



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO ESTRUCTURADO DE MANERA INDEPENDIENTE
PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

TEMA:

**“EVALUACIÓN DEL PUENTE “EL QUILO” UBICADO EN EL
KM 17+200 DE LA VÍA PUYO – BAÑOS POR EL MÉTODO
AASHTO – LRFD Y SU INCIDENCIA EN LA SEGURIDAD
ESTRUCTURAL Y VIAL”**

AUTOR:

MARCO A. ALTAMIRANO NÚÑEZ

TUTOR:

ING. M.Sc. CARLOS DE LA TORRE DÁVALOS

AMBATO – ECUADOR

2013

CERTIFICACIÓN.

En mi calidad de Tutor del trabajo de investigación titulado “EVALUACIÓN DEL PUENTE “EL QUILO” UBICADO EN EL KM 17+200 DE LA VÍA PUYO – BAÑOS POR EL MÉTODO AASHTO – LRFD Y SU INCIDENCIA EN LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL Y VIAL” del Señor Marco Antonio Altamirano Núñez, Egresado de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica , Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato, considero que dicho trabajo investigativo reúne los requisitos suficientes para ser sometido a evaluación del jurado examinador designado por el H. Consejo de Facultad.

Ambato, Enero del 2013

Ing.M.Sc. Carlos De La Torre D.

AUTORÍA.

Yo, Marco Antonio Altamirano Núñez en mi calidad de Egresado de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato, autor del trabajo de investigación titulado “ EVALUACIÓN DEL PUENTE “EL QUILO” UBICADO EN EL KM 17+200 DE LA VÍA PUYO – BAÑOS POR EL MÉTODO AASHTO – LRFD Y SU INCIDENCIA EN LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL Y VIAL” declaro que los contenidos, ideas, conclusiones, recomendaciones y propuestas son de mi totalresponsabilidad.

Ambato, Enero del 2013

Marco Antonio Altamirano Núñez

DEDICATORIA

A Dios principio supremo de todas las cosas.

A mi familia de manera especial a mi padre.

A los Estudiantes de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato

AGRADECIMIENTO.

A Dios por su infinita misericordia por haberme permitido llegar hasta una de las metas de mi vida.

A mi padre, mi mejor amigo y desde hoy colega, por todos sus sacrificios y sabias palabras, sin él esto hubiese sido imposible de cumplir.

A mi madre por sus oraciones y palabras de aliento.

A ti Inés María por tu incondicional apoyo durante todo este tiempo.

A mi familia en general por nunca haber perdido la fe en mí.

A mis profesores por sembrar en mí el amor en el estudio, de manera especial al Señor Ingeniero Carlos De La Torre D. de quien tuve el privilegio sea mi Tutor.

Al personal administrativo de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato por su trabajo arduo y desinteresado en beneficio de la comunidad universitaria especialmente de la clase estudiantil.

A todos quienes de una u otra manera me brindaron su generoso apoyo para la realización de este documento, no tengo palabras como agradecerles.

A todos ustedes gracias!!!

RESUMEN EJECUTIVO.

En vista de la imperiosa necesidad que tiene el país en la actualidad en consolidar un desarrollo social y económico sostenible, así como la responsabilidad de proveer los medios tangibles adecuados para que estos fines se cumplan satisfactoriamente; se ha considerado necesario mantener el sistema vial nacional operativo y en óptimas condiciones. En concordancia con lo estipulado se ha procedido a evaluar la condición estructural y vial del puente “El Quilo” ubicado en el Km 17+200 de la vía Puyo-Baños, tomando como parámetro de evaluación lo establecido en el código AASHTO-LRFD para el diseño y evaluación de puentes; con el objetivo de establecer una línea base del estado actual de la estructura.

Como en toda evaluación se ha iniciado por valorar fortalezas y debilidades con que cuenta la estructura en la actualidad, encontrándose deficiencias superficiales, pero que en todo caso no mermarán la capacidad de resistencia del puente en un corto plazo.

Al ser el puente una estructura concebida en la década de los 90, donde las solicitaciones de carga por tráfico vehicular eran relativamente menores a las que circulan actualmente por las carreteras del país, se vio la necesidad de establecer un promedio del tráfico anual, basándose fundamentalmente en la cantidad y clasificación de los vehículos circulantes por esta vía; así mismo, se evaluó la capacidad hidráulica de la sección de emplazamiento del puente para verificar que bajo ninguna circunstancia de máxima crecida del río, el agua llegue al nivel de la infraestructura, finalmente se realizó un modelo matemático de la estructura con el objetivo de establecer las solicitaciones internas de la misma y poderlas comparar con lo estipulado en los códigos de diseño vigentes.

Una vez identificadas las deficiencias que afectan al puente y que pueden considerarse como potenciales a provocar un colapso parcial de la estructura se propone un reforzamiento y adecuación de la misma, mediante empleo de fibras de carbono, para el caso de fisuras y el diseño de apoyos elastómericos en el caso de amortiguamiento, con lo cual se recuperará la resistencia perdida por varios factores, y se restablecerá las condiciones de servicialidad necesarias.

ÍNDICE DE CONTENIDO

CERTIFICACIÓN	II
AUTORÍA	III
DEDICATORIA	IV
AGRADECIMIENTO	V
CAPÍTULO I.....	1
EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1.- TEMA DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.2.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.	1
1.2.1.- CONTEXTUALIZACIÓN.....	1
1.2.2.- ANÁLISIS CRÍTICO.....	3
1.2.3.- PROGNOSIS.....	4
1.2.4.- FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.	5
1.2.5.- PREGUNTAS DIRECTRICES.....	5
1.2.6.- DELIMITACIÓN.....	5
1.2.6.1.- TEMPORAL.....	5
1.2.6.2.- ESPACIAL.	5
1.2.6.3.- CONTENIDO	5
1.3.- JUSTIFICACIÓN.....	6
1.4.- OBJETIVOS.....	6
1.4.1.- GENERAL.	6
1.4.2.- ESPECÍFICOS.	6
CAPÍTULO II	8
MARCO TEÓRICO.....	8
2.1.- ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS.....	8
2.2.- FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA.	10
2.3.- RED DE CATEGORIAS FUNDAMENTALES.....	10
2.3.1. VARIABLE INDEPENDIENTE.....	10
2.3.1.1. PUENTE.	10
2.3.1.2. MÉTODO AASHTO - LRFD.....	17
2.3.1.3. VALIDACIÓN NORMA AASHTO - LRFD.....	22
2.3.2. VARIABLE DEPENDIENTE.....	29
2.3.2.1. PUENTE VULNERABLE.....	29
2.3.2.2. EVALUACIÓN DE PUENTES.....	31
2.3.2.3. REPARACIÓN ESTRUCTURAL Y VIAL.	44
2.4.- HIPÓTESIS.....	53
2.4.1.- HIPÓTESIS NULA.....	53
2.4.2.- HIPÓTESIS ALTERNATIVA.....	53
2.5.- VARIABLES DE LA HIPÓTESIS.....	53

CAPÍTULO III.....	54
METODOLOGÍA	54
3.1.- ENFOQUE.	54
3.2.- MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN.....	54
3.2.1.- MODALIDAD.	54
3.2.1.1.- POR EL OBJETIVO.....	54
3.2.1.2.- POR EL LUGAR.	54
3.2.1.3.- POR EL TIEMPO.....	55
3.2.2.- NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	55
3.3.- OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	55
3.5.- TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN.....	56
3.6.- PLAN DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN.....	56
CAPÍTULO IV.....	58
ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	58
4.1.- INSPECCIÓN DEL PUENTE “EL QUILO”.	58
4.1.1.- CONSIDERACIONES GENERALES.	58
4.1.2.- TIPOS DE INSPECCIÓN.	59
4.1.2.1.- INSPECCIONES INICIALES.....	59
4.1.2.2.- INSPECCIONES DE RUTINA.....	59
4.1.2.3.- INSPECCIONES DE DAÑOS.	60
4.1.2.4.- INSPECCIONES A FONDO.....	60
4.1.2.5.- INSPECCIONES ESPECIALES.....	61
4.1.3.- FRECUENCIA DE LAS INSPECCIONES.....	62
4.1.4.- REQUISITOS Y OBLIGACIONES DEL PERSONAL DE INSPECCIÓN.....	62
4.1.4.1.- JEFE DEL PROGRAMA DE INSPECCIÓN.	62
4.1.4.2.- LÍDER DEL EQUIPO DE INSPECCIÓN.	63
4.1.5.- PLANIFICACIÓN, PROGRAMACIÓN Y EQUIPOS.....	63
4.1.5.1.- PLANIFICACIÓN.....	63
4.1.5.2.- PROGRAMACIÓN.....	64
4.1.5.3.- EQUIPOS.	64
4.1.6.- PROCEDIMIENTOS DE INSPECCIÓN.	66
4.1.6.1.- ACCIONES PREVIAS A LOS TRABAJOS DE CAMPO.	66
4.1.6.2.- ACCIONES DE CAMPO.....	66
4.1.6.3.- ACCIONES PARA DETECTAR DAÑOS MÁS COMUNES.....	67
4.1.7.- EJECUCIÓN DE LA INSPECCIÓN.....	71
4.1.7.1.- INSPECCIÓN DEL CAUCE.....	72
4.1.7.2.- ESTRIBOS Y PILARES.	72
4.1.7.3.- APARATOS DE APOYO.	73
4.1.7.4.- VIGAS Y LARGEROS.	73
4.1.7.5.- RETICULADOS.....	74

4.1.7.6.-	TABLEROS.....	75
4.1.7.7.-	SUPERFICIE DE RODADURA.....	76
4.4.7.8.-	ACCESO AL PUENTE.....	76
4.1.8.-	DEL INFORME DE INSPECCIÓN.....	77
4.1.9.-	TOMA DE DATOS EN LA INSPECCIÓN.....	79
4.2.-	ESTUDIO DE TRÁFICO SOBRE EL PUENTE “EL QUILO”.....	81
4.2.1.-	CONSIDERACIONES GENERALES.....	81
4.2.2.-	SERVICIO VIAL DEL PUENTE.....	82
4.2.3.-	AFOROS Y CLASIFICACIÓN DEL TRÁFICO.....	83
4.2.3.1.-	MÉTODOS DE AFORO.....	84
4.2.3.2.-	CATEGORÍAS DE VEHÍCULOS.....	86
4.2.4.-	VOLÚMENES DE TRÁFICO.....	87
4.2.5.-	TRÁFICO PROMEDIO DIARIO ANUAL.....	88
4.2.6.-	PROCESO DE CÁLCULO DEL TPDA POR EL MÉTODO DEL FACTOR DE LA HORA PICO (FHP).....	89
4.2.6.1.-	FACTOR DE LA HORA PICO (FHP).....	89
4.2.6.2.-	CÁLCULO DEL TPDA.....	90
4.3.-	ESTUDIO HIDRÁULICO- HIDROLÓGICO DEL PUENTE “EL QUILO”.....	93
4.3.1.-	CONSIDERACIONES GENERALES.....	93
4.3.2.-	RED HIDROGRÁFICA Y CONDICIONES DE DRENAJE.....	94
4.3.3.-	CARACTERIZACIÓN CLIMÁTICA Y DE LLUVIAS INTENSAS. ..	94
4.3.3.1.-	ESTACIONES METEOROLÓGICAS.....	94
4.3.3.2.-	VARIABILIDAD CLIMÁTICA.....	95
4.3.3.3.-	LLUVIAS INTENSAS.....	101
4.3.4.-	ÁREA DE DRENAJE DE LA CUENCA.....	104
4.3.4.1.-	CARACTERÍSTICAS MORFOMÉTRICAS Y FISIOGRÁFICAS DE LA CUENCA.....	104
4.3.5.-	CÁLCULO DE CAUDALES MÁXIMOS DE ESCORRENTÍA POR EL MÉTODO RACIONAL.....	106
4.3.6.-	CÁLCULO APROXIMADO DE LA ALTURA DE INUNDACIÓN.....	108
4.3.6.1.-	DETERMINACIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE FLUJO A PARTIR DE LA FORMULA DE MANNING.....	110
4.4.-	ESTUDIO ESTRUCTURAL DEL PUENTE “EL QUILO”.....	113
4.4.1.-	CONSIDERACIONES GENERALES.....	113
4.4.2.-	DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	113
4.4.3.-	HIPÓTESIS DEL MODELO MATEMÁTICO.....	119
4.4.4.-	CONDICIONES DE CARGA.....	120
4.4.4.1.-	CARGA PERMANENTE.....	120
4.4.4.2.-	CARGA VIVA.....	120
4.4.4.3.-	CARGA DE IMPACTO O EFECTO DINÁMICO DE LA CARGA VIVA.....	122
4.4.4.4.-	FUERZA LONGITUDINAL DE FRENADO (BR).....	122
4.4.4.5.-	CARGAS DE VIENTO (W).....	122

4.4.4.6.- CARGAS PEATONAL.....	124
4.4.5.- FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGA.....	124
4.4.5.1.- COMBINACIONES DE CARGA DE SERVICIO (SERVICE I, II, III y IV).....	125
4.4.5.2.- COMBINACIONES DE CARGA DE RESISTENCIA ÚLTIMA (STRENGTH I, II, III, IV y V).....	125
4.4.5.3.- COMBINACIONES DE CARGA DE EVENTOS EXTREMOS (EXTREME EVENT I y II).....	125
4.4.5.4.- COMBINACIÓN DE CARGA DE FATIGA Y FRACTURA (FATIGUE).....	125
4.4.6.- ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA.....	126
4.4.6.1.- ANÁLISIS DEL TRAMO 1 – L=24m.....	126
4.4.6.2.- EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA CONFIABLE TRAMO 1.....	130
4.4.6.3.- DEFORMACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE CONFORMAN LA SUPERESTRUCTURA DEL TRAMO 1.....	140
4.4.6.4.- VERIFICACIÓN DE LA DEFLEXIÓN MÁXIMA CALCULADA EN EL TRAMO 1.....	145
4.4.6.5.- ANÁLISIS DEL TRAMO DE ACCESO – L=10 m.....	146
4.4.6.6.- EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA CONFIABLE TRAMO DE ACCESO.....	149
4.4.6.7.- EVALUACIÓN DE LA FISURA EN EL CABEZAL DE LA PILA EN EL TRAMO DE ACCESO.....	153
4.4.6.8.- EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE EN LA SECCIÓN FISURADA.....	157
4.5.- VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS.....	157
CAPITULO V.....	159
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	159
5.1.- CONCLUSIONES.....	159
5.2.- RECOMENDACIONES.....	161
CAPITULO VI.....	162
PROPUESTA.....	162
6.1.- DATOS INFORMATIVOS.....	162
6.2.- ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA.....	163
6.3.- JUSTIFICACIÓN.....	163
6.4.- OBJETIVOS.....	163
6.4.1.- GENERAL.....	163
6.4.2.- ESPECÍFICOS.....	163
6.5.- ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD.....	164
6.6.- FUNDAMENTACIÓN.....	164
6.7.- DESARROLLO DE LA PROPUESTA.....	164

6.7.1.- DISEÑO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO PARA EL PUENTE “EL QUILO” UBICADO EN EL KM 17+200 DE LA VÍA PUYO – BAÑOS.....	164
6.7.1.1.- GENERALIDADES SOBRE APOYOS DE NEOPRENO.	164
6.7.1.2.- INFORMACIÓN NECESARIA PARA EL DISEÑO DE LAS ALMOHADILLAS DE NEOPRENO.	166
6.7.1.3.- DIMENSIONAMIENTO DE LA ALMOHADILLA DE NEOPRENO.	166
6.7.1.4.- VERIFICACIÓN DE LA GEOMETRÍA ESCOGIDA.....	167
6.7.1.5.- CÁLCULO DEL FACTOR DE FORMA. (AASHTO-LRFD 14.7.5.1-1).....	168
6.7.1.6.- CÁLCULO DEL ESFUERZO REAL DE COMPRESIÓN SOBRE LA ALMOHADILLA.....	168
6.7.1.7.- VERIFICACIÓN DEL ESFUERZO A COMPRESIÓN.	168
6.7.1.8.- DEFORMACIÓN PORCENTUAL DEL ESPESOR DEL APOYO.	169
6.7.1.9.- CÁLCULO DE LA DEFORMACIÓN HORIZONTAL DE LA ALMOHADILLA DE NEOPRENO.....	170
6.7.1.10.- VERIFICACIÓN DEL ESPESOR DE LA ALMOHADILLA DE NEOPRENO.	172
6.7.1.11.- CÁLCULO DEL DESLIZAMIENTO MÁXIMO ADMISIBLE.	172
6.7.1.12.- VERIFICACIÓN DEL DESLIZAMIENTO MÁXIMO DE LA ALMOHADILLA DE APOYO.	173
6.7.1.13.- CÁLCULO DE LAS DIMENSIONES Y SOLICITACIONES DE LAS ALMOHADILLAS DE APOYO PARA EL PUENTE EL QUILO... ..	173
6.7.2.- DISEÑO DEL REFORZAMIENTO DE LA FISURA MEDIANTE EL EMPLEO DE PLATABANDAS DE FIBRA DE CARBONO EN EL CABEZAL DE LA PILA DEL PUENTE “EL QUILO” UBICADO EN EL Km 17+200 DE LA VÍA PUYO – BAÑOS.....	175
6.7.2.1.- GENERALIDADES SOBRE EL REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS.	175
6.7.2.2.- CÁLCULO DEL REFUERZO CON FIBRAS DE CARBONO SOBRE EL CABEZAL DE LA PILA DEL PUENTE “EL QUILO”	176
6.7.2.3.- HIPÓTESIS PARA EL DISEÑO DE LAS PLATABANDAS DE FIBRA DE CARBONO.	176
6.7.2.4.- DISPOSICIÓN DEL REFUERZO SOBRE EL CABEZAL DE LA PILA.....	177
6.7.2.5.- CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE DISEÑO DEL MATERIAL.	177
6.7.2.7.- CÁLCULO DEL FACTOR DE MODIFICACIÓN APLICADO AL COEFICIENTE DE ADHERENCIA A CORTE EN FUNCIÓN DEL ESFUERZO A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN.....	179

6.7.2.8.- CÁLCULO DEL FACTOR DE MODIFICACIÓN APLICADO AL COEFICIENTE DE ADHERENCIA A CORTE EN FUNCIÓN DE LA DISPOSICIÓN DE ENVOLTURA.	179
6.7.2.9.- CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE ADHERENCIA PARA EL REFUERZO A CORTE	180
6.7.2.10.- CÁLCULO DE LA DEFORMACIÓN EFECTIVA DE LA FIBRA.	180
6.7.2.11.- CÁLCULO DEL ÁREA A CORTE DE LA FIBRA.	181
6.7.2.12.- CÁLCULO DEL ESFUERZO EFECTIVO DE LA FIBRA.....	181
6.7.2.13.- CÁLCULO DE LA CONTRIBUCIÓN DE LAS FIBRAS DE REFUERZO A LA FUERZA DE CORTE.....	182
6.7.2.14.- CÁLCULO DE LA FUERZA CORTANTE TOTAL.....	182
MATERIAL DE REFERENCIA.....	184
1. - BIBLIOGRÁFICAS.....	184
2. - PUBLICACIONES PERIÓDICAS.....	184
3.- TESIS.....	186
4.- DIRECCIONES DE INTERNET.....	187

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1. CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES	12
FIGURA 2. COMPONENTES PRINCIPALES DE LA SUPERESTRUCTURA....	14
FIGURA 3. COMPONENTES PRINCIPALES DE LA SUBESTRUCTURA	17
FIGURA 4. PESOS Y SEPARACIONES DE EJES DEL CAMIÓN DE DISEÑO .	24
FIGURA 5. SEPARACIÓN TRANSVERSAL DE RUEDAS.....	24
FIGURA 6. CARGAS EN PUENTES.....	34
FIGURA 7. DIAGRAMA DE FLUJO PARA LA EVALUACIÓN DE PUENTES.	38
FIGURA 8.- EJE VIAL E30	82
FIGURA 9.- FORMATO DE AFORO Y CLASIFICACIÓN VEHICULAR.....	84
FIGURA 10.-. PESOS Y DIMENSIONES MÁXIMAS PERMITIDAS	86
FIGURA 11.- PORCENTAJES DEL TPDA SEGÚN EL TIPO DE VEHÍCULO ...	92
FIGURA 12.- DISTRIBUCIÓN ANUAL DE LA PRECIPITACIÓN.....	95
FIGURA 13.- HIETOGRAMA DE LÁMINAS DE PRECIPITACIÓN MEDIA MENSUAL ESTACIÓN PUYO (M008)	98
FIGURA 14.-VARIACIÓN ESTACIONAL DE LA PRECIPITACIÓN ESTACIÓN PUYO (M008).....	98

FIGURA 15.-VARIACIÓN MENSUAL DE LA HUMEDAD RELATIVA ESTACIÓN PUYO (M008).....	100
FIGURA 16.- VARIACIÓN ESTACIONAL DE LA HUMEDAD RELATIVA ESTACIÓN PUYO (M008).....	100
FIGURA 17.- ZONIFICACIÓN DE INTENSIDADES DE PRECIPITACIÓN. ...	102
FIGURA 18.- CURVAS INTENSIDAD-DURACIÓN-FRECUENCIA PARA LA ZONA DE ESTUDIO.	104
FIGURA 19.- DELIMITACIÓN CARTOGRÁFICA DE LA CUENCA EN ESTUDIO.....	105
FIGURA 20.- CAUDALES MÁXIMOS DE AVENIDA	108
FIGURA 21.- SECCIÓN TRANSVERSAL EN LA PROXIMIDADES DEL PUENTE.	109
FIGURA 22.- CORTE LONGITUDINAL EN LA PROXIMIDADES DEL PUENTE.	110
FIGURA 23.- CURVA DE CALIBRACIÓN DEL CAUCE.	112
FIGURA 24- ESQUEMA Y DIMENSIONES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE – TRAMO DE L=24 M.....	114
FIGURA 25.-. ESQUEMA Y DIMENSIONES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL ACCESO AL PUENTE – TRAMO DE L=10 M.	115
FIGURA 26.- ESQUEMA Y DIMENSIONES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE EN EL MEDIO DEL VANO – TRAMO DE L=24 M.....	115
FIGURA 27.-. ESQUEMA Y DIMENSIONES DE LOS ESTRIBOS LATERALES DEL PUENTE.....	117
FIGURA 28.- ESQUEMA Y DIMENSIONES DE LA PILA CENTRAL DEL PUENTE.	118
FIGURA 29.-VARIACIÓN ESTACIONAL DE LA VELOCIDAD DEL VIENTO ESTACIÓN PUYO (M008).....	123
FIGURA 30.- MODELO MATEMÁTICO DEL TRAMO 1.	128
FIGURA 31.- DIAGRAMA DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES DE LA VIGA “T” EN EL TRAMO 1.	131
FIGURA 32.- CORTE TÍPICO DE UNA SECCIÓN FISURADA	141
FIGURA 33.- MODELO MATEMÁTICO DEL ACCESO.....	146
FIGURA 34.- DIAGRAMA DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES DE LA VIGA “T” EN EL TRAMO DE ACCESO.....	149

FIGURA 35.- DESCOMPOSICIÓN DE FUERZAS SOBRE EL APOYO FISURADO.....	154
FIGURA 36. – ISOMETRÍA DE LA SECCIÓN FISURADA	155
FIGURA 37.- DIMENSIONES DE LA ALMOHADILLA DE NEOPRENO.....	166
FIGURA 38.- RELACIÓN ENTRE PRESIÓN ESPECÍFICA Y DEFORMACIÓN DUREZA 70 SHORE.	169
FIGURA 39.- NOMENCLATURA DE APOYOS SOBRE EL PUENTE “EL QUILO”	173
FIGURA 40.- DISPOSICIÓN DE LAS PLATABANDAS DE FIBRA DE CARBONO SOBRE EL CABEZAL.....	177
FIGURA. 41.- DISPOSICIÓN DE ENVOLTURAS PARA EL REFUERZO A CORTE.....	179

ÍNDICE DE CUADROS

CUADRO 1.- CONDICION GLOBAL DEL PUENTE.....	77
CUADRO 2.- RELACIÓN DE ELEMENTOS DE INSPECCIÓN.	79
CUADRO 3.- CLASIFICACIÓN DE CORREDORES ARTERIALES EN EL ECUADOR.	83
CUADRO 4.- RESUMEN DEL CONTEO VEHICULAR DIARIO SOBRE EL PUENTE “EL QUILO”	88
CUADRO 5.- CONTEO Y CLASIFICACIÓN DEL DÍA CON MAYOR DEMANDA DE TRÁFICO (DOS SENTIDOS).....	91
CUADRO 6.- CÁLCULO DEL TPDA EN LA HORA PICO.	92
CUADRO 7.- VALORES PLUVIOMÉTRICOS MENSUALES – ESTACIÓN PUYO M008	97
CUADRO 8.- VALORES DE HUMEDAD RELATIVA MENSUAL ESTACIÓN PUYO M008	99
CUADRO 9.-ECUACIONES REPRESENTATIVAS DE INTENSIDAD MÁXIMA-ESTACIÓN PUYO (M008).....	101
CUADRO 10.- INTENSIDADES DE PRECIPITACIÓN CON PERÍODO DE RETORNO ASOCIADO PARA LA ZONA DE ESTUDIO (MM/H).....	103
CUADRO 11.- PARÁMETROS PRINCIPALES DE LA CUENCA EN ESTUDIO.	106
CUADRO 12.- COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA MÉTODO RACIONAL. ...	107

CUADRO 13.- CAUDALES MÁXIMOS [m ³ /s] DE AVENIDA PARA DIFERENTES PERÍODOS DE RETORNO Y DURACIÓN.....	108
CUADRO 14.- VALORES DEL CAUDAL EN FUNCIÓN DE LA ALTURA DEL TIRANTE.....	112
CUADRO 15.- CONDICIONES GEOMÉTRICAS DEL PUENTE.....	117
CUADRO 16.- SOLICITACIÓN DEL MATERIAL.....	118
CUADRO 17.- CUANTIFICACIÓN DE SOBRECARGAS SOBRE EL TRAMO 1.	128
CUADRO 18.- VALORES MÁXIMOS DE MOMENTOS FLECTORES Y FUERZAS CORTANTES DEL TRAMO 1 PARA DIFERENTES COMBINACIONES DE CARGA.....	130
CUADRO 19.- – MOMENTOS ÚLTIMOS RESISTENTES DE LAS VIGAS QUE CONFORMAN LA SUPERESTRUCTURA DEL TRAMO 1.....	139
CUADRO 20.- VALORES DE DEFLEXIÓN MÁXIMA EN VIGAS DEL TRAMO 1.....	144
CUADRO 21.- DEFLEXIÓN MÁXIMA PERMISIBLE VS DEFLEXIÓN CALCULADA EN EL TRAMO 1	145
CUADRO 22.- CUANTIFICACIÓN DE SOBRECARGAS EN EL TRAMO DE ACCESO AL PUENTE.....	146
CUADRO 23.- VALORES MÁXIMOS DE MOMENTOS FLECTORES Y REACCIONES EN LOS APOYOS DEL TRAMO DE ACCESO PARA DIFERENTES COMBINACIONES DE CARGA.....	148
CUADRO 24. – MOMENTOS ÚLTIMOS RESISTENTES DE LAS VIGAS QUE CONFORMAN LA SUPERESTRUCTURA DEL TRAMO DE ACCESO.....	151
CUADRO 25.- VALORES DE DEFLEXIÓN MÁXIMA EN VIGAS DEL ACCESO.....	152
CUADRO 26.- DEFLEXIÓN MÁXIMA PERMISIBLE VS DEFLEXIÓN CALCULADA EN EL TRAMO DE ACCESO	153
CUADRO 27.- VALORES DE FUERZA SOBRE EL APOYO FISURADO.....	154
CUADRO 28.- TEMPERATURA DEL AIRE A LA SOMBRA EN °C. ESTACIÓN M008 – PUYO.....	170
CUADRO 29.- DIMENSIONES Y SOLICITACIONES DE LAS ALMOHADILLAS DE APOYO PARA EL PUENTE “EL QUILO”	174

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1. INVENTARIO DE PUENTES EN LA PROVINCIA DE TUNGURAHUA SEGÚN EL MATERIAL DEL CUAL ESTAN CONFORMADOS.....	2
TABLA 2. INCREMENTO POR CARGA DINÁMICA.....	25
TABLA 3. FACTORES Y COMBINACIONES DE CARGA DEL MÉTODO AASHTO-LRFD.....	27
TABLA 4. FACTORES PARA CARGA PERMANENTE γ_i	28
TABLA 5.- NOMENCLATURA VEHICULAR.....	87
TABLA 6.- INFORMACIÓN ESTACIÓN METEOROLÓGICA PUYO-M008.....	94
TABLA 7.- INTENSIDADES MÁXIMAS DE PRECIPITACIÓN.....	103
TABLA 8.- VALORES DEL COEFICIENTE (n) DE RUGOSIDAD DE MANNING.....	110
TABLA 9.- DENSIDADES DE DIFERENTES MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN.....	120
TABLA 10.-. PRESIONES BASE DEL VIENTO P_B , CORRESPONDIENTE A $V_B=160\text{km/h}$	122
TABLA 11.- FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA (θ).....	132
TABLA 12.- VALORES DEL FACTOR DE WITNEY (β_1).....	136
TABLA 13.- PROPIEDADES Y CONSTANTES PARA EL CONCRETO.....	141
TABLA 14.- DEFLEXIÓN MÁXIMA EN PUENTES.....	145
TABLA 15.- RESISTENCIA AL CORTANTE DE LOS HORMIGONES SEGÚN ACI.....	157
TABLA 16.- VALORES PROMEDIOS DEL MÓDULO DE CORTE DEL NEOPRENO PARA DIFERENTES DUREZAS.....	172
TABLA 17.- FACTOR DE REDUCCIÓN AMBIENTAL PARA VARIOS SISTEMAS DE REFUERZO CON FIBRAS Y CONDICIONES DE EXPOSICIÓN.....	177
TABLA 18.- EXPRESIONES DEL FACTOR DE MODIFICACIÓN EN FUNCIÓN DE LA DISPOSICIÓN DE LA ENVOLTURA.....	179
TABLA 19.- FACTORES RECOMENDADOS DE REDUCCIÓN ADICIONAL PARA EL REFUERZO A CORTE CON FIBRAS.....	183

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO 1.....	189
ANEXO 2.....	194
ANEXO 3.....	195
ANEXO 4.....	202
ANEXO 5.....	203
ANEXO 6.....	204
ANEXO 7.....	213
ANEXO 8.....	218

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.

