alta, consistencia alta		3	3.50 a 4.00	CH	45	77	48		1.985	16.3	13.29				100	100	100	99	
4	6.30	Arcilla café grisacea, plasticidad alta, humedad alta, consistencia media		4	4.50 a 5.00	CH	55	100	74		1.837	12.0	13.59				100	100	100	89	
5	7.40	Arcilla verde grisacea, plasticidad alta, humedad alta, consistencia media		5	5.50 a 6.00	CH	65	95	67		1.743	8.44	7.16				100	100	100	98	
6	8.40	Arcilla verde grisacea, plasticidad alta, humedad alta, consistencia media		6	6.50 a 7.00	CH	57	94	82		1.611	7.91	12.2				100	100	100	100	
7	8.40	TURBA		7	7.50 a 8.00	PI	177	NP	NP								100	100	99	96	
8	8.60	Arcilla verde grisacea, humedad y plasticidad media, consistencia media		8	8.50 a 9.00	CI	31	38	22		2.107	9.23	12.87				100	100	98	78	
9	8.60	Arcilla café amarillenta		9	8.50 a 10.00	SC	31	NP	NP								100	100	89	35	12

PROF. (m)	CAMBIO DE ESTRATO	RESOLUCIÓN DE MATERIAL	ESTRATIG.	RESISTENCIA		SECS	W %	Wp %	Lp %	Ip %	di	Y	E	R _u (kg/cm ²)	R _u (kg/cm ²)	R _u (%)	R _u (%)	R _u (%)	R _u (%)	
				#	PROFUNDIDAD															
11	39.20	intercalada con arcilla del		10	11.00 a 11.50	Ch	31	68	24	40		2,139	14.3	0.14			100	100	98	91
12	12.45	Arcilla gris-clara, plasticidad alta, humedad media, consistencia alta		11	12.50 a 13.00	9C	45	32	15	74							100	100	95	38
14	14.50	Arcilla arcillosa intercalada con arcilla gris clara, plasticidad baja, consistencia media		12	14.00 a 14.50	Ch	25	68	27	42							100	100	100	95
17	17.56	Limo arcillosa gris amarillento claro, humedad media, plasticidad alta, consistencia muy alta		13	15.50 a 16.00	9A	35	50	30	35							100	100	87	80
18				14	17.00 a 17.45	9A	33	51	32	25							100	100	94	82
19																				
20																				

NOMBRES/LATIDIA		TIPO DE SUELO		CARRA	
W	HUMEDAD	BELESO	*****	UBICACION	Estadio Ciudad Pedro Juan Caballero, Estadio de Fútbol, Villa Elisa
W _p	LÍQUIDO	GRAVA	0-30%	ORDENADO POR:	Margot Insuñeta (Sra. María Valeria)
W _p	LÍQUIDO	ARENA	0-30%	IDENTIFICADO POR:	ING. FRANCISCO GRAU
IP	IND. PLÁSTICO	ARCILLA	0-30%	FECHA:	14 de febrero del 2008
q	COMPRES. SIMPLE	LIMO	0-30%	TIPO DE SUELO:	MEZCLADO
E	DEFORMACION	TIERRA	0-30%		
N	4 DE OCLAFES				
Di	GRAV. IMPACTO (P.C.)				
So	Tol				
Re	Vi				
Re	Vi				

FRANCISCO GRAU ARGENTEGUI
 INGENIERO GEOTECNICO
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES
 Ciudadela Las Abascores Ms. G. Vía 25
 TELEFAX 2586613 - 2444875

FRANCISCO GRAU ARISTEGUI INGENIERO GEOTECNICO		MONOPOLARIDAD		SUELOS		SUELOS		SUELOS		SUELOS		SUELOS		SUELOS		SUELOS		SUELOS		SUELOS	
		W	W	Wp	Wp	Wp	Wp	Wp	Wp	Wp	Wp	Wp	Wp	Wp	Wp	Wp	Wp	Wp	Wp	Wp	Wp
1	1.00	Brasa, material de desecho capa vegetal	++++++ ++++++ ++++++	1	1.00 a 1.50	CH	55	80	34	48											
2		Arilla café amielado, humedad alta, plasticidad alta, consistencia media		2	1.50 a 2.00	CL	28	41	22	22											
3	3.30	Arénoo limosa café granosa		3	3.00 a 4.00	SC	37	60	30	30											
4	4.15	Limo arcilloso café gritoso, humedad alta, plasticidad alta, consistencia media		4	4.00 a 5.00	MH	47	53	32	21											
5				5	5.00 a 6.00	SH	53	74	48	34											
6	7.50			6	6.00 a 7.00	SH	59	102	66	54											
7				7	7.00 a 8.00	SH	179	140	80	60											
8	8.20			8	8.00 a 9.00	SH	280	180	80	60											
9				9	9.00 a 10.00	SH	34	140	80	60											
10																					

PROF. (m)	CAMBIO DE ESTADO	DESCRIPCION DEL MATERIAL	ESTRATIGRAFIA	P	PROFUNDIDAD	W	Wp														

Estudio Geotécnico (Fundación) al Ba. Village

**ANEXO C. ESPECTRO ELASTICO
SEGÚN LA NORMA ECUATORIANA
DE LA CONSTRUCCIÓN.**

Elaboración del espectro elástico.

1. Determinar factor de zona sísmica

El punto de análisis es la ciudad de Milagro, el cual en la NEC está ubicada en la zona sísmica III que corresponde a un peligro sísmico alto con Z:

$$Z = 0.35 g$$

2. Determinar coeficientes de sitio F_a , F_d y F_s .

Según el estudio de suelos el sitio corresponde a uno tipo E.

2.1 Determinar F_a .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

$$F_a = 1.1$$

Tabla 3: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a

2.2 Determinar F_d

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

$$F_d = 1.65$$

Tabla 4: Tipo de suelo y Factores de sitio F_d

2.3 Determinar F_s

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

$$F_s = 1.8$$

Tabla 5: Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

3. Determinar T_0 y T_c .

$$T_0 = 0.10F_s \frac{F_d}{F_a} = 0.27$$

$$T_c = 0.55F_s \frac{F_d}{F_a} = 1.49$$

4. Espectro elastico de diseno.

$n = 1.8$ Provincia de la costa

Suelos tipo E $r = 1.5$

Región 1 $T \leq T_0$

$$S_a = ZF_a \left[1 + (n + 1) \frac{T}{T_0} \right]$$

Region 2 $T_0 \leq T \leq T_c$

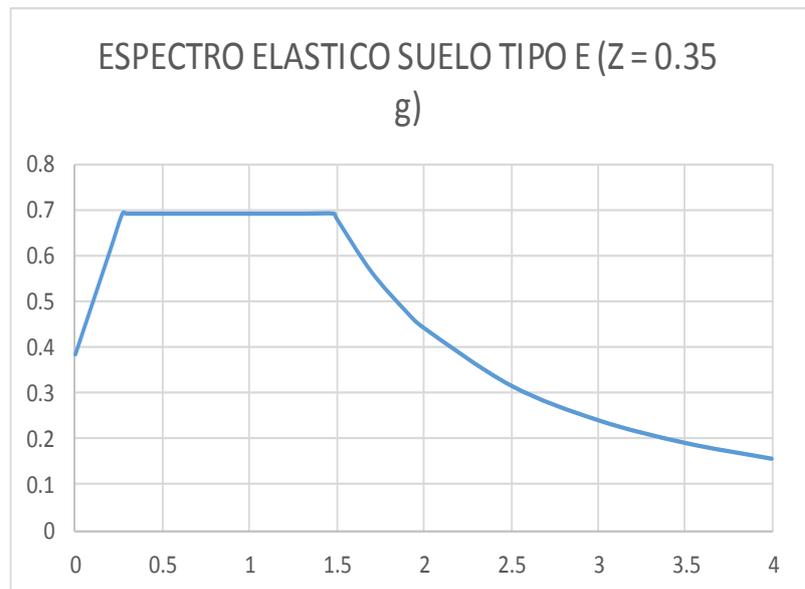
$$S_a = nZF_a$$

Region 3 $T > T_c$

$$S_a = nZF_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r$$

5. Datos y grafica.

T (seg)	Sa
0	0.385
0.1	0.499
0.2	0.613
0.27	0.693
0.3	0.693
0.5	0.693
0.7	0.693
0.9	0.693
1.1	0.693
1.3	0.693
1.49	0.693
1.5	0.683
1.7	0.566
1.9	0.479
2	0.443
2.5	0.317
3	0.241
3.5	0.192
4	0.157



**ANEXO D. FOTOGRAFIAS
TOMADAS DURANTE LA
REALIZACION DEL ENSAYO DE
ESCLEROMETRIA**



ANEXO E. LIBRETA TOPOGRÁFICA

COORDENADAS

Punto	Y	X	Z	Descripción
1	9764525.456	656106.150	14.000	E1
2	9764561.397	656061.730	13.475	E2
3	9764588.430	656079.662	13.512	E3
4	9764608.807	656106.375	13.296	E4
5	9764589.642	656071.522	10.399	T1
6	9764587.681	656071.126	10.499	T1
7	9764585.721	656070.730	10.366	T1
8	9764583.760	656070.334	10.418	T1
9	9764581.800	656069.938	10.321	T1
10	9764579.840	656069.542	9.431	T1
11	9764577.879	656069.146	8.218	T1
12	9764575.919	656068.749	7.597	T1
13	9764573.959	656068.353	7.366	T1
14	9764571.998	656067.957	7.321	T1
15	9764570.038	656067.561	7.226	T1
16	9764568.077	656067.165	7.292	T1
17	9764566.117	656066.769	7.441	T1
18	9764564.157	656066.373	7.949	T1
19	9764561.020	656065.739	9.676	T1
20	9764583.449	656085.072	10.644	T2
21	9764581.472	656084.768	10.688	T2
22	9764579.495	656084.465	10.499	T2
23	9764577.518	656084.162	9.501	T2
24	9764575.541	656083.859	8.943	T2
25	9764573.565	656083.555	7.656	T2
26	9764571.588	656083.252	7.543	T2
27	9764569.611	656082.949	7.412	T2
28	9764567.634	656082.646	7.438	T2
29	9764565.657	656082.342	7.396	T2
30	9764563.680	656082.039	7.390	T2
31	9764561.703	656081.736	7.488	T2
32	9764559.726	656081.433	7.870	T2
33	9764557.750	656081.130	8.919	T2
34	9764553.005	656080.402	10.103	T2
35	9764541.096	656109.304	10.553	T4
36	9764545.104	656110.558	8.518	T4
37	9764547.013	656111.155	7.724	T4

COORDENADAS

Punto	Y	X	Z	Descripción
38	9764548.922	656111.752	7.221	T4
39	9764550.831	656112.349	7.163	T4
40	9764552.740	656112.946	7.404	T4
41	9764554.649	656113.542	7.643	T4
42	9764556.558	656114.139	8.657	T4
43	9764558.466	656114.736	9.667	T4
44	9764560.375	656115.333	9.806	T4
45	9764562.284	656115.930	9.817	T4
46	9764564.193	656116.527	10.717	T4
47	9764566.102	656117.124	11.467	T4
48	9764554.872	656131.181	10.137	T5
49	9764553.022	656130.421	9.750	T5
50	9764551.172	656129.661	9.449	T5
51	9764549.322	656128.900	7.743	T5
52	9764547.472	656128.140	7.633	T5
53	9764545.622	656127.380	7.314	T5
54	9764543.772	656126.620	7.028	T5
55	9764541.922	656125.860	6.933	T5
56	9764540.072	656125.100	7.265	T5
57	9764538.222	656124.340	7.271	T5
58	9764537.299	656123.955	8.772	T5
59	9764535.447	656123.200	9.758	T5
60	9764563.360	656097.604	8.268	T3
61	9764565.356	656097.734	8.100	T3
62	9764567.352	656097.863	8.133	T3
63	9764569.348	656097.993	8.089	T3
64	9764569.847	656098.025	8.264	T3
65	9764572.172	656098.176	10.216	T3
66	9764574.168	656098.306	10.633	T3
67	9764576.264	656098.442	11.223	T3
68	9764562.511	656097.561	7.537	T3
69	9764558.843	656097.309	7.346	T3
70	9764556.847	656097.172	7.505	T3
71	9764554.852	656097.034	7.612	T3
72	9764552.857	656096.897	7.651	T3
73	9764550.862	656096.760	7.852	T3
74	9764480.000	656100.000	13.000	P1