1.1.- TEMA DE INVESTIGACIÓN.

Evaluación del puente “El Quilo” ubicado en el KM 17+200 de la vía Puyo-Baños por el método AASHTO- LRFD y su incidencia en la seguridad estructural y vial.

1.2.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

Escases de evaluación y mantenimiento en el puente “El Quilo” incrementando los riesgos de accidentes por pérdida de la infraestructura.

1.2.1.- CONTEXTUALIZACIÓN.

Los puentes en carreteras de primer y segundo orden, se han venido construyendo en el Ecuador, desde mediados del siglo anterior, sin embargo los procedimientos para la inspección, evaluación, mantenimiento y rehabilitación de los mismos son prácticamente nulos, lo que ha incidido que muchos de ellos no presenten las seguridades necesarias tanto en el ámbito estructural como vial.

Los puentes de hormigón armado constituyen en el Ecuador alrededor del 63%, de la infraestructura existente seguidamente por los puentes de concreto pre esforzado con un 24%, los puentes de estructura mixta (acero y concreto) ocupan el 8%, los puentes de acero con el 3% de presencia a nivel nacional, para finalmente tener puentes de ladrillo y hormigón ciclópeo con un 1% cada uno de ellos.¹

En nuestro País se han venido utilizando las normas AASHTO para el diseño de puentes, sin embargo en Febrero del 2011 el Ministerio de Obras Publicas (MOP) se propuso revisar las cargas de diseño de puentes con la finalidad de ajustarse a las

¹MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTE , ESTADISTICAS

cargas adoptadas por los países del Pacto Andino ya que en Estados Unidos los pesos permisibles de camiones son menores que los de esta zona.²

Según las estadísticas, cualquier puente experimenta un deterioro bastante rápido en los 25 primeros años de su vida útil, se estabiliza durante los próximos 20 años y por último cae en picada hasta morir alrededor de los 50 o 60 años. Los modelos de predicción del deterioro se establecen siempre en función de la calidad del diseño, la construcción y la influencia externa.³

Los principales problemas estructurales en puentes se deben a que muchos de ellos no fueron diseñados para el tipo de cargas que actualmente soportan, ni la intensidad actual del tránsito que circula sobre ellos, por lo que a medida que transcurre el tiempo se producen fatiga en los elementos estructurales lo que conlleva a una notoria pérdida en la seguridad y en la capacidad de carga.

Según el inventario vial del año 2003 en la Provincia de Tungurahua existen alrededor de 90 puentes distribuidos de la siguiente manera:

TABLA 1. INVENTARIO DE PUENTES EN LA PROVINCIA DE TUNGURAHUA SEGÚN EL MATERIAL DEL CUAL ESTAN CONFORMADOS.

MATERIAL	TOTAL
Hormigón armado	40
Hormigón armado + metálico	14
Hormigón armado + pretensado	5
Hormigón armado + mampostería de piedra	19
Hormigón armado + metálico + madera	2
Mampostería de piedra	4
Hormigón armado + metálico + mampostería de piedra	5
Hormigón armado + pretensado + mampostería de piedra	1

Fuente: PAREDES, Víctor Hugo “Sistema de administración de puentes para la Provincia de Tungurahua” (2003)

²MORAN, Mario “Seminario Ingeniería de Puentes”

³ <http://www.construaprende.com>

En cuanto a las cargas de diseño, en los años 1950 a 1960 el vehículo de diseño fue el HS-15 de 24.5 Ton. con una descarga máxima por eje de 10.9 Ton., a partir de 1970 se adoptó un incremento en el peso del vehículo con el HS-20 con una carga de 32.8 Ton. y una descarga máxima por eje de 14.6 Ton. El 80% de los puentes fueron construidos antes de 1970 lo que significa entonces que se proyectaron al HS-15. Actualmente circulan por nuestras carreteras vehículos de mayores pesos como los ejes tándem, por lo que este trabajo de inspección de puentes, será necesario para mantener la estructura con las características funcionales, resistentes e incluso estéticas con las que fue proyectada y construida. ⁴

1.2.2.- ANÁLISIS CRÍTICO.

El puente es una estructura tan antigua como el hombre mismo, nace cuando este ve la necesidad de vencer obstáculos naturales para facilitar la continuidad de la circulación o la comunicación entre poblaciones.

La construcción de puentes recibió su gran impulso en los tiempos en que Roma dominaba la mayor parte del mundo conocido. A medida que sus legiones conquistaban nuevas tierras, iban levantando en su camino puentes de madera más o menos permanentes. Al igual que ocurre en la mayoría de los casos, la construcción de puentes ha evolucionado paralelamente a las necesidades que el hombre ha venido experimentando en tener estructuras cada vez más resistentes y que le permitieran vencer mayor longitud.

Debido a la gran facilidad que existe en el País para la adquisición de los materiales, así como en la mano de obra calificada para la construcción de puentes, los de hormigón armado ocupan el primer lugar de construcción en la infraestructura vial, presentando una relación racional entre el costo y su longitud, sin embargo estos se ven limitados en su longitud máxima, necesitándose muchas de las veces acceder a técnicas que provean una mayor longitud de servicio a costos relativamente bajos, es así como se han construido puentes de hormigón pre esforzado, puentes de acero, puentes atirantados y puentes colgantes, estos dos últimos de gran necesidad especialmente en la zona costera y amazónica.

⁴PAREDES, Víctor Hugo “Sistema de administración de puentes para la Provincia de Tungurahua”

Hace no mucho tiempo el trazado vial se veía condicionado al sitio de implantación del puente, esto se debe a que era necesario seleccionar el sitio más angosto del cruce para poder construir un puente relativamente seguro, gracias al desarrollo de la tecnología de la construcción hoy en día el puente se ajusta al trazado geométrico de la vía con estándares aceptables de seguridad.

Sin embargo todos los puentes independientemente de su uso, longitud, forma o materiales de construcción merecen toda la atención del organismo encargado del mantenimiento y seguridad de la red vial, con la finalidad de que estos se encuentren en condiciones de seguridad estructural y vial aceptables.

Omisiones graves en cuanto a la inspección y evaluación de estas estructuras han generado un deterioro en los elementos estructurales y por ende una reducción en la capacidad de carga en los puentes, generando así estructuras peligrosas para la circulación de personas y vehículos, presentando asentamientos, socavaciones, agrietamientos e incluso volcamiento de las estructuras.

El problema se incrementa cuando se utiliza metodologías inapropiadas de evaluación, dejando pasar condiciones y situaciones que reducen o reducirán a corto plazo el índice de seguridad de las estructuras

Todos estos factores han incidido para que exista un ineficiente proceso de evaluación y rehabilitación de puentes, ya sea por la escases de metodologías claras sobre el tema, desconocimiento de la vida útil de los materiales, inobservancia de las solicitaciones reales de la estructura o la asignación de un pobre presupuesto para su mantenimiento.

1.2.3.- PROGNOSIS.

En un mundo globalizado como el nuestro la comunicación y en este caso las vías terrestres constituyen la arteria principal del desarrollo de los pueblos. No es de asombrarse que uno de los objetivos estratégicos a destruir en la Segunda Guerra Mundial fueron los puentes.

De ahí que estos merecen toda nuestra atención para primeramente proyectarlos y construirlos adecuadamente para luego proporcionarles las revisiones periódicas en el tiempo, que estos merecen y necesitan, para que en el momento en que se detecte

una fatiga normal del material por su uso se tomen las medidas correctivas a su debido tiempo; evitándose así primeramente que la estructura pare de brindar el uso para la cual fue concebida, y lógicamente que los costos de rehabilitación no sean exagerados.

1.2.4.- FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.

¿Cómo se evaluara el puente “El Quilo” para mejorar sus condiciones de seguridad estructural y vial?

1.2.5.- PREGUNTAS DIRECTRICES.

- ¿Qué niveles de daño existen en un puente “El Quilo”?
- ¿Cómo cuantificar el daño en un puente?

1.2.6.- DELIMITACIÓN.

1.2.6.1.- TEMPORAL.

El proyecto de investigación tendrá una duración de siete meses, tiempo necesario y suficiente para realizar la evaluación de la estructura y proponer las medidas correctivas de ser necesarias.

1.2.6.2.- ESPACIAL.

El proyecto de investigación tomará como testigo para la evaluación y un posible análisis de rehabilitación al puente “El Quilo” ubicado en el KM 17+200 de la vía Puyo-Baños, Provincia de Pastaza.

1.2.6.3.- CONTENIDO

Problema: Escases de evaluación y mantenimiento en el puente “El Quilo” incrementando los riesgos de accidentes en las vías por pérdida de la infraestructura.
Tema: Evaluación del puente “El Quilo” ubicado en el KM 17+200 de la vía Puyo-Baños por el método AASHTO- LRFD y su incidencia en la seguridad estructural y vial.
Aspecto: Ingeniería Estructural
Área: Estructuras , Puentes
Campo: Ingeniería Civil.

1.3.- JUSTIFICACIÓN.

Siendo la Ingeniería Civil una rama técnica de la Ciencia, enfocada principalmente a la solución de problemas de interés común, con la optimización al máximo de los recursos con los que se cuenta, en donde los problemas ocasionados por la inevitable y siempre creciente actividad humana ocupan en la actualidad un papel fundamental en el desarrollo y en el buen vivir de la población se ha visto la necesidad de contribuir con la evaluación del puente “El Quilo”

Hoy en día es fundamental que todos los actores de la sociedad reafirmemos el compromiso ineludible que tenemos con el cuidado y preservación de nuestros medios tangibles de desarrollo, como son los puentes, mucho más si no se cuentan con los recursos económicos para remodelarlos o volverlos a construir, el caso omiso a esta gran responsabilidad derivara en seguir inmersos en el subdesarrollo, con vías de comunicación peligrosas y altos costos en la transportación de personas y bienes.

Para el fin de evaluar el puente “El Quilo” se ha adoptado los nuevos diseños acorde al método LRFD (Load and Resistance Factor Desing), ya tiene una ventaja inherente a un nivel de seguridad mayor. El LRFD permite el uso de métodos avanzados en el diseño y análisis, provee flexibilidad para un buen mantenimiento y practicas exitosas de Ingeniería personalizando los factores de carga y resistencia que demanda el proyecto.

Los factores de carga y resistencia han sido establecidos por pruebas de diseño, para proveer altos niveles de seguridad en puentes nuevos. El nivel de seguridad es expresado por un índice de rehabilitación (β).⁵

1.4.- OBJETIVOS.

1.4.1.- GENERAL.

- Establecer las condiciones estructurales para carga y seguridad vial en el puente “El Quilo”

1.4.2.- ESPECÍFICOS.

- Identificarlos daños estructurales y viales presentes en el puente “El Quilo”
- Evaluar los daños estructurales y viales presentes en el puente “El Quilo” mediante la metodología propuesta por la AASHTO-LRFD.

⁵M.MYINT LWIN “Why the AASHTO Load and Resistance Factor Desing Specifications”

- Proponer las acciones necesarias y suficientes para rehabilitar la estructura y así poder incrementar la seguridad estructural y vial en el puente “El Quilo”.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO.

2.1.- ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS.

Una vez revisada la bibliografía respectiva se pudo extraer las siguientes síntesis investigativas sobre el tema en mención.

Según FLORES, Jesús en su investigación titulada “Conservación de Puentes Carreteros” (2008) concluye que:

Los puentes son una parte importante del patrimonio en infraestructura del país, ya que son puntos medulares en la red vial para la transportación en general y en consecuencia para el desarrollo de los habitantes. Preservar este patrimonio de una degradación prematura es, pues una de las tareas más importantes de cualquier administración de carreteras sea pública o privada.

Para ello hay que dedicar medios humanos y técnicos suficientes que permitan tener un conocimiento completo y actualizado de su estado, que permita definir el volumen de recursos necesarios para su conservación y garanticen el empleo óptimo y eficaz de dichos recursos.

La conservación de puentes es muy viable; se ha demostrado, a través de varios puentes que se creían inservibles, en la práctica, que con la aplicación del proceso de conservación se arrojan datos exitosos. (Pág. 1)

Según VALENZUELA, Matías en su obra titulado “Refuerzo de puentes existentes por cambio de esquema estático” (2010) concluye que:

El puente deberá presentar daños menores y/o no estructurales en la superestructura, tal que la conservación del hormigón en ella no sea dramático y mantenga un nivel aceptable de resistencia y durabilidad (pág. 207)

Según MUÑOZ, E en su investigación titulada “Socavación de puentes” (2004) concluye que:

Alrededor del 70% de los puentes en Colombia presentan colapso por acciones hidráulicas, mientras que alrededor de un 35% aproximadamente presentan indicios de socavación. (Pág. 4)

Según CASTELLANOS, Raúl en su investigación titulada “Propuesta de un modelo para la evaluación de los puentes metálicos” (2009) concluye que:

Asimismo se hace evidente que el desconocimiento de si existen metodologías para evaluar los puentes, sustentadas en modelos integrales, permiten justificar la necesidad de diseñar y aplicar una metodología autóctona que se adecue a las condiciones de nuestro país, lo que repercutirá en el perfeccionamiento de las acciones de seguimiento, monitoreo y control de puentes y en mejoras de la profesión (pág. 52).

Según HENRIQUES, Antonio en su investigación titulada “Modelo de evaluación probabilística de la seguridad estructural de puentes de hormigón” (2006) concluye que:

En las últimas décadas un número significativo de puentes se ha construido y, en consecuencia, los problemas relacionados con el deterioro de estructuras y pérdida de funcionalidad aumentaron, en algunos casos dramáticamente. La sociedad está siendo consciente que es necesario extender el financiamiento para un mantenimiento adecuado de puentes existentes. Generalmente, la cantidad del dinero fijada anualmente por el Gobierno no es suficiente para rehabilitar y, a veces, para reparar todos los puentes. Por lo tanto, decisiones racionales para la gestión de puentes son cruciales para definir un proyecto de mantenimiento adecuado. La inspección y la evaluación de la seguridad y funcionalidad basadas en valores reales son herramientas importantes para contribuir a un sistema de manejo de puentes eficiente y para optimizar la utilización de fondos monetarios.

Según BARLEK, J en su artículo titulado “Assessment and Retrofitting of Bridges” (2005) concluye que:

Actualmente se reconoce la necesidad de mantener operativas las vías de comunicaciones, tanto por cuestiones económico-sociales en tiempos normales, como por razones de seguridad ante ocurrencia de catástrofes. Sin embargo en las últimas décadas se ha podido observar un alto grado de deterioro en estructuras de puentes. Las causas de tal degradación estructural se pueden encontrar en : diseños no adecuados a la durabilidad esperada, falta de control de calidad durante la construcción, aumento de niveles de contaminación, falta de mantenimiento, imprevisiones de acciones tales como sismos, riadas, etc. Además muchos de los puentes actualmente en servicio se construyeron con anterioridad a la aparición de la normativa sismo resistente, o en base prescripciones de normas caducas anteriores a las vigentes. Pese a este creciente deterioro y a la importancia estratégica de este tipo de estructuras, los presupuestos para mantener, reparar y/o rehabilitar puentes existentes son siempre limitados.

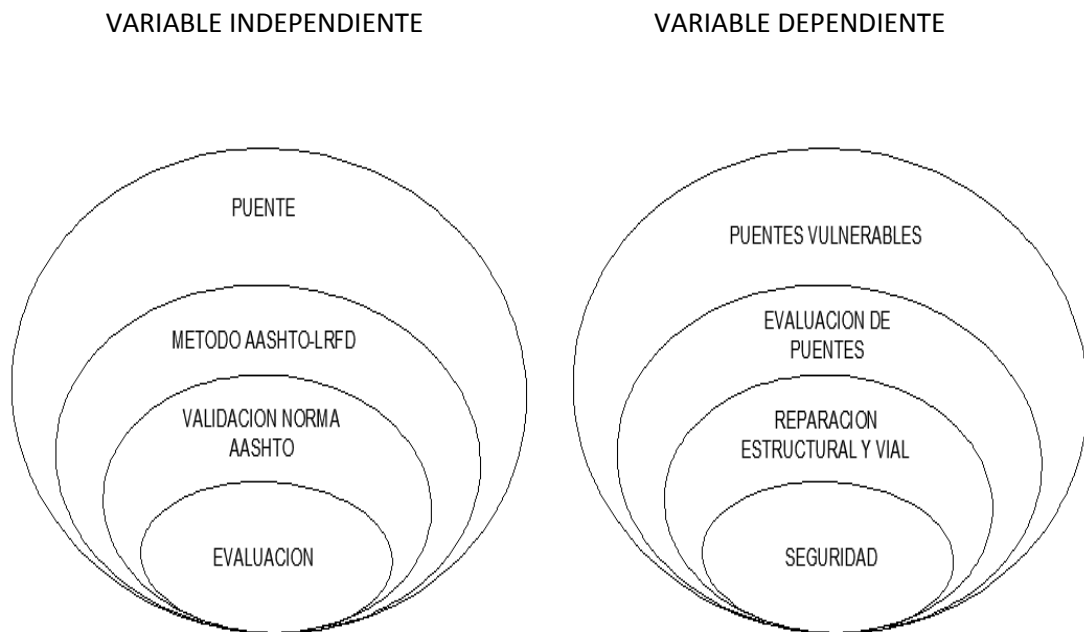
Un uso eficiente de los recursos, requiere de estudios previos tales como inspección, evaluación de daño estructural y aptitud sísmica, en base a los cuales se han de desarrollar proyectos de rehabilitación integrales y por último de un análisis económico comparativo entre las opciones rehabilitación vs. construcción de

puentes nuevos. En la actualidad hay una tendencia consistente en la priorización de recursos basada únicamente en la condición de la estructura. Sin embargo y aunque el deterioro constituye un factor importante en relación a la política de acción, también se imponen consideraciones de riesgo y confiabilidad. Es decir que el objetivo básico es identificar las estructuras críticas de la red de puentes y mantener la confiabilidad de las mismas en un nivel óptimo.

2.2.- FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA.

En vista que toda evaluación se la realiza mediante un aspecto cuantitativo se propone una investigación cuyo enfoque paradigmático sea neopositivista. Sin embargo existirán aspectos cualitativos que serán necesarios tomar en cuenta.

2.3.- RED DE CATEGORIAS FUNDAMENTALES.



2.3.1. VARIABLE INDEPENDIENTE.

2.3.1.1. PUENTE.

Los puentes son estructuras fundamentales para el transporte terrestre, tanto por carretera como por ferrocarril, que permiten salvar accidentes geográficos o cualquier otro obstáculo físico como un río, un cañón, un valle, un camino, una vía férrea, un cuerpo de agua o cualquier obstrucción sin necesidad de grandes cambios en la rasante de la carretera o de la línea de ferrocarril. El diseño de cada puente varía dependiendo de su función y la naturaleza del terreno sobre el que el puente es construido. Su proyecto y su cálculo pertenecen a la ingeniería estructural, siendo

numerosos los tipos de diseños que se han aplicado a lo largo de la historia, influidos por los materiales disponibles, las técnicas desarrolladas y las consideraciones económicas, entre otros factores.⁶

2.3.1.1.1. TIPOLOGÍAS DE PUENTES Y MATERIALES.

Los puentes se pueden clasificar en diferentes tipos, de acuerdo a diversos conceptos como:

⁶ EICA "Puentes de hormigón"

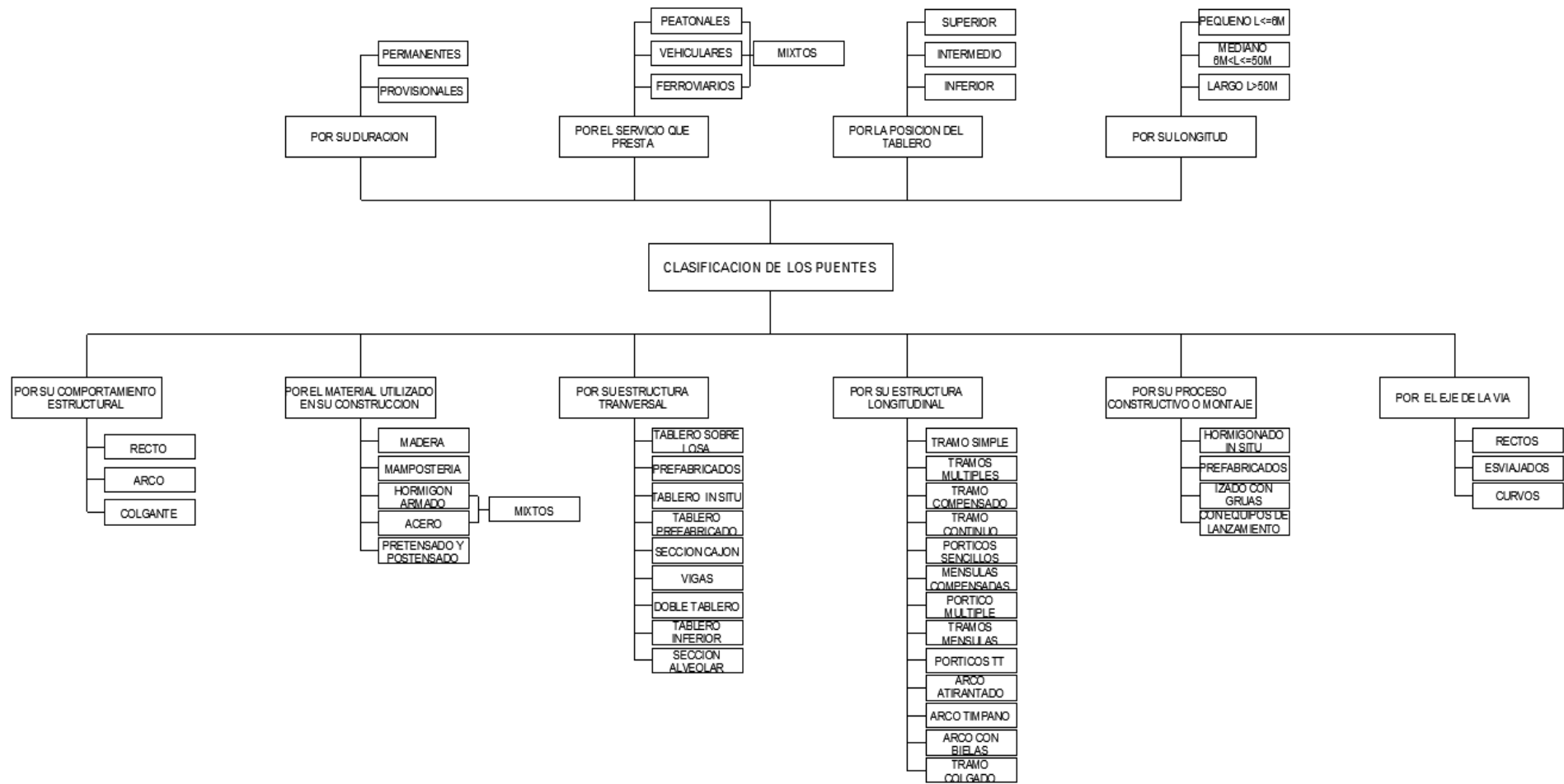


FIGURA 1. CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO (2012)

2.3.1.1.2. COMPONENTES DE LA ESTRUCTURA DE UN PUENTE.⁷

- Superestructura.- La superestructura comprende todos los componentes del puente que se encuentran sobre los soportes. Los componentes básicos de la superestructura consisten de los siguientes :

Capa de rodadura.- Es la porción de la plataforma que resiste la intensidad del tráfico. Algunas veces está formada de capas separadas de material bituminoso, mientras que en otros casos es una parte integral de la plataforma de concreto. La capa de rodadura tiene un espesor típico de ½ a 2 pulgadas (13 a 51 mm). El recubrimiento con material bituminoso usualmente varía en su espesor de 2 a 4 pulgadas (51 a 102 mm); sin embargo este espesor puede algunas veces ser mayor debido a un proceso de recapeo durante la vida útil del puente.

Plataforma o tablero.-Es la porción física del puente que va a ser salvada por la obstrucción. La función principal de la plataforma es la de distribuir las cargas a lo largo de la sección transversal del puente. Esta descansa sobre el marco o sobre otro sistema estructural designado para la distribución de cargas longitudinales a lo largo del puente.

Miembros primarios.- Los miembros o elementos primarios distribuyen las cargas longitudinales y son usualmente diseñados para soportar esfuerzos de flexión y corte. Algunas veces estos se encuentran acartelados con la finalidad de soportar mayores cargas.

Miembros primarios son también llamados vigas maestras, las mismas que pueden ser de acero, hormigón armado o pretensado o cualquier otro tipo de viga.

Es posible también encontrar en la superestructura de los puentes elementos primarios con forma de cajón (pueden ser rectangulares o trapezoidales). Puentes con elementos primarios tipo cajón pueden ser construidos en acero u hormigón pretensado, y son

⁷ TONIAS,ZHAO “Bridge Engineering”

utilizados principalmente en situaciones donde es necesario vencer largos claros y en curvaturas horizontales del trazado.

Miembros secundarios.- Su función principal es la de asegurar los miembros primarios, son diseñados primordialmente para soportar deformaciones transversales de la superestructura, de la misma manera que ayuda a distribuir una parte de la carga vertical entre las vigas maestras. Estos son usados también para brindar estabilidad a la estructura durante el proceso de construcción. A los elementos secundarios se les conoce también como refuerzo lateral.

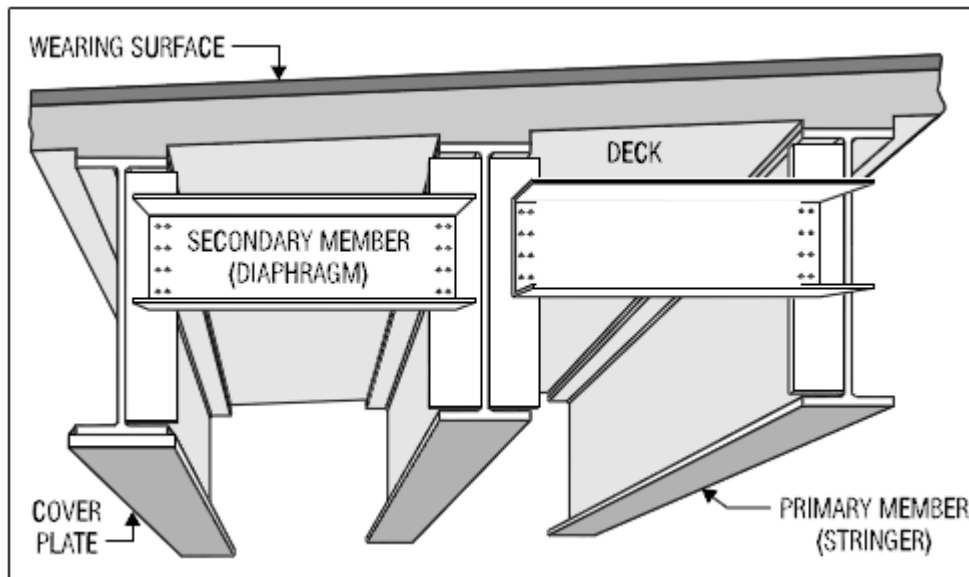


FIGURA 2. COMPONENTES PRINCIPALES DE LA SUPERESTRUCTURA

FUENTE: Bridge Engineering (1994)

- Subestructura.- La subestructura consiste en todos los miembros o elementos requeridos para soportar a la superestructura. Los componentes básicos de la subestructura son los siguientes:

Pilares.- Son adaptaciones terrestres de la estructura que soportan la superestructura en el principio y final del puente. Así como un muro de contención o sostenimiento, los pilares resisten fuerzas longitudinales de tierras por debajo del puente. Se puede

considerar que los pilares son cantiléver en forma de muros, existen de varios tipos de formas y tamaños.

Muelles.- Son estructuras cuya finalidad es brindar apoyo intermedio a la superestructura al final de los pilares. Si es que la estructura está constituida de un solo claro o vano esta no necesitara de muelles. Así como los pilares, los muelles vienen en una variedad de formas.

Cojinetes.- Los cojinetes son sistemas mecánicos que transmiten la carga vertical y horizontal de la superestructura a la subestructura y reduce los movimientos entre ellas. El uso y la funcionalidad de los cojinetes varían en gran medida de la configuración y tamaño del puente. Los cojinetes que permiten tanto la rotación como la traslación longitudinal son llamados cojinetes de expansión, mientras que los que únicamente permiten la rotación son llamados cojinetes fijos.

Pedestales.- Un pedestal es una columna pequeña sobre los pilares o bajo los cojinetes de suspensión, los cuales soportan directamente los miembros primarios de la superestructura. El término asiento de puente es usualmente utilizado para referirnos a la superficie superior del pedestal. Normalmente los pedestales son diseñados con diferentes alturas para obtener la altura del cojinete de suspensión requerida.

Estribo⁸.- Son los apoyos extremos de un puente, los cuales además de soportar las vigas y transmitir la carga desde la superestructura hasta la fundación están destinados a establecer continuidad entre la estructura y la carretera o vía férrea dispuesta, generalmente, sobre un relleno de acceso, y actúan como muros de contención para retener la tierra de relleno por detrás de ellos.

Los estribos constituyen en elemento fundamental para la concepción de la estructura, ya que la elección del tipo, ubicación y dimensiones de los mismos, determinan, el largo y las luces intermedias del puente, su adaptación a las condiciones topográficas del sitio y a las exigencias hidrológicas

⁸ GONZALES ,Anabel – GUZMAN, María “Consideraciones de diseño en la infraestructura de puentes carreteros”

Espaldones.- Un espaldón es una porción de muro en el estribo diseñado para prestar confinación al suelo tras los pilares. En muchas estructuras los espaldones son diseñados bastante conservadoramente, lo que ha conllevado más bien al diseño de espaldones de gran tamaño en muchos puentes.

Cimentación.- Como los cojinetes transfieren las cargas de la superestructura hacia la subestructura, de la misma manera la cimentación transfiere las cargas de la subestructura hacia el subsuelo o pilas. Una cimentación soportada sobre el suelo se llama cimentación de difusión, mientras que una cimentación soportada sobre pilotes es conocida como tapón de pilote.

Pilotes.- Cuando el subsuelo bajo la cimentación no puede proveer el adecuado soporte a la estructura (en términos de capacidad de carga, estabilidad o asentamiento), el soporte se lo hace mediante el uso de pilotes, los cuales son hincados por debajo de la cimentación hacia un estrato de suelo más duro o hacia la roca. Existen una variedad de tipos de pilotes que van desde concreto que son elaborados in-situ, o prefabricados hasta de acero con sección H.

Láminas.- En ataguías o en excavaciones superficiales las tablas verticales son conducidas hasta el suelo para actuar temporalmente como muros o paredes de contención, permitiendo así la excavación. Las de acero son uno de las formas más comunes de láminas e incluso pueden ser usadas como pilares en estructuras menores.

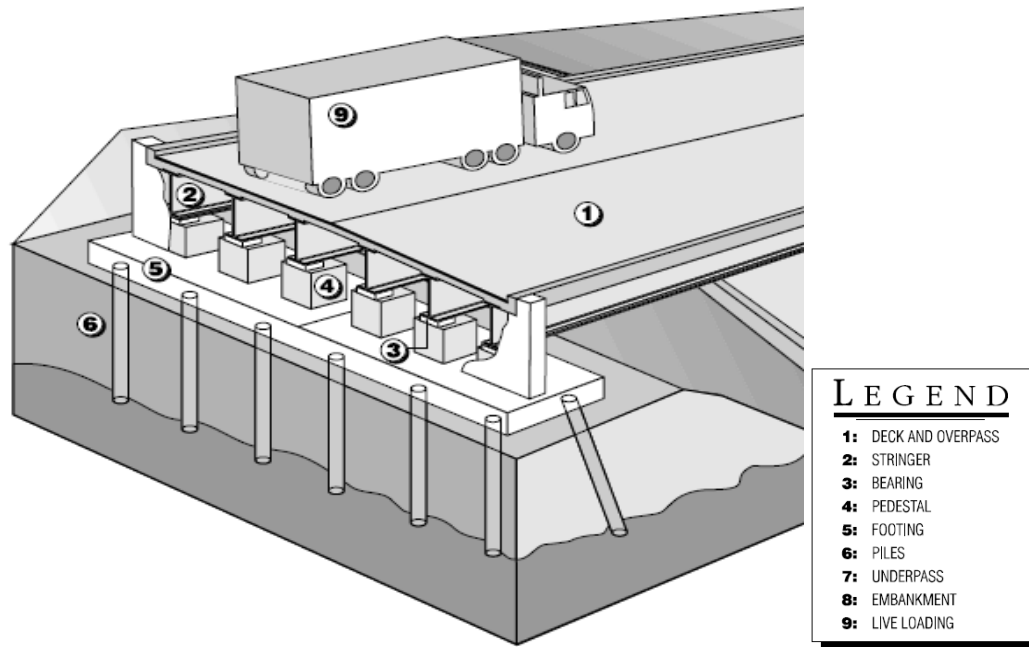


FIGURA 3. COMPONENTES PRINCIPALES DE LA SUBESTRUCTURA

FUENTE: Bridge Engineering (1994)

2.3.1.2. METODO AASHTO - LRFD.⁹

En el año de 1993 la reunión anual del subcomité de puentes de la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) decide a través de votación con 41 votos a favor y 5 en contra la adopción del nuevo código AASHTO Load and Resistance Factor Design (LRFD) Bridge Design and Commentary. Esta votación tuvo lugar luego de haber realizado un gasto de más de 2 millones de dólares y 7 años de haber consensado esfuerzos de más de 70 expertos en Ingeniería de Puentes provenientes de la industria, consultoría, docencia, agencias especiales, etc. cientos de horas de revisiones y pruebas de diseño. Para posteriormente en el año de 1994 publicar la primera edición del LRFD. Con el desarrollo de las nuevas especificaciones del LRFD, la filosofía, la aplicación y los beneficios fueron incluidos en la mayor revisión realizada por el subcomité en su historia, las mismas que han sido evaluadas por numerosas pruebas de diseño desarrolladas por las agencias estatales de los Estados Unidos.

⁹ M.MYINT LWIIN "Why the AASHTO Load and Resistance Factor Design Specifications"

Las pruebas de diseño incluyen puentes con losa de concreto, puentes con vigas de concreto y vigas maestras pretensadas, puentes de acero, puentes de madera, etc. Las mismas que han servido significativamente para corroborar que las nuevas especificaciones son válidas, comprensibles y fáciles de usar, comparadas con las especificaciones estándares de la AASHTO.

La filosofía que propone el LRFD es coherente con la mayoría de códigos para el diseño de puentes adoptados o desarrollados en Asia, Canadá, Europa, y en otras partes del mundo y en otras áreas de la Ingeniería Estructural. Este a su vez incorpora lo mejor del código WSD (WorkingStreesDesing) y del FRD (Load Factor Desing), incorporando así mismo eventos críticos como terremotos, inundaciones y colisiones de barcos para garantizar daños pequeños en las estructuras.

El uso del código AASHTO-LRFD presentan muchas ventajas. La mayoría de cambios y beneficios se discuten a continuación:

La ecuación LRFD.

La ecuación básica del método LRFD es la siguiente:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R$$

Donde:

Q_i = Efecto de la carga o de la fuerza;

R = resistencia nominal;

η_i = Factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operacional;

γ_i = Factor de carga;

ϕ = Factor de resistencia.

Los factores de carga y resistencia han sido establecidos mediante pruebas de diseño, incorporando de esta manera altos niveles de seguridad en puentes nuevos. El nivel de

seguridad es representado mediante un índice de fiabilidad (β). El código LRFD provee un índice de fiabilidad de aproximadamente 3.5 para diferentes tipos y configuraciones de puentes, lo que garantiza que solamente 2 de 10000 elementos presentan fallas en el diseño.

Para estructuras diseñadas acorde al AASHTO (1989), el índice de fiabilidad (β) podría ser inferior a 2.0 o superior a 4.5. Si el factor de fiabilidad es igual a 2.0 representa una falla en el diseño de 4 en 100 elementos, lo que conllevaría a experimentar problemas de mantenimiento a lo largo de la vida útil de la estructura. Por otro lado si el factor de fiabilidad es de 4.5 el diseño sería muy conservador y exageradamente costoso.

Estados límites del AASHTO - LRFD.

El código AASHTO-LRFD define cuatro estados límites para un diseño más seguro, servicial y constructivo. La ecuación del LRFD debe satisfacer cada estado límite que son los siguientes:

Estado límite de servicio.- Este estado límite impone restricciones sobre el esfuerzo, deformación y rotura bajo condiciones de servicio. Esto es similar a lo propuesto por el código WSD asegurándose un comportamiento elástico, con pequeños requerimientos de mantenimiento durante la vida útil de la estructura.

Estado límite de fatiga y factura.- Este estado límite impone restricciones sobre el rango de esfuerzos producidos por el movimiento del camión de diseño a través del puente. Nuevamente esto es similar a los requerimientos por fatiga propuestos por los códigos WSD y LFD garantizando así una no prematura ruptura por fatiga o falla en los elementos o miembros de la estructura.

Estado límite de fuerza.- Este estado límite estipula la resistencia y estabilidad requerida para la combinación de cargas que experimentará la estructura durante su vida útil. Este es similar al código LFD garantizando así una capacidad de carga última.

Estado límite de un evento extremo.- Este estado límite garantiza la sobrevivencia de la estructura del puente a grandes terremotos, inundaciones e incluso colisiones de barco.

El o los diseñadores están obligados a considerar un único evento para reducir el daño o colapso de la estructura.

Modelo de carga viva.

El nuevo modelo de carga viva que estipula el código LRFD esta designado al camión HL93, el mismo que fue desarrollado bajo consideraciones de corte y momento producido por un grupo de vehículos bajo los límites rutinariamente permitidos en las autopistas en varias jurisdicciones de los Estados Unidos.

Este nuevo modelo de carga viva es llamado “nocional” porque no está tratando de representar ningún vehículo o camión en particular.

La modelación consiste en la combinación del camión o tándem de diseño y el carril de carga. El camión de diseño es semejante al camión AASHTO HS20, mientras que el tándem de diseño es de dos ejes cada uno de 25 kips y espaciado 1.2 metros. El carril de carga es similar al del AASHTO el mismo que es de 290 Kg/m. El camión de diseño y el carril de carga o a su vez el tándem de diseño y el carril de carga son combinados para obtener los efectos por carga viva.

Para la obtención del máximo momento negativo de diseño en luces continuas se utilizará , el 90 por ciento del efecto o dos camiones de diseño ubicados en dos diferentes claros con una separación no menor a 15.2 metros más el carril de diseño .

Factor de impacto.

Los factores de impacto en el código LRFD son porcentajes constantes de los efectos estáticos que produce el camión o tándem de diseño y están referidos a los efectos de carga dinámica permitidos, los mismos que están establecidos en el 33% para plataformas o tableros, el 75% para juntas, mientras que el 15% para el diseño por fatiga. Las cargas dinámicas permitidas no aplican para el carril de diseño el mismo que es reducido en el 15% para el estado límite de fatiga y fractura.

Distribución de cargas vivas.

Otro de los cambios significativos del LRFD involucra la distribución de los factores por carga viva para corte y momento. Para losas de hormigón sobre vigas de acero o concreto reforzado, la distribución de los factores cambia de un simple (S/5.5) a una expresión más compleja para momento, pero más simple para corte.

Con estos nuevos factores, las cargas dinámicas permitidas, y los factores de carga que produce el AASHTO HL-93 producirá el mismo efecto de carga que produce el AASHTO HS-25.

Fatiga por carga.

La carga por fatiga consiste en un solo camión de diseño con una separación constante de 9.1 metros en el eje posterior y el 15% de la carga dinámica permitida, a pesar del número de carriles de diseño. Un factor de 0.75 es usado para reflejar la media de los resultados de carga que es de alrededor el 75% del momento provocado por el camión de diseño. Este factor de diseño está basado en estudios de tráfico y en puentes con un periodo de diseño de 75 años, los mismos que pueden ser aplicados tanto a miembros redundantes como no redundantes.

Diseño por corte.

El código AASHTO-LRFD incorpora la modificada teoría de los campos de compresión para el diseño por corte en elementos de concreto pre y post tensados. Este método está basado en un modelo de celosía con ángulo variable, el cual toma en consideración la inclinación de la diagonal de ruptura por corte, tensión longitudinal del acero y la aplicación de los esfuerzos de corte en la sección.

La resistencia nominal por corte en hormigón (V_c), y el esfuerzo nominal al corte por refuerzo vertical transversal (V_s) están expresados como sigue:

$$V_c = 0.0316\beta\sqrt{f'_c * b * d_w}$$

$$V_s = \frac{A_s * f_y * d_w * \cot \phi}{S}$$

Estas dos expresiones, tanto para V_c y V_s pueden ser aplicadas en secciones de elementos pretensados o no, en términos de β y ϕ , dependiendo de la aplicación de la carga y propiedades de la sección. Para secciones de elementos de concreto no pretensados, que contenga la armadura mínima de refuerzo los factores recomendables son $\beta=2.0$ y $\phi=45^\circ$.

Sin embargo para secciones de elementos de concreto pre tensados, que contengan refuerzo transversal, los valores de β y ϕ deben ser determinados a través de un proceso iterativo usando las tablas dadas para el efecto en el LRFD.

Diseño de la cimentación.

El estado límite de servicio en el diseño de la cimentación está controlado mediante asentamientos, desplazamientos laterales y la respectiva capacidad portante del suelo. Los criterios del asentamiento deben estar basados en el comportamiento de la estructura, seguridad, manejabilidad y estética. Los límites de asentamiento están entre 1.30 y 2.54 cm. y son usados generalmente para satisfacer las condiciones de servicio.

La resistencia y el estado límite a un evento extremo están basados en consideraciones como socavaciones excesivas, pérdida de soporte lateral o pérdida total de la estabilidad.

Los aspectos de resistencia son calculados de acuerdo a la falla por corte en lugar de los asentamientos, mientras que las resistencias por fuerzas de corte son tres o nueve veces el límite de resistencia del asentamiento, dependiendo el tipo de suelo y el tamaño de la cimentación.

2.3.1.3. VALIDACIÓN NORMA AASHTO - LRFD.

La metodología de cálculo se divide en dos partes básicas. La primera se refiere a las solicitaciones y la obtención de los esfuerzos máximos, la segunda comprende el análisis de la distribución de carga, la introducción de los factores de carga para obtener los momentos y cortantes últimos.

Obtención de los esfuerzos máximos.¹⁰

En el diseño de puentes tiene gran aplicación las líneas de influencia, que son gráficos a escala que permiten calcular solicitaciones ya sea de momento flector, corte o normales en secciones específicas para cargas distribuidas o puntales ubicadas en posiciones diversas, lo que permite establecer máximos positivos y negativos de dichas solicitaciones por efecto de la carga muerta y la carga viva en su movimiento.

Para obtener los esfuerzos máximos se deberá considerar:

Cargas permanentes.

- Carga muerta (DD): peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.
- Carga de capa de rodadura (DW) : peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos
- Fuerza de empuje de tierras (EH): empuje horizontal del suelo.

Cargas transitorias.

- Carga viva (LL): sobrecarga vehicular, que consistirá en el peso de la carga móvil aplicada, correspondiente al peso de los camiones, coches y peatones.

Se distinguen dos tipos de carga viva:

- Camión tipo: Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño se especifican la siguiente figura. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica del 33%, la separación entre los dos ejes de 145000 N se deberá variar entre 4300 y 9000mm para producir las solicitaciones extremas.

¹⁰ BELMONTE, Hugo "Puentes"

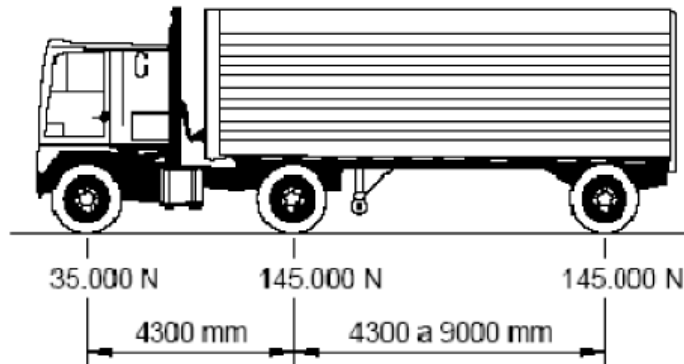


FIGURA 4. PESOS Y SEPARACIONES DE EJES DEL CAMIÓN DE DISEÑO
 FUENTE: AASHTO-LRFD figura 3.6.1.2.2-1 (2005)

- Tándem de diseño: consistirá en un par de ejes de 110000 N con una separación de 1200mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800mm. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica del 33%

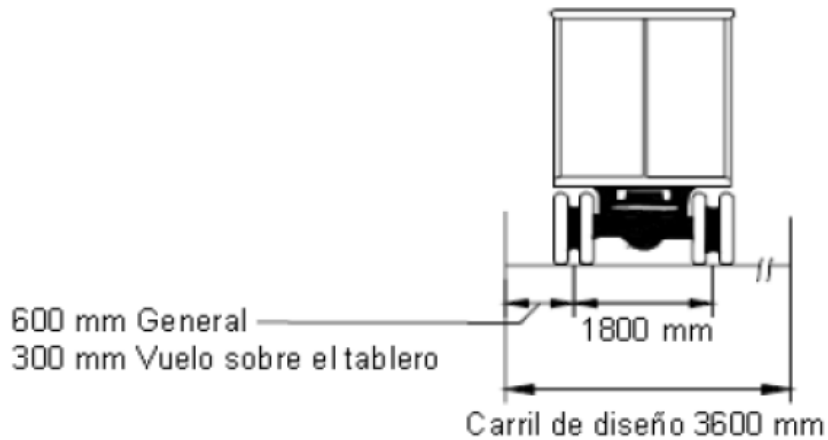


FIGURA 5. SEPARACIÓN TRANSVERSAL DE RUEDAS
 FUENTE: AASHTO-LRFD figura 3.6.1.2.2-1 (2005).

- Carga del carril de diseño: consistirá en una carga de 9.3 N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en

un ancho de 3000 mm. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

Mientras los camiones de carga idealizados simulan el efecto de la presencia de vehículos sumamente pesados de 2 y 3 ejes, la carga distribuida equivalente con eje de cargas concentradas simula el efecto de un congestionamiento vehicular sobre el puente.

En ambos tipos de carga se supone que actúan sobre un solo carril del puente con un ancho de 3.05m.

Impacto o efecto dinámico de la carga viva (IM).

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar aplicando porcentajes de incrementos por carga vehicular dinámica. El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como

$(1 + \frac{IM}{100})$. El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a

la carga del carril de diseño.

TABLA 2. INCREMENTO POR CARGA DINÁMICA.

Componente	IM
Juntas del tablero. Todos los estados limites	75%
todos los demás componentes	75%
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Estados límite de fatiga y fractura 	15%
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Todos los demás estados límites 	33%

FUENTE: AASHTO-LRFD (2005) tabla 3.6.2.1-1

Fuerza longitudinal de frenado (BR).

Se refiere a la fuerza de frenado de los vehículos y se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- 25% de los pesos por eje del camión o tándem de diseño ;
- 5% del camión de diseño más la carga del carril o 5% del tándem de diseño más la carga del carril.

La fuerza de frenado se deberá ubicar en todos los carriles de diseño que se consideran cargados y que transportan tráfico en la misma dirección. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar solicitaciones extremas. Todos los carriles de diseño deberán estar cargados simultáneamente si se supone que en el futuro el puente puede tener tráfico exclusivamente en una sola dirección.

Carga de viento (W).

La velocidad básica del viento varía considerablemente dependiendo de las condiciones locales, en el proyecto se debe registrar valores mínimos. Además para las estructuras pequeñas y/o de baja altura el viento generalmente no resulta determinante.

Carga hidráulicas.

La presión debida a un flujo de agua que actúa en la dirección longitudinal de las subestructuras dependerá del coeficiente de arrastre para pilas y la velocidad del agua de diseño para la inundación en estados límites de resistencia y servicio y para el control de inundación en el estado limite correspondiente a evento extremo.

Carga peatonal.

La carga peatonal de la normativa se la distribuye en la sección longitudinal del puente como carga lineal obtenida a través de la carga superficial de 3.6 KN/m² por el ancho de acera utilizado por los peatones, con un valor de 1.30m.

Factores y combinaciones de carga.¹¹

La solicitación mayorada total se tomará como:

¹¹ CASTELLANOS, M. "Validación de la norma AASHTO LRFD en puentes de hormigón armado"

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

Donde η_i es el factor de modificación de las cargas, el mismo que está relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa; γ_i son los factores de carga especificados en las tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2 del código AASHTO LRFD (2005) ; Q_i representa las solicitaciones de las cargas.

TABLA 3. FACTORES Y COMBINACIONES DE CARGA DEL MÉTODO AASHTO-LRFD.

Load Combination	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Use One of These at a Time				
										EQ	IC	CT	CV	
Limit State														
STRENGTH I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
STRENGTH II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
STRENGTH III	γ_p	—	1.00	1.40	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
STRENGTH IV EH, EV, ES, DW DC ONLY	γ_p 1.5	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
STRENGTH V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
EXTREME EVENT I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
EXTREME EVENT II	γ_p	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	—
SERVICE I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
SERVICE II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
SERVICE III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
SERVICE IV	1.00	—	1.00	0.70	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—	—
FATIGUE—LL, IM & CE ONLY	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

FUENTE: AASHTO-LRFD (2005) tabla 3.4.1-1

TABLA 4. FACTORES PARA CARGA PERMANENTE γ_i .

Type of Load	Load Factor	
	Maximum	Minimum
<i>DC</i> : Component and Attachments	1.25	0.90
<i>DD</i> : Downdrag	1.80	0.45
<i>DW</i> : Wearing Surfaces and Utilities	1.50	0.65
<i>EH</i> : Horizontal Earth Pressure		
• Active	1.50	0.90
• At-Rest	1.35	0.90
<i>EL</i> : Locked-in Erection Stresses	1.00	1.00
<i>EV</i> : Vertical Earth Pressure		
• Overall Stability	1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments	1.35	1.00
• Rigid Buried Structure	1.30	0.90
• Rigid Frames	1.35	0.90
• Flexible Buried Structures other than Metal Box Culverts	1.95	0.90
• Flexible Metal Box Culverts	1.50	0.90
<i>ES</i> : Earth Surcharge	1.50	0.75

FUENTE: AASHTO-LRFD (2005) tabla 3.4.1-2

El estado límite viene a ser la condición mas allá de la cual el puente o elemento deja de satisfacer los requisitos para los cuales fue diseñado.

Aplicación de la sobrecarga de diseño.

La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designadas como HL-93, deberá consistir en una combinación de:

- Camión o tándem de diseño;
- Carga de carril de diseño.

El camión tándem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda este a menos de:

- ✓ Para el diseño del tablero: 300mm a partir de la cara del cordón o baranda
- ✓ Para el diseño de todos los demás componentes:600mm a partir del borde del carril de diseño.

Así conociendo la ubicación, se determinan los brazos que generan momentos.

2.3.2. VARIABLE DEPENDIENTE.

2.3.2.1. PUENTE VULNERABLE.

Se define como estructura vulnerable a la posibilidad que tiene la misma de sufrir daños significativos en los elementos estructurales principales.

Los estudios de vulnerabilidad no solo se realizan en puentes, sino se realizan también en edificios, carreteras, instalaciones industriales, redes de distribución de gas, redes eléctricas, etc.

¹²La vulnerabilidad frente a una sollicitación de determinadas características es una propiedad intrínseca de cada puente; y por lo tanto independiente por ejemplo de su ubicación en el caso de sismos. Un puente puede experimentar daños sísmicos más severos que otros, a pesar de estar ubicados en la misma zona.

Un puente puede ser vulnerable pero no estar en riesgo si no se encuentra en un sitio con cierta peligrosidad sísmica.

Un estudio de vulnerabilidad de puentes incluye la identificación e inspección de los componentes del puente que son susceptibles de falla y pueden afectar la integridad de la estructura.

Se requiere preparar reportes de estimación de vulnerabilidad y de evaluación de la integridad estructural. También recomendaciones de repotenciación y/o remplazo de componentes o unidades estructuralmente vulnerables.

La vulnerabilidad de una estructura se la puede cuantificar de acuerdo a los siguientes parámetros de evaluación.

Lista de parámetros más importantes que controlan el daño por choque de vehículos.

- Ubicación de la estructura principal respecto al nivel del tablero;
- Alineamiento de acceso de los puentes;
- Ancho de la calzada;

¹² Sánchez, Víctor Ph.D. "Vulnerabilidad de puentes Parte I"

- Elementos de protección de la estructura principal;
- Señalización;
- Capacidad de soporte a desplazamientos longitudinales;
- Resistencia estructural a choques de vehículos;
- Altura libre superior de la estructura del puente.

Lista de parámetros más importantes que controlan el daño por sobrecargas excepcionales.

- Puentes y rutas con sistema de control de pesaje;
- Sobrecarga de diseño;
- Condición de diseño estructural;
- Pruebas de carga de evaluación;
- Rutas alternas;
- Condición estadística.

Lista de parámetros más importantes que controlan el daño por condiciones extremas de socavación.

- Niveles de socavación;
- Profundidad y tipo de cimentación;
- Nivel de rasante;
- Longitud del puente;
- Obras de protección de márgenes;
- Obras de protección de socavación de estribos y pilares.

El diseñador definirá el método a utilizar para el diseño estructural del puente, el cual establecerá la vulnerabilidad de la estructura según los criterios que tome. Se tiene la metodología de diseño por esfuerzos permisibles, por factores de carga y resistencia o el diseño por capacidad cada uno con limitaciones según el tipo de estructura que se desea diseñar y los factores que estarán presentes cuando estén en funcionamiento.

Para limitar cada una de las opciones y disminuir la vulnerabilidad de la estructura se analizan y diseñan dos tipos de estructuras: dúctiles y dúctiles con reserva de capacidad.

Cada una de ellas tiene factores de reducción para cada uno de los elementos del puente, con lo cual al diseñar se minimizarán los valores de resistencia, aumentando la certeza del diseño, a tal punto que le proporcione tranquilidad al diseñador, si es que tiene una buena perspectiva del tema de la reducción de desastres en función de la metodología de diseño.

La mitigación de vulnerabilidad de la estructura a una amenaza es de vital importancia, la norma establece requisitos según el nivel de protección respecto a las cargas por el tipo de vehículo, tipo de análisis sísmico, tipo de sismo, y tipos de diseño a utilizar en función de todas las descripciones anteriores.

Un puente se diseña a partir de las condiciones que presenta su entorno, por lo tanto es fundamental el no obviar ninguna de estas condiciones porque de ser así, pondremos en riesgo a las personas que lo utilizarían, por ejemplo si no se toma en cuenta el estudio de suelos donde irán asentadas las bases, el puente colapsa al aumentar el esfuerzo permisible en el suelo.

Cuando se diseña estructuralmente un puente de cualquier clase es preciso el tomar en cuenta los elementos cualitativos que influyen en él, además de los cuantitativos así por ejemplo es importante tomar en cuenta quienes lo utilizarán, para que lo utilizarán, etc. Además no es solo de tomar en cuenta las consideraciones en la planificación y diseño, sino también en el momento de la ejecución y construcción de la obra, ya que al obviar alguno de los elementos influyentes en el puente puede provocar la vulnerabilidad de la estructura al colapso, poniendo en riesgo a los beneficiarios.¹³

2.3.2.2. EVALUACIÓN DE PUENTES.¹⁴

La valoración o evaluación de los puentes existentes se vuelve necesaria por estos tres aspectos fundamentales:

- El paso de cargas de mayor peso que las de diseño, debido al incremento general del peso del tráfico (principalmente para camiones pesados); incrementos en la densidad del tráfico (con camiones ocupando mayores carriles de carga que lo

¹³<http://www.arqhys.com/que-es-un-puente>.

¹⁴RYALL.M.J."Bridge Management"

estipulado por los límites) o con paso de vehículos anormales de transporte como el de piezas de equipo pesado;

- Un serio deterioro o un sustancial daño resultado de un incremento en las cargas;
- En el caso en que se generen cambios en los códigos de diseño, lo que conllevaría en una reducción de los niveles aceptables de seguridad.

El objetivo de la valoración se establece para una capacidad de carga segura sobre los puentes. Esto usualmente se inicia en la superestructura, la misma que es considerada como el elemento más débil, para luego extenderse hacia los soportes y cimentación de los puentes.

La valoración es una tarea compleja porque se realiza sobre un puente ya construido con todos sus aciertos y desaciertos. El diseño de un puente es una tarea relativamente sencilla comparada con la valoración porque está hecha toda sobre el papel. Los cambios por lo tanto pueden ser hechos a capricho del o los diseñadores para superar los problemas teóricos encontrados en el diseño. El diseñador está teóricamente capacitado para crear un puente perfecto en todo aspecto. La valoración por otro lado involucra un gran trabajo de investigación e ingenio en la cuantificación de cargas, esfuerzos de materiales y el desempeño correcto del modelo propuesto del análisis. El evaluador tiene que tratar con un puente imperfecto, donde en algunos casos se presentan investigaciones profundas tal como si fuera un nuevo diseño.

El nivel de seguridad está determinado por el estado límite último desde que han ocurrido cargas extremas por lo tanto el propósito de la valoración es la de determinar los valores de esfuerzos críticos resultantes de la acción de efectos S (como por ejemplo momentos torsores y fuerzas de corte) para luego compararlos con la resistencia R de la sección.

La seguridad de un puente está expresada como:

$$R - S \geq 0$$

La serviciabilidad en condiciones de trabajo en un puente es normalmente valorada por inspecciones visuales. Muy a menudo estas no revelan peligro en el interior de la estructura y que pueden ser muy susceptibles de falla.

Un puente puede aprobar o reprobar una valoración inicial. La consecuencia de un fracaso puede reflejarse en una restricción de carga, necesidad de apuntalamiento; monitoreo; pruebas de carga; fortalecimiento o en casos extremos una demolición y posterior reconstrucción.

2.3.2.2.1. CONSIDERACIONES BÁSICAS DE LA EVALUACIÓN DE PUENTES.

Existen algunos factores importantes que necesitan ser considerados antes de inmiscuirse en valoraciones de resistencia. Estas son: carga, resistencia de los materiales y disposición estructural. Cuando se diseña un puente, la disposición estructural está acorde a su funcionabilidad, estética y aspectos económicos, mientras que las cargas y características de los materiales son especificados por códigos.

Cuando se realiza una evaluación de puentes, es necesario encontrar las resistencias de los materiales y cargas de tráfico significativamente variables de los valores de diseño originales, y el comportamiento actual a través de técnicas de modelación.

2.3.2.2.1.1. CARGA.

Un esquema representativo de todas las cargas consideradas en el diseño se muestran en la siguiente figura. Inicialmente las cargas usualmente consideradas en la evaluación son aquellas debidas a la gravedad las mismas que pueden ser permanentes o transitorias (cargas muertas y de tráfico).