COORDENADAS

Punto	Y	X	Z	Descripción
75	9764679.000	656099.000	13.000	P2
76	9764549.121	656154.149	13.000	
77	9764547.413	656154.149	13.000	
78	9764545.632	656154.149	13.000	
79	9764535.060	656124.666	9.758	T5
80	9764525.202	656129.605	13.444	BORDILLO
81	9764528.157	656122.199	13.560	BORDILLO
82	9764531.783	656113.309	13.918	BORDILLO
83	9764535.387	656104.379	14.384	BORDILLO
84	9764537.310	656102.662	14.484	BORDILLO
85	9764539.484	656100.812	14.599	BORDILLO
86	9764517.422	656129.342	13.426	BORDILLO
87	9764522.187	656117.217	13.631	BORDILLO
88	9764527.051	656105.198	14.149	BORDILLO
89	9764526.415	656102.944	14.159	BORDILLO
90	9764514.559	656102.143	13.715	BORDILLO
91	9764498.692	656101.113	13.274	BORDILLO
92	9764504.869	656085.741	13.346	BORDILLO
93	9764528.971	656087.369	14.139	BORDILLO
94	9764533.734	656087.795	14.294	BORDILLO
95	9764535.337	656087.165	14.291	BORDILLO
96	9764537.630	656083.339	14.113	BORDILLO
97	9764543.988	656073.005	13.630	BORDILLO
98	9764550.140	656076.835	13.642	BORDILLO
99	9764544.639	656086.004	14.233	BORDILLO
100	9764541.521	656090.931	14.740	BORDILLO
101	9764541.455	656091.712	14.769	BORDILLO
102	9764483.580	656084.289	12.797	BORDILLO
103	9764485.050	656083.140	12.842	BORDILLO
104	9764480.272	656091.082	13.367	PARTERRE
105	9764481.130	656091.932	13.402	PARTERRE
106	9764480.163	656092.704	13.361	PARTERRE
107	9764480.000	656100.000	-86.000	BORDILLO
108	9764480.895	656101.446	12.861	BORDILLO
109	9764488.476	656101.042	13.028	BORDILLO
110	9764489.198	656100.512	13.034	BORDILLO
111	9764463.807	656098.877	12.704	BORDILLO

COORDENADAS

Punto	Y	X	Z	Descripción
112	9764465.252	656091.784	13.236	BORDILLO
113	9764465.354	656090.043	13.259	BORDILLO
114	9764466.667	656083.203	12.732	BORDILLO
115	9764536.572	656104.808	14.388	POSTE
116	9764539.595	656101.553	14.520	POSTE
117	9764535.469	656086.283	14.263	POSTE
118	9764530.582	656087.018	14.190	POSTE
119	9764494.184	656084.750	13.107	POSTE
120	9764484.867	656081.470	12.868	POSTE
121	9764484.524	656083.361	12.843	POSTE
122	9764476.712	656100.593	12.829	POSTE
123	9764480.881	656101.050	12.857	POSTE
124	9764490.044	656102.988	13.100	POSTE
125	9764508.622	656102.493	13.547	POSTE
126	9764527.193	656142.200	13.310	PARED
127	9764532.902	656128.606	13.537	PARED
128	9764540.551	656109.988	14.200	PARED
129	9764543.244	656101.938	14.567	PARED
130	9764556.931	656072.437	13.586	BARRERA MALECON
131	9764546.824	656091.304	14.572	BARRERA MALECON
132	9764551.267	656079.053	13.688	POSTE
133	9764540.818	656100.696	14.966	BARANDA
134	9764551.982	656101.435	15.111	BARANDA
135	9764569.571	656102.571	15.169	BARANDA
136	9764584.573	656103.600	14.916	BARANDA
137	9764592.489	656104.182	14.682	BARANDA
138	9764579.741	656094.041	14.844	BARANDA
139	9764568.561	656093.327	14.995	BARANDA
140	9764547.033	656091.768	14.816	BARANDA
141	9764520.154	656120.031	13.600	AASS CAJA
142	9764521.778	656116.072	13.713	AASS CAJA
143	9764491.405	656101.241	13.114	AASS CAJA
144	9764478.827	656101.484	12.866	AASS CAJA
145	9764482.803	656083.719	12.835	AASS CAJA
146	9764484.636	656082.815	12.840	AASS CAJA
147	9764494.247	656083.755	13.109	AASS CAJA
148	9764516.685	656085.683	13.700	AASS CAJA

COORDENADAS

Punto	Y	X	Z	Descripción
149	9764522.312	656086.091	13.846	AASS CAJA
150	9764525.462	656086.356	13.996	AASS CAJA
151	9764478.739	656100.253	12.849	CAJA CNT
152	9764595.007	656060.664	12.952	BARRERA MALECON
153	9764588.466	656074.774	13.191	BARRERA MALECON
154	9764580.002	656093.367	13.688	BARRERA MALECON
155	9764584.384	656078.330	10.519	TALUD RIO
156	9764582.413	656084.328	10.704	TALUD RIO
157	9764580.592	656075.786	10.431	TALUD RIO
158	9764580.621	656082.578	10.543	TALUD RIO
159	9764579.238	656079.509	10.141	TALUD RIO
160	9764580.156	656084.728	10.444	TALUD RIO
161	9764578.537	656077.286	9.336	TALUD RIO
162	9764577.680	656080.281	9.210	TALUD RIO
163	9764578.419	656083.713	9.186	TALUD RIO
164	9764579.610	656087.924	10.700	TALUD RIO
165	9764575.982	656094.922	10.452	TALUD RIO
166	9764578.547	656086.164	9.086	TALUD RIO
167	9764572.483	656097.725	10.142	TALUD RIO
168	9764570.708	656100.502	10.037	TALUD RIO
169	9764567.719	656103.368	9.244	TALUD RIO
170	9764573.946	656095.603	9.284	TALUD RIO
171	9764574.071	656102.516	11.245	TALUD RIO
172	9764566.598	656105.430	9.417	TALUD RIO
173	9764572.697	656108.465	11.245	TALUD RIO
174	9764565.008	656105.120	9.225	TALUD RIO
175	9764572.691	656108.468	11.243	TALUD RIO
176	9764565.091	656105.105	9.209	TALUD RIO
177	9764566.383	656112.014	10.442	TALUD RIO
178	9764573.757	656103.810	11.075	TALUD RIO
179	9764559.896	656070.232	9.929	TALUD RIO
180	9764561.168	656068.755	9.740	TALUD RIO
181	9764561.851	656071.155	9.045	TALUD RIO
182	9764563.533	656069.119	9.008	TALUD RIO
183	9764563.821	656068.639	9.001	TALUD RIO
184	9764562.621	656071.009	8.858	TALUD RIO
185	9764561.113	656068.476	9.768	TALUD RIO

COORDENADAS

Punto	Y	X	Z	Descripción
186	9764559.115	656072.035	9.661	TALUD RIO
187	9764561.020	656072.762	9.036	TALUD RIO
188	9764560.164	656073.662	9.129	TALUD RIO
189	9764557.436	656073.918	10.004	TALUD RIO
190	9764555.321	656081.660	9.239	TALUD RIO
191	9764555.808	656081.035	9.251	TALUD RIO
192	9764553.312	656082.283	9.792	TALUD RIO
193	9764552.656	656083.061	9.826	TALUD RIO
194	9764554.620	656082.867	9.208	TALUD RIO
195	9764553.972	656084.464	9.156	TALUD RIO
196	9764552.038	656085.275	9.618	TALUD RIO
197	9764550.848	656086.921	9.734	TALUD RIO
198	9764552.870	656086.420	9.160	TALUD RIO
199	9764551.598	656087.341	9.337	TALUD RIO
200	9764549.543	656088.707	9.327	TALUD RIO
201	9764549.528	656088.722	9.326	TALUD RIO
202	9764547.887	656091.235	10.062	TALUD RIO
203	9764550.527	656091.000	9.201	TALUD RIO
204	9764551.219	656091.921	9.246	TALUD RIO
205	9764549.907	656094.947	9.253	TALUD RIO
206	9764551.130	656094.118	9.363	TALUD RIO
207	9764550.309	656096.429	9.185	TALUD RIO
208	9764550.238	656099.334	9.075	TALUD RIO
209	9764550.800	656097.580	9.375	TALUD RIO
210	9764547.965	656100.981	9.267	TALUD RIO
211	9764548.261	656099.608	9.384	TALUD RIO
212	9764547.252	656102.155	8.911	TALUD RIO
213	9764548.281	656093.838	10.153	TALUD RIO
214	9764548.488	656093.092	10.056	TALUD RIO
215	9764549.021	656093.639	9.288	TALUD RIO
216	9764548.441	656092.121	10.065	TALUD RIO
217	9764549.064	656092.071	9.225	TALUD RIO
218	9764550.753	656091.744	8.708	TALUD RIO
219	9764550.622	656090.332	8.779	TALUD RIO
220	9764666.727	656114.734	12.505	BORDILLO
221	9764666.661	656111.151	12.510	BORDILLO
222	9764665.904	656110.742	12.513	BORDILLO

COORDENADAS

Punto	Y	X	Z	Descripción
223	9764651.859	656109.853	12.456	BORDILLO
224	9764641.062	656109.020	12.377	BORDILLO
225	9764639.984	656110.670	12.386	BORDILLO
226	9764639.758	656114.884	12.383	BORDILLO
227	9764631.653	656112.484	12.236	BORDILLO
228	9764631.866	656108.999	12.274	BORDILLO
229	9764630.812	656108.339	12.324	BORDILLO
230	9764622.648	656107.265	12.584	BORDILLO
231	9764605.342	656104.960	13.693	BORDILLO
232	9764604.670	656105.819	13.591	BORDILLO
233	9764603.980	656124.003	12.961	BORDILLO
234	9764595.659	656127.209	12.949	BORDILLO
235	9764596.648	656104.666	14.149	BORDILLO
236	9764595.669	656103.538	14.335	BORDILLO
237	9764592.645	656103.199	14.682	BORDILLO
238	9764584.587	656102.728	14.949	BORDILLO
239	9764576.437	656102.214	15.128	BORDILLO
240	9764562.705	656101.300	15.258	BORDILLO
241	9764548.879	656100.341	15.105	BORDILLO
242	9764548.913	656100.359	15.104	BORDILLO
243	9764540.894	656099.823	14.938	BORDILLO
244	9764541.329	656092.420	14.955	BORDILLO
245	9764549.413	656092.955	15.091	BORDILLO
246	9764563.219	656093.868	15.241	BORDILLO
247	9764576.991	656094.736	15.124	BORDILLO
248	9764585.087	656095.304	14.981	BORDILLO
249	9764593.152	656095.750	14.703	BORDILLO
250	9764599.334	656095.964	14.066	BORDILLO
251	9764593.525	656094.477	14.437	BORDILLO
252	9764598.849	656094.561	14.149	BORDILLO
253	9764600.352	656093.217	14.012	BORDILLO
254	9764601.733	656076.666	12.893	BORDILLO
255	9764602.982	656063.107	12.959	BORDILLO
256	9764606.842	656050.471	13.022	BORDILLO
257	9764612.806	656053.496	13.032	BORDILLO
258	9764609.569	656064.582	12.956	BORDILLO
259	9764608.607	656074.067	12.896	BORDILLO

COORDENADAS

Punto	Y	X	Z	Descripción
260	9764607.015	656092.827	13.566	BORDILLO
261	9764608.454	656094.392	13.558	BORDILLO
262	9764609.091	656095.906	13.458	BORDILLO
263	9764631.886	656095.865	12.321	BORDILLO
264	9764632.948	656094.727	12.345	BORDILLO
265	9764633.299	656089.419	12.376	BORDILLO
266	9764642.120	656084.740	12.459	BORDILLO
267	9764641.130	656095.388	12.361	BORDILLO
268	9764642.110	656096.594	12.464	BORDILLO
269	9764654.726	656097.557	12.484	BORDILLO
270	9764666.743	656098.456	12.559	BORDILLO
271	9764668.130	656097.513	12.533	BORDILLO
272	9764668.351	656094.179	12.488	BORDILLO
273	9764678.628	656094.703	12.467	BORDILLO
274	9764678.623	656099.002	-86.000	BORDILLO
275	9764686.488	656099.655	12.466	BORDILLO
276	9764685.139	656111.948	12.403	BORDILLO
277	9764677.556	656111.712	12.245	BORDILLO
278	9764676.923	656116.242	12.467	BORDILLO
279	9764596.421	656105.932	13.903	POSTE
280	9764595.205	656106.430	13.909	POSTE
281	9764580.363	656093.299	13.813	POSTE
282	9764597.922	656089.244	13.914	POSTE
283	9764641.267	656095.331	12.303	POSTE
284	9764641.841	656095.962	12.274	POSTE
285	9764667.543	656095.795	12.569	POSTE
286	9764678.642	656097.985	12.463	POSTE
287	9764680.912	656098.683	12.554	POSTE
288	9764666.308	656111.516	12.517	POSTE
289	9764595.268	656129.998	12.949	POSTE
290	9764595.042	656104.551	14.360	AASS CAJA
291	9764628.255	656108.414	12.460	AASS CAJA
292	9764629.251	656107.246	12.496	AASS CAJA
293	9764631.246	656109.619	12.349	AASS CAJA
294	9764642.127	656108.225	12.516	AASS CAJA
295	9764665.404	656109.736	12.649	AASS CAJA
296	9764666.008	656097.496	12.607	AASS CAJA