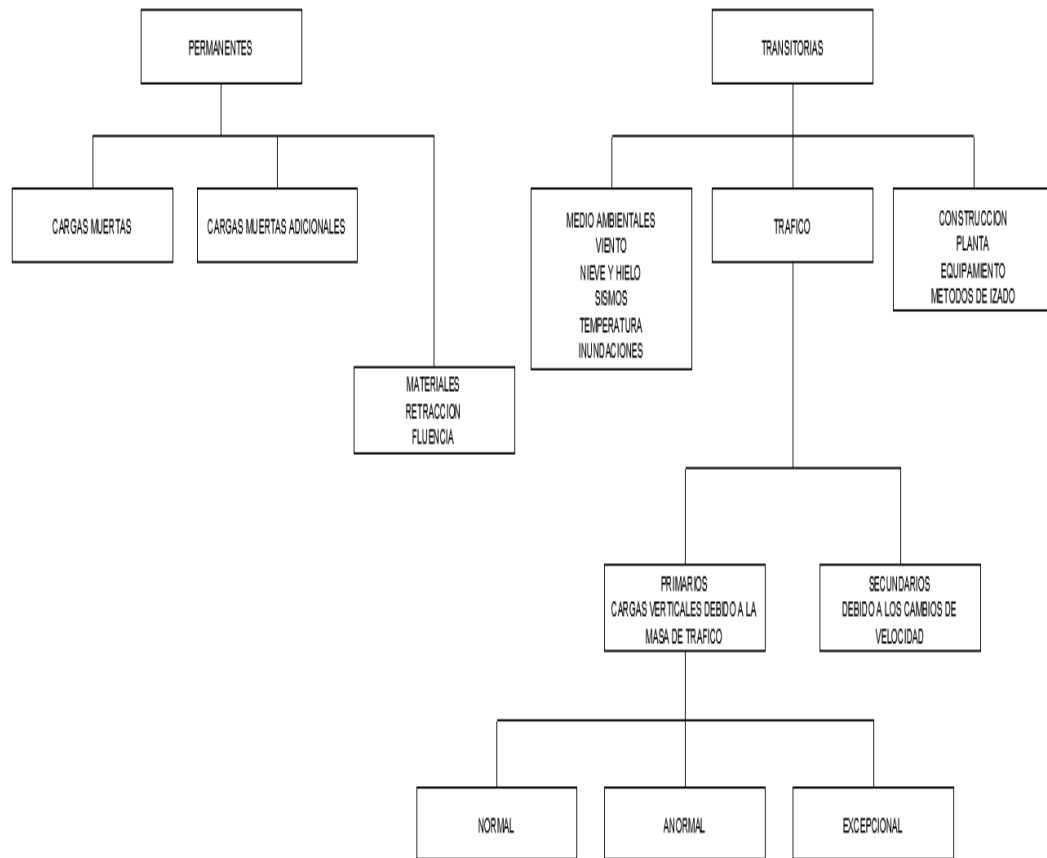


FIGURA 6. CARGAS EN PUENTES.

FUENTE: RYALL.M.J “Bridge Management” (2001)

Cargas permanentes.

Las cargas permanentes usualmente no varían con el tiempo y están constituidas por el peso propio de los materiales de construcción (vigas de acero, concreto reforzado, concreto pretensado o materiales convenientes); las cargas muertas adicionales como por ejemplo superficies de relleno, capa de rodadura, parapetos, iluminación, barreras de seguridad, etc.

Existen incertidumbres en las densidades de los materiales y en las dimensiones de construcción, pero estas pueden ser usualmente estimadas con un buen grado de precisión.

Cargas de tráfico.

Uno de los factores más importantes que afectan la seguridad global de los puentes a través del mundo es el incremento en la intensidad y volumen del tráfico. Esto particularmente en la red vial de segundo orden donde están localizados muchos puentes antiguos, y en las vías de primer orden donde se tienen atascos y accesos a grandes vehículos comerciales imprevistos en el diseño original.

En diseño las cargas de tráfico son derivadas de las consideraciones de distribución de frecuencia del peso de los vehículos y la probabilidad de la combinación de esos pesos bajo consideraciones de combinaciones de carga a lo largo del tablero del puente. Estos por naturaleza son muy difíciles de modelar y predecir ya que dependen de un sin número de variables aleatorias.

Los modelos de carga en los códigos de diseño están por lo tanto basados en métodos probabilísticos usando una limitada cantidad de información en cuanto a tamaños de puentes. Desde la etapa de diseño existe una alta incertidumbre sobre las tendencias del tráfico.

En la evaluación posiblemente sea necesario determinar los efectos estáticos y dinámicos básicos del tráfico sobre el puente. Los efectos estáticos resultan de la masa del tráfico que ocupan el puente teniendo en cuenta la combinación de vehículos (numero de ejes, pesos y dimensiones); y los efectos dinámicos son teniendo en consideración el número de vehículos sobre el puente, la velocidad, tipo de suspensión, peso de los vehículos y finalmente las características de vibración del puente y la aspereza de la capa de rodadura.

2.3.2.2.1.2. RESISTENCIA DE LOS MATERIALES.

La resistencia de los materiales está basada en datos estadísticos tomados de pruebas representativas. Generalmente el valor seguro es un porcentaje pequeño por debajo del punto esperado de falla. El grado de control en la manufacturación juega también un papel importante en la definición del factor parcial de seguridad de los esfuerzos calculados. Las especificaciones o características de esfuerzo son asumidas como

valores constantes en la etapa de diseño y permanecen sin cambios a lo largo de la vida del puente.

En un puente terminado esto posiblemente no se dé ya que estas características probablemente experimenten una reducción en su capacidad, como por ejemplo el concreto puede debilitarse al ser expuesto a una contaminación por cloruros; la mampostería de ladrillo puede degradarse debido al ingreso de humedad; la madera puede verse debilitada por putrefacción, y el acero puede ser afectado por las altas temperaturas. Lo contrario también puede ser cierto, esto es que se produzca un mejoramiento de las características de esfuerzo, por ejemplo el concreto gana resistencia con el tiempo, o las vigas de acero son de un grado superior a las originalmente especificadas. La solución es realizar una prueba representativa de cada material con la finalidad de obtener valores estadísticos reales que permitan la evaluación.

El debilitamiento del material esta además agravado por pérdida de sección transversal en los elementos estructurales debido a los efectos de corrosión, y esto también, debe ser tomado en cuenta. El concreto está sujeto a toda una lista de enfermedades como el ataque por sulfatos, daños por congelación y descongelación, etc. picaduras locales por corrosión en el acero de refuerzo no es imposible de detectar, pero generalmente la corrosión puede ser marcada a través de la presencia de agrietamientos y desprendimientos del concreto.

La corrosión en estructuras de acero por lo general puede ser vista, permitiendo limpiar las escamas teniendo así una medición precisa del elemento para poder determinar la pérdida de sección.

2.3.2.2.1.3. DISPOSICIÓN ESTRUCTURAL.

La valoración o evaluación de un puente significa que tiene que ser analizado, y la disposición estructural claramente determinará la forma en la que es modelado.

Muchos puentes antiguos son inusualmente construidos con los estándares modernos y estos frecuentemente presentan dificultades en la concepción para procesos de análisis.

En algunos casos el resultado del modelo o las pruebas de carga real se busca en la literatura disponible.

2.3.2.2.1.4. MÉTODO GENERAL.

La filosofía para la demostración de una adecuada seguridad debe ser tan sencilla como sea posible, utilizando los más avanzados métodos antes descritos.

La evaluación de un puente en particular está definido por su factor de evaluación (Rating Factor RF) descrito por Moses y Verma(1990) como :

RF = capacidad portante de la carga viva / carga viva aplicada

$$RF = (R - G) / Q$$

Bailey (1996) y Moses-Verma (1990) tomaron en cuenta las cargas permanentes así como las cargas vivas y definieron el siguiente factor como:

RF = capacidad portante de la carga total / carga aplicada

$$RF = R / (Q + G)$$

En cualquier caso si $RF \geq 1.0$ entonces el puente es seguro y ninguna acción deberá ser adoptada. Si $RF < 1.0$ será necesario tomar acciones como las descritas arriba. Como el factor de calificación es proporcional a la seguridad estructural, mayor prioridad implica factores de calificación bajos.

Los cuatro métodos para la evaluación de la seguridad estructural son los siguientes:

Método 1. Análisis para determinar el modelo por defecto para el cálculo del RF_{det} .

Método 2. Análisis para rehabilitar el modelo por defecto para el cálculo del RF_{prob} (raramente usado).

Método 3. Análisis determinista con modelos de actualización para calcular el $RF_{det.upd}$.

Método 4. Análisis para rehabilitar con modelos de actualización para el cálculo del

$$RF_{probupd}$$

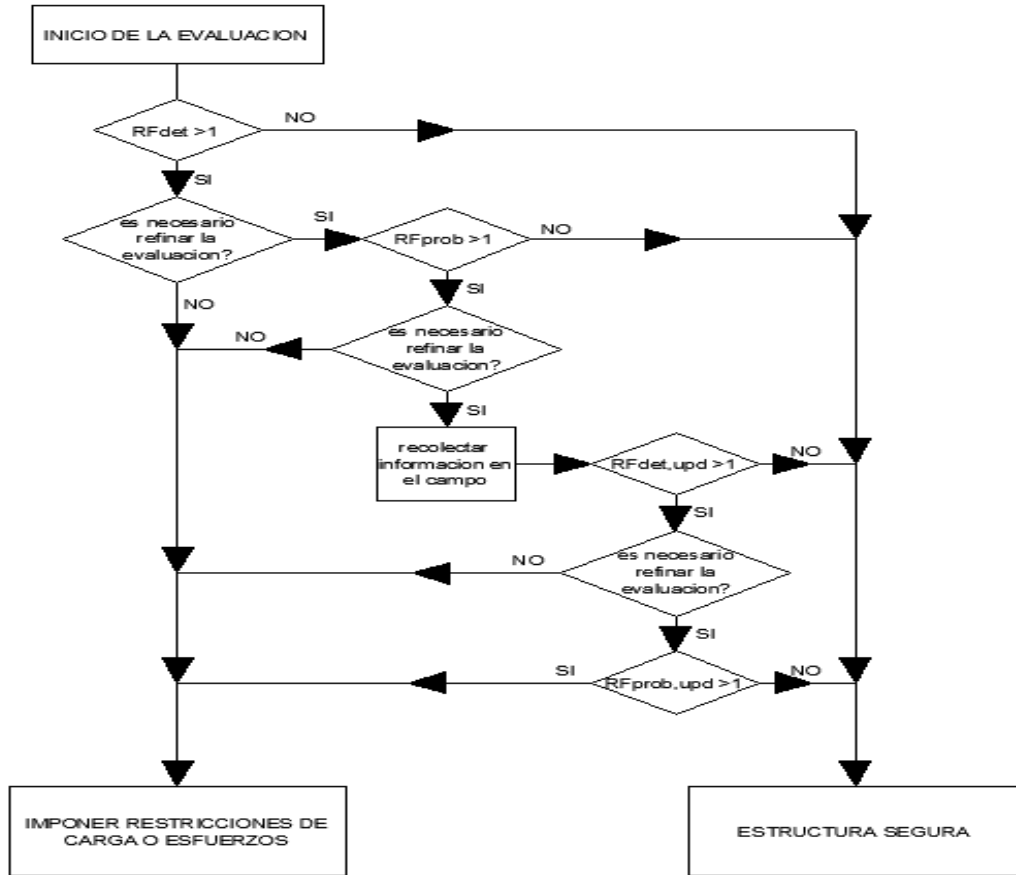


FIGURA 7. DIAGRAMA DE FLUJO PARA LA EVALUACIÓN DE PUENTES.
FUENTE: RYALL.M.J “Bridge Management” (2001)

2.3.2.2.1.5. MÉTODO 1.

Este es el método más sencillo de todos ya que utiliza los valores codificados de los factores de seguridad parcial para ambas cargas y resistencias de los materiales, y las dimensiones son asumidas como las del diseño o como las de la construcción. El estado límite último tiene que satisfacer la siguiente expresión: ¹⁵

¹⁵RYALL.M.J.”Bridge Management”

$$Sd \leq \frac{R}{\gamma_R}$$

$$S(\gamma_G * G_m) + \frac{S(\gamma_Q * Qr)}{\alpha Q_{det}} \leq \frac{R}{\gamma_R}$$

Esto es:

Cargas muertas mayoradas + cargas vivas mayoradas \leq resistencia / factor de seguridad del material; donde:

Sd = Efecto de las cargas de diseño.

$S()$ = Efecto de las acciones.

γ = Factor parcial de seguridad.

G_m = Valor medio de las acciones permanentes.

Qr = Valor representativo de las acciones de tráfico.

αQ_{det} = Factor de reducción por defecto de las acciones del tránsito. (=1 en el Reino Unido)

R = Resistencia.

G , Q y R hace referencia a las cargas permanentes, cargas de tráfico y resistencia respectivamente.

Usando la ecuación anterior, el valor determinista del factor de calificación puede ser expresado como:

$$RF_{det} = \frac{\frac{R}{\gamma_R}}{S(\gamma_G * G_m) + \frac{S(\gamma_Q * Qr)}{\alpha Q_{det}}}$$

La acción apropiada se toma en función de si $RF_{det} \geq 1$ o $RF_{det} < 1$

En el caso de que $RF_{det} < 1$ (ver figura 7) entonces puede que sea posible:

- *Recopilar información en el sitio a fin de actualizar los valores de carga y resistencia.*
- *Realizar una evaluación más precisa (método 2).*
- *Reforzar el puente o imponer restricciones del tráfico.*

2.3.2.2.1.6. MÉTODO 2.

Este método utiliza conceptos relativos y aunque es complejo puede valer la pena si los datos pertinentes están disponibles. Este método resulta de una evaluación probabilística del factor de calificación RF_{prob} .

$$RF_{prob} = \frac{\beta_{evaluacion}}{\beta_{diseno}}$$

Donde: $\beta_{evaluacion}$ es el índice de fiabilidad de la evaluación, β_{diseno} es el índice de fiabilidad del diseño. Este valor probabilístico puede ser convertido a un factor determinístico equivalente para una comparación directa de los factores obtenidos en forma determinística de la evaluación (Bailey 1990).

Los modelos probabilísticos de las cargas permanentes son usados normalmente asumiendo una distribución normal basada en dimensiones nominales y densidades con un sesgo adecuado y coeficiente de variación. Las acciones del tráfico y la resistencia estructural están basadas también en modelos probabilísticos.

Las acciones apropiadas a ser tomadas dependerán de si $RF_{prob} \geq 1$ o $RF_{prob} < 1$.

Si $RF_{prob} < 1$ (ver figura 7) entonces puede que sea posible:

- *Realizar una evaluación más precisa. (método 3)*

- *Recopilar información en el sitio a fin de actualizar los valores de carga y resistencia.*
- *Reforzar el puente o imponer restricciones del tráfico.*

2.3.2.2.1.7. MÉTODO 3.

Este método es determinístico y usa información específica del puente. Los factores de reducción son aplicados a la ecuación de estado límite para actualizar los modelos de las acciones permanentes y de tráfico de tal manera que:

$$\frac{S(\gamma_G * G_m)}{\alpha_G} + \frac{S(\gamma_Q * Qr)}{\alpha_Q} \leq \frac{R}{\gamma_R}$$

Cada tipo de acción permanente es estudiada por separado. Esto esencialmente significa que la incertidumbre se reduce y se actualizan representativamente los valores a ser utilizados que son más precisos que los asumidos en el diseño.

Los factores de reducción son aplicados a las acciones estáticas del tráfico teniendo en cuenta la diferencia en cuanto a la magnitud y las características de los modelos asumidos de carga del tráfico en el diseño y los que se utilizan durante la evaluación. Una actualización del coeficiente dinámico puede ser determinada en base a la frecuencia fundamental del puente.

Los datos de la resistencia estructural pueden ser recolectados del puente por mediciones y ensayos usados en la evaluación. La seguridad estructural es evaluada por el cálculo del factor de calificación a saber:

$$RF_{det,upd} = \frac{\frac{R}{\gamma_R}}{\frac{S(\gamma_{Gi} * G_{mi})}{\alpha_{\gamma_i}} + \frac{S(\gamma_Q * Qr)}{\alpha_\theta}}$$

Las acciones apropiadas a ser tomadas dependerán de si $RF_{det,upd} \geq 1$ o $RF_{det,upd} < 1$.

Si $RF_{det,upd} < 1$ (ver figura 7) entonces puede que sea posible:

- *Realizar una evaluación más precisa. (método 4)*
- *Recopilar información en el sitio a fin de actualizar los valores de carga y resistencia.*
- *Reforzar el puente o imponer restricciones del tráfico.*

2.3.2.2.1.8. MÉTODO 4.

Este es el método más preciso para la evaluación de un puente el mismo que utiliza una fiabilidad del cálculo utilizando los datos específicos del sitio para actualizar los modelos probabilísticos tanto para la carga permanente como para la de tráfico. Una evaluación probabilística y recolección de información en el sitio será más barato que el cierre de un puente o reparaciones del mismo.

La seguridad estructural es evaluada como en el método 2 a excepción de la actualización de la información en lugar de los valores predeterminados, y viene dada por:

$$RF_{probupd} = \frac{\beta_{evaluacion}}{\beta_{diseno}}$$

Así como en el método 2 este puede ser convertido a un valor determinístico equivalente.

Las acciones apropiadas a ser tomadas dependerán de si $RF_{probupd} \geq 1$ o $RF_{probupd} < 1$

Si $RF_{probupd} < 1$ (ver figura 7) entonces puede que sea posible:

- *Recopilar información en el sitio a fin de actualizar los valores de carga y resistencia.*
- *Reforzar el puente o imponer restricciones del tráfico.*

2.3.2.2.1.9. EVALUACIÓN DE PUENTES USANDO AASHTO. ¹⁶

La Asociación Oficial Americana de Carreteras Estatales y Transporte (AASHTO) regula el proceso de la evaluación de los puentes, mediante el Manual para la Evaluación de la Condición de los Puentes (1996). En esta guía se presentan dos métodos de evaluación de carga, el esfuerzo permisible (AS) y el factor de carga (LF).

La evaluación de un puente, RT, representa el producto del factor de clasificación RF, y el peso del vehículo de la evaluación, W:

$$RT=RF*W$$

El factor de evaluación se determina por la siguiente fórmula:

$$RF = \frac{R_n - \gamma_D D}{\gamma_L L(1 + I)}$$

Donde: R_n = resistencia nominal del miembro, γ_D = factor de carga muerta, D = efecto nominal de carga muerta, γ_L = factor de carga viva, L = carga nominal ocasionado por el vehículo de evaluación, I = factor de impacto de carga activa.

¹⁷El Manual para la Evaluación de la Condición de Puentes de la AASHTO (1996) propone la siguiente ecuación para la capacidad de carga de la estructura:

$$RF = \frac{C - A_1 D}{A_2 L(1 + I)}$$

Donde: RF = factor de evaluación de la capacidad de soporte de la carga viva, C = capacidad del miembro, D = efecto de la carga muerta sobre el miembro, L = efecto de la carga viva sobre el miembro, I = factor de impacto de carga viva, A_1 = factor de carga muerta, A_2 = factor de carga viva.

¹⁶JAUREGUI, David "Reseña de ensayos de carga no destructivos usados para la evaluación de puentes"

¹⁷AASHTO, "Manual for Condition Evaluation of Bridges"

En todo caso las dos ecuaciones anteriores expresan el mismo factor con diferente nomenclatura.

2.3.2.3. REPARACIÓN ESTRUCTURAL Y VIAL.¹⁸

Entiéndase por reparación a las actividades que involucran la remoción, limpieza, remplazo y/o protección de una manera adecuada los materiales o elementos estructurales que presentan una reducción en su función ya sea por defectos de construcción, fatiga o vulnerabilidad. Puede ser posible también que se incluyan algunos procesos de realce en la decoración con la finalidad de restaurar la apariencia del puente. Los trabajos de reparación generalmente no adicionan un esfuerzo extra a la estructura del puente, pero son medidas simplemente curativas para restaurar la serviciabilidad del puente.

2.3.2.3.1. CAUSAS DE PATOLOGÍAS EN PUENTES.¹⁹

Grietas y fisuras.

Las causas que originan las grietas y fisuras en puentes son:

- Incremento de cargas;
- Materiales de mala calidad;
- Inestabilidad elástica (pandeo);
- Hormigón mal vibrado y mal curado;
- Hormigonado durante temperaturas ambientales extremas;
- Deslizamientos del terreno;
- Fallo en las cimentaciones (asentamientos);
- Temperaturas extremas;
- Enraizado de árboles y arbustos.

¹⁸TONIAS,ZHAO "Bridge Engineering"

¹⁹<http://www.construmatica.com/construpedia/>

Deterioros en hormigón.

Estos deterioros pueden aparecer en forma de desprendimientos, nidos de grava, etc.

Sus causas pueden ser:

- Ausencia o pérdida de recubrimientos en las armaduras;
- Impermeabilización incorrecta o faltante;
- Ejecución de hormigonado con temperaturas extremas;
- Insuficiente vibrado del hormigón;
- Lavado de juntas entre ladrillos por filtraciones;
- Contaminación de áridos;
- Depósitos de sales de deshielos;
- Efectos por presencia de microorganismos.

Cimentaciones socavadas.

Existen diversos factores que pueden socavar los cimientos de los puentes:

- Cimientos inadecuados;
- Ausencia de soleras necesarias;
- Acción continua del agua;
- Inundaciones;
- Incorrecta ubicación de los cimientos en los causes.

Pilas erosionadas.

Las pilas de los puentes se pueden ver afectadas por:

- Ausencia de tajamares necesarios (tajamar: curva agregada a las pilas del puente para dividir la corriente);
- Acción continúa del agua.

Muros y estribos con deslizamientos o cabeceos.

Los muros y estribos de los puentes pueden sufrir deslizamientos o cabeceos originados por:

- Soluciones estructurales mal ejecutadas (juntas, empotramientos, apoyos, etc.);
- Incremento notable de cargas;
- Enraizado de arboles;
- Terreno mal compactado;
- Riadas y acción del agua;
- Deslizamientos de tierras.

Fallos en los apoyos.

Los apoyos de un puente pueden verse afectados por las siguientes causas:

- Dimensionamiento incorrecto en los apoyos;
- Exceso o falta de reacción vertical.

Fallos en las juntas.

- Dimensionamiento incorrecto de las juntas del puente;
- Impacto de vehículos;
- Desgaste o ausencia del material de la junta.

Estructuras metálicas oxidadas

Las estructuras metálicas de los puentes pueden sufrir los efectos de la oxidación originados por:

- Acción erosiva continua por fenómenos climáticos;
- Deformaciones por impactos o por el ataque del óxido;
- Ausencia de protección sobre las estructuras metálicas.

Además se pueden presentar una serie de deterioros propios del uso de la estructura como impactos producidos por el tráfico en bordillos, barandales, aceras, defensas, etc.,

por impactos en las vigas debido a la falta de gálibo, por el desgaste y envejecimiento propio de la estructura o simplemente por la falta de un adecuado mantenimiento.

2.3.2.3.2.REHABILITACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS.

Todas estas patologías que pueden afectar a los puentes, requieren de tratamientos diferentes en función del material y del daño sufrido.

Las reparaciones posibles a las distintas patologías son:

Reparación de grietas, fisuras y aberturas en estructuras de hormigón armado

- Fisuras.- Se limpia con soplado y se aumenta el grosor de la fisura para prepararla, posteriormente se realiza un sellado con material epóxico. Se procede a inyectar las resinas epóxicas realizando primero orificios donde se colocarán los inyectores. La inyección se la realiza mediante boquillas situadas en la parte inferior hasta que rebosa el material por la parte superior, finalmente se obstruyen los inyectores cerrando los orificios.
- Grietas.- Si las grietas son activas se la limpia por soplado aumentando su tamaño preparándola así para su sellado, luego se efectúa un sellado con masillas elásticas a base de poliuretano; en el caso de que la grieta no sea activa se efectúa el mismo procedimiento que en el caso anterior con la diferencia que el sellado se realiza con lechada de cemento.

Reparación en puentes prefabricados.

En el caso de grietas se comienza efectuando una limpieza por soplado, seguidamente se realizará un sellado con un mortero epóxico. Se ejecutan orificios para inyectar luego una lechada de cemento comenzando por las boquillas situadas en la parte inferior hasta que el material rebose por la boquilla superior. Luego se procede a cerrar los inyectores. En el caso de grandes aberturas se realiza una sujeción a través de grapas de acero inoxidable o acero corrugado en forma de *U* provistos de alguna protección para evitar su oxidación los mismos que deberán tener una profundidad de anclaje de 15 cm como mínimo.

Finalmente se anclan al material mediante un mortero epóxico con una carga pequeña de árido fino.

Reparación de deterioros en hormigón.

Se comienza en la zona deteriorada efectuando un repicado manual o con martillo neumático, hasta dejar las armaduras a la vista, con una superficie sin oquedades y libres de toda sustancia que impida la adherencia de los materiales a colocar.

Luego se dirige un chorro abrasivo de arena o con cepillado manual sobre las armaduras para dejarlas exentas de todo rastro de óxido y lograr una superficie rugosa en el hormigón, seguido a esto se deberá aplicar un revestimiento anticorrosivo sobre las armaduras, el mismo que realiza un puente de adherencia entre el hormigón existente y el material nuevo a colocar para su reparación. Adicionalmente se colocará un mortero de cemento y resinas sintéticas que mejorarán la resistencia mecánica y lograrán la adherencia adecuada sobre la superficie de soporte. Finalmente se coloca una protección sobre la superficie a base de agua con resinas, actuando la misma como impermeabilizante

Soluciones en deslizamientos y cabeceos de muros y estribos.

- Grandes desplazamientos, aberturas y grietas activas.- Se realiza el montaje de los andamios y plataformas de trabajo para apoyar la perforadora. Se definen en obra los taladros y se coloca un tubo PVC en la perforación para evitar que se obstruya el orificio. A continuación se disponen y colocan barras de alta resistencia con la placa de reparto, ajustando tuercas y contratuercas. Luego se realiza el apriete de las mismas con una llave dinamométrica.

Seguidamente se efectúa el vertido de una lechada de cemento dentro del tubo de PVC que dará protección a la barra de acero. Se aplicará una capa de pintura con la finalidad de proteger a la placa, tuercas y contratuercas con una resina epóxica. Finalmente se retirarán los andamios y plataforma.

- Pequeños desplazamientos, aberturas y grietas no activas.- Se limpian prolijamente las grietas y se las sella con una masilla fabricada en base de poliuretano.

Recuperación de apoyos afectados por fallos.

En estos casos y según los daños, se realiza la sustitución por nuevos o recolocación de los apoyos. El procedimiento a realizarse es el siguiente:

Se inician los trabajos preparando las superficies, limpiando y dándoles horizontalidad para colocar los gatos hidráulicos. En el caso de no existir lugar suficiente en los estribos o pilas, se montan unas estructuras metálicas apoyadas sobre zapatas de hormigón donde se instalan los gatos. La colocación adecuada de los gatos es fundamental en función de un cálculo previo de reacción vertical por cada apoyo, nivelación y puesta en carga.

Se iza el tablero carretero a la altura suficiente para poder efectuar los trabajos de sustitución o recolocación de los apoyos. Si los originales se encuentran en buen estado, se les recoloca, en cambio, si requieren sustitución, conviene instalar nuevos apoyos (generalmente de neopreno).

Cuando los apoyos originales han sufrido un deslizamiento de su posición, se recomienda realizar un zuncho perimetral a la cama del apoyo para impedir que se produzca un desplazamiento horizontal. Dicho zuncho se ejecuta con mortero de alta resistencia y fraguado rápido.

Deterioros por falta de mantenimiento o por impactos.

Cuando el gálibo de un puente no es suficiente para la circulación de algunos vehículos (por ejemplo camiones con caja muy alta o con transporte de objetos sobresaliendo sobre un puente), se producen impactos sobre las vigas que pueden comprometer la estabilidad de la estructura; por otro lado, la falta de mantenimiento de las estructuras pueden también producir problemas serios en su seguridad estructural.

- Reparación de vigas.- Se realiza en la zona afectada por medio de un repicado manual dejando las armaduras a la vista despejando la zona de todo material suelto o deteriorado para conseguir la adherencia de los materiales de reparación. Se realiza el cepillado manual o con chorro de arena quitando así el óxido de las armaduras y dejando las superficies rugosas para mejorar la adherencia. Se debe colocar también un revestimiento anticorrosivo sobre las armaduras a base de cemento con resinas epóxicas. Adicionalmente se realiza la conveniente reposición de volúmenes mediante un mortero a base de cemento y resinas que le otorgan gran resistencia mecánica y logran buena adherencia. Finalmente se procede a darle una capa de pintura de protección logrando una superficie impermeable y que impide la carbonatación del hormigón.
- Aumentar el gálibo.- Se prepara la superficie dejándola con la horizontalidad suficiente donde se colocarán los gatos hidráulicos. Cuando no exista suficiente espacio entre estribos o pilas, se montan estructuras metálicas apoyadas sobre zapatas de hormigón para colocar los gatos; estos se colocarán de acuerdo al cálculo previo de reacción vertical por apoyo.

Luego se iza el tablero en una o varias fases según la altura a que haya que levantarlo y de acuerdo al tipo de gato hidráulico empleado. A continuación se fija la cota de apoyo hasta su posición definitiva colocando una viga metálica a modo de riostra sobre los dinteles de las pilas y sobre los estribos; también pueden colocarse tramos de viga reforzadas con rigidizadores.

Luego se efectúa un encofrado, y el hormigonado donde quedarán embebidas las vigas metálicas. Pueden colocarse los antiguos apoyos si están en buenas condiciones, o sustituirlos por nuevos.

Finalmente se realiza el descenso y recolocación del tablero en su lugar hasta que quede perfectamente apoyado.

Cimentaciones socavadas.

Para rehabilitar un puente con sus cimentaciones socavadas podemos realizar las siguientes acciones:

- Zuncho perimetral de refuerzo.- Se realiza un encofrado perimetral en forma de tajamar, con un espesor mínimo de 50 cm aguas arriba. Se arma dejando como mínimo, un recubrimiento de 10 cm y se efectúa el cosido a los elementos existentes por medio de horquillas de acero corrugado. Se ejecuta el hormigonado y luego de un lapso establecido se desencofra.
- Solera de protección.- Sobre la superficie donde se apoyará la solera, se realiza la excavación y nivelación efectuando la compactación en forma manual o mecánica.

Se realiza la excavación de los rastrillos o zócalos, con una profundidad de 75 cm a 1m ; estos se colocan en los extremos de la solera y trabajan como una viga vertical impidiendo el desplazamiento de la solera. A continuación se coloca la ferralla en la solera y en los zócalos.

Luego se ejecuta el hormigonado con un espesor del orden de los 20 a los 30 cm.

- Refuerzo con escollera.- Se prepara el acceso con un camino hasta llegar a la pila mediante un extendido o compactado de tierras. Se ejecuta una escollera con elementos constructivos que superen en peso de 500 Kg en sus capas inferiores y con más de 150 Kg en sus capas superiores, de manera de cubrir el ancho entre pilas, continuándolas aguas abajo (entre 5 y 10 m).

Pilas erosionadas.

- Refuerzo perimetral de la pila.- Después de limpiar la zona, se ejecuta un encofrado de un zuncho perimetral que debe tener un espesor mínimo de 10 cm. y en forma de tajamar aguas arriba y con una altura determinada en función del daño sufrido por la pila. Se efectúa el armado y cosido a los elementos existentes, mediante horquillas de acero corrugado. Luego se realiza el hormigonado para finalmente desencofrar luego de haber fraguado.