COORDENADAS

Punto	Y	X	Z	Descripción
297	9764642.806	656095.898	12.478	AASS CAJA
298	9764643.887	656091.303	12.597	AASS CAJA
299	9764608.993	656080.131	12.995	AASS CAJA
300	9764591.253	656084.477	13.587	MONU CHIR
301	9764589.790	656084.383	13.561	MONU CHIR
302	9764595.458	656075.763	13.190	MONU CHIR
303	9764594.183	656075.665	13.174	MONU CHIR
304	9764597.928	656066.796	12.919	MONU CHIR
305	9764577.566	656108.618	13.314	CASA
306	9764585.227	656109.088	13.324	CASA
307	9764585.220	656109.089	13.325	CASA
308	9764593.509	656109.673	13.572	CASA

ANEXO F. AFORO DE TRÁFICO

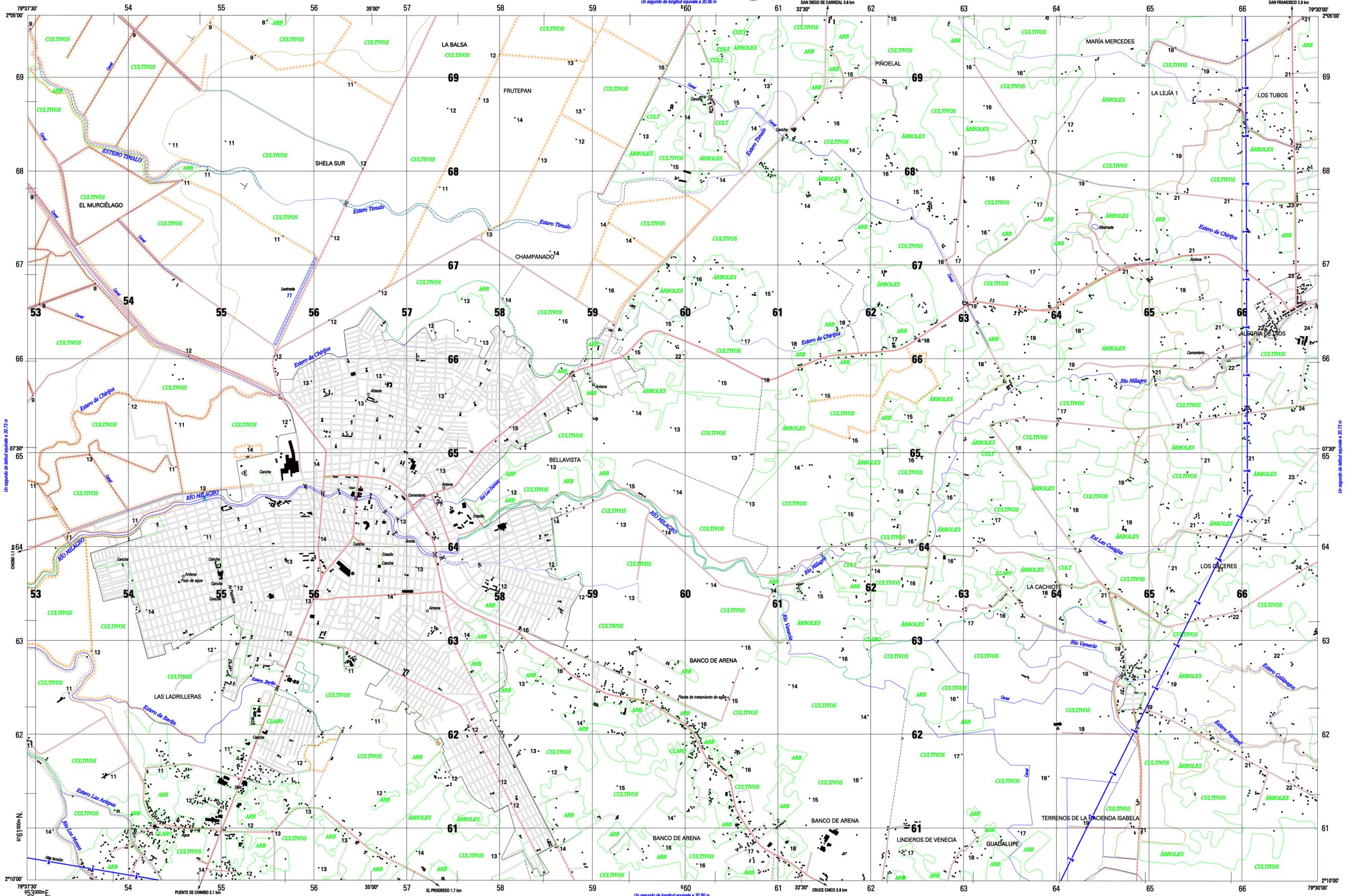
Vehiculos Livianos			
Hora	6/4/2015 Jueves	6/5/2015 Viernes	6/6/2015 Sabado
0:00-1:00	95	94	80
1:00-2:00	76	75	64
2:00-3:00	72	71	60
3:00-4:00	68	67	57
4:00-5:00	200	174	155
5:00-6:00	502	435	388
6:00-7:00	718	726	647
7:00-8:00	840	780	695
8:00-9:00	857	828	868
9:00-10:00	886	857	924
10:00-11:00	902	940	1000
11:00-12:00	872	925	962
12:00-13:00	836	880	863
13:00-14:00	888	899	732
14:00-15:00	922	919	805
15:00-16:00	876	902	764
16:00-17:00	887	857	726
17:00-18:00	946	942	799
18:00-19:00	851	848	719
19:00-20:00	681	678	576
20:00-21:00	545	542	461
21:00-22:00	436	434	369
22:00-23:00	306	304	259
23:00-24:00	215	213	181
TOTAL	14477	14390	13154

Buses			
Hora	6/4/2015 Jueves	6/5/2015 Viernes	6/6/2015 Sabado
0:00-1:00	10	8	13
1:00-2:00	8	6	10
2:00-3:00	8	6	10
3:00-4:00	8	6	10
4:00-5:00	62	65	54
5:00-6:00	78	81	68
6:00-7:00	112	87	73
7:00-8:00	122	94	78
8:00-9:00	116	94	98
9:00-10:00	114	90	101
10:00-11:00	108	102	108
11:00-12:00	102	91	114
12:00-13:00	106	76	120
13:00-14:00	114	73	127
14:00-15:00	113	76	140
15:00-16:00	112	84	133
16:00-17:00	107	80	127
17:00-18:00	102	86	137
18:00-19:00	92	78	124
19:00-20:00	83	70	112
20:00-21:00	74	64	100
21:00-22:00	60	52	80
22:00-23:00	42	36	56
23:00-24:00	30	26	40
TOTAL	1883	1531	2033

C2			
Hora	6/4/2015 Jueves	6/5/2015 Viernes	6/6/2015 Sabado
0:00-1:00	3	2	4
1:00-2:00	0	0	0
2:00-3:00	0	0	0
3:00-4:00	0	0	0
4:00-5:00	6	4	2
5:00-6:00	16	12	4
6:00-7:00	24	16	7
7:00-8:00	46	20	23
8:00-9:00	40	21	46
9:00-10:00	36	20	45
10:00-11:00	35	30	48
11:00-12:00	44	25	46
12:00-13:00	41	20	43
13:00-14:00	30	17	40
14:00-15:00	22	17	44
15:00-16:00	22	18	42
16:00-17:00	28	17	40
17:00-18:00	34	19	44
18:00-19:00	31	17	40
19:00-20:00	24	14	32
20:00-21:00	19	11	26
21:00-22:00	15	9	20
22:00-23:00	10	6	14
23:00-24:00	7	4	10
TOTAL	533	319	620

Motos			
Hora	6/4/2015 Jueves	6/5/2015 Viernes	6/6/2015 Sabado
0:00-1:00	93	68	81
1:00-2:00	74	55	65
2:00-3:00	70	53	62
3:00-4:00	66	51	59
4:00-5:00	250	312	237
5:00-6:00	312	390	296
6:00-7:00	446	650	493
7:00-8:00	480	698	530
8:00-9:00	482	632	662
9:00-10:00	498	630	716
10:00-11:00	564	480	780
11:00-12:00	548	595	791
12:00-13:00	560	836	772
13:00-14:00	804	875	738
14:00-15:00	836	791	812
15:00-16:00	600	648	771
16:00-17:00	687	616	732
17:00-18:00	930	678	806
18:00-19:00	837	610	726
19:00-20:00	670	488	581
20:00-21:00	603	439	523
21:00-22:00	482	351	418
22:00-23:00	290	211	251
23:00-24:00	174	126	151
TOTAL	11356	11283	12053

**ANEXO G. PLANO CARTOGRÁFICO
DE MILAGRO**



ELEVACIONES EN METROS

INTERVALO DE CURVAS DE NIVEL DE 20 METROS

PARÁMETROS DE TRANSFORMACIÓN DEL SISTEMA SIRGAS (WGS 84) AL SISTEMA PSAD 56 (USO EN ESCALAS 1:25 000 Y MENORES)...

ELIPSOIDE: SIRGAS ECUADOR 1 000 METROS UTM, ZONA 17 PROYECCIÓN: UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR DATUM VERTICAL: NIVEL MEDIO DEL MAR DATUM HORIZONTAL: SISTEMA DE REFERENCIA GEOCÉNTRICO PARA LAS AMÉRICAS SIRGAS 95 (ITRF94)...

RESTITUCIÓN FOTOGRAFÉTRICA REALIZADA DE MARZO A JUNIO DEL 2009. DE FOTOGRAFÍAS AERÉAS TOMADAS EN EL 2006. CONTROL HORIZONTAL Y VERTICAL REALIZADO EN SEPTIEMBRE DEL 2008. COMPILACIÓN CARTOGRAFICA TERMINADA EN OCTUBRE DEL 2009. ESTUDIO DE NOMBRES GEOGRÁFICOS TERMINADO EN DICIEMBRE DEL 2010.

"Ley de la Cartografía Nacional Art. 2.- El Instituto Geográfico Militar realizará toda actividad cartográfica referente a la elaboración de mapas y levantamiento de cartas oficiales del territorio nacional."

SIMBOLOGÍA CONVENCIONAL

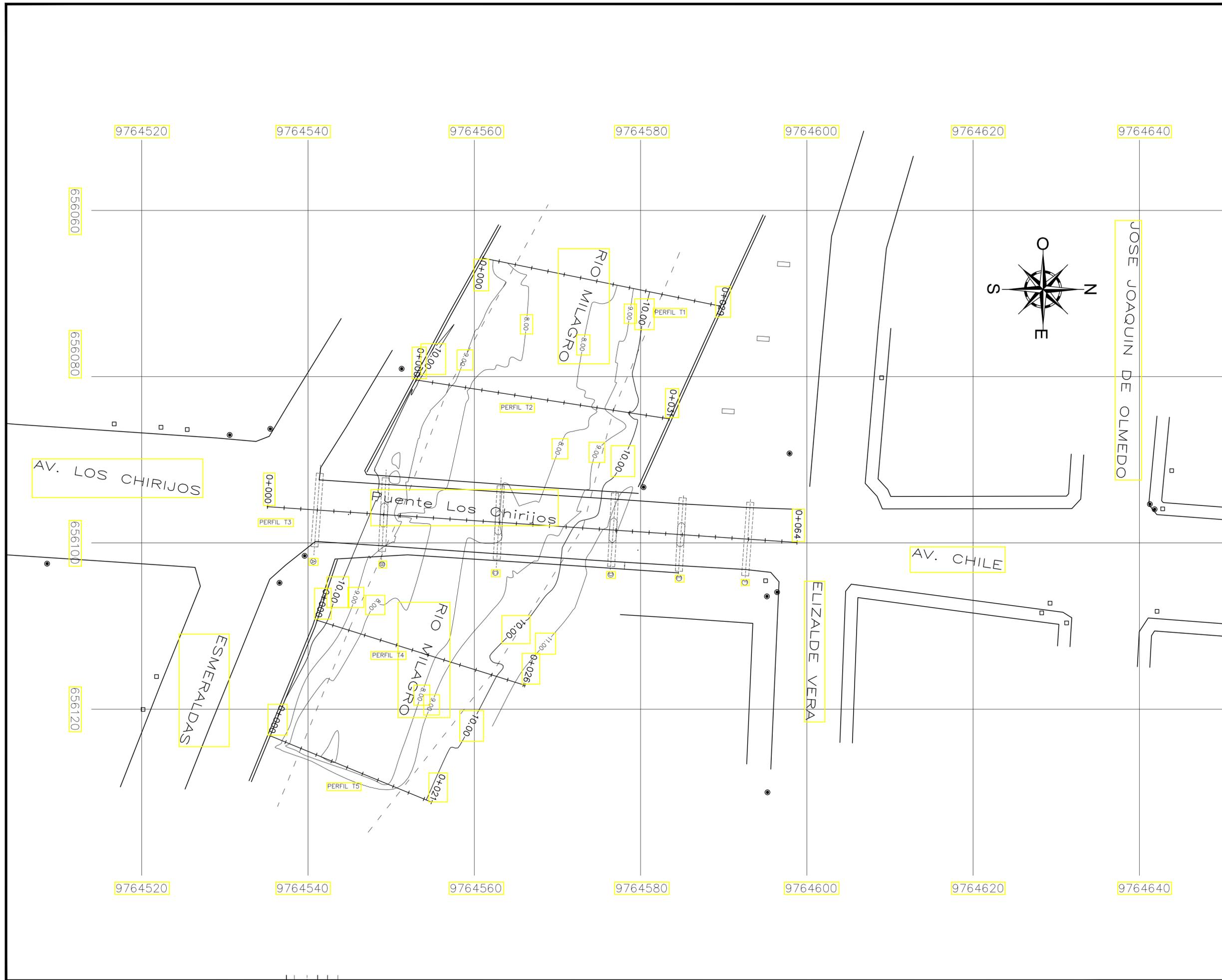
- Autopista con separador
Carretera pavimentada dos o más vías
Carretera superficie ligera dos o más vías
Carretera pavimentada una vía
Carretera superficie ligera una vía
Carretera superficie ligera transitable en tiempo seco
Rodero o camino de herradura
Sendero o vereda
Línea férrea
Puentes: Ferrocarril; Carreteras; Peatonal
Límite internacional; Hito fronterizo
Línea de alta tensión
Dique; Muro
Objeto localizado; Área prominente; Tanque
Casa; Iglesia; Escuela; Mina; Cartera
Vértice geodésico; Punto de elevación
Líneas de nivel indicio
Líneas de nivel intermedia
Líneas de nivel suplementaria
Cursos de agua perenne: menos de 18 metros de ancho de 18m a 25m de ancho más de 25 metros de ancho
Cursos de agua intermitente: menos de 18 metros de ancho de 18m a 25m de ancho más de 25 metros de ancho
Acequia, zanja; Acueducto, canal
Pozo; manantial; Corriente dispersa

HOJAS ADYACENTES

Table with 3 columns and 3 rows listing adjacent map sheets: NV-A2a, NV-A2b, NV-B1a; NV-A2c, NV-A2d, NV-B1c; NV-A4a, NV-A4j, NV-B3a.

PROVINCIA DEL GUAYAS MILAGRO - ECUADOR

ANEXO H. PLANOS



ESPECIFICACIONES Y NOTAS:

- 1 NORMA AASHTO LRFD 2012
- 2 NORMA VIAL ECUATORIANA NEVI

- SIMBOLOGIA:
- Caja de AASS
 - Poste
 - Curvas cada 1m
 - Curvas cada 5m
 - Perfiles
 - - - Ejes de Estribo y Pilas
 - - - Rio Milagro
 - Borallio

ESPOL-FICT

PROYECTO:
"Diagnóstico del puente Los Chirijos y estudio de alternativas de un nuevo puente"

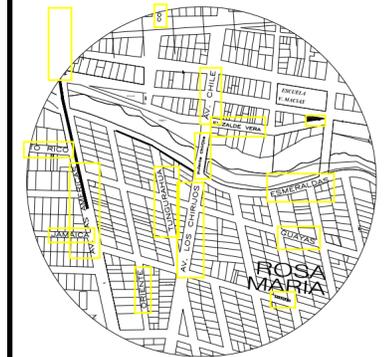
CONTIENE:
Levantamiento Topografico del Puente Los Chirijos

ELABORADO:

Sr. Jonathan Arévalo Sr. Marco Sanchez

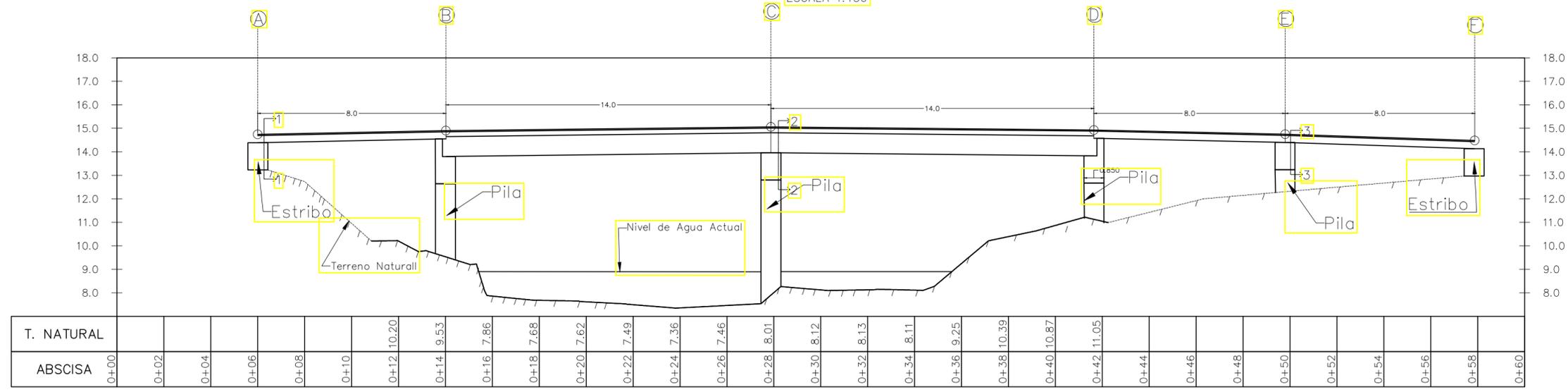
FECHA: JUL- 2015	ESCALA: 1:300	LAMINA: 1/7
---------------------	------------------	----------------

UBICACIÓN:



PERFIL T3

ESCALA 1:150

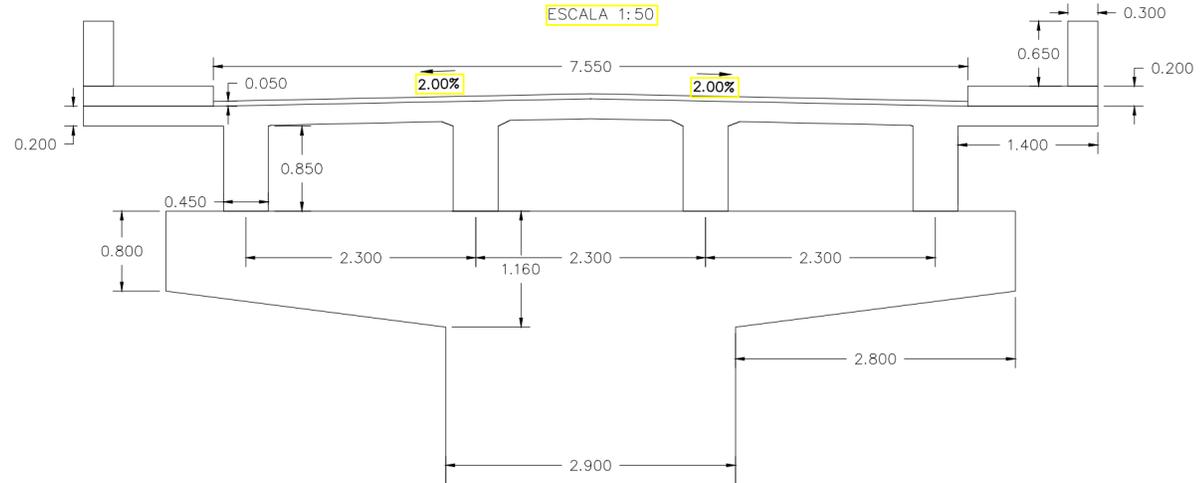


ESPECIFICACIONES Y NOTAS:

- 1 NORMA AASHTO LRFD 2012
- 2 NORMA VIAL ECUATORIANA NEVI

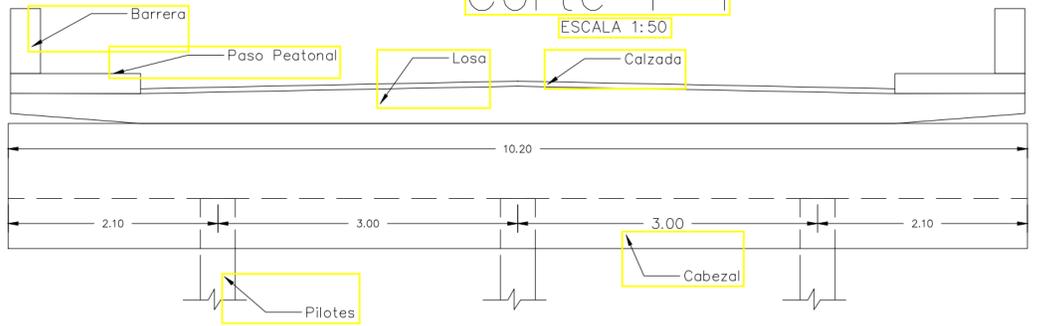
Corte 2-2

ESCALA 1:50



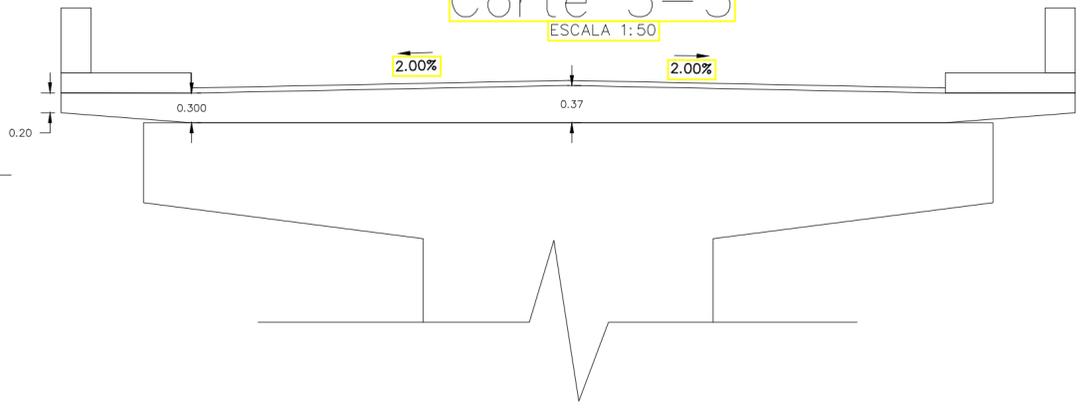
Corte 1-1

ESCALA 1:50



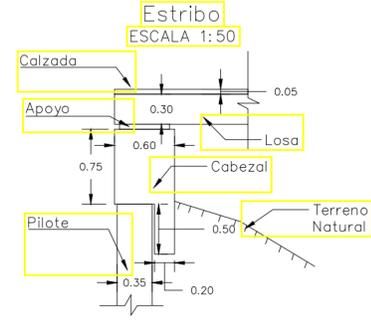
Corte 3-3

ESCALA 1:50



Estribo

ESCALA 1:50



NOTAS GENERALES:

- 1 TODAS LAS MEDIDAS ESTAN EN METROS (m). LAS COTAS EN METROS (m).
- 2 LAS MEDIDAS PREVALECEN SOBRE LA ESCALA DEL DIBUJO