Óxido en estructuras metálicas.

Para eliminar el óxido presente en las estructuras metálicas (causante de la corrosión), deben realizarse las siguientes acciones:

Se inician las tareas montando los andamios y plataformas que se requieren para limpiar de óxido con chorro de arena y luego aplicarles la protección en las superficies. Ya libre de óxidos y de restos de arena, se procede a la aplicación de las capas de protección:

- Se aplica una capa de imprimación epóxica enriquecida con zinc, de espesor 60 micras aproximadamente;
- Se aplica otra capa de pintura epóxica de espesor 125 micras;
- Finalmente se le da una mano de esmalte al poliuretano.

Puentes metálicos con estructura deteriorada.

Cuando se presenten deformaciones en partes de la estructura, deben enderezarse, si es posible, de lo contrario se efectúa el remplazo de las piezas dañadas. Para ello se procede al corte de las partes deformadas, siempre que esta operación no comprometa la estabilidad del puente. En caso que se vea comprometida la estabilidad se procura enderezar las piezas reforzándolas luego.

A continuación se realiza el mismo procedimiento que en el caso anterior, limpiando las superficies con chorro de arena y luego efectuando la aplicación de la protección con pinturas epóxicas

Pavimento con socavaciones en puentes metálicos.

En estos casos se comienza efectuando el picado y demolición de la capa de pavimento existente, de todo el relleno de la losa del tablero, incluyendo las chapas onduladas, para la ejecución de la losa del tablero. Se colocan luego como encofrado, chapas de acero galvanizadas onduladas.

Se colocan las armaduras y se efectúa el hormigonado de la losa con un espesor de 20 cm. aproximadamente.

A continuación se realiza la impermeabilización del tablero (losa) con una capa de mortero bituminoso de aplicación en frío, compuesto por una emulsión bituminosa con fibras y áridos.

Finalmente se procede a la imprimación y extendido del aglomerado asfáltico.

2.4.- HIPÓTESIS.

2.4.1.- HIPÓTESIS NULA.

- La evaluación del puente “El Quilo” permitirá establecer las condiciones actuales de seguridad estructural y vial.

2.4.2.- HIPÓTESIS ALTERNATIVA.

- La evaluación del puente “El Quilo” no permitirá establecer las condiciones actuales de seguridad estructural y vial.

2.5.- VARIABLES DE LA HIPÓTESIS.

VARIABLE INDEPENDIENTE	La evaluación del puente “El Quilo”
NEXO	permitirá establecer las condiciones
VARIABLE DEPENDIENTE	seguridad estructural y vial

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1.- ENFOQUE.

La investigación presente tendrá un enfoque cuantitativo, ya que se sustentará en el análisis de datos recopilados por el investigador para poder valorar el estado de la estructura. Sin embargo como en toda investigación científica también habrá aspectos cualitativos que se han de tomar en cuenta para el desarrollo de la misma, en este caso se presentará dicho tipo de enfoque en las observaciones de estado aparente de los componentes no estructurales como parapetos, señalética, iluminación, capa de rodadura, etc.

3.2.- MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN.

3.2.1.- MODALIDAD.

3.2.1.1.- POR EL OBJETIVO.

La investigación por el objetivo será puramente aplicada, ya que los resultados obtenidos de esta, se utilizarán netamente para evaluar el estado estructural del puente sujeto a estudio, y poder proponer así las actividades (de ser el caso) suficientes y necesarias para re potencializar las condiciones de seguridad estructural y vial.

3.2.1.2.- POR EL LUGAR.

La investigación por el lugar se la desarrollará netamente en el campo, donde se hará la totalidad de la recopilación de datos necesarios para el desarrollo posterior de la misma. La tabulación, y consecuente evaluación de los datos recopilados se los realizará en el trabajo de oficina, con la ayuda de paquetes informáticos especializados en la rama.

3.2.1.3.- POR EL TIEMPO.

La investigación presentará una modalidad descriptiva en el tiempo, ya que la finalidad de la misma será la de dar a conocer el estado en el que se encuentra la estructura ante las sollicitaciones de carga actuales.

3.2.2.- NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN.

Con la presente investigación se conseguirá alcanzar el nivel de asociación de variables por cuanto se pretenderá medir el grado de relación entre la evaluación y de ser necesario las posteriores actividades de rehabilitación y la seguridad estructural y vial que presente el puente.

3.3.- OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.

VARIABLE INDEPENDIENTE: EVALUACIÓN DEL PUENTE “EL QUILO”

CONCEPTUALIZACIÓN	DIMENSIONES	INDICADORES	TÉCNICAS O INSTRUMENTOS
EVALUACIÓN DEL PUENTE “EL QUILO”.- Consiste en establecer las condiciones actuales en las que se encuentra el puente, así como las sollicitaciones de tráfico e hidrológicas a las que está sometido, para poder determinar así las deformaciones de los elementos estructurales que lo componen.	Condiciones actuales	<ul style="list-style-type: none">Inspección	Guía de observación
	Tráfico	<ul style="list-style-type: none">TPDA	Guía de observación
	Hidrología	<ul style="list-style-type: none">Caudales medios mensuales;Precipitación mensual;Humedad relativa	Guía de observación
	Deformaciones	<ul style="list-style-type: none">Deformación máxima	Guía de observación

VARIABLE DEPENDIENTE :SEGURIDAD ESTRUCTURAL Y VIAL

CONCEPTUALIZACIÓN	DIMENSIONES	INDICADORES	TÉCNICAS O INSTRUMENTOS
SEGURIDAD ESTRUCTURAL Y VIAL.- Consiste en una serie de condiciones tanto de resistencia, estabilidad y de servicio especificadas en los códigos que deben cumplir los puentes para considerar que las actividades para los que fueron diseñados puedan realizarse en forma segura.	Resistencia	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Esfuerzos 	Guía de observación
	Estabilidad	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Socavación 	Guía de observación
	Servicio	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Estado de los elementos no estructurales. 	Guía de observación

3.5.- TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN.

La información para el presente trabajo investigativo se la recolectará mediante la técnica de observación, la misma que será directa, no participante, estructurada, individual y de campo.

3.6.- PLAN DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN.

PREGUNTAS BÁSICAS	EXPLICACIÓN
¿Para qué?	Para alcanzar los objetivos de la investigación
¿De qué personas u objetos?	Del puente “El Quilo” ubicado el en KM 17+200 de la vía Puyo-Baños Provincia de Pastaza.
¿Sobre qué aspectos?	Indicadores (matriz de operacionalización de variables)
¿Quién o quiénes van a recoger la información?	El investigador (Marco Antonio Altamirano Núñez)
¿Cuándo se va a recoger la información?	Se lo hará en el mes de Mayo del 2012

¿Dónde se va a recolectar la información?	La información se la recolectará en el puente objeto del estudio.
¿Cuántas veces?	Una sola vez
¿Qué técnicas de recolección de información se utilizarán?	Se utilizará la técnica de observación
¿Con que instrumentos?	Con una guía de observación

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1.- INSPECCIÓN DEL PUENTE “EL QUILO”.

4.1.1.- CONSIDERACIONES GENERALES.

La inspección de un puente está enfocada a determinar las condiciones físicas y funcionales para luego poder formar la base de la evaluación y capacidad de carga de la estructura.

Una inspección exitosa está en función de una apropiada planificación y técnicas, del uso del equipo adecuado y de la experiencia y exactitud del personal a cargo de la inspección. Las inspecciones no solamente deberán estar enfocadas a la búsqueda de defectos o fallas que posiblemente existan, sino más bien a la prevención de problemas incipientes.

Es así como las inspecciones se desarrollan en un orden cronológico, tanto para programas de mantenimiento preventivo así como para programas de mantenimiento correctivo.

El esquema de inspección y las técnicas necesarias para el efecto deben asegurar:

- Las características estructurales únicas y los problemas especiales individuales de cada puente se deberá considerar en el desarrollo del plan de inspección;
- La aplicación y práctica de la tecnología actual durante el proceso de inspección;
- La intensidad y frecuencia de la inspección las mismas que deberán estar en función del tipo de estructura y un potencial fallo de esta;
- La asignación de personal calificado para la inspección, según los criterios de las instituciones encargadas de la administración de las estructuras.

La inspección de un puente tiene dos objetivos, asegurar el tráfico sin riesgo sobre la estructura y detectar las deficiencias existentes, recomendando acciones para corregirlas.

4.1.2.- TIPOS DE INSPECCIÓN.

El tipo de inspección en puentes puede variar durante la vida útil de la estructura, con el propósito de reflejar la intensidad requerida en el momento de la inspección. El Manual para la Evaluación de la Condición de Puentes de la AASHTO (1993) propone cinco tipos de inspección, donde cada uno de ellos requiere diferentes niveles de intensidad, los mismos que se describen a continuación:

4.1.2.1.- INSPECCIONES INICIALES.

La inspección inicial de un puente viene a ser una parte del archivo de la estructura, pero este tipo de inspección se la debe realizar cuando ha existido un cambio en la configuración de la misma (ensanchamientos, alargamientos, inclinaciones, etc.) o cuando existe un cambio en la administración de la estructura. Una inspección inicial es una investigación documentada en detalle, realizada por personal que reúna las condiciones requeridas para la inspección, la misma que debe ir acompañada por la determinación analítica de la capacidad de carga.

El propósito de este tipo de inspección es primero el de proveer todo el inventario estructural del puente así como una estimación de la información relevante requerida por los organismos de administración de puentes, el segundo aspecto importante de una inspección inicial es la determinación de la línea base de la condición estructural, la identificación e inventariado de cualquier problema existente, o los sitios donde probablemente la estructura presente complicaciones potenciales.

4.1.2.2.- INSPECCIONES DE RUTINA.

La inspección de rutina es regularmente programada y consisten en observaciones y/o cuantificaciones necesarias para determinar la condición física y funcional del puente, para identificar cualquier cambio de la condición inicial y así garantizar que la estructura continúe brindando un servicio satisfactorio.

Esta inspección generalmente está dirigida a la plataforma o losa, niveles de suelo y/o agua, y de las pasarelas o aceras si están presentes.

Las inspecciones de la subestructura bajo el nivel de agua están limitadas a la observación durante periodos de caudales bajos y/o signos que compruebe socavación. Para este tipo de inspección será necesario el uso de equipo especial tal como aparejos, andamios o accesorios para la inspección bajo puentes.

Las áreas de la estructura que deberán ser inspeccionadas detalladamente serán las que se determinen a través de una inspección previa y/o el cálculo de la cuantificación de carga la determine como crítica.

Los resultados arrojados por una inspección de rutina deberán ser totalmente documentados con sus respectivos sustentos fotográficos y un reporte escrito donde se incluya cualquier recomendación para el mantenimiento o reparación de la estructura de ser necesario.

4.1.2.3.- INSPECCIONES DE DAÑOS.

Una inspección de daños es generalmente una inspección no prevista o planificada, la cual tiene por objeto la evaluación del daño estructural causado por efectos del medio ambiente o acciones humanas. El alcance de esta inspección deberá ser suficiente para determinar la necesidad de implementar restricciones de carga emergentes o el cierre al tráfico de la estructura. La cantidad de esfuerzo realizado en este tipo de inspección variará significativamente dependiendo de la extensión o cantidad del daño. Si el daño mayor tuviera efecto, los inspectores deberán evaluar los miembros o elementos fracturados, determinar la cantidad de pérdida de sección transversal, realizar mediciones para establecer la desalineación de los elementos y verificar cualquier pérdida de soporte de la estructura. Esta inspección deberá ser suplementada por una oportuna inspección a fondo.

La correcta documentación, verificación de campo, medidas, cálculos y quizás un análisis más refinado será necesario para establecer los procedimientos futuros.

4.1.2.4.- INSPECCIONES A FONDO.

Una inspección a fondo será realizada a uno o a varios miembros sobre o bajo el nivel del agua para identificar cualquier deficiencia o deficiencias no detectadas fácilmente en las inspecciones de rutina. El control de tráfico, el uso de implementos especiales para

la inspección bajo puentes, andamiajes y barcos de trabajo de ser necesario podrán ser necesarios para poder acceder al sitio de inspección. De la misma manera personal con habilidades especiales como buzos y mecánicos pueden ser necesarios.

Para una apropiada o necesaria comprobación total de la existencia o el alcance de una deficiencia o deficiencias, puede que sea necesario recurrir a ensayos de campo no destructivos y/o ensayos de materiales.

Estas inspecciones pueden incluir cuantificaciones de carga para evaluar la capacidad residual del o los miembros, dependiendo de la extensión del deterioro o daño. Ensayos de carga no destructivos pueden ayudar a determinar una capacidad segura de carga sobre el puente.

Este tipo de inspección puede ser programada independientemente de las inspecciones de rutina, aunque generalmente en períodos largos, o tal vez en seguimientos de inspecciones iniciales o de daños.

En puentes pequeños, las inspecciones a fondo si se justifican, deberán incluir todos los elementos críticos de la estructura. Para estructuras largas y complejas estas inspecciones deberán ser programadas por separado para definir segmentos del puente o para designar grupos de elementos, conexiones o detalles que puedan ser localizados con eficiencia por la misma o por similares técnicas de inspección.

Las actividades, procedimientos y recomendaciones de la inspección a fondo serán completa y cuidadosamente documentadas.

4.1.2.5.- INSPECCIONES ESPECIALES.

Las inspecciones especiales son programadas a discreción por las instituciones encargadas de la administración de las estructuras. Son usualmente realizadas para monitorear una deficiencia en particular conocida o sospechada, como asentamientos de la cimentación, condición de miembros, etc.

La determinación de una apropiada frecuencia de una inspección especial se deberá considerar en función de la severidad de la deficiencia.

4.1.3.- FRECUENCIA DE LAS INSPECCIONES.

Cada puente deberá ser inspeccionado en intervalos regulares que no excedan los dos años o períodos largos para puentes seguros, cuyo estado esté garantizado por reportes anteriores e historiales de análisis y desempeño.

Para poder establecer una frecuencia óptima que transgreda a lo anteriormente mencionado, se deberá considerar algunos factores como edad de la estructura, volumen de tráfico, tamaño, susceptibilidad de colisiones, cantidad del deterioro, historial de desempeño de la estructura, cuantificación de carga, localización e impactos económicos y sociales debido al cierre del puente. Se deberá mencionar también los detalles, el tipo y la intensidad de la inspección a aplicarse. La evaluación de estos factores estará bajo la responsabilidad de la persona encargada del programa total de inspección.

4.1.4.- REQUISITOS Y OBLIGACIONES DEL PERSONAL DE INSPECCIÓN.

Personal especializado debe ser utilizado en la realización de inspección de puentes. Los requerimientos mínimos para los dos niveles de responsabilidad superior son descritos a continuación:

4.1.4.1.- JEFE DEL PROGRAMA DE INSPECCIÓN.

Es el nivel individual de mayor responsabilidad, y tiene a su cargo la inspección de la estructura, reportes e inventarios; debe poseer los siguientes requisitos como mínimo: ser un profesional de la Ingeniería registrado, tener mínimo diez años de experiencia en la asignación de inspección de puentes en calidad de responsable y haber completado y aprobado el curso basado en el Manual de Entrenamiento de Inspectores.

En general el cargo requiere un conocimiento global de todos los aspectos relacionados a la Ingeniería de Puentes incluyendo diseño, evaluación de cargas, reconstrucción, rehabilitación y mantenimiento. Un buen criterio es esencial para determinar la urgencia de los problemas, así como para implementar a corto plazo acciones de remediación con la finalidad de proteger la seguridad pública.

4.1.4.2.- LÍDER DEL EQUIPO DE INSPECCIÓN.

Constituye el segundo nivel de responsabilidad en la inspección de puentes. Los requisitos mínimos que un líder de inspección debe tener son: tener los requisitos solicitados por el jefe del programa de inspección, tener mínimo cinco años de experiencia en la asignación de inspección de puentes en calidad de responsable y haber completado y aprobado el curso basado en el Manual de Entrenamiento de Inspectores.

El Líder del equipo de inspección es el responsable de la planeación, preparación y desarrollo de la inspección en campo de las estructuras. Debe existir al menos un Líder del equipo por puente durante todo el proceso de inspección.

4.1.5.- PLANIFICACIÓN, PROGRAMACIÓN Y EQUIPOS.

4.1.5.1.- PLANIFICACIÓN.

La clave para el desempeño eficaz y seguro de cualquier proceso de inspección de puentes es una apropiada planificación y preparación.

Los siguientes aspectos deben ser considerados al momento de la planificación del proceso de inspección:

- a) Determinar el tipo de inspección necesario o requerida;
- b) Establecer el número de personal, tipo de equipo y herramientas necesarias para el desarrollo de la inspección;
- c) Localizar los miembros donde existen o se presumen fallas o deterioros, basados en inspecciones previas o informes de mantenimiento;
- d) Estimar el tiempo de duración de la inspección y programar las horas de trabajo; coordinar y/o notificar de ser necesario con otras agencias o departamentos públicos;
- e) Reunir los formularios de campo y preparar adecuados bocetos de detalles típicos;
- f) Determinar la extensión de la inspección bajo el agua necesaria y la vulnerabilidad de la erosión;
- g) Decidir si el uso de ensayos no destructivos u otros especiales son necesarios;
- h) Determinar si la estructura contiene elementos o detalles que requieran especial atención.;

- i) Determinar si existen estructuras cercanas que estén también programadas donde se requiera el mismo tipo de inspección, equipos y herramientas.

Es aconsejable que la persona encargada de la inspección se entreviste con el superintendente o encargado local del mantenimiento de estructuras, debido a que este se encuentra en contacto con las mismas todo el tiempo y bajo todo tipo de condiciones y solicitudes y puede revelar aspectos peculiares relevantes que posiblemente no sean detectados en el proceso de investigación.

4.1.5.2.- PROGRAMACIÓN.

A medida de lo posible, la inspección de puentes debe ser programada en aquellos períodos del año que presenten las condiciones más favorables para el efecto por ejemplo inspecciones de la subestructura de puentes sobre arroyos o ríos pueden realizarse de mejor manera en tiempos de estiaje y en estructuras donde se requieran ascender a grandes alturas, deberán ser inspeccionadas durante estaciones donde fuertes vientos y temperaturas extremas no estén presentes.

4.1.5.3.- EQUIPOS.²⁰

El equipo para una inspección de puentes consiste en aquellos accesorios o herramientas utilizadas para acceder y realizar las tareas de inspección.

Dentro de los equipos y/o herramientas más utilizadas se puede nombrar:

- ***Herramientas para limpieza***
 - Cepillos de alambre
 - Cinturón de herramientas
 - Pala plana
 - Chalecos reflectantes
 - Cascos
 - Botas
 - Gafas
- ***Herramientas para ayuda visual***
 - Binoculares
 - Flexómetro de 5 m
 - Plomadas

²⁰MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES DEL PERÚ “Guía para Inspección de Puentes”

- Nivel de carpintero de 1m
- Lupas micrométricas
- Vernier
- Medidor de grietas óptico
- Medidor de espesor de pintura
- Termómetro
- Crayola o tiza
- Espejos de inspección
- Tinte penetrante
- Endoscopio
- ***Herramientas para documentación***
 - Cámaras fotográficas
 - Libreta de campo
 - Video cámara
- ***Herramientas para acceso***
 - Escaleras
 - Pasarelas
 - Canastillas
 - Arneses
 - Poleas
 - Chalecos salvavidas
 - Correas de seguridad
- ***Herramientas varias***
 - Caja de herramientas (llaves)
 - Botiquín de primeros auxilios
 - Radios comunicadores
 - Linterna
 - Martillos, palas, destornilladores, navajas, etc.
- ***Equipos de señalamiento para inspección de calzadas***
 - Conos de plástico
 - Triángulos
 - Y demás señales de seguridad
- ***Equipo para la verificación de los niveles del puente***
 - Teodolito
 - Nivel
 - Mira
 - Jalones y estacas

4.1.6.- PROCEDIMIENTOS DE INSPECCIÓN.

El campo de investigación de puentes debe ser conducido de una manera sistemática y organizada, que presente niveles altos de eficiencia y minimice la posibilidad de pasar por alto cualquier componente. Para lograr este objetivo se debe considerar la normalización de la secuencia de inspección de puentes.

Las cuadrillas de personal de mantenimiento y el cuerpo de inspectores de puentes deben trabajar coordinadamente. Los inspectores son la fuente principal para identificar las necesidades de mantenimiento.

Una inspección bien documentada es esencial para determinar los requerimientos de mantenimiento y dar recomendaciones prácticas, sugiriendo acciones para corregir las deficiencias o impedir el incremento de estos defectos.

4.1.6.1.- ACCIONES PREVIAS A LOS TRABAJOS DE CAMPO.

Es una práctica recomendable que previo al proceso de inspección en el campo se revisen los inventarios y los informes de inspección anteriores, con la finalidad de conocer el posible estado actual de la estructura y establecer la presencia de circunstancias especiales, como daños previamente observados, o elementos estructurales que necesiten de un tipo de inspección más detallada.

4.1.6.2.- ACCIONES DE CAMPO.

Los procedimientos recomendados en la inspección en el campo propiamente dicha son:

- 1) Verificar la ubicación y nombre del puente programado para la inspección;
- 2) Tomar las medidas de seguridad necesarias;
- 3) Iniciar la inspección tomando una fotografía de identificación de la estructura;
- 4) Se debe tomar una fotografía del acceso al puente;
- 5) Inspeccionar y calificar la condición de cada uno de los componentes del puente (estribos, pilares, alas, tablero, losa, vigas, diafragmas, elementos de arco, reticulados, elementos de puente colgante, aparatos de apoyo, juntas de expansión, superficie de rodadura, aceras, parapetos, señalización, accesos, taludes, defensas, causes, etc.);
- 6) Inspeccionar y calificar taludes y obras de protección en los extremos del puente;

- 7) Fotografiar de existir diferentes tipos de estribos y pilas;
- 8) Revisar y calificar los pilares, apoyos, el cauce y la parte de la superestructura;
- 9) Tomar fotografías donde se pueda apreciar la subestructura y la superestructura en elevación;
- 10) Al final se debe calificar la condición del puente en general.

Finalmente debe asegurarse que todas las partes visibles del puente fueron inspeccionadas y que la documentación del levantamiento de información se encuentra completa y correctamente formulada.

4.1.6.3.- ACCIONES PARA DETECTAR DAÑOS MÁS COMUNES.

Con la finalidad de poder tener una base en lo que se debe poner mayor atención cuando se realiza una inspección de puentes a continuación se detallan procedimientos o acciones que permitirán tener un resultado de inspección óptimo.

Se debe poner mayor énfasis en la inspección de:

Componentes de madera.

Los daños comunes en los componentes de madera son causados generalmente por hongos, humedad, parásitos y ataques químicos.

Los deterioros en la madera se producen por fuego, impactos o colisiones, abrasión o desgaste mecánico, sobreesfuerzos, intemperie y flexiones (combaduras o pandeos).

Estos pueden ser inspeccionados por exámenes visuales y físicos:

El examen visual puede detectar pudrición por hongos o humedad, daños por parásitos, excesiva deflexión, grietas, vibraciones y pérdida de conexiones. Con respecto a los exámenes físicos se utilizará técnicas destructivas y no destructivas.

Componentes de concreto.

Daños comunes en los componentes de concreto incluyen el agrietamiento, descamación, laminación, descascaramientos, afloramientos, abrasión, daños por colisión, pulido y sobrecarga.

Los agrietamientos en concreto son usualmente finos para ser detectados a simple vista; a estas se las califica como grietas finas, medias o anchas. Las primeras son generalmente despreciables para la capacidad de la estructura, sin embargo deben ser reportadas como una advertencia, las grietas medias y anchas son potencialmente significativas para la capacidad estructural y deben ser registradas y monitoreadas en los reportes de inspección.

Dentro del tipo de grietas estas pueden ser estructurales o no estructurales.

Las grietas estructurales requieren de atención inmediata, toda vez que afectan la capacidad de carga de la estructura; las grietas no estructurales se producen por expansión térmica y contracción en el fraguado. En losas debe tenerse especial cuidado puesto que el agua de infiltración puede conllevar la corrosión de la armadura.

La laminación ocurre cuando capas de concreto se desprenden cerca del nivel superior o exterior del refuerzo de acero. La mayor causa de laminación es la expansión por la corrosión del acero de refuerzo debido a la intrusión de cloruros o sales.

Estos componentes pueden ser inspeccionados por exámenes físicos y visuales.

Los exámenes físicos más comunes son el sondeo con martillo (martilleo) y la cadena arrastrada. El primero es usado para detectar áreas de concreto hueco y usualmente para detectar laminación. Para áreas grandes, el arrastre de cadenas puede ser usado para evaluar la integridad del concreto con razonable seguridad, aunque en losas no son métodos totalmente seguros; pero son rápidos y baratos.

La inspección visual permite observar deterioros primarios, como grietas y manchas de óxido, el personal a cargo de la inspección debe saber reconocer el hecho de que no todas las grietas son de igual importancia. Manchas de óxido son una de las señales de corrosión del acero de refuerzo en miembros de concreto. La longitud, dirección, localización y extensión de las grietas y manchas de óxido deben ser medidas y reportadas en las notas de inspección.

Componentes de acero.

Daños comunes en los componentes de acero incluyen corrosión, agrietamientos, daños por colisiones y sobrefuerzos.

Los agrietamientos usualmente se inician en la conexión, el extremo final de la soldadura o sobre un punto corroído de un miembro, para luego propagarse a lo largo de la sección transversal del elemento hasta producir su fractura.

En componentes de acero, uno de los tipos de daños más frecuentes es el agrietamiento por fatiga del elemento; estos se desarrollan en estructuras de puentes por la repetición de cargas.

Para estructuras pintadas, una rotura en la pintura acompañada por manchas de oxidación indica la posible existencia de una grieta por fatiga; si se sospecha de esto el área deberá ser limpiada y se dispondrá una inspección visual. Adicionalmente, se pueden prever más pruebas, tales como tintes penetrantes para identificar la grieta y determinar su extensión.

Los sobrefuerzos de un componente pueden ser el resultado de muchos factores como pérdida de sección, pérdida de arriostamiento y/o falla o asentamiento de los elementos de apoyo. Son síntomas de daño por sobrefuerzos las elongaciones inelásticas o decremento del área de acero de la sección transversal en miembros a tensión o el pandeo en miembros a compresión.

Los daños debido a colisiones vehiculares, incluidas pérdida de sección, agrietamiento y deformación de los componentes serán cuidadosamente documentados, debiendo iniciarse las reparaciones inmediatamente. Hasta que las reparaciones no se hayan concluido en su totalidad se recomienda la restricción al tráfico vehicular, basados en resultados del análisis de la evaluación.

Componentes sumergidos.

Se necesitan equipos especiales para inspeccionar los componentes sumergidos; asimismo para la visibilidad debe utilizarse equipos adecuados de iluminación.

Tableros.

Los defectos más comunes en tableros de acero son fisuras en soldaduras, seguros rotos, corrosión y conexiones sueltas o rotas. En un sistema de piso de acero corrugado, la pérdida de sección debido a la corrosión puede afectar la capacidad de carga de la cubierta.

Los defectos comunes en tableros de madera son el aplastamiento de la cubierta en los apoyos de los sistemas de piso, daños por flexión tales como fracturas, pandeo y grietas en áreas de tensión y pudrición de la cubierta por organismos biológicos, especialmente en aquellas áreas expuestas al drenaje.

Los defectos comunes en tableros de concreto son desgaste, descamación, laminación, descascaramientos, grietas de flexión longitudinal, grietas de flexión transversal en regiones de momentos negativos, corrosión de la armadura, grietas debido a agregados reactivos o daño debido a la contaminación química.

Juntas.

La función primaria de la junta es acomodar la expansión y contracción de la superestructura del puente; los daños en las juntas son causados principalmente por colisiones vehiculares, temperaturas extremas y acumulación de tierra y escombros.

Los daños por escombros y tráfico de vehículos pueden causar que la junta sea rasgada, que los anclajes sean arrancados o sean removidos totalmente.

Las temperaturas extremas pueden romper la adherencia entre la junta y el tablero y consecuentemente, repercutir en la remoción total de la junta.

Apoyos.

Los apoyos pueden ser catalogados en dos clases: metálicos y elastoméricos.

Los apoyos metálicos pueden volverse inoperantes debido a colisiones, acumulación de escombros u otras interferencias. Apoyos congelados pueden generar flexiones,

ondulamientos y alineamientos inapropiados de miembros. Otros tipos de daños son pérdidas de seguros, rotura de soldadura, corrosión en la superficie deslizante.

Los daños en las placas de apoyo elastoméricos son: excesivo abultamiento, rompimiento, desgarramiento, corte y falla por corrimiento.

4.1.7.- EJECUCIÓN DE LA INSPECCIÓN.

La inspección visual nos permite determinar el agrietamiento, corrosión, deformaciones y las flechas en la estructura de un puente, la misma que debe ser completada con una auscultación mediante métodos topográficos, magnéticos, eléctricos y químicos para determinar corrimientos, posiciones de la armadura y la determinación del grado de corrosión del refuerzo.

Los diferentes elementos a ser inspeccionados serán agrupados en tres grandes divisiones:

- a) Cimentaciones.
- b) Superestructura.
- c) Dispositivos básicos de protección.

a) CIMENTACIONES.

Normalmente la inaccesibilidad a la cimentación hace que las posibles fallas tengan que ser detectadas indirectamente, a través de signos que presenta la superestructura, como movimientos excesivos o fisuras.

Por su interés con relación a posibles fallas en la cimentación cabe señalar la utilidad de dos actividades: la nivelación del tablero y las inspecciones subacuáticas.

En los estribos, pilares y sistemas de apoyo generalmente se encuentra una amplia variedad de defectos y deterioros observables, los cuales pueden ser indicios de otros problemas relacionados con la cimentación, estabilidad, infiltración y mal funcionamiento de los apoyos.

b) SUPERESTRUCTURA.

La inspección de los elementos de la superestructura y los daños que estos presentan varían notablemente en función al tipo de puente.

c) DISPOSITIVOS BÁSICOS DE PROTECCIÓN.