ESPOL-FICT

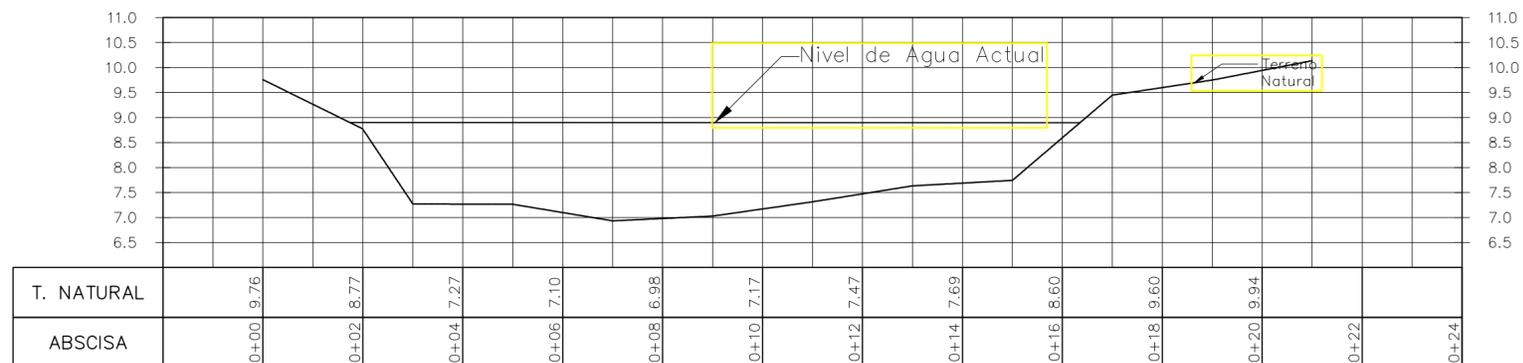
PROYECTO:
"Diagnóstico del puente Los Chirijos y estudio de alternativas de un nuevo puente"

CONTIENE:
Perfil y secciones transversales del Puente actual

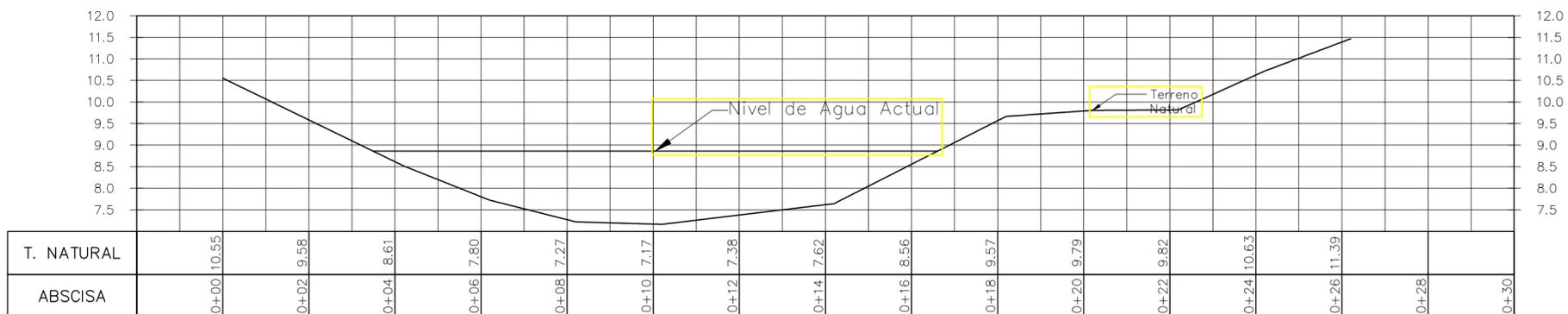
ELABORADO:
Sr. Jonathan Arévalo Sr. Marco Sanchez

FECHA: JUL- 2015 ESCALA: Las indicadas LAMINA: 2/7

PERFIL T5



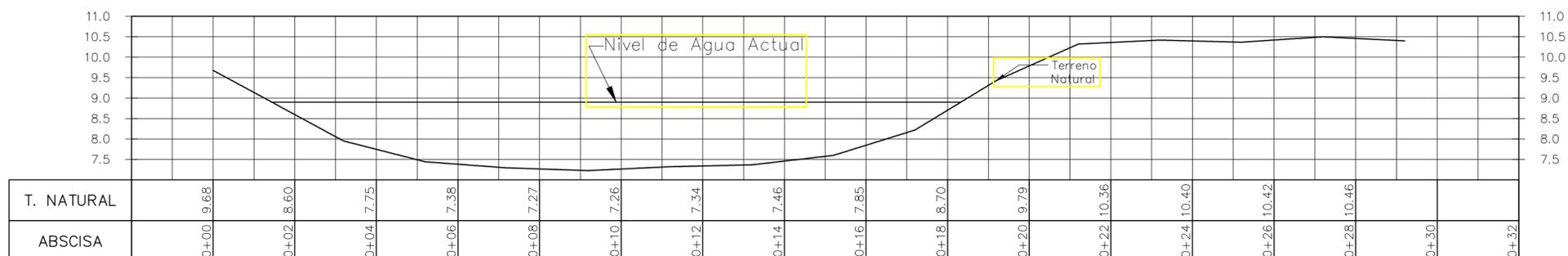
PERFIL T4



PERFIL T2



PERFIL T1



UBICACIÓN:



ESPECIFICACIONES Y NOTAS:

- 1 NORMA AASHTO LRFD 2012
- 2 NORMA VIAL ECUATORIANA NEVI

NOTAS GENERALES:

- 1 TODAS LAS MEDIDAS ESTAN EN METROS (m). LAS COTAS EN METROS (m).
- 2 LAS MEDIDAS PREVALECEEN SOBRE LA ESCALA DEL DIBUJO

ESPOL-FICT

PROYECTO:

"Diagnóstico del puente Los Chirijos y estudio de alternativas de un nuevo puente"

CONTIENE:

Perfiles Topográficos

ELABORADO:

Sr. Jonathan Arévalo

Sr. Marco Sanchez

FECHA:

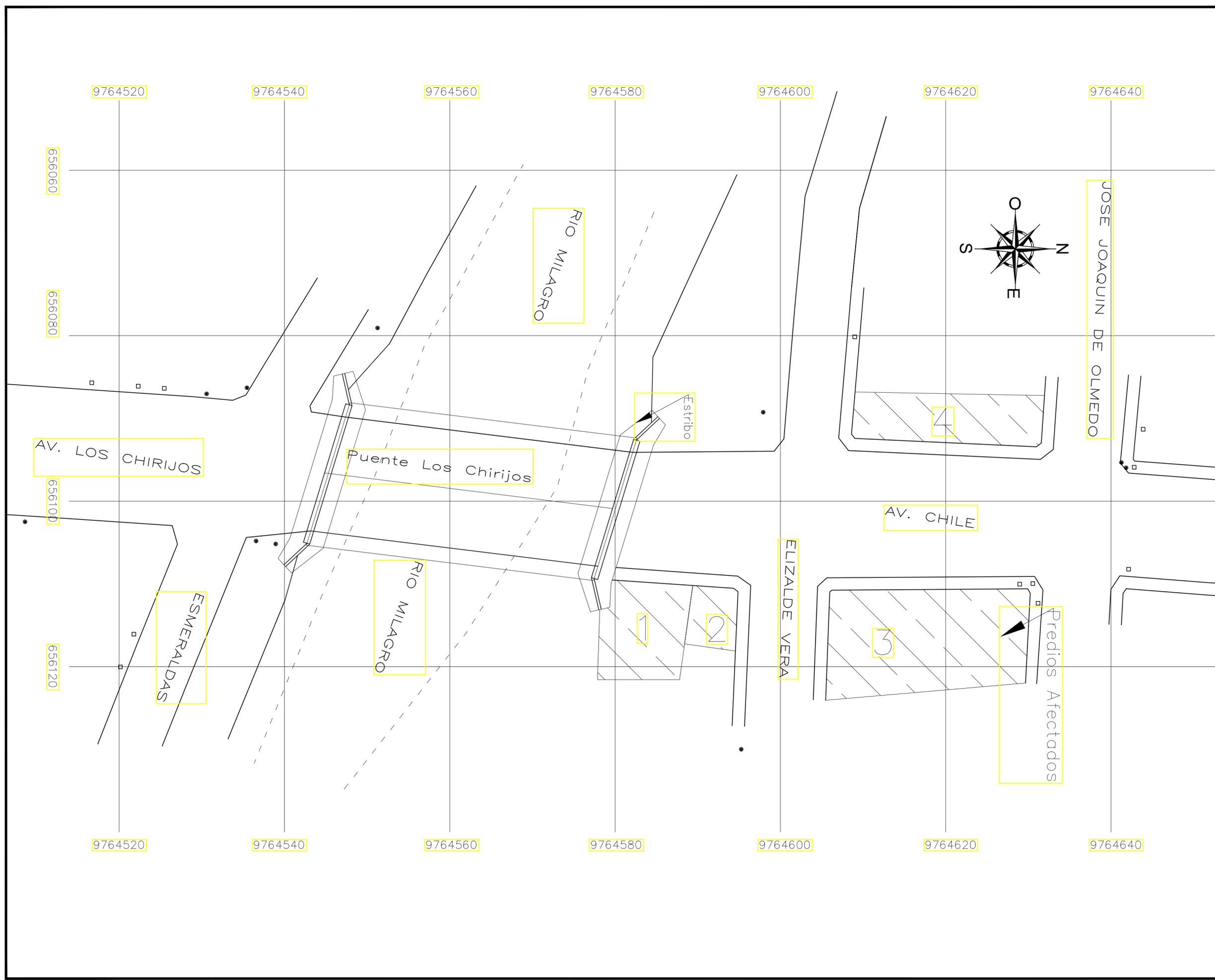
JUL- 2015

ESCALA:

1:100

LAMINA:

3/7



ESPECIFICACIONES Y NOTAS:

- 1 NORMA AASHTO LRFD 2012
- 2 NORMA VIAL ECUATORIANA NEVI

- SIMBOLOGIA:
- Caja de AASS
 - Poste
 - Curvas cada 1m
 - Curvas cada 5m
 - Perfiles
 - - - Ejes de Estribo y Pilas
 - - - Río Milagro
 - Bordeado

ESPOL-FICT

PROYECTO:
"Diagnóstico del puente Los Chirijos y estudio de alternativas de un nuevo puente"

CONTIENE:
Implantación del nuevo puente L=35m

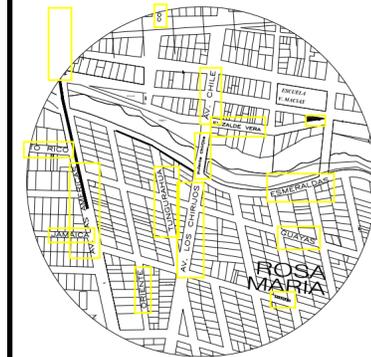
ELABORADO:

Sr. Jonathan Arévalo

Sr. Marco Sanchez

FECHA: JUL- 2015	ESCALA: 1:300	LAMINA: 4/7
---------------------	------------------	----------------

UBICACIÓN:

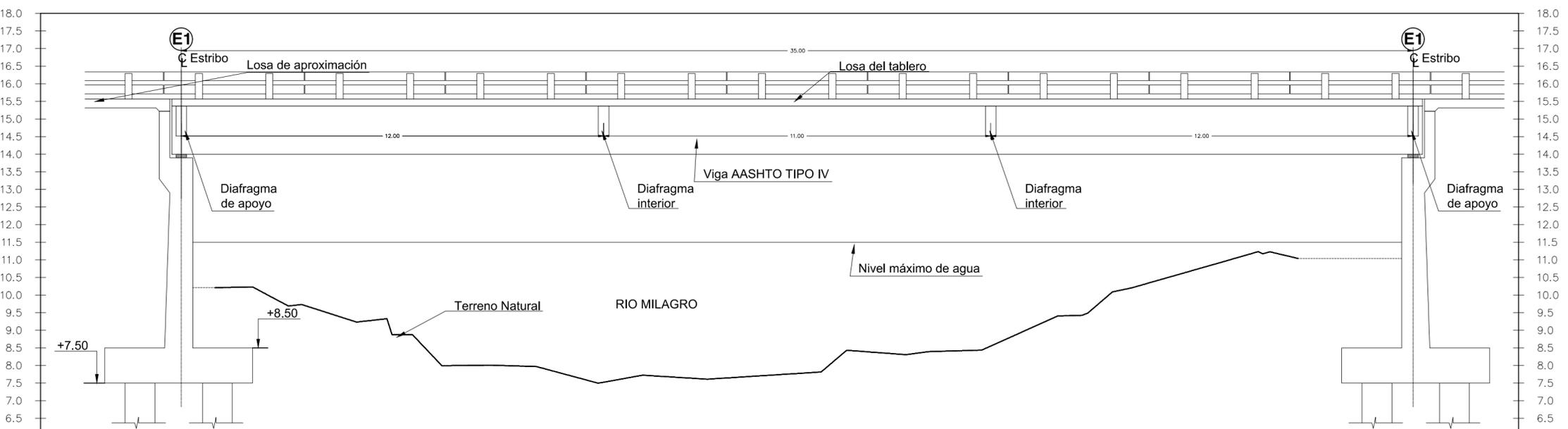


ESPECIFICACIONES:

1. NORMA AASHTO LRFD 2012
2. NORMA VIAL ECUATORIANA NEVI
3. HORMIGÓN F'C=280 kg/cm²
4. ACERO DE REFUERZO F'Y=4200 kg/cm²

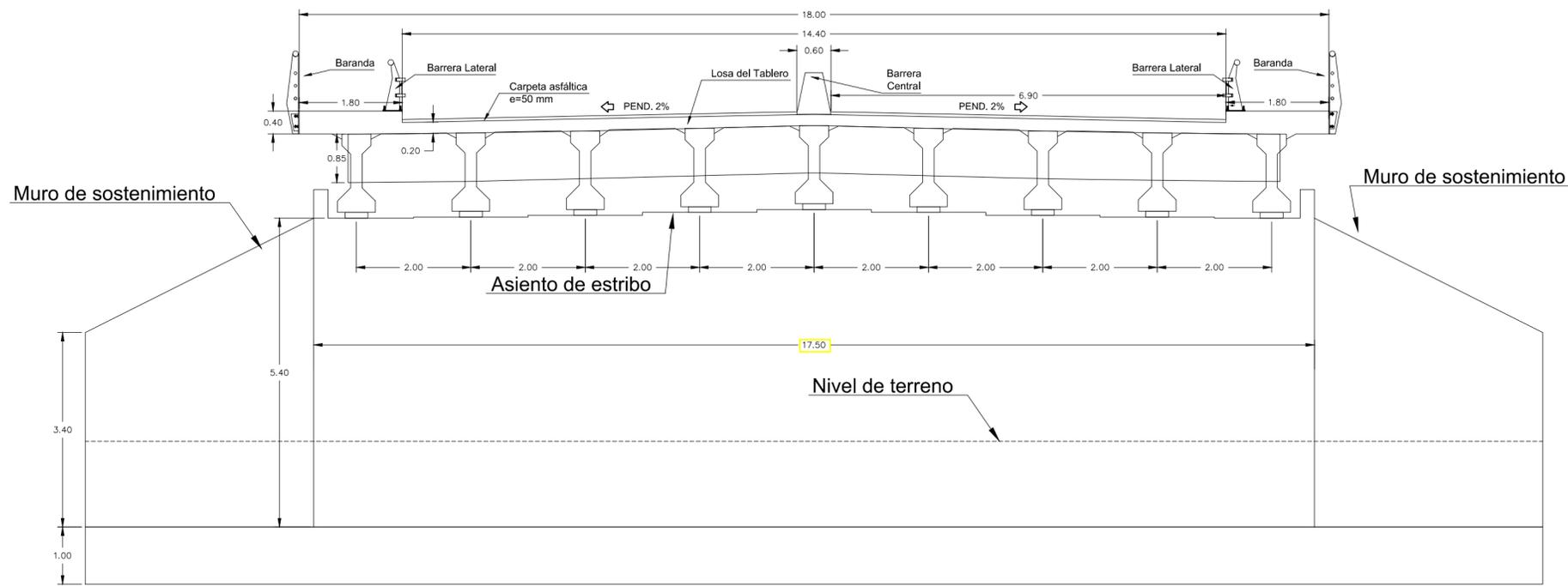
NOTAS GENERALES:

1. TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN EN METROS (m). LAS COTAS EN METROS (m).
2. LAS MEDIDAS PREVALECEM SOBRE LA ESCALA DEL DIBUJO.
3. LAS LONGITUDES, MEDIDAS Y COTAS DEBERÁN SER VERIFICADAS POR EL CONSTRUCTOR.

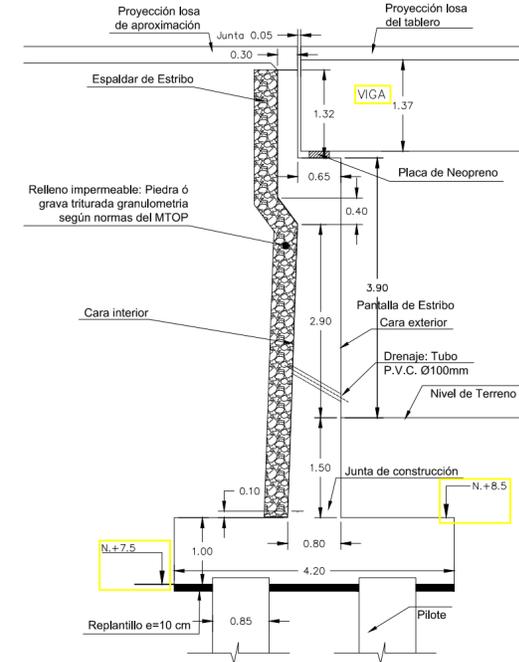


T. NATURAL	0+00	0+02	0+04	0+06	0+08	0+10	0+12	0+14	0+16	0+18	0+20	0+22	0+24	0+26	0+28	0+30	0+32	0+34	0+36	0+38
ABSCISA																				

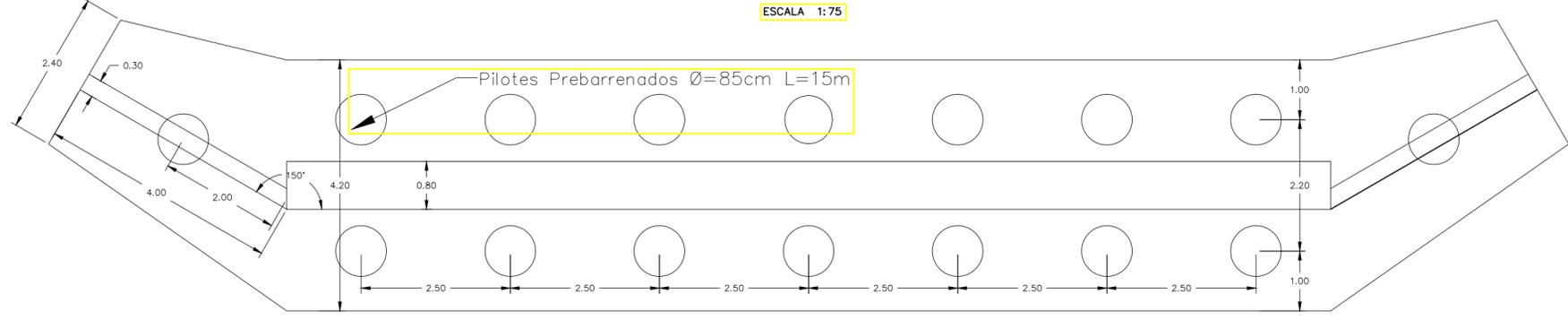
PERFIL LONGITUDINAL
ESCALA 1:100



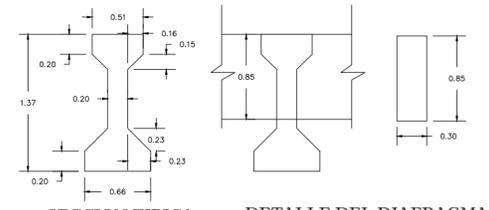
VISTA FRONTAL DE ESTRIBO Y SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA CON DIAFRAGMA DE APOYO
ESCALA 1:75



SECCIÓN TRANSVERSAL DE ESTRIBO
ESCALA 1:75



PLANTA DE CIMENTACION DE ESTRIBO
ESCALA 1:75



SECCIÓN TÍPICA VIGA ASSHTO TIPO IV
ESCALA 1:50

DETALLE DEL DIAFRAGMA
ESCALA 1:50

NOTA:
1. LA COTA DE CIMENTACIÓN ASUMIDA EN ESTE ANTEPROYECTO FUE DETERMINADA TOMANDO DE REFERENCIA LOS ESTUDIOS DE SUELO DEL PUENTE QUE CONECTA AL ING. VALDEZ (UBICADO A 540 m) PARA LOS ESTUDIOS DEFINITIVOS SE DEBERÁ HACER DOS PERFORACIONES GEOTECNICAS (UNA EN CADA ESTRIBO) A FIN DE DETERMINAR EL NIVEL DE CIMENTACIÓN DE LOS PÍLOTES Y LA CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO DE FUNDACIÓN.
2. EL ANTEPROYECTO PRESENTADO EN ESTAS LÁMINAS DEBERÁ SER TOMADO DE REFERENCIA POR LA AUTORIDAD COMPETENTE EN EL PROCESO DE LICITACIÓN DE LOS ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS DEL PUENTE.

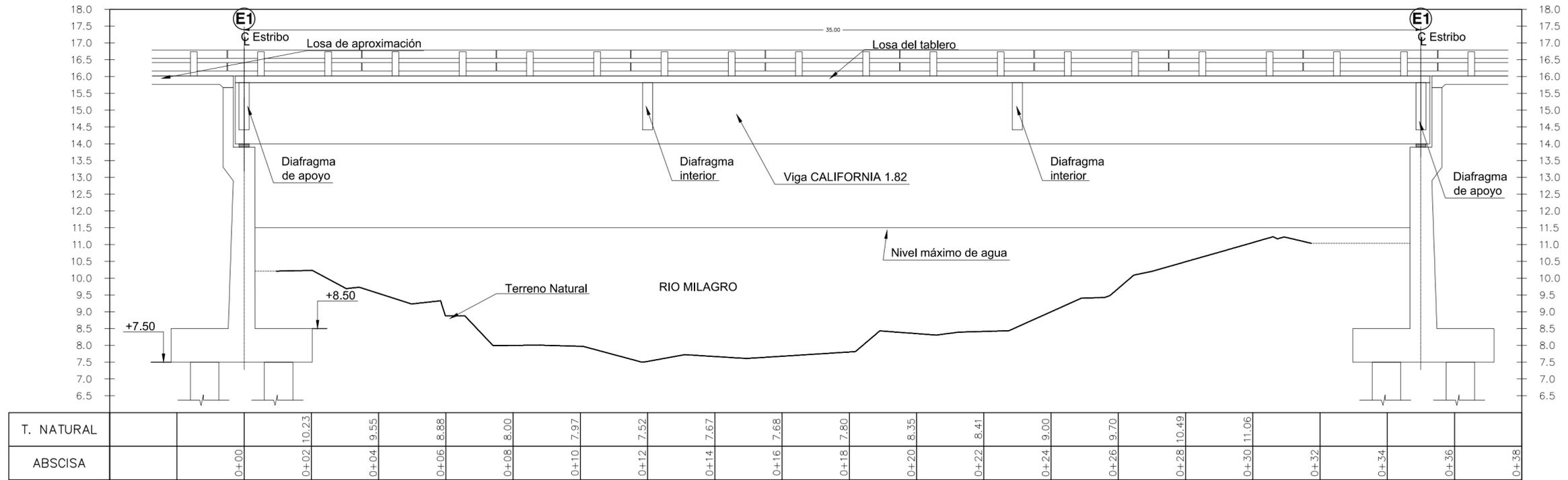
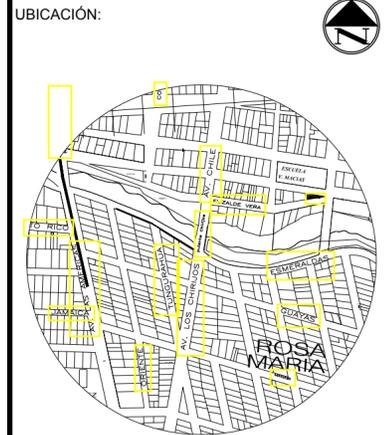
ESPOL-FICT

PROYECTO:
"Diagnóstico del puente Los Chirijos y estudio de alternativas de un nuevo puente"

CONTIENE:
Puente -Vigas Pretensadas (Alternativa 1)

ELABORADO:
Sr. Jonathan Arévalo Sr. Marco Sanchez

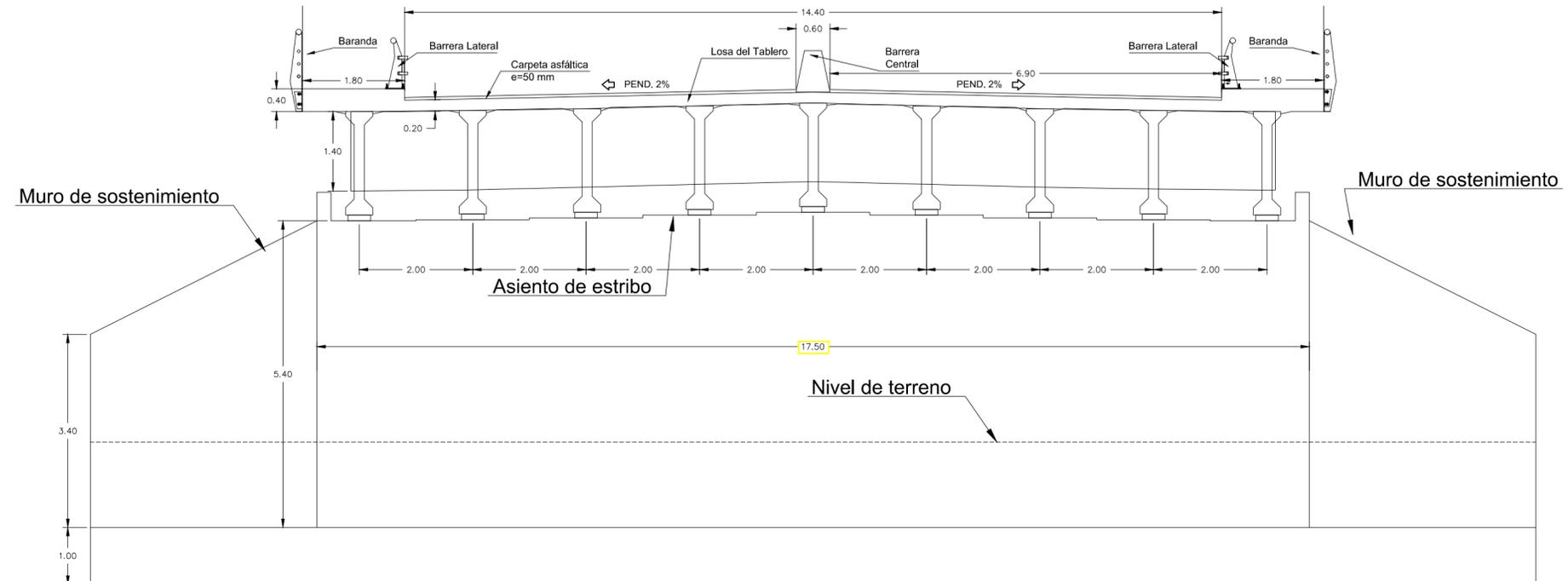
FECHA: JUL- 2015
ESCALA: Las Indicadas
LAMINA: 5/7



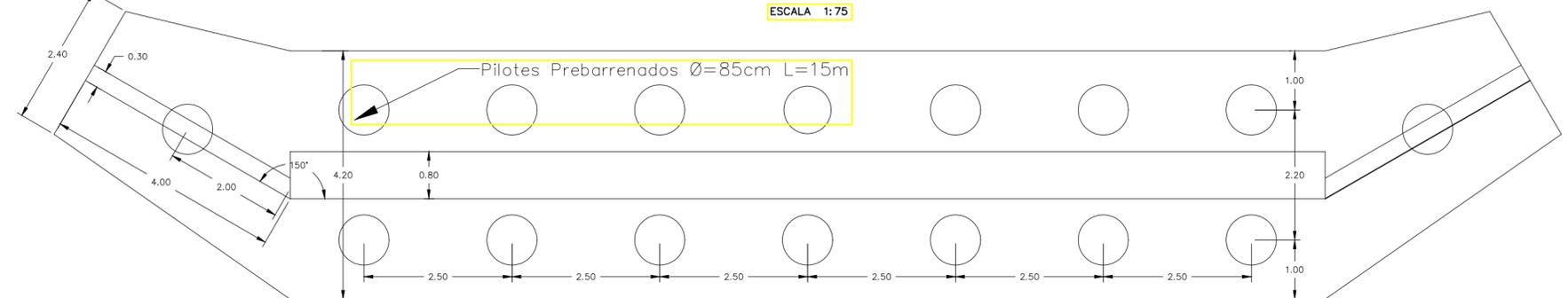
PERFIL LONGITUDINAL
ESCALA 1:100

- ESPECIFICACIONES:
- NORMA AASHTO LRFD 2012
 - NORMA VIAL ECUATORIANA NEVI
 - HORMIGÓN F'C=280 kg/cm²
 - ACERO DE REFUERZO F'Y=4200 kg/cm²

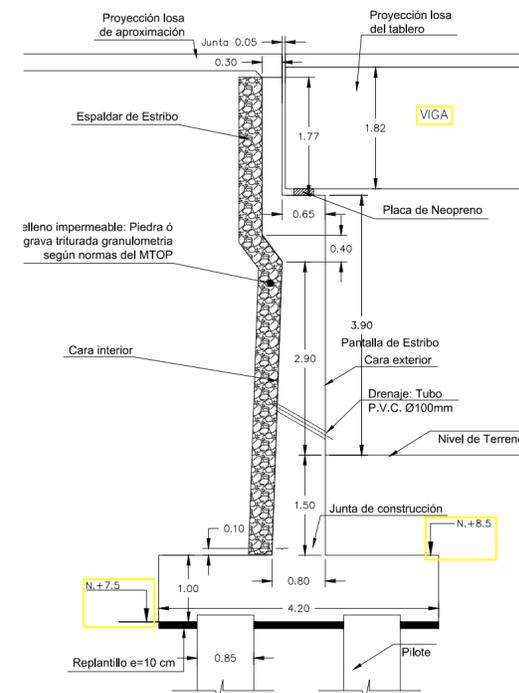
- NOTAS GENERALES:
- TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN EN METROS (m). LAS COTAS EN METROS (m).
 - LAS MEDIDAS PREVALECEAN SOBRE LA ESCALA DEL DIBUJO.
 - LAS LONGITUDES, MEDIDAS Y COTAS DEBERÁN SER VERIFICADAS POR EL CONSTRUCTOR.



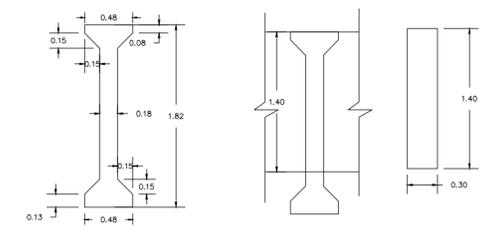
VISTA FRONTAL DE ESTRIBO Y SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA CON DIAFRAGMA DE APOYO
ESCALA 1:75



PLANTA DE CIMENTACION DE ESTRIBO
ESCALA 1:75



SECCION TRANSVERSAL DE ESTRIBO
ESCALA 1:75



SECCION TÍPICA VIGA CALIFORNIA 1.82
ESCALA 1:50

NOTA:
1. LA COTA DE CIMENTACIÓN ASUMIDA EN ESTE ANTEPROYECTO FUE DETERMINADA TOMANDO DE REFERENCIA LOS ESTUDIOS DE SUELO DEL PUENTE QUE CONECTA AL INGA VALDEZ (UBICADO A 540 m). PARA LOS ESTUDIOS DEFINITIVOS SE DEBERÁ HACER DOS PERFORACIONES GEOTÉCNICAS (UNA EN CADA ESTRIBO) A FIN DE DETERMINAR EL NIVEL DE CIMENTACIÓN DE LOS PÍLOTES Y LA CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO DE FUNDACIÓN.
2. EL ANTEPROYECTO PRESENTADO EN ESTAS LÁMINAS DEBERÁ SER TOMADO DE REFERENCIA POR LA AUTORIDAD COMPETENTE EN EL PROCESO DE LICITACIÓN DE LOS ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS DEL PUENTE.

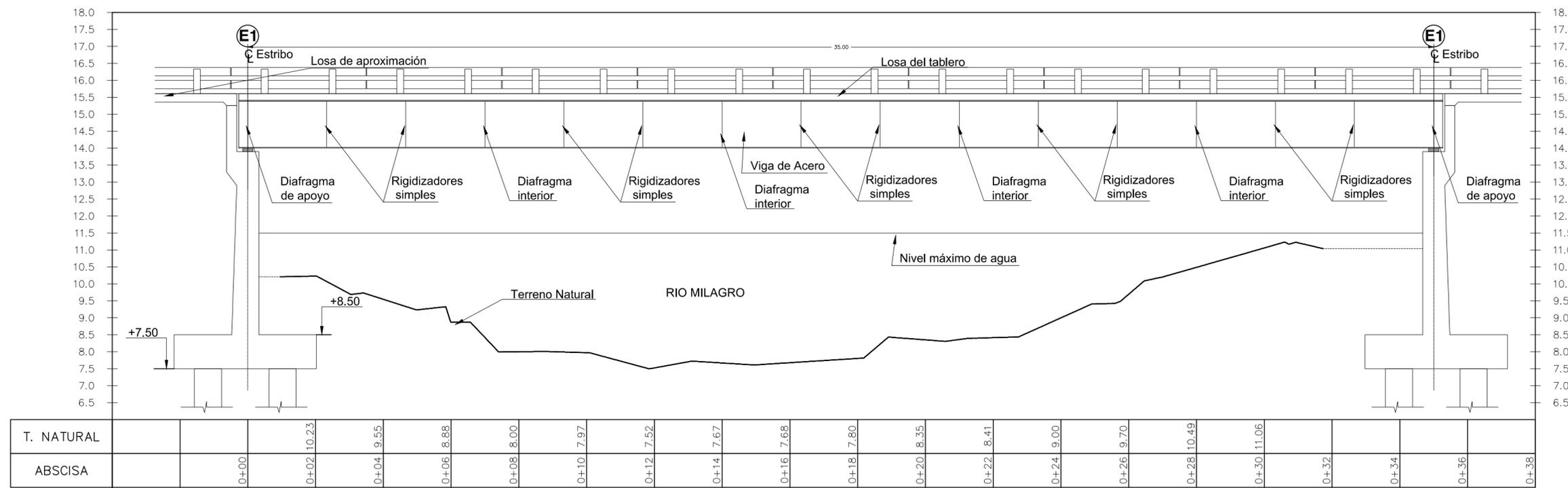
ESPOL-FICT

PROYECTO:
"Diagnóstico del puente Los Chirijos y estudio de alternativas de un nuevo puente"

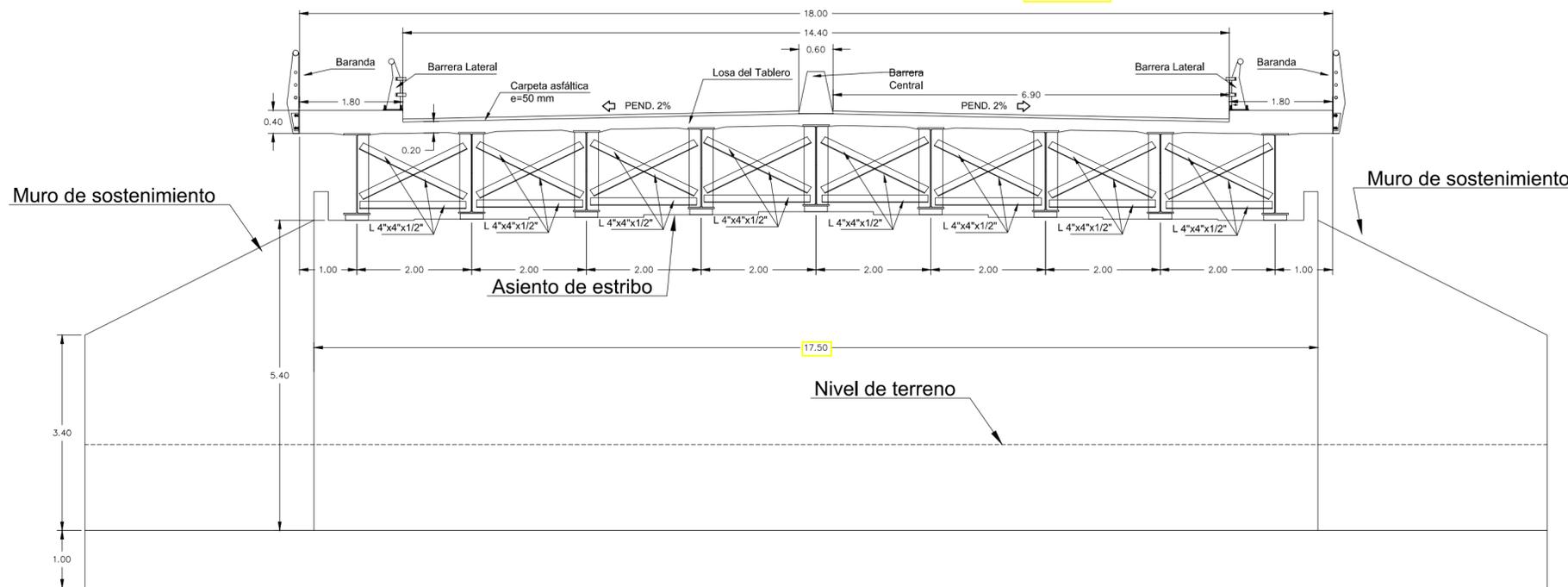
CONTIENE:
Puente -Vigas Postensadas (Alternativa 2)