Los dispositivos básicos de protección también necesitan una constante inspección, que comprende lo siguientes: parapetos, barreras de seguridad, dispositivos básicos de transición y contención, losas de transición, estribos, cortinas, alas, juntas de dilatación, drenaje, capa de rodadura, aparatos de apoyo y señalización.

En general se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones básicas para la inspección de un puente:

4.1.7.1.- INSPECCIÓN DEL CAUCE.

Con la anticipación a los problemas y tomando adecuadas medidas de protección, se puede minimizar serías dificultades posteriores. Con ese motivo, es conveniente investigar las siguientes condiciones:

- Si existe adecuado espacio bajo el puente (gálibo) para permitir el paso de las aguas. Los depósitos de arena y/o grava, pueden reducir este espacio.
- Si hay estabilidad y buen comportamiento de los bordes y protección de orillas.
- Posible obstrucción del cauce con maleza, palizadas o crecimiento de plantas que puedan contribuir a la socavación.

El registro debe mantenerse actualizado, particularmente cuando existan variaciones de importancia. Estas indicaciones ayudan a proyectar protecciones a los pilares o estribos, sobre todo a sus cimentaciones.

4.1.7.2.- ESTRIBOS Y PILARES.

Cuando se inspeccionan estribos o pilares de concreto, debe observarse defectos de cualquier tipo. Los más frecuentes son los siguientes:

- Deterioro del concreto en la línea de agua.
- Deterioro del concreto en la zona de los apoyos.

- Grietas en los estribos, especialmente en la unión entre el cuerpo y las alas. Estas grietas deben observarse a través del tiempo para ver si aumentan. Cuando estas grietas se pronuncian, indican que hay movimiento estructural que puede ser causado por problemas de cimentación.

4.1.7.3.- APARATOS DE APOYO.

Los aparatos de apoyo sean fijos o móviles, deben ser examinados para asegurar que funcionen debidamente. El mal funcionamiento de los apoyos puede ser causa de movimiento de pilares o estribos. Si existe este tipo de problema debe efectuarse la siguiente inspección:

- Observar si los pernos de anclaje están dañados o si las tuercas necesitan ajuste.
- Verificar si los elementos de expansión permiten el movimiento de acuerdo a su diseño.
- Verificar si hay suciedad o escombros alrededor de los aparatos de apoyo.
- Observar si hay exceso de deformación o rotura de las placas de neopreno.
- Observar los rodillos y su condición de apoyo móvil.
- Los aparatos de apoyo pueden sufrir daños por causa del tráfico pesado o por suciedad acumulada. Si se advierte un mal funcionamiento, debe notificarse de inmediato.

4.1.7.4.- VIGAS Y LARGEROS.

Estos elementos pueden ser fabricados de madera, acero o concreto. Cada material presenta problemas específicos para su mantenimiento, los cuales deben ser investigados.

- Vigas de madera.- los defectos más comunes en las vigas de madera son los siguientes:
 - Rajaduras, deterioro, roturas, ataques de insectos y hongos.
 - Falta de tratamiento superficial que permite que se desarrollen grietas longitudinales y se extiendan a todo lo largo de la viga.
 - Aplastamiento en la zona de apoyo que normalmente indica debilitamiento o reducción de la capacidad del material.

- Pérdida de conexiones o diafragmas entre largueros.
- Vigas de acero.- los siguientes son los defectos más comunes que se presentan en vigas de acero:
 - Oxidación bajo la zona de las juntas de dilatación.
 - Oxidación de la viga debido a la humedad que pasa por las grietas existentes en el tablero.
 - Deterioro de la pintura.
 - Conexiones flojas.
 - Corrosión y rajaduras alrededor de remaches y pernos en la unión de elementos de una viga.
 - Fisuras en la soldadura y el metal de base.
- Vigas de concreto.- los defectos más comunes en estas vigas son:
 - Desintegración de la losa de una viga de sección T.
 - Inoperancia de los aparatos de apoyo.
 - Exposición del acero de refuerzo por efectos de corrosión.
 - Grietas en los extremos de la viga.

Cualquiera de los defectos mencionados con respecto a vigas de concreto, son muy significativos en vigas de concreto pretensado. Si se encuentra una grieta en un elemento pretensado esto debe ser advertido y notificado de inmediato.

4.1.7.5.- RETICULADOS.

Los puentes reticulados pueden ser clasificados en tres categorías, según la posición que ocupan respecto al tablero, estos son de tablero superior, intermedio o de tablero inferior.

La inspección debe iniciarse observando la línea de sardinel o de la baranda para ver si hay desalineamiento en los elementos tanto en el plano vertical como en el plano horizontal. Cada miembro del reticulado debe ser inspeccionado, incluyendo lo siguiente:

- Observar el alineamiento del reticulado y su gradiente.

- Verificar el libre movimiento en los aparatos de apoyo extremos y en las placas de expansión.
- Comprobar que los elementos en compresión no estén deformados.
- Observar si los arriostramientos han sido dañados por el tráfico, o presentan un mal funcionamiento.
- Examinar la pintura y la extensión de la corrosión, principalmente alrededor de pernos y cabezas de remache.
- Verificar la existencia de pernos o remaches sueltos, faltantes u oxidados.
- Examinar los cordones en tensión, para detectar fisuras, especialmente en las conexiones.
- Observar si hay pérdida de sección por efectos de corrosión del acero.

4.1.7.6.- TABLEROS.

Los tableros deben examinarse para determinar si hay riesgo de deslizamiento de los vehículos sobre la superficie debido a la falta de rugosidad del tablero. Debe observarse si no hay empozamiento de agua por la obstrucción de los drenajes. Verificar que estos funcionen sin afectar partes estructurales o al tráfico que pasa en un nivel inferior si fuera el caso.

- Tablero de madera.- deben ser examinados para detectar si hay deterioro en la zona de contacto con los largueros o entre capas de madera laminada. Hay necesidad de mantenimiento cuando hay clavos sueltos, piezas rotas o deterioradas, aberturas que dejan pasar suciedad hacia los pilares o estribos.
- Tableros de acero.- deben examinarse para ver si hay corrosión o soldaduras en malas condiciones, si hay suciedad acumulada en los pisos de parrilla en las zonas de apoyo sobre largueros, si hay planchas sueltas o si la pintura está deteriorada.
- Tableros de concreto.- deben examinarse para detectar grietas, descascamientos, u otros signos de deterioro. Debe observarse con cuidado al acero de refuerzo para determinar su estado. Las grietas en el concreto permiten que la humedad afecte al acero de refuerzo el cual al oxidarse se expande y causa desprendimiento del concreto.

4.1.7.7.- SUPERFICIE DE RODADURA.

El deterioro en la losa del puente, puede ser causado por agentes naturales, el incremento de las cargas rodantes, impactos de vehículos, por el tiempo de servicio o por el período de diseño de vida útil.

Cualquier tipo de superficie de rodadura puede ocultar los defectos del tablero. Esta superficie debe observarse con mucho cuidado para buscar evidencias del deterioro del tablero. En algunos casos se debe remover pequeñas secciones para facilitar una mejor investigación.

Las acciones del tráfico vehicular inciden directamente sobre la capa de rodadura, lo que produce el agotamiento por fatiga o el desgaste de sus componentes. El deterioro por desgaste o abrasión son causados generalmente por el exceso de cargas, descarrilamiento de autos, colisiones del tráfico con las estructuras, etc. Cuando se producen estos daños, aunque no constituyen un peligro inmediato para el buen funcionamiento de la estructura, el Inspector debe registrar en el formato de evaluación, el grado de desgaste que presenta, describiendo los daños, completando la información con fotografías, de tal manera que se pueda monitorear,

4.4.7.8.- ACCESO AL PUENTE.

Son importantes por su conexión al puente y deben estar a nivel con el tablero. Si la transición no es suave, los efectos del impacto pueden amplificar la energía de las cargas que ingresan al puente, causando daño estructural.

Debe observarse el pavimento de los accesos para determinar la presencia de baches, asentamientos o excesiva rugosidad. La junta entre la losa de aproximación y los estribos, diseñada para el movimiento causado por las variaciones de temperatura, debe ser examinada para comprobar su debida abertura y sello apropiado. En la evaluación de los accesos al puente se considerará también el estado de las guardavías, bermas, taludes y drenajes.

4.1.8.- DEL INFORME DE INSPECCIÓN.²¹

El informe de inspección incluirá un factor numérico que represente la calificación de la condición en la que se encuentra el puente con un valor entre 1 a 5, de acuerdo con los criterios señalados en el cuadro adjunto.

CUADRO 1.- CONDICION GLOBAL DEL PUENTE.

CALIFICACIÓN	DESCRIPCIÓN DE LA CONDICIÓN
0	MUY BUENO no se observa problemas
1	BUENO hay problemas menores. Algunos elementos muestran deterioro sin importancia.
2	REGULAR los elementos primarios están en buen estado, pero algunos secundarios muestran deterioro, algo de pérdida de sección avanzada, grietas, descascaramientos o socavación.
3	MALO la pérdida de sección, deterioro o socavación afectan seriamente a los elementos estructurales primarios. Hay posibilidad de fracturas locales, pueden presentarse rajaduras en el concreto o fatigas en el acero.
4	MUY MALO avanzado deterioro de los elementos estructurales primarios. <ul style="list-style-type: none">- Grietas de fatiga en acero o grietas de corte en el concreto.- La socavación compromete el apoyo que debe dar la infraestructura.- Conviene cerrar el puente a menos que este monitoreado.
5	PÉSIMO gran deterioro o pérdida de sección presente en elementos estructurales críticos. <ul style="list-style-type: none">- Desplazamientos horizontales o verticales afectan la estabilidad de la estructura.- El puente se cierra al tráfico pero con acciones correctivas se pueden restablecer el tránsito de unidades ligeras.

FUENTE: Ministerio de Transporte y Comunicaciones del Perú (2006)

Los informes de inspección incluirán descripciones, diagramas y fotografías que detallen los defectos hallados; el informe precisará la ubicación del problema y su extensión.

Al elaborar el informe hay que tener presente que en base a esta información, podrán proyectarse acciones de mantenimiento y posibles asignaciones de recursos económicos.

²¹ “MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES DEL PERÚ “Guía para Inspección de Puentes”

Además es un registro técnico que puede constituir un elemento importante en algún tipo de litigio futuro.

El lenguaje utilizado en el informe será claro y conciso y, en beneficio de la uniformidad se utilizará la misma terminología hasta donde sea posible, para evitar ambigüedad en el significado.

La información contenida en los informes será la obtenida en las inspecciones de campo y complementada con la referencia de los planos de construcción y verificación en el campo.

Aun cuando sólo se trate de una inspección rápida, para verificar algún detalle específico, donde se anticipe un cambio o problema, y no se detecten cambios evidentes en la inspección y aun cuando las condiciones existentes parezcan no ser importantes, se elaborará un informe por cada puente inspeccionado.

Como parte del informe del puente, se incluirá además dos fotografías, una mostrando una vista panorámica de la carretera y otra que muestre la elevación principal; también se podrán incluir otras fotografías que se consideren significativas, que muestren las fallas importantes u otras características especiales.

Es conveniente adjuntar fotografías que muestren las instalaciones complementarias de la estructura, así como las señales de peligro, falla o defecto, que ameriten ser mencionados, al igual que la descripción de las condiciones y la evaluación correspondiente.

El inspector debe hacer una comparación de la condición o grado de deterioro. Los diagramas bien elaborados son muy útiles para determinar en investigaciones futuras, el desarrollo de las fallas y para ayudar a determinar los cambios y su magnitud. Se incluirán todas las recomendaciones e instrucciones para la reparación o el mantenimiento correspondiente.

4.1.9.- TOMA DE DATOS EN LA INSPECCIÓN.

Se presenta en la sección de Anexos un formato de toma de datos de la inspección, la misma que ha sido extraída de la “Guía para la Inspección de puentes 2006” publicada por el Ministerio de Transporte y Comunicaciones del Perú.

Los elementos necesarios para llenar el Anexo 3 (Condición global del puente) se describen a continuación:

CUADRO 2.- RELACIÓN DE ELEMENTOS DE INSPECCIÓN.

RELACIÓN DE ELEMENTOS DE INSPECCIÓN.	
ELEMENTO NUMERO	DESCRIPCIÓN
101	Losa de concreto armado (refuerzo longitudinal)
102	Losa de concreto pretensado (pretensado longitudinal)
103	Losa de concreto simple
104	Losa de concreto armado (refuerzo transversal)
105	Losa de concreto pretensado (pretensado transversal)
106	Plancha metálica corrugada
107	Tablero de madera
108	Vigas principales de concreto armado
109	Vigas secundarias de concreto armado
110	Vigas principales de concreto pretensado
111	Vigas secundarias de concreto pretensado
112	Vigas principales de acero estructural
113	Vigas secundarias de acero
114	Vigas transversales y largueros de acero
115	Vigas de madera
116	Arriostres de acero
117	Columnas de concreto armado
118	Columnas de concreto pretensado
119	Columnas de acero estructural
120	Muros de concreto armado
121	Muros de concreto simple
122	Tirante de concreto pretensado en pórticos
123	Arco de concreto armado
124	Arco de acero estructural
125	Bridas superior e inferior, montantes y diagonales de acero
126	Estructura metálica Bailey
127	Cables principales de acero
128	Barras de anclaje en puentes colgantes
129	Torres de acero

130	Péndolas de acero con sockets
131	Accesorios (sillas de montar, montura de péndolas) puentes colgantes
132	Vigas de rigidez
133	Riostres de acero
134	Elevación cuerpo del estribo de concreto simple
135	Elevación alas del estribo de concreto simple
136	Elevación de pilares de concreto simple
137	Elevación cuerpo del estribo de concreto armado
138	Elevación alas del estribo de concreto armado
139	Elevación de pilares de concreto armado
140	Elevación cuerpo del estribo de madera
141	Elevación alas del estribo de madera
142	Elevación cuerpo del estribo de mampostería de piedra
143	Elevación alas del estribo de mampostería de piedra
144	Zapata de concreto simple
145	Zapata de concreto armado para estribos
146	Zapata de mampostería de piedra
147	Caisson de concreto simple
148	Caisson de concreto armado
149	Pilotes de concreto armado
150	Pilotes de concreto estructural
151	Pilotes de madera
152	Elevación de pilares de madera
153	Capa de asfalto
154	Capa de concreto pobre
155	Tablones de madera
156	Vereda de concreto
157	Vereda de madera
158	Apoyo fijo de neopreno
159	Apoyo deslizante de neopreno
160	Apoyo deslizante de acero
161	Apoyo Roller de acero
162	Apoyo Rocker de acero
163	Apoyo articulado de acero
164	Apoyo articulado de concreto
165	Apoyo Rocker de concreto
166	Apoyo eslabón y Pin (Vigas Gerber)
167	Planchas deslizantes
168	Tipo peine
169	Tipo Compresible / expandible celular
170	Junta de expansión, tipo comprensible/ expandible sólido
171	Barandas de madera
172	Barandas de concreto
173	Barandas de acero

174	Parapeto de concreto armado
175	Guardavías
176	Márgenes del río
177	Lecho del río
178	Enrocado
179	Muro de concreto armado – Cauce
180	Solado concreto simple
181	Solado de concreto
182	Señalización
183	Muro de concreto simple – Accesos
184	Muro de concreto armado – Accesos
185	Zapatillas de concreto simple en muros de contención
186	Zapatillas de concreto armado
187	Alcantarillas de planchas corrugadas TMC

FUENTE: Ministerio de Transporte y Comunicaciones del Perú (2006)

4.2.- ESTUDIO DE TRÁFICO SOBRE EL PUENTE “EL QUILO”.

4.2.1.- CONSIDERACIONES GENERALES.

El estudio de tráfico es una estadística de tránsito existente en determinado sector de una calle, carretera o autopista, con la finalidad de establecer el número de vehículos que transitan por un punto específico en un período determinado, los tipos de vehículos, el número de ejes, la velocidad de circulación, etc.

El mismo nos permitirá estimar la relación de carga que presentan los códigos de diseño, con las cargas reales que soporta el puente en la actualidad.

La información sobre el tráfico debe comprender la determinación del tráfico actual (volúmenes y tipos de vehículos), en base de estudios de tráfico futuro utilizando pronósticos.

El Manual para la Evaluación de la Condición de los Puentes publicado por la AASHTO (1994) recomienda que se incluya la frecuencia y el tipo de vehículos que hacen uso del puente, así como su historia vibratoria de ser posible. El promedio de tráfico diario y el promedio de tráfico pesado diario son dos parámetros importantes para determinar la fatiga del mismo, la cual debe ser continuamente monitoreada para cada puente y para cada carril de tránsito sobre el puente. Los pesos de los vehículos que hacen uso del puente deben ser incluidos en lo posible en los archivos de la estructura.

4.2.2.- SERVICIO VIAL DEL PUENTE.

El puente “El Quilo” se encuentra ubicado en el KM 17+200 del eje vial E30 en el tramo comprendido entre las poblaciones de Puyo y Baños de Agua Santa respectivamente, su solicitud vial básicamente se encuentra conformada por vehículos de combustión interna, sin embargo este presenta aceras los que permite el cruce de personas a pie.

El mencionado puente se encuentra sometido al tránsito de todo tipo de automotores, con una alta prevalencia de livianos y buses; sin embargo la presencia de vehículos de carga pesada es considerable ya que la vía constituye uno de los principales ejes del Corredor Transversal Central, constituyéndose así en un paso importante para el ingreso a la región oriental del país.

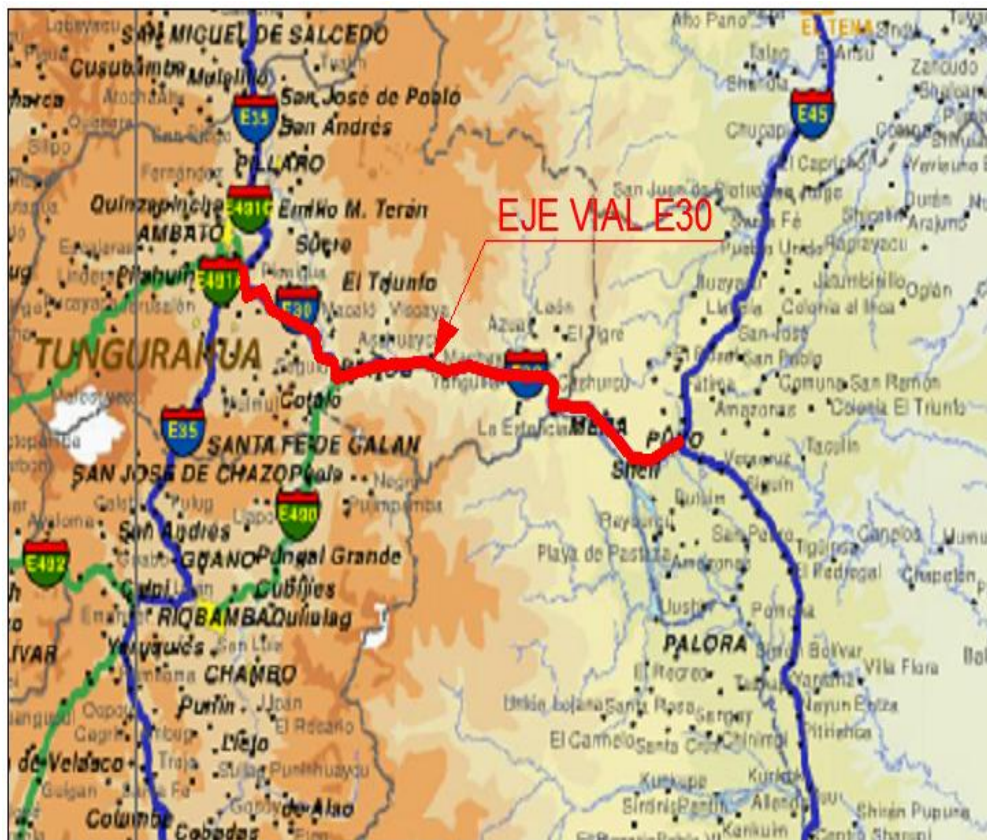


FIGURA 8.- EJE VIAL E30

FUENTE: Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador (2008)

CUADRO 3.- CLASIFICACIÓN DE CORREDORES ARTERIALES EN EL ECUADOR.

CORREDORES ARTERIALES	
NOMENCLATURA	DENOMINACIÓN
E 5	GALÁPAGOS
E 10	TRANSVERSAL FRONTERIZA
E 15	VÍA DEL PACIFICO
E 20	TRANSVERSAL NORTE
E 25	TRONCAL DE LA COSTA
E 25 A	TRONCAL DE LA COSTA (ALTERNA)
E 30	TRANSVERSAL CENTRAL
E 35	TRONCAL DE LA SIERRA
E 40	TRANSVERSAL AUSTRAL
E 45	TRONCAL AMAZÓNICA
E 45 A	TRONCAL AMAZÓNICA (ALTERNA)
E 50	TRANSVERSAL SUR

FUENTE: MTOP (2008)

4.2.3.- AFOROS Y CLASIFICACIÓN DEL TRÁFICO.

Consiste en el proceso de recabar la información necesaria acerca de las características de la circulación de vehículos en uno o en varios puntos específicos de las carreteras existentes. Para ello se emplean métodos de aforo que serán más o menos precisos dependiendo del grado de exactitud que pretenda obtenerse.

Entre los principales objetivos del proceso de aforo podemos citar un conocimiento lo más detallado y completo posible de los flujos que recorren los diversos tramos de carreteras; la evolución temporal del tráfico, tanto en lo que respecta a su variación a través de los años como en lo que se refiere a sus ciclos anuales, mensuales, estacionales, semanales e incluso diarios; el conocimiento lo más aproximado posible de la demanda máxima de tráfico a los que están sometidos los diversos tramos de la red; el proporcionar una serie de parámetros útiles para la evolución de nuevas inversiones y para el establecimiento de prioridades en las tareas de conservación y mejoras de la red;

finalmente nos proporciona datos fiables para los estudios de planificación en los sistemas viales.

4.2.3.1.- MÉTODOS DE AFORO.

Para realizar estas mediciones se dispone de diversos métodos, entre los cuales destacan los siguientes:

AFOROS MANUALES: Este tipo de aforos son los más costosos dado que emplean personal calificado para su realización, su metodología es simple; el observador se coloca en una sección de la carretera y realiza un conteo de todos los vehículos que circulan a través de ella, bien por medios impresos destinados para el efecto, o bien a través de aparatos electrónicos o pulsadores.

La efectividad de este tipo de aforo es mayor que la del resto, ya que permite distinguir entre los diferentes tipos de vehículos que transitan.







CARRETERA:	SENTIDO:	LIVIANOS : Vehículos con dos ejes y cuatro llantas	DESCRIPCION VEHICULAR						
TRAMO:	FECHA:	BUSES : Vehículos con dos ejes y cuatro llantas posteriores	VEHICULO	CATEGORIA					
REALIZO:	HOJA:	CAMIONES Y TRAILERS : Vehículos acoplados con mas de 3 ejes.							
HORA	LIVIANOS	BUSES	CAMIONES Y TRAILERS						
			C-2-PC-2-G	C3	C4	C5	C6		
									C-2-P
									C-2-G
									C-3
									C-4
									C-5
									C-6

FIGURA 9.- FORMATO DE AFORO Y CLASIFICACIÓN VEHICULAR.
ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO (2012)

AFOROS AUTOMATICOS O MECÁNICOS: Para el efecto se emplean aparatos o dispositivos apropiados para cada clase de caminos con la salvedad que no especifica su clasificación (automóviles, autobuses o tipos de camión) ni registra movimientos direccionales, ya que solamente marca el número de vehículos que pasan por un punto determinado en un período de tiempo. Su uso se ve frecuentemente empleado en tráfico de grandes volúmenes.

Entre este tipo de aforo tenemos:

- Detectores neumáticos.- consiste en colocar una manguera en el arroyo vehicular mediante el cual el vehículo al pasar sobre ella hace que fluya el aire contenido dentro de la manguera y este a su vez accione un contador , sin embargo no se podrá determinar si el vehículo que paso fue de 2 o más ejes.
- Contacto eléctrico.- es utilizado en estaciones permanentes , consiste en una placa de acero cubierta de una capa de hule vulcanizado y moldeado que contiene una tira de acero flexible el cual al pasar cada eje de un vehículo sobre este dispositivo se cierra el circuito eléctrico.
- Fotoeléctrico.- se efectúa cuando un vehículo pasa a través de una fuente de luz y una foto-celda en cual inicia el conteo en la interrupción de la luz. La detección fotoeléctrica no es conveniente para el recuento de dos o más carriles, cuando se sabe de antemano que los volúmenes serán mayores a mil vehículos.
- Radar.- este conteo de vehículos es conocido también como “efecto Doppler” se basa en la utilización de equipo eléctrico el cual compara continuamente la frecuencia de la señal transmitida , con la frecuencia de la señal recibida. Los datos recibidos son precisos y dignos de confianza.
- Magnético.- es el originado por un vehículo en movimiento a través de un campo magnético y los cuales pueden ser de dos tipos: los de tipo autogenerado y aquellos que necesiten una excitación.

4.2.3.2.- CATEGORÍAS DE VEHÍCULOS.

TIPO	DISTRIBUCIÓN MÁXIMA DE CARGA POR EJE (Ton.)	DESCRIPCIÓN	Peso Bruto Vehicular PBV (Toneladas)	Peso Vehículo Vacio (Promedio)	LONGITUDES MÁXIMAS PERMITIDAS (METROS)		
					Largo	Ancho	Alto
2DA		CAMIÓN DE 2 EJES MEDIANOS	10.00	4.00	7.50	2.60	3.50
2DB		CAMIÓN DE 2 EJES GRANDES	18.00	7.00	12.00	2.60	4.10
3-A		CAMIÓN DE 3 EJES (TANDEM POSTERIOR)	26.00	11.00	12.20	2.60	4.10
4-C		CAMIÓN DE 4 EJES (TRIDEM POSTERIOR)	30.00	12.00	12.20	2.60	4.10
4-0 OCTOPUS		CAMIÓN CON TANDEM DIRECCIONAL Y TANDEM POSTERIOR	30.00	12.00	12.00	2.60	4.10
T2		TRACTO CAMIÓN DE 2 EJES	18.00	9.00	8.50	2.60	4.10
T3		TRACTO CAMIÓN DE 3 EJES	26.00	11.00	8.50	2.60	4.10
S1		SEMIREMOLQUE DE 1 EJE	12.00	5.00	9.00	2.60	4.10
S2		SEMIREMOLQUE DE 2 EJES	20.00	6.00	12.50	2.60	4.10
S3		SEMIREMOLQUE DE 3 EJES	24.00	7.00	13.00	2.60	4.10
R2		REMOLQUE DE 2 EJES	24.00	6.00	10.00	2.60	4.10

TIPO	DISTRIBUCIÓN MÁXIMA DE CARGA POR EJE (Ton.)	DESCRIPCIÓN	Peso Bruto Vehicular PBV (Toneladas)	Peso Vehículo Vacio (Promedio)	LONGITUDES MÁXIMAS PERMITIDAS (METROS)		
					Largo	Ancho	Alto
R3		REMOLQUE DE 3 EJES	32.00	7.00	10.00	2.60	4.10
2S1		TRACTO CAMIÓN DE 2 EJES Y SEMIREMOLQUE DE 1 EJE	30.00	14.00	18.50	2.60	4.10
2S2		TRACTO CAMIÓN DE 2 EJES Y SEMIREMOLQUE DE 2 EJES	38.00	15.00	18.50	2.60	4.10
2S3		TRACTO CAMIÓN DE 2 EJES Y SEMIREMOLQUE DE 3 EJES	42.00	16.00	18.50	2.60	4.10
3S1		TRACTO CAMIÓN DE 3 EJES Y SEMIREMOLQUE DE 1 EJE	38.00	16.00	18.50	2.60	4.10
3S2		TRACTO CAMIÓN DE 3 EJES Y SEMIREMOLQUE DE 2 EJES	46.00	17.00	18.50	2.60	4.10
3S3		TRACTO CAMIÓN DE 3 EJES Y SEMIREMOLQUE DE 3 EJES	48.00	18.00	18.50	2.60	4.10
2R2		CAMIÓN REMOLCADOR DE 2 EJES Y REMOLQUE DE 2 EJES	38.00	13.00	18.50	2.60	4.10
2R3		CAMIÓN REMOLCADOR DE 2 EJES Y REMOLQUE DE 3 EJES	48.00	14.00	18.50	2.60	4.10
3R2		CAMIÓN REMOLCADOR DE 3 EJES Y REMOLQUE DE 2 EJES	48.00	17.00	18.50	2.60	4.10
3R3		CAMIÓN REMOLCADOR DE 3 EJES Y REMOLQUE DE 3 EJES	48.00	18.00	18.50	2.60	4.10

FIGURA 10.- PESOS Y DIMENSIONES MÁXIMAS PERMITIDAS

FUENTE: MTOP (2008)

NOMENCLATURA VEHICULAR.

Acorde con lo indicado en el Artículo 34 del Reglamento Aplicativo de la Ley de Caminos del Ecuador, para efectos de clasificación de los vehículos sujetos al control, se ha empleado la siguiente nomenclatura:

TABLA 5.- NOMENCLATURA VEHICULAR.

CLASE	NOMENCLATURA
Camión de dos ejes: medianos	2DA
Camión de dos ejes: grandes	2DB
Camión de tres ejes: (tándem posterior)	3-A
Camión de cuatro ejes: (tándem posterior)	4-C
Camión con eje tándem direccional y tándem posterior (octopus)	4-O
Tracto camión con dos ejes y semirremolque con un eje	2S1
Tracto camión con dos ejes y semirremolque con dos ejes	2S2
Tracto camión de dos ejes y semirremolque con tres ejes	2S3
Tracto camión con tres ejes y semirremolque de un ejes	3S1
Tracto camión con tres ejes y semirremolque con dos ejes	3S2
Tracto camión con tres ejes y semirremolque con tres ejes	3S3
Camión remolcador con dos ejes y remolque con dos ejes	2R2
Camión remolcador con dos ejes y remolque con tres ejes	2R3
Camión remolcador con tres ejes y remolque con dos ejes	3R2
Camión remolcador con tres ejes y remolque con tres ejes	3R3

FUENTE: MTOP (2008)

4.2.4.- VOLÚMENES DE TRÁFICO.

Para la determinación de los volúmenes y categorización vehicular del tráfico que hace uso del puente objeto de estudio se procedió a realizar un conteo manual de 12 horas seguidas comprendidas entre las 7H00 hasta las 19H00 durante tres días consecutivos.

Los días escogidos para dichos conteos fueron el sábado 14, domingo 15 y finalmente el lunes 16 de Julio del 2012, dado que esta zona es eminentemente turística y

relativamente comercial. Los días señalados no concuerdan con ningún feriado nacional y/o local por lo que los datos pueden considerarse fidedignos.

Los resultados del aforo vehicular en los dos sentidos de los días arriba mencionados son los siguientes:

CUADRO 4.- RESUMEN DEL CONTEO VEHICULAR DIARIO SOBRE EL PUENTE “EL QUILO”.

PERIODO		JULIO DEL 2012		
DIAS DEL CONTEO		SABADO /14	DOMINGO/15	LUNES/16
TIPOS DE VEHICULOS	LIVIANOS	2976	3279	2628
	BUSES	151	166	83
	C-2-P	114	134	96
	C-2-G	103	154	86
	C-3	38	26	35
	C-4	0	0	0
	C-5	14	7	12
C-6	16	14	19	

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO (2012)

4.2.5.- TRÁFICO PROMEDIO DIARIO ANUAL.²²

La unidad de medida en el tráfico de una carretera es el volumen del tráfico promedio diario anual cuya abreviación es TPDA.

Para el cálculo del TPDA se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- En vías de un solo sentido de circulación, el tráfico será el contado en ese sentido.
- En vías de dos sentidos de circulación, se tomará el volumen de tráfico en las dos direcciones. Normalmente para este tipo de vías, el número de vehículos al final del día es semejante en los dos sentidos de circulación.
- Para el caso de autopistas, generalmente se calcula el TPDA para cada sentido de circulación, ya que en ellas interviene lo que se conoce como “flujo direccional” que es el porcentaje de vehículos en cada sentido de la vía, esto, determina composiciones y volúmenes de tráfico diferentes en un mismo período.

²² ECUADOR, Manual de diseño de carreteras del MOPT

Cabe mencionar que puede realizarse el análisis del TPDA considerando el volumen de los dos sentidos de circulación debiendo quedar plenamente aclarado, para evitar errores en cálculos posteriores que se realicen con estos datos.

4.2.6.- PROCESO DE CÁLCULO DEL TPDA POR EL MÉTODO DEL FACTOR DE LA HORA PICO (FHP).

Para determinar el volumen de tránsito de la hora pico se acostumbra graficar la curva de datos de volúmenes de tránsito horario registrados durante todo un año en una estación permanente de registro de movimiento vehicular por carretera, mostrando en el eje de las ordenadas aquellos volúmenes registrados de mayor a menor, como porcentajes del TPDA, en tanto que en el eje de las abscisas se anota el número de horas por año en que el tránsito es mayor o igual al indicado. La curva desciende bruscamente hasta un punto de inflexión que ocurre normalmente en la denominada “trigésima hora de diseño o 30HD”, lo cual significa que al diseñar para ese volumen horario, cabe esperar que existan 29 horas en el año en que el volumen será excedido.

El volumen de tránsito de la hora pico o 30HD se sitúa normalmente entre el 12 y el 18 por ciento del TPDA en el caso de carreteras rurales, con un término medio bastante representativo del 15 por ciento de dicho TPDA.

En carreteras urbanas, este volumen se ubica entre el 8 y el 12 por ciento del TPDA, por lo que es válida la práctica de utilizar un 10 por ciento del TPDA como valor de diseño, a falta de factores propios obtenidos de las investigaciones de tránsito.

4.2.6.1.- FACTOR DE LA HORA PICO (FHP).

El factor de la hora pico o FHP, se expresa como la relación que siempre será igual o menor que la unidad, entre la cuarta parte del volumen de tránsito durante la hora pico y el volumen mayor registrado durante el lapso de quince minutos dentro de dicha hora pico.

Es decir que al afectar los volúmenes horarios de diseño por este factor, se está asumiendo las condiciones más exigentes de la demanda, a las cuales debe responder la propuesta de solución de reconstrucción, mejoramiento o ampliación de la red vial.

La decisión de afectar o no el volumen horario de diseño por este factor, muy utilizado en los cálculos de capacidad y niveles de servicio, depende del grado en que las fluctuaciones del movimiento vehicular durante la hora máxima, por su relevante significación, afectan las decisiones operativas y de diseño de la carretera. En muchas soluciones viales en el área rural, los analistas se limitan a examinar las condiciones promedio durante la hora pico. En general se considera que cuando el FHP es menor de (0.85), las condiciones operativas de la carretera varían sustancialmente.

4.2.6.2.- CÁLCULO DEL TPDA.

La vía Puyo-Baños es un eje vial rural por lo que se asumirá que el tráfico en la hora pico representará el 15% del TPDA.

El mayor volumen de vehículos en ambos sentidos se registro el domingo 15 de Julio, debido a la gran afluencia y retorno de turistas al sector oriental.

CUADRO 5.- CONTEO Y CLASIFICACIÓN DEL DÍA CON MAYOR DEMANDA DE TRÁFICO (DOS SENTIDOS).

UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO										
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECANICA										
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL										
INVENTARIO DE TRAFICO DE LA VIA PUYO - BANOS										
UBICACION : CANTON MERA - PROVINCIA DE PASTAZA										
FECHA :DOMINGO 15 DE JULIO DEL 2012										
HORA	LIVIANOS	BUSES	PESADOS						TOTAL	TOTAL ACUMULAD
			C-2-P	C-2-G	C-3	C-4	C-5	C-6		
7h00 - 7h15	20	4	4	5	1	0	0	0	34	
7h15 - 7h30	30	3	3	4	0	0	0	0	40	
7h30 - 7h45	39	3	2	2	0	0	0	0	46	
7h45 - 8h00	30	3	1	4	1	0	0	0	39	159
8h00 - 8h15	36	3	3	3	0	0	0	2	47	172
8h15 - 8h30	20	3	0	2	0	0	0	1	26	158
8h30 - 8h45	42	3	3	2	2	0	0	0	52	164
8h45 - 9h00	30	3	4	0	1	0	0	0	38	163
9h00 - 9h15	44	4	3	2	1	0	0	1	55	171
9h15 - 9h30	42	0	2	3	1	0	0	0	48	193
9h30 - 9h45	48	3	3	1	1	0	0	0	56	197
9h45 - 10h00	34	4	0	0	0	0	0	1	39	198
10h00 - 10h15	69	2	1	4	1	0	0	0	77	220
10h15 - 10h30	58	4	2	6	1	0	0	1	72	244
10h30 - 10h45	54	2	3	2	1	0	2	0	64	252
10h45 - 11h00	60	3	3	3	2	0	0	0	71	284
11h00 - 11h15	46	2	3	4	0	0	0	0	55	262
11h15 - 11h30	73	3	2	4	0	0	0	0	82	272
11h30 - 11h45	47	3	2	1	0	0	0	0	53	261
11h45 - 12h00	65	3	1	1	0	0	1	0	71	261
12h00 - 12h15	58	7	2	2	1	0	1	0	71	277
12h15 - 12h30	59	3	0	3	2	0	0	0	67	262
12h30 - 12h45	36	2	0	1	0	0	0	2	41	250
12h45 - 13h00	57	3	0	3	0	0	0	2	65	244
13h00 - 13h15	75	1	6	4	0	0	0	3	89	262
13h15 - 13h30	90	7	1	15	1	0	0	0	114	309
13h30 - 13h45	61	4	2	2	0	0	0	0	69	337
13h45 - 14h00	68	1	3	5	2	0	0	0	79	351
14h00 - 14h15	87	4	1	5	0	0	0	0	97	359
14h15 - 14h30	89	2	3	4	0	0	0	0	98	343
14h30 - 14h45	99	4	3	3	0	0	0	0	109	383
14h45 - 15h00	95	4	2	1	0	0	0	0	102	406
15h00 - 15h15	94	2	3	3	0	0	0	0	102	411
15h15 - 15h30	78	2	5	3	1	0	0	0	89	402
15h30 - 15h45	89	6	2	1	0	0	0	0	98	391
15h45 - 16h00	90	3	8	6	0	0	0	0	107	396
16h00 - 16h15	116	3	3	5	2	0	1	0	130	424
16h15 - 16h30	86	4	3	1	0	0	0	0	94	429
16h30 - 16h45	89	9	6	4	1	0	0	0	109	440
16h45 - 17h00	84	3	1	2	0	0	0	0	90	423
17h00 - 17h15	137	4	7	7	1	0	0	0	156	449
17h15 - 17h30	114	6	7	2	0	0	0	0	129	484
17h30 - 17h45	121	5	3	3	0	0	0	1	133	508
17h45 - 18h00	80	3	1	1	0	0	0	0	85	503
18h00 - 18h15	89	5	6	5	0	0	2	0	107	454
18h15 - 18h30	87	1	3	5	2	0	0	0	98	423
18h30 - 18h45	80	3	3	4	0	0	0	0	90	380
18h45 - 19h00	84	7	5	1	0	0	0	0	97	392
TOTAL	3279	166	134	154	26	0	7	14	3780	14323

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO (2012)

- CÁLCULO DEL FACTOR DE LA HORA PICO. (FHP).

$$FHP = \frac{508}{156} = 0.8141$$

CUADRO 6.- CÁLCULO DEL TPDA EN LA HORA PICO.

HORA PICO		TIPOS DE VEHICULOS								TOTALES
		LIVIANOS	BUSES	PESADOS						
				C-2-P	C-2-G	C-3	C-4	C-5	C-6	
16h45 - 17h45	16h45-17h00	84	3	1	2	0	0	0	0	90
	17h00-17h15	137	4	7	7	1	0	0	0	156
	17h15-17h30	114	6	7	2	0	0	0	0	129
	17h30-17h45	121	5	3	3	0	0	0	1	133
TOTAL POR TIPO DE VEHICULO		456	18	18	14	1	0	0	1	508
DISTRIBUCION PORCENTUAL		89.76	3.54	3.54	2.76	0.2	0	0	0.2	100
TPDA actual		2475	98	98	76	5	0	0	5	2757

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO (2012)

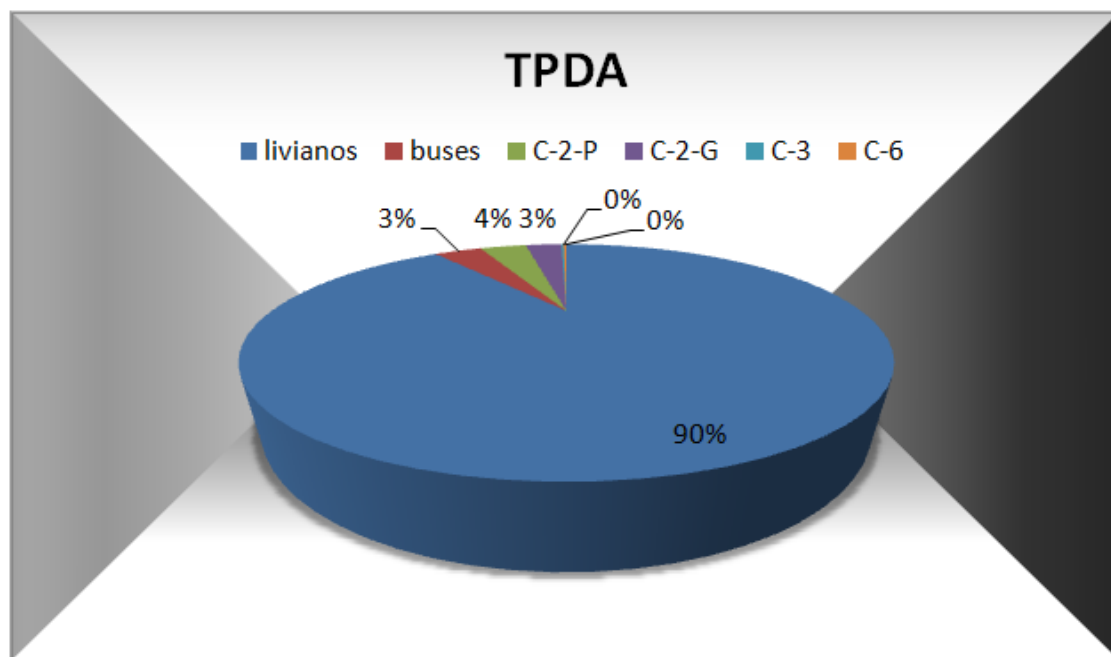


FIGURA 11.- PORCENTAJES DEL TPDA SEGÚN EL TIPO DE VEHÍCULO
ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO (2012)

En conformidad con los resultados obtenidos y tabulados en el cuadro 6 el 89.76% del tráfico estará constituido por vehículos livianos, el 3.54% por buses (2DB), el 3.54% por camiones de dos ejes pequeños (2DA), el 2.76% por camiones de dos ejes grandes (2DB), el 0.2% por camiones de tres ejes con tándem posterior (3-A) y finalmente con el 0.2% los tracto camiones de tres ejes con semi- remolque de tres ejes.

Por lo que el camión de mayor tránsito es el (2DB) con una carga en el eje delantero de 6 Ton. y en el eje posterior con una carga de 12 Ton.

El manual AASTHO-LRFD recomienda que el camión de diseño sea el HL-93 es decir un tracto camión de 2 ejes y un semi – remolque de 1 eje con una carga por llanta en el eje delantero de 3.57 ton. , y 14.79 ton. por llanta en los dos ejes restantes, dando un peso total bruto del vehículo de 66.3 ton. aproximadamente por lo que se asumirá lo recomendado en dicho documento en cuanto a carga viva vehicular.

4.3.- ESTUDIO HIDRÁULICO- HIDROLÓGICO DEL PUENTE “EL QUILO”

4.3.1.- CONSIDERACIONES GENERALES.

El estudio del agua es un factor de fundamental importancia en la economía de las sociedades, así como en la planificación de cualquier estructura de Ingeniería.

No existe ningún tipo de obra civil cuyo diseño, construcción, operación y mantenimiento no esté directa o indirectamente vinculada con el efecto que el agua ejerce sobre la misma, por lo que a menudo gran parte de las fallas ocurren como consecuencia del escaso conocimiento sobre el comportamiento del mencionado elemento, o peor aun por la errónea concepción de su falta de trascendencia.

El análisis hidrológico de la cuenca del río El Quilo nos permitirá predecir los caudales máximos extraordinarios así como la frecuencia con la que estos se presentan, evaluando así el sitio de emplazamiento de la estructura y sus potenciales riesgos.

El correcto conocimiento del comportamiento hidrológico de un rio, arroyo, o de un lago es fundamental para poder establecer las áreas vulnerables a los eventos

hidrometeorológicos extremos; así como para prever un correcto diseño de obras de infraestructura vial.²³

4.3.2.- RED HIDROGRÁFICA Y CONDICIONES DE DRENAJE.

El drenaje natural en el área de influencia del proyecto está constituido básicamente por el río El Quilo y otros drenajes menores que desembocan directamente en el río Pastaza que finalmente forma parte de la cuenca hidrográfica del río del mismo nombre.

4.3.3.- CARACTERIZACIÓN CLIMÁTICA Y DE LLUVIAS INTENSAS.

4.3.3.1.- ESTACIONES METEOROLÓGICAS.

En vista que la zona de implantación del puente carece de estaciones meteorológicas cercanas que puedan proporcionar la información que permita definir los parámetros climáticos de la zona de estudio, por lo que para el análisis de los mismos se utilizó la información proporcionada por el INAMHI de la Distribución Anual de Precipitaciones y Temperaturas, además de la información meteorológica proveniente de la estación “El Puyo-M008” que permitirá conocer la distribución estacional o anual de las precipitaciones.

Dicha estación meteorológica presenta la siguiente información:

TABLA 6.- INFORMACIÓN ESTACIÓN METEOROLÓGICA PUYO-M008

PROVINCIA	Pastaza
CANTÓN	Puyo
ELEVACIÓN (msnm)	960
FECHA DE INSTALACIÓN	16/oct./1964
LATITUD	013027 S
LONGITUD	775638 W
CÓDIGO	M008
NOMBRE	Puyo
TIPO	AG
ESTADO	Funcionando

FUENTE: INAMHI (1999)

²³MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES DEL PERÚ “MANUAL DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y DRENAJE”

4.3.3.2.- VARIABILIDAD CLIMÁTICA.

Precipitación.

El aporte de las masa de aire húmedo provenientes de la Cuenca Amazónica, produce como consecuencia que las precipitaciones en la zona de estudio sean permanentes y constantes durante todo el año.

En base a los mapas sobre la Distribución Anual de Precipitaciones proporcionados por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI), se puede observar que dentro del área del proyecto la media de la precipitación mensual se encuentra entre los valores de 4000 a 5000 mm/año. Evidenciándose un decremento de alrededor de 1000 mm/año hacia el norte y alrededor de 1500 mm/año hacia el sur.

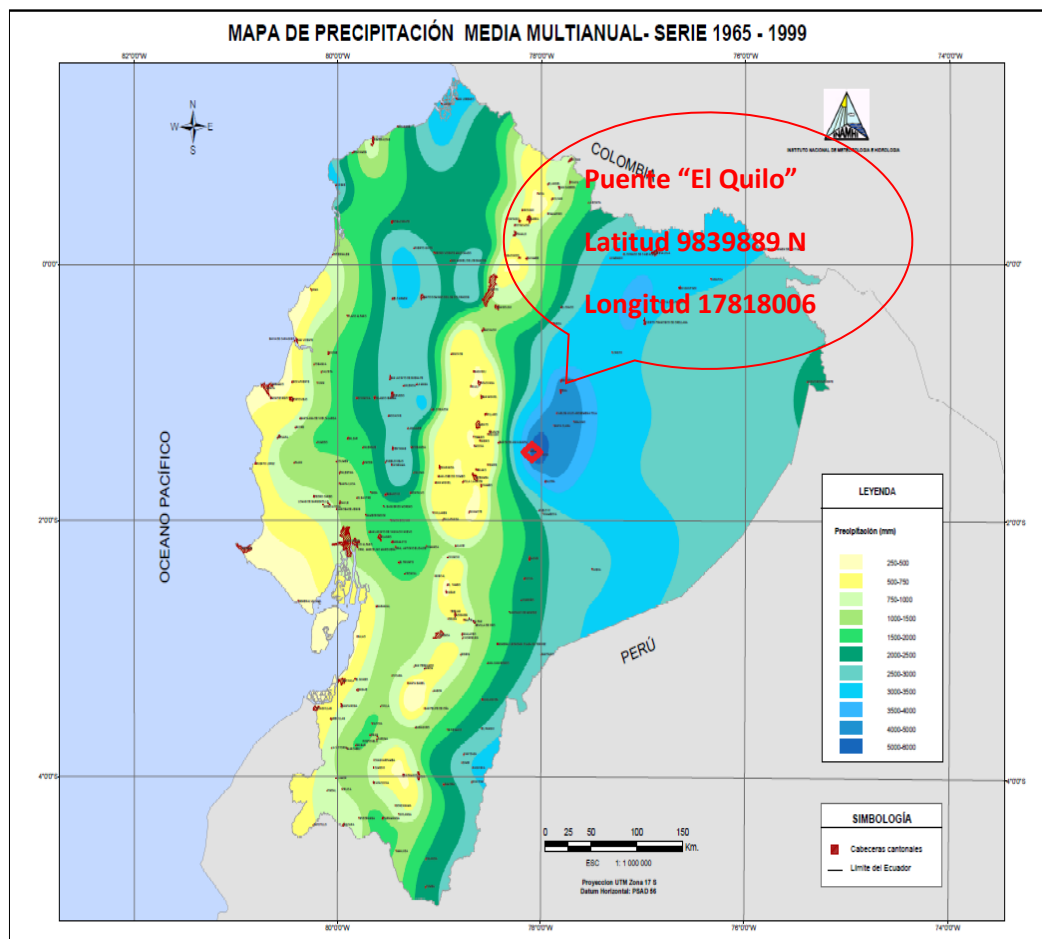


FIGURA 12.- DISTRIBUCIÓN ANUAL DE LA PRECIPITACIÓN.

FUENTE: INAMHI.(1999)

En lo referente a la distribución estacional de las precipitaciones y tomando como referencia las series mensuales de precipitación conformadas para el período 1995-2009 provenientes de la estación meteorológica Puyo-M008 (Cuadro 7), se verifica lo expresado en lo referente a las características generales de la Región Oriental o Amazónica; estas comprenden que son relativamente permanentes durante la mayor parte del año; en la Figura 13 se puede observar que en todos los meses la precipitación supera los 300 mm; los meses más lluviosos son Abril, Mayo y Junio donde la precipitación supera los 450 mm, mientras que los meses menos lluviosos son Agosto y Septiembre.

CUADRO 7.- VALORES PLUVIOMÉTRICOS MENSUALES – ESTACIÓN PUYO M008

PERIODO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	MEDIA	MAXIMA	MINIMA	SUMA
1995	222.5	205.2	484.9	254.1	522.7	375	578.4	230.3	343.2	192.9	369.2	341.3	343.308	578.4	192.9	4119.7
1996	395.9	277.1	274	451.1	382.3	490.4	295.8	182.5	386.9	518.1	387.5	308.6	362.517	518.1	182.5	4350.2
1997	305	516.2	393.4	398.6	490.1	307.5	210.4	277.3	380.3	217.7	388.8	293.8	348.258	516.2	210.4	4179.1
1998	181.6	232.8	316.2	727.1	509.8	502.5	334.2	239.3	115	456.8	297	222.6	344.575	727.1	115	4134.9
1999	476.3	334.8	300.3	496.6	464	465.1	347.9	328.2	444.1	379.7	388.9	599.7	418.8	599.7	300.3	5025.6
2000	333.1	250.5	324.5	497.4	782.3	634.8	442.4	353.6	277.5	328.7	362.2	294	406.75	782.3	250.5	4881
2001	257.8	400.5	242.6	489.4	426.2	495.7	449.3	227	385.7	584.5	208.8	453.8	385.108	584.5	208.8	4621.3
2002	319.2	367.2	443.5	494.6	442.6	392.2	624.8	335.4	269.7	388.3	330	375.8	398.608	624.8	269.7	4783.3
2003	346.9	280.7	371	562.1	529.7	454.7	363.4	230.3	335.7	275.3	398.1	461.8	384.142	562.1	230.3	4609.7
2004	246.4	144.7	440.7	408.6	738.7	432.4	347.1	373.3	398.6	522.3	642.7	405.9	425.117	738.7	144.7	5101.4
2005	395.9	557.3	431.2	552.1	384.9	595.1	276.7	202.2	261.5	332	635.6	546.8	430.942	635.6	202.2	5171.3
2006	334.3	463.7	391.2	572	268.7	349.1	221.1	389.6	488.7	478	323.8	500.6	398.4	572	221.1	4780.8
2007	360.7	167	453	555	518.3	499.1	280.5	436.8	182.3	387.5	582.6	458.5	406.775	582.6	167	4881.3
2008	255.7	381	248.4	430.4	574.6	432.2	452.5	368.4	361.1	346.1	362.1	295.1	375.633	574.6	248.4	4507.6
2009	660.7	369.1	275.8	560.2	350	462	331.3	385.2	283.7	483.5	241	331.6	394.508	660.7	241	4734.1
MEDIA	339.5	329.9	359.4	496.6	492.3	459.2	370.4	304	327.6	392.8	394.6	392.7	388.2	617.2	212.3	4658.8
MAXIMA	660.7	557.3	484.9	727.1	782.3	634.8	624.8	436.8	488.7	584.5	642.7	599.7	430.942	782.3	300.3	5171.3
MINIMA	181.6	144.7	242.6	254.1	268.7	307.5	210.4	182.5	115	192.9	208.8	222.6	343.308	516.2	115	4119.7

VALORES INTERPOLADOS

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO (2012)

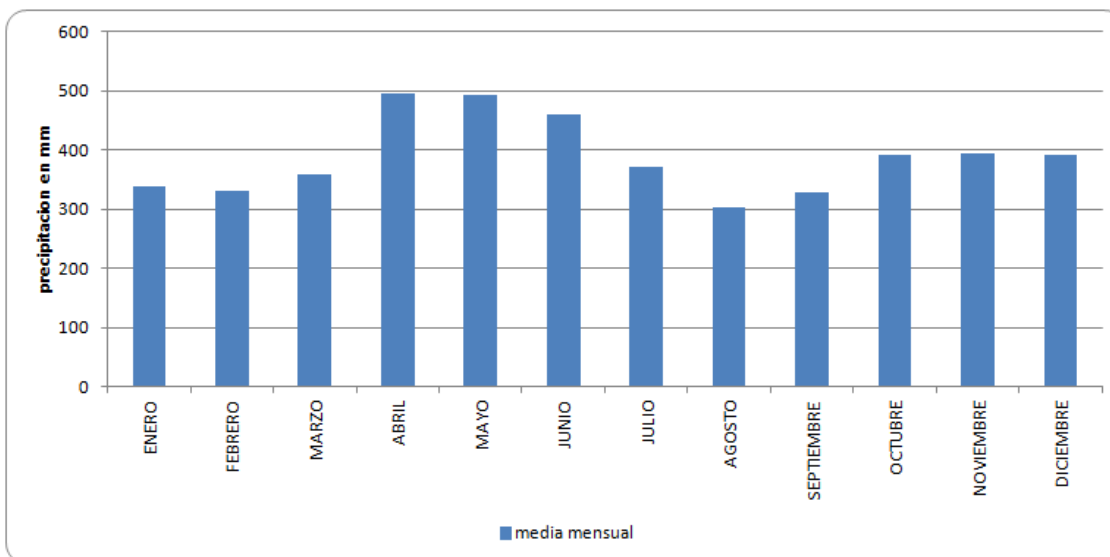


FIGURA 13.- HIETOGRAMA DE LÁMINAS DE PRECIPITACIÓN MEDIA MENSUAL ESTACIÓN PUYO (M008)
ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO (2012)

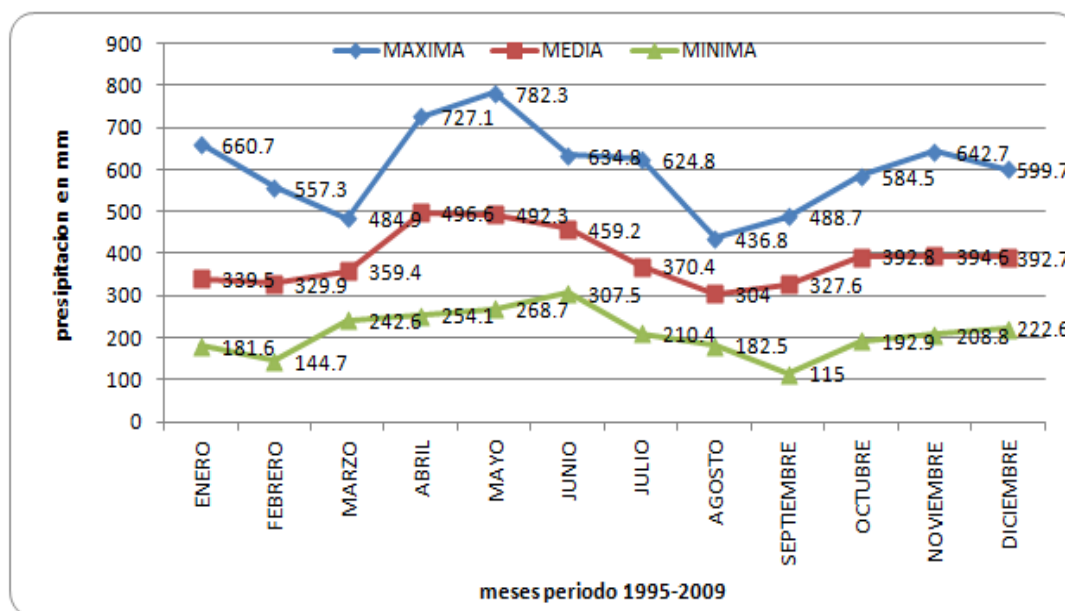


FIGURA 14.- VARIACIÓN ESTACIONAL DE LA PRECIPITACIÓN ESTACIÓN PUYO (M008).
ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO (2012)

Humedad relativa.

En lo referente a este indicador climatológico se establece que en función de los datos publicados por el INAMHI para el periodo comprendido entre 1995-2009 la humedad relativa es constante durante la mayor parte del año, presentando niveles superiores al 85%; los meses de mayor humedad son Marzo, Abril, Mayo y Junio; mientras que los meses menos húmedos corresponden a Agosto y Septiembre.