ELABORADO:
Sr. Jonathan Arévalo Sr. Marco Sanchez

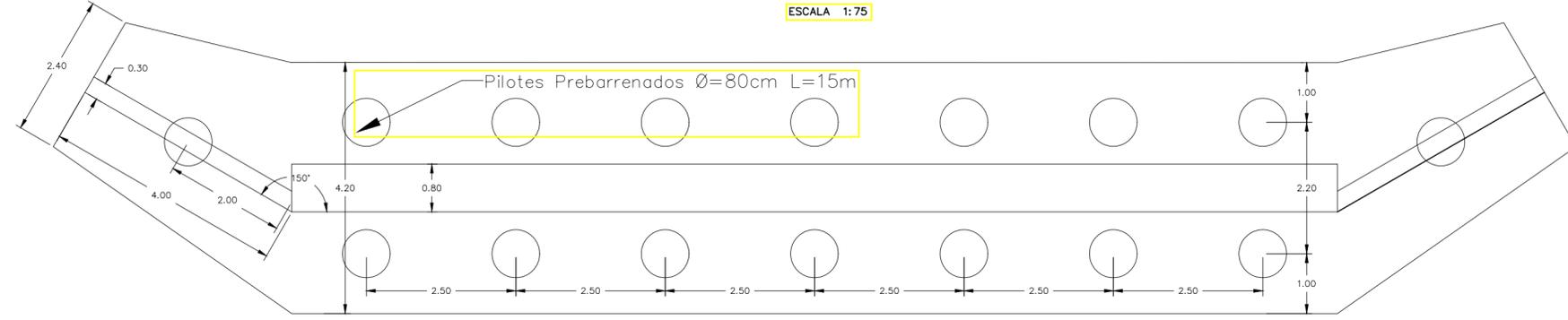
FECHA: JUL - 2015
ESCALA: Las Indicadas
LAMINA: 6 / 7



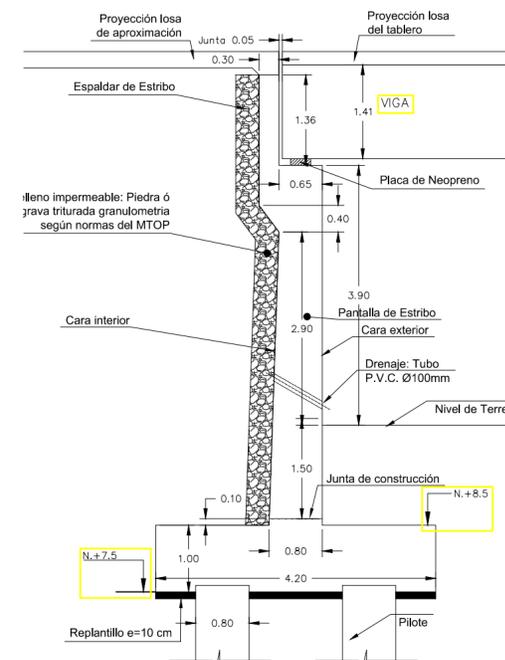
PERFIL LONGITUDINAL
ESCALA 1:100



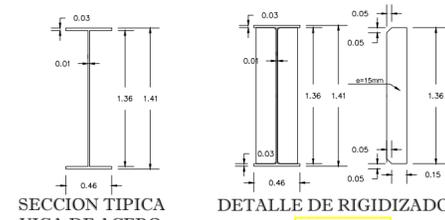
VISTA FRONTAL DE ESTRIBO Y SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA CON DIAFRAGMA DE APOYO
ESCALA 1:75



PLANTA DE CIMENTACION DE ESTRIBO
ESCALA 1:75



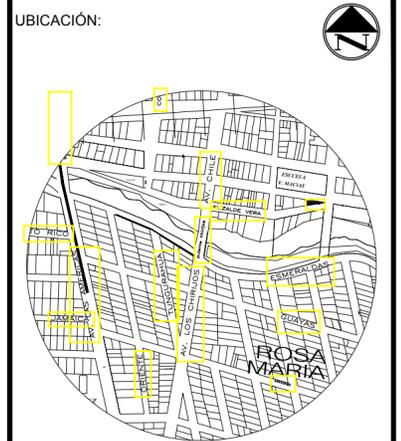
SECCION TRANSVERSAL DE ESTRIBO
ESCALA 1:75



SECCION TÍPICA VIGA DE ACERO
ESCALA 1:50

DETALLE DE RIGIDIZADOR
ESCALA 1:50

NOTA:
1. LA COTA DE CIMENTACIÓN ASUMIDA EN ESTE ANTEPROYECTO FUE DETERMINADA TOMANDO DE REFERENCIA LOS ESTUDIOS DE SUELO DEL PUENTE QUE CONECTA AL INGENIERO VALDEZ (UBICADO A 540 m). PARA LOS ESTUDIOS DEFINITIVOS SE DEBERÁ HACER DOS PERFORACIONES GEOTECNICAS (UNA EN CADA ESTRIBO) A FIN DE DETERMINAR EL NIVEL DE CIMENTACIÓN DE LOS PÍLOTES Y LA CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO DE FUNDACIÓN.
2. EL ANTEPROYECTO PRESENTADO EN ESTAS LÁMINAS DEBERÁ SER TOMADO DE REFERENCIA POR LA AUTORIDAD COMPETENTE EN EL PROCESO DE LICITACIÓN DE LOS ESTUDIOS Y DISEÑOS DEFINITIVOS DEL PUENTE.



- ESPECIFICACIONES :
- NORMA AASHTO LRFD 2012
 - NORMA VIAL ECUATORIANA NEVI
 - HORMIGÓN F'C=280 kg/cm²
 - ACERO DE REFUERZO F'Y=4200 kg/cm²
 - SOLDADURA: PROCESO SAW EN TALLER, PROCESO SMAW EN OBRA
 - RESISTENCIA MINIMA DE LA SOLDADURA: 70 ksi

- NOTAS GENERALES:
- TODAS LAS MEDIDAS ESTAN EN METROS (m). LAS COTAS EN METROS (m).
 - LAS MEDIDAS PREVALECEAN SOBRE LA ESCALA DEL DIBUJO.
 - LAS LONGITUDES, MEDIDAS Y COTAS DEBERÁN SER VERIFICADAS POR EL CONSTRUCTOR.

ESPOL-FICT

PROYECTO:
"Diagnóstico del puente Los Chirijos y estudio de alternativas de un nuevo puente"

CONTIENE:
Puente Metálico (Alternativa 3)

ELABORADO:
Sr. Jonathan Arévalo Sr. Marco Sanchez

FECHA: JUL- 2015
ESCALA: Las Indicadas
LAMINA: 7 / 7

BIBLIOGRAFÍA

1. **AASHTO**. LRFD Bridge Design Specifications. Washington, Estados Unidos : AASHTO, 2012, Section 2-3.
2. **ACI**. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-08) Y Comentario. Washington, Estados Unidos : American Concrete Institute, 2008, Capítulo 11 y 18.
3. **ASTM**. ASTM C 805-02 Rebound Number of Hardened Concrete. Estados Unidos : ASTM, 2002.
4. **Artemisa**. Cálculo de la Socavacion en Puentes. [En línea] 12 de Abril de 2007. [Citado el: 25 de Junio de 2015.] http://artemisa.unicauca.edu.co/~hdulica/P_CALCULOSOCAVACION.pdf.
5. **Chow, Ven Te**. Hidraulica de Canales Abiertos. Santafé de Bogotá, Colombia : McGraw Hill, 1994, Capítulo 7.
6. **Chen, Wai-Fah y Duan, Lian**. Bridge Engineering Handbook- Substructure Design. Boca Raton, Estados Unidos : CRC Press, 2014, Capítulo 6.
7. **Chen, Wai-Fah y Duan, L**. Bridge Engineering Handbook- Superstructure Design. Boca Raton, Estados Unidos : CRC Press, 2014, Capítulo 1-2.
8. **Cuevas, G**. Aspectos fundamentales del Concreto Reforzado. México : Limusa, 1995, Capítulo 7.

9. **Das, Braja M.** Principio de Ingeniería de Cimentaciones. Sacramento, Estados Unidos : PWS Publishing, 1999, Capítulo 9.

10. **García, C., Saval, M. y Baeza, F.** Ensayos de Información Complementaria . [En línea] 14 de Septiembre de 2009. [Citado el: 4 de Agosto de 2015.]
http://rua.ua.es/dspace/bitstream/10045/10998/34/Pr%C3%A1ctica%20N%C2%BA%2015%20_Ensayos%20de%20informaci%C3%B3n%20complementaria.pdf.

11. **Hibbeler, Russel C.** Análisis Estructural. México : Prentice Hall, 1997, Capítulo 2 y 3.

12. **IGM.** Cartografía HOJA NV-A2d-MILAGRO 3687 I SE. Guayaquil : IGM, 2014.

13. **INAMHI.** Series Mensuales de Datos Meteorologicos- MILAGRO (INGENIO VALDEZ). Guayaquil : INAMHI, 2015.

14. **INAMHI.** Series Mensuales de Datos Hidrologicos- CHIMBO AJ MILAGRO . Guayaquil : INAMHI, 2015.

15. **McCormac, Jack C. y Csernak, Stephen F.** Diseño de Estructuras de Acero. Nueva Jersey, Estados Unidos : Pearson Education, 2003, Capítulo 9.

16. **Montejo F., Alfonso.** Ingeniería de Pavimentos para Carreteras. Bogotá, Colombia : Universidad Católica de Colombia, 2002, Capítulo 2.

17. **MTOP**. Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12-MTOP. Quito, Ecuador : MTOP, 2013, Volumen 2A-2B.
18. **Municipio de Milagro**. Actualización del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial. Milagro : Municipio de Milagro , 2014.
19. **Navarro, S**. Tablas de Referencia. [En línea] 15 de Agosto de 2008. [Citado el: 10 de Julio de 2015.] <https://sjnavarro.files.wordpress.com/2008/08/tablas-de-referencia.pdf>.
20. **NEC**. Norma Ecuatoria de la Construcción NEC-15. Quito : MIDUVI, 2015, Capítulo 1 y 2.
21. **Nilson, A**. Diseño de Estructuras de Concreto. Bogota, Colombia : Limusa, 1994, Capítulo 4.
22. **Parmerlee, Doug**. Bridge Abutment Design. [En línea] 17 de Marzo de 2015. [Citado el: 5 de Agosto de 2015.] <http://www.ctt.mtu.edu/sites/ctt/files/resources/bridge/workshop/4aparmerlee.pdf>.
23. **PCI**. Precast Prestressed Concrete Bridge Design Manual. Washington, Estados Unidos : PCI, 2003, Section 6.
24. **Peñañiel, Fabián E**. Diseño Preliminar para la Reconstrucción y Ampliación del puente 17 de Septiembre en la ciudad de Milagro. Guayaquil, Ecuador : ESPOL, 2003.

25. **SENPLADES.** GENERACION DE GEOINFORMACION PARA LA GESTION DEL TERRITORIO Y VALORACION DE TIERRAS RURALES DE LA CUENCA DEL RIO GUAYAS ESCALA 1:25.000. Ecuador : SENPLADES, 2009, Modulo 3 Clima e Hidrología.

26. **Valcuende, M., y otros.** Evaluación de la resistencia del hormigón con la edad y la temperatura. [En línea] 16 de Julio de 2013. [Citado el: 8 de Agosto de 2015.]
<https://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/12793/Evoluci%C3%B3n%20resistencia%20hormig%C3%B3n.pdf>.

27. **Zuñiga , Ronny C.** *Diseño estructural de la ampliación del puente prefabricado de 38.70m de la longitud situado en la Vía Babahoyo-Vetanas sobre el estero La Chorrera y el análisis de las conexiones de los elementos prefabricados.* Guayaquil, Ecuador : ESPOL, 2008.