CUADRO 8.- VALORES DE HUMEDAD RELATIVA MENSUAL ESTACIÓN PUYO M008

PERIODO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DIEMBRE	MAXIMA	MINIMA	MEDIA
1995	88	86	89	89	90	89	87	84	85	86	89	88	90	84	87.5
1996	92	89	91	89	89	89	88	87	85	88	86	88	92	85	88.4
1997	89	91	90	89	92	89	87	86	86	86	90	90	92	86	88.8
1998	88	89	91	91	90	90	89	85	85	86	87	88	91	85	88.3
1999	91	91	88	92	91	91	89	85	87	88	89	90	92	85	89.3
2000	90	88	89	91	91	92	91	89	87	86	88	90	92	86	89.3
2001	89	89	90	91	90	91	90	87	88	89	89	90	91	87	89.4
2002	89	92	92	90	90	89	91	86	86	88	88	92	92	86	89.4
2003	91	89	91	90	91	90	88	90	88	85	89	90	91	85	89.3
2004	87	87	90	88	88	91	90	86	87	88	89	89	91	86	88.3
2005	88	90	89	89	89	89	88	85	85	88	89	89	90	85	88.2
2006	90	90	90	88	90	90	87	86	86	87	89	91	91	86	88.7
2007	92	86	90	90	88	90	88	85	86	87	89	88	92	85	88.3
2008	89	90	89	89	91	90	89	85	85	86	87	88	91	85	88.2
2009	92	92	89	89	89	90	88	87	85	87	87	88	92	85	88.6
MEDIA	89.7	89.3	89.9	89.7	89.9	90	88.7	86.2	86.1	87	88.3	89.3	91.3	85.4	88.7
MAXIMA	92	92	92	92	92	92	91	90	88	89	90	92	92	87	89.4
MINIMA	87	86	88	88	88	89	87	84	85	85	86	88	90	84	87.5

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO (2012)

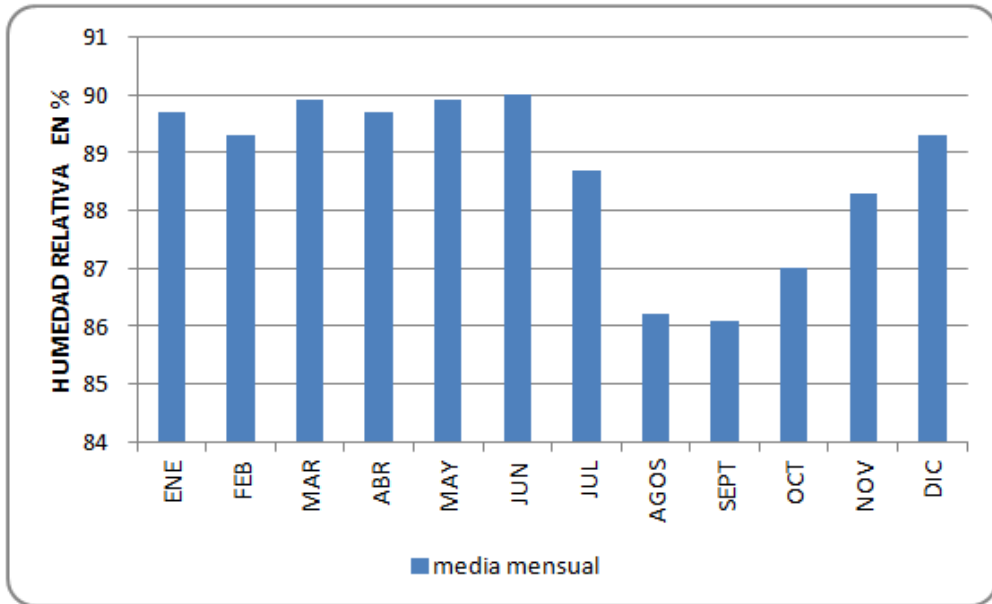


FIGURA 15.-VARIACIÓN MENSUAL DE LA HUMEDAD RELATIVA ESTACIÓN PUYO (M008).

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO (2012)

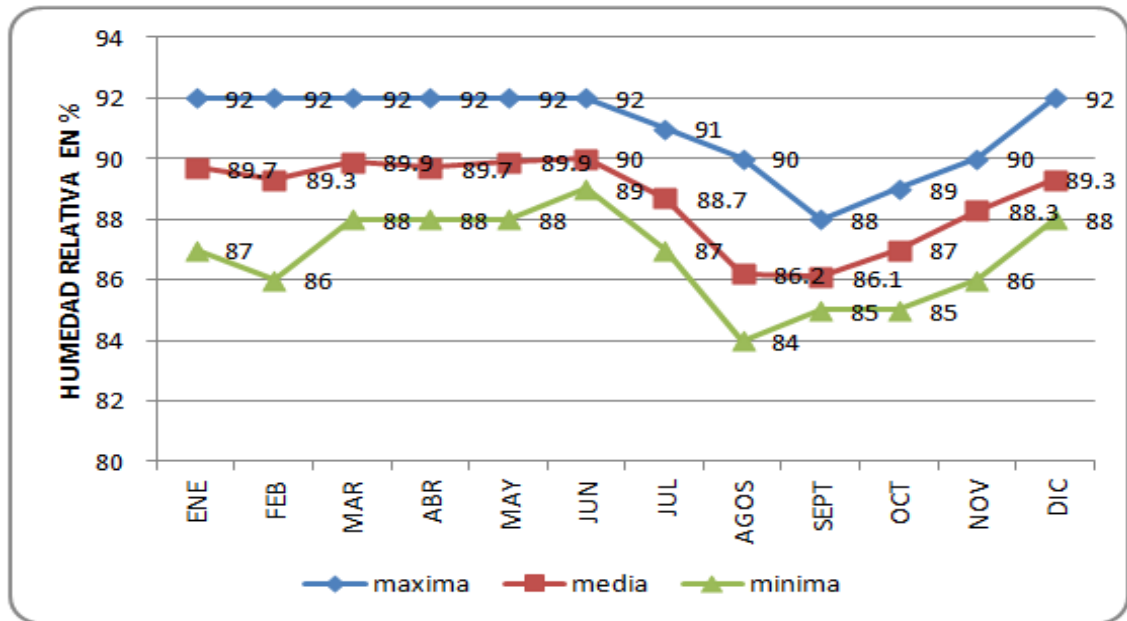


FIGURA 16.- VARIACIÓN ESTACIONAL DE LA HUMEDAD RELATIVA ESTACIÓN PUYO (M008).

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO (2012)

4.3.3.3.- LLUVIAS INTENSAS.

Con el fin de considerar en el cálculo de caudales del río “El Quilo”, la influencia de las magnitudes de la precipitación pluvial, se han definido las curvas Intensidad- Duración –Frecuencia para duraciones de lluvias menores a 24 horas utilizando la metodología propuesta por el (INAMHI 1999), que parte de las intensidades máximas diarias para diferentes períodos de retorno. El método consiste en:

- Identificar la zona de acuerdo al estudio del INAMHI en la que se encuentra la zona de interés;
- Se define las ecuaciones para la zona en función de la duración de la precipitación;
- Las ecuaciones representativas están en función del parámetro I_{TR} que relaciona el periodo de retorno con la intensidad y su duración en minutos; los valores se obtienen de los mapas de isolíneas provenientes del (INAMHI 1999);
- Con los valores de I_{TR} se calculan los valores de intensidad máxima para las duraciones de lluvia requeridas.

La ubicación del proyecto corresponde a la zona 29 que presenta las siguientes ecuaciones representativas:

CUADRO 9.-ECUACIONES REPRESENTATIVAS DE INTENSIDAD MÁXIMA-ESTACIÓN PUYO (M008).

Para $5 \text{ min} < t < 85 \text{ min}$	$I_{TR} = 53.786t^{-0.3846}I_{TR}$
Para $85 \text{ min} < t < 1440 \text{ min}$	$I_{TR} = 327.42t^{-0.792}I_{TR}$

FUENTE: ESTUDIO DE LLUVIAS INTENSAS (INAMHI 1999)

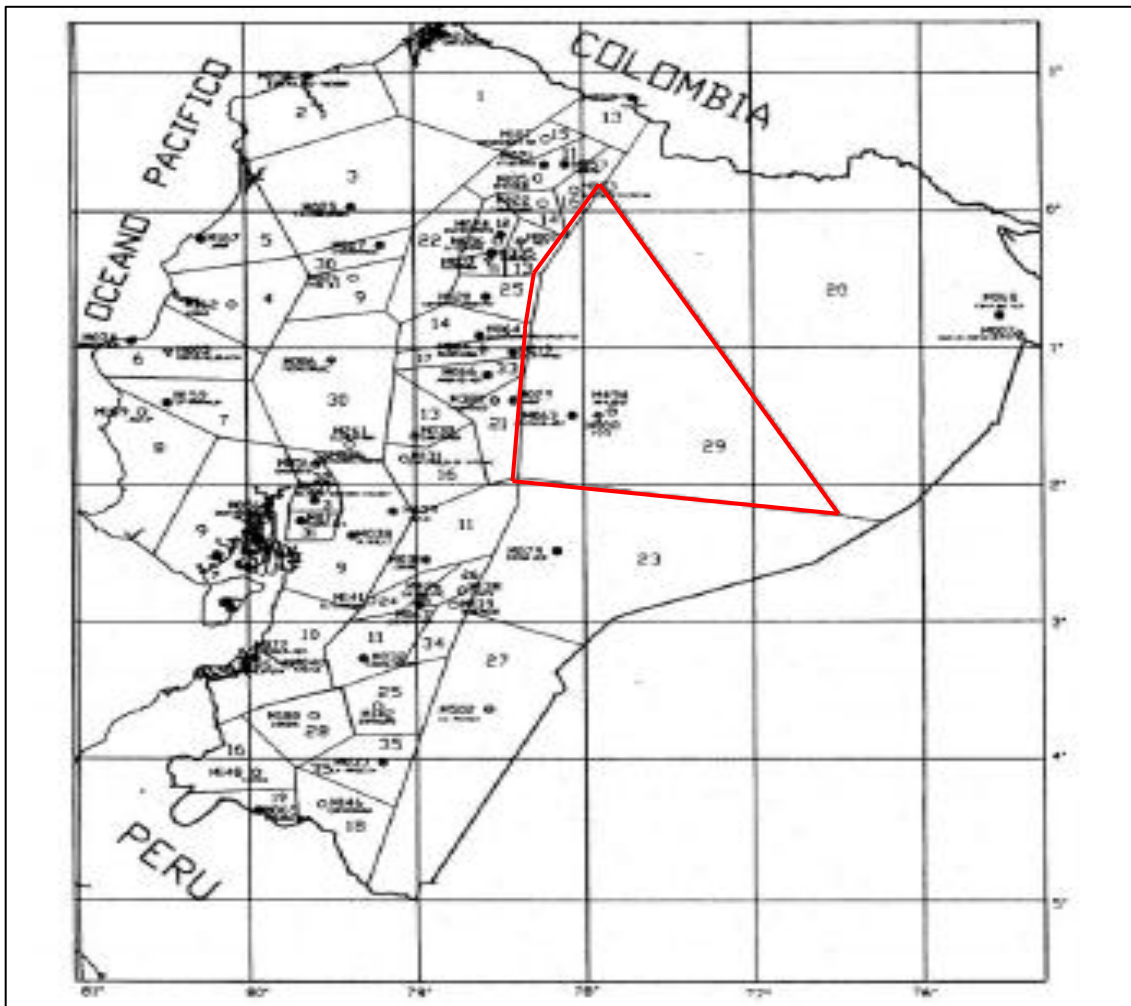


FIGURA 17.- ZONIFICACIÓN DE INTENSIDADES DE PRECIPITACIÓN.
 FUENTE: ESTUDIO DE LLUVIAS INTENSAS (INAMHI 1999)

Las intensidades máximas para los diferentes períodos de retorno se obtuvieron de los mapas de isolíneas publicados en el Estudio de Lluvias Intensas por el INAMHI (1999) los mismos que se representan a continuación para diferentes períodos de retorno que van desde 5, 10, 25, 50 y 100 años.

En la sección Anexos se presentan las isolíneas de intensidades de precipitación para varios períodos de retorno en función de la máxima en 24 horas.

Las intensidades máximas de precipitación con período de retorno asociado para la zona de estudio obtenidas de los diferentes mapas de isolíneas se presentan en la siguiente tabla:

TABLA 7.- INTENSIDADES MÁXIMAS DE PRECIPITACIÓN.

PERIODO DE RETORNO (años)	INTENSIDADES (mm/h)
5	4.50
10	4.75
25	5.50
50	5.51
100	6.00

VALORES INTERPOLADOS

FUENTE: ESTUDIO DE LLUVIAS INTENSAS (INAMHI 1999)

En el Cuadro 10 se muestran las intensidades máximas de precipitación de 24 horas para diferentes períodos de duración, mientras que en la Figura 18 se hace referencia a las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia para la zona de estudio.

CUADRO 10.- INTENSIDADES DE PRECIPITACIÓN CON PERÍODO DE RETORNO ASOCIADO PARA LA ZONA DE ESTUDIO (mm/h).

DURACIÓN (min)	PERÍODO DE RETORNO TR (años)				
	5	10	25	50	100
5	130.33	137.57	159.30	159.59	173.78
10	99.83	105.38	122.02	122.24	133.11
20	76.47	80.72	93.47	93.64	101.96
30	65.43	69.07	79.97	80.12	87.24
60	50.12	52.90	61.26	61.37	66.83
120	33.24	35.08	40.62	40.70	44.31
360	13.92	14.70	17.02	17.05	18.56
720	8.04	8.49	9.83	9.85	10.72
1440	4.64	4.90	5.68	5.69	6.19

ELABORADO POR : ALTAMIRANO MARCO. (2012)

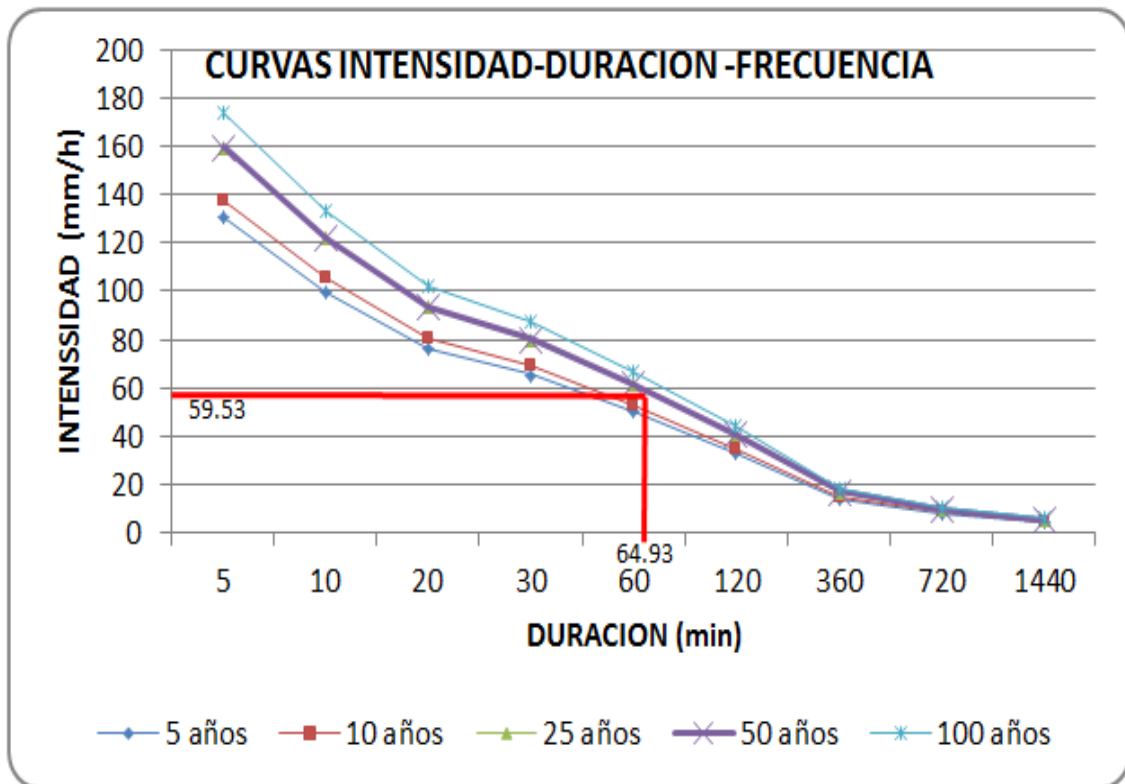


FIGURA 18.- CURVAS INTENSIDAD-DURACIÓN-FRECUENCIA PARA LA ZONA DE ESTUDIO.

ELABORADO POR : ALTAMIRANO MARCO. (2012)

4.3.4.- ÁREA DE DRENAJE DE LA CUENCA.

Se entiende por cuenca hidrográfica a la porción de territorio drenada por un único sistema de drenaje natural. Una cuenca hidrográfica se define por la sección del río al cual se hace referencia y es delimitada por la línea de cumbres llamada también “divisor de aguas”.

4.3.4.1.- CARACTERÍSTICAS MORFOMÉTRICAS Y FISIAGRÁFICAS DE LA CUENCA.

ÁREA.- es la magnitud más importante que define la cuenca. Delimita el volumen total de agua que la cuenca o micro cuenca recibe en cada precipitación.

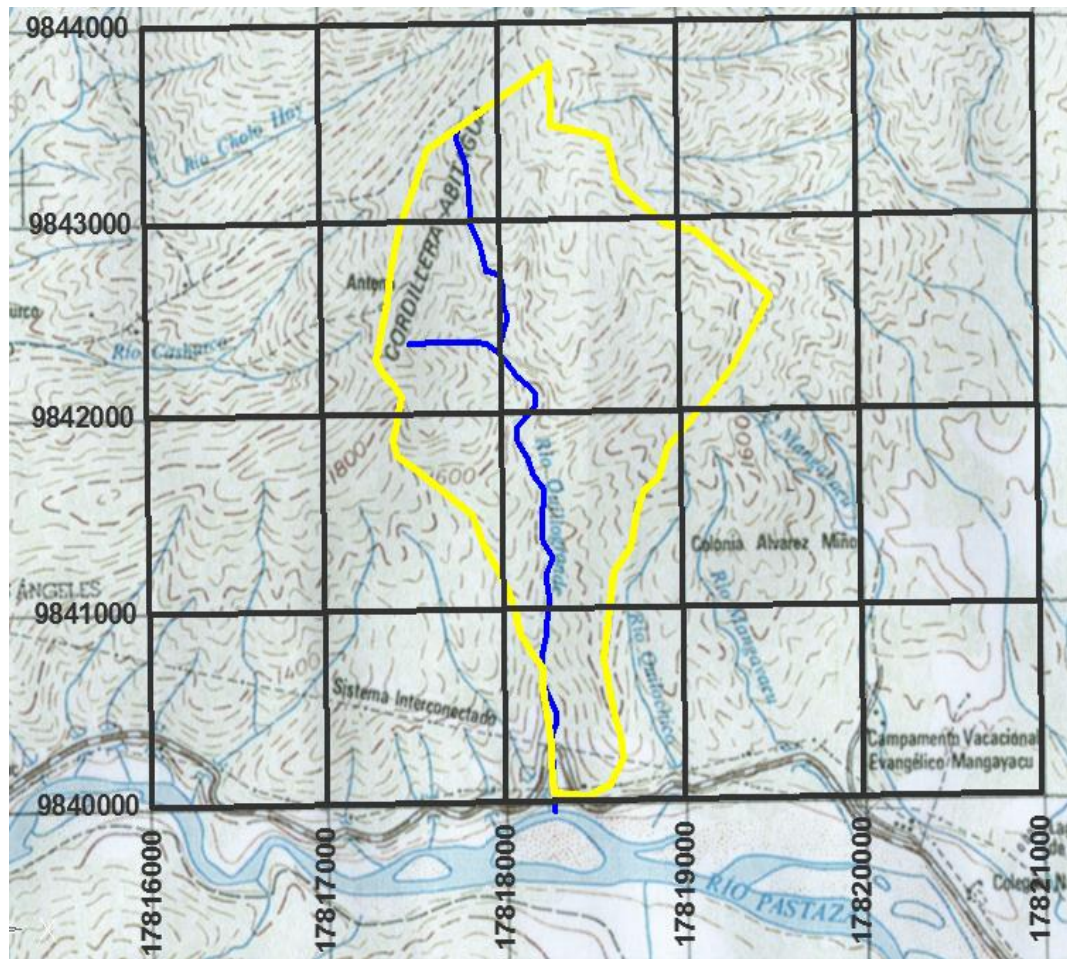


FIGURA 19.- DELIMITACIÓN CARTOGRÁFICA DE LA CUENCA EN ESTUDIO.
ELABORADO POR : ALTAMIRANO MARCO. (2012)

PERÍMETRO.- es la longitud del límite exterior de la cuenca o micro cuenca y depende de la superficie y la forma de la cuenca.

LONGITUD DE LA CUENCA.- es la longitud de una línea recta con dirección paralela al cauce principal.

LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL.- es la distancia que existe entre el nacimiento y la desembocadura del río principal de la cuenca.

Del proceso de cálculo de la cuenca con el uso del software AutoCAD Land Desktop se obtuvo los siguientes resultados.

CUADRO 11.- PARÁMETROS PRINCIPALES DE LA CUENCA EN ESTUDIO.

PARÁMETRO	UNIDAD	VALOR CALCULADO
Área	Km ²	3.90
Perímetro	Km	9.55
Longitud	Km	3.75
Longitud del cauce principal	Km	3.91
Pendiente	m/m	0.26
Cota máxima	msnm	2240
Cota mínima	msnm	1240

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO. (2012)

4.3.5.- CÁLCULO DE CAUDALES MÁXIMOS DE ESCORRENTÍA POR EL MÉTODO RACIONAL.

Este método que la literatura inglesa atribuye a Lloyd-George en 1906, si bien los principios del mismo fueron establecidos por Mulvaney en 1850, permite determinar el caudal máximo que escurrirá por una determinada sección, bajo el supuesto que este acontecerá para una lluvia de intensidad máxima constante y uniforme en la cuenca correspondiente a una duración D igual al tiempo de concentración de la sección.

$$Q_{\max} = CIA$$

En donde (Q_{\max}) representa el caudal máximo en la sección en [m³/s], (C) coeficiente adimensional de escorrentía medio ponderado de la cuenca (ver cuadro 12), (A) área total de la cuenca vertiente en la sección de cálculo en [Km²], (I) intensidad media máxima para una duración igual al tiempo de concentración de la sección de cálculo en [mm/h].

El Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje publicado por el Ministerio del Transporte del Perú, establece que este método es el adecuado para cuencas hidrográficas de un área menor a 10 Km². Considerando como se mencionó anteriormente que la duración de la precipitación es igual al tiempo de concentración de la misma.

En lo referente al período de retorno del caudal máximo se tomará lo recomendado por las normas colombianas las cuales especifican una frecuencia de retorno de 50 años para puentes.

COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA.-el valor del coeficiente de escorrentía se establecerá de acuerdo a las características hidrológicas y geomorfológicas de las quebradas cuyos cursos intercepten el alineamiento de la cuenca en estudio. En virtud de ello, los coeficientes de escorrentía variarán según dichas características.

CUADRO 12.- COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA - MÉTODO RACIONAL.

COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPRECIABLE
		> 50%	> 20%	> 5%	> 1%	< 1%
Sin vegetación	Impermeable	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60
	Semipermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Permeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
Cultivos	Impermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Semipermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Permeable	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Semipermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Permeable	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15
Hierba, grama	Impermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Semipermeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
	Permeable	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
Bosques, densa vegetación	Impermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Semipermeable	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25
	Permeable	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

FUENTE: MANUAL DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y DRENAJE (MTO-PERÚ). (2006)

La cobertura de la vegetación de la cuenca está conformada por bosques con densa vegetación, el suelo presenta condiciones de semi-permeabilidad, y la pendiente promedio de la cuenca tomada del cuadro 11 es del 26%, por lo que el valor del coeficiente de escorrentía tomado para el cálculo será 0.40.

CALCULO DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.- con la finalidad de estimar el tiempo necesario que le tomará cargarse hidráulicamente a la sección de cruce del puente se calculará el tiempo de concentración en base a lo estipulado por la fórmula no homogénea de Kirpich la misma que establece que:

$$t_c = 0.06626 * \left(\frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \right)$$

- tc= Tiempo de concentración en (min)
- L= Longitud del cauce principal en (m)
- S= Pendiente media del cauce principal en (m/m)

En base a lo estipulado en el cuadro 11 se tiene que:

$$t_c = 0.06626 * \left(\frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \right) = 0.06626 * \left(\frac{3910^{0.77}}{0.26^{0.385}} \right) = 64.93 \text{ min}$$

CUADRO 13.- CAUDALES MÁXIMOS [m³/s] DE AVENIDA PARA DIFERENTES PERÍODOS DE RETORNO Y DURACIÓN.

PERIODO RETORNO (TR) (años)	DURACION DE LA PRECIPITACION (min)									
	5	10	20	30	60	64,93	120	360	720	1440
5	56,52	43,29	33,16	28,38	21,74	21,09	14,42	6,04	3,49	2,01
10	59,66	45,7	35,01	29,95	22,94	22,26	15,21	6,38	3,68	2,13
25	69,09	52,92	40,54	34,68	26,57	25,77	17,62	7,38	4,26	2,46
50	69,21	53,01	40,61	34,75	26,61	25,82	17,65	7,39	4,27	2,47
100	75,36	57,73	44,22	37,83	28,98	28,12	19,22	8,05	4,65	2,68

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO. (2012)

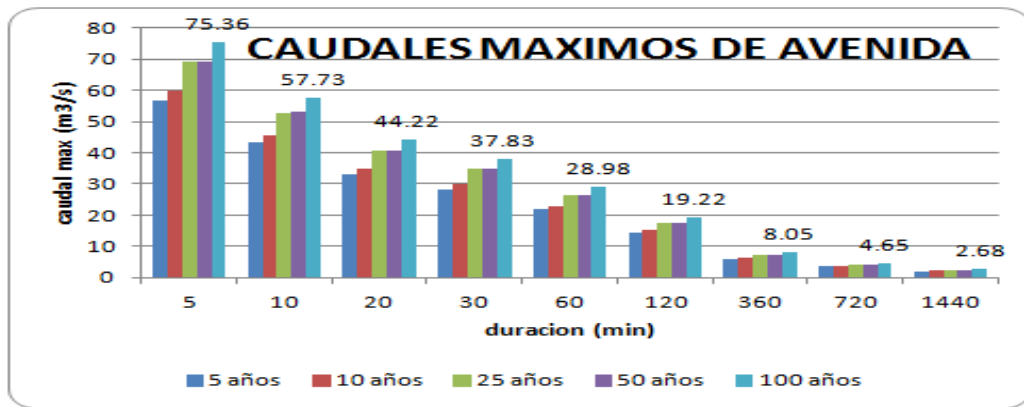


FIGURA 20.- CAUDALES MÁXIMOS DE AVENIDA

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO. (2012)

4.3.6.- CÁLCULO APROXIMADO DE LA ALTURA DE INUNDACIÓN.

El objetivo principal del análisis hidrológico en este tipo de estudio fundamentalmente se basa en establecer la altura máxima que una crecida del cauce natural tendría en la sección de cruce del puente, esto con la finalidad de establecer la probabilidad que el agua o los escombros que esta podría arrastrar golpee la estructura del puente. Partiendo

del criterio que el nivel de agua esperado para un caudal máximo de avenida no podrá tener la misma cota que el nivel inferior de la subestructura, por lo que para establecer el tirante máximo de agua se aplicará la fórmula de flujo en canales abiertos de Manning.

La geometría de la sección del cauce en las proximidades del puente como se observa en la figura 21 obtenida del levantamiento topográfico es totalmente irregular por lo que el caudal en función del tirante de agua se lo calculará por aproximaciones sucesivas, obteniendo así la curva de calibración del cauce.

En cuanto a la pendiente del canal natural (figura 22) esta ha sido medida del perfil longitudinal del levantamiento topográfico, y resulta una pendiente en la zona de implantación del puente de 0.0997 m/m.

El coeficiente de rugosidad (tabla 8) se determina en función a varios parámetros del cauce, en el caso que nos compete se adopto el valor de 0.030, por cuanto la sección de cruce se encuentra limpia sin presencia de charcos ni excesiva vegetación y su alineación con respecto a la sección transversal del cauce es relativamente recta .

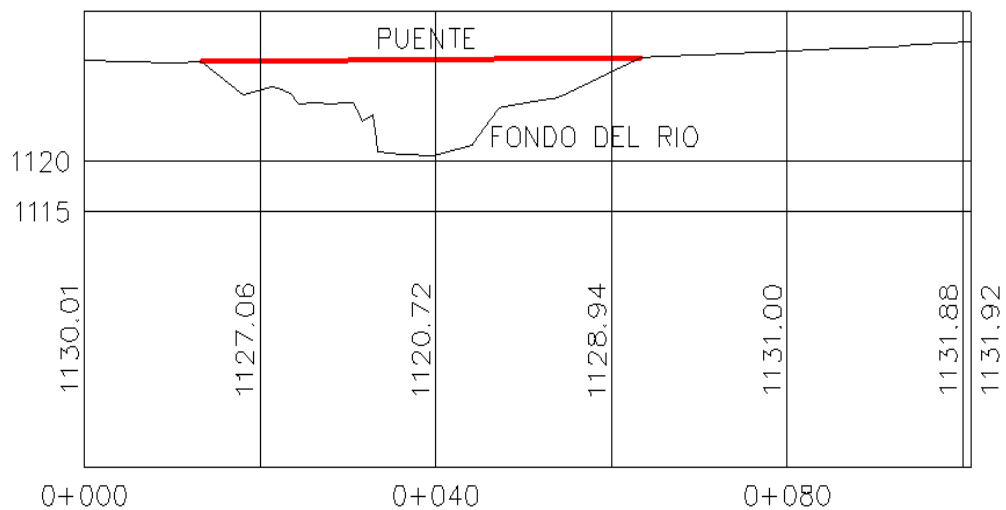


FIGURA 21.- SECCIÓN TRANSVERSAL EN LA PROXIMIDADES DEL PUENTE.

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO. (2012)

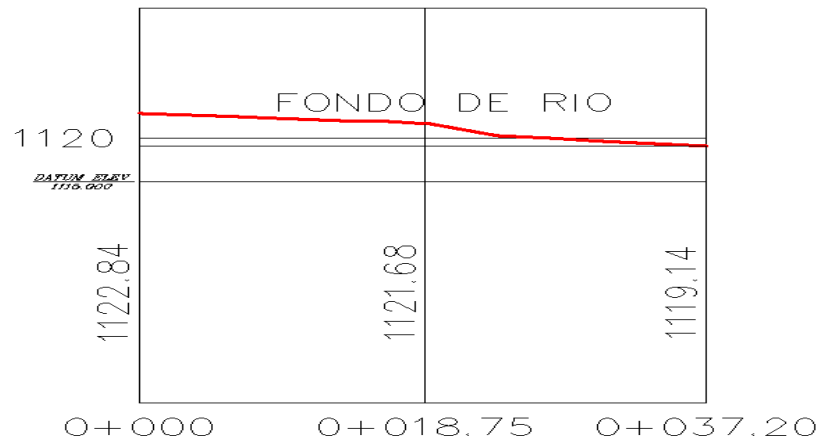


FIGURA 22.- CORTE LONGITUDINAL EN LA PROXIMIDADES DEL PUENTE.
ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO. (2012)

TABLA 8.- VALORES DEL COEFICIENTE (n) DE RUGOSIDAD DE MANNING.

a) Canales sin vegetación	
Sección transversal uniforme, alineación regular sin guijarros ni vegetación, en suelos sedimentarios finos	0,016
Sección transversal uniforme, alineación regular, sin guijarros ni vegetación, con suelos de arcilla duros u horizontes endurecidos	0,018
Sección transversal uniforme, alineación regular, con pocos guijarros, escasa vegetación, en tierra franca arcillosa	0,020
Pequeñas variaciones en la sección transversal, alineación bastante regular, pocas piedras, hierba fina en las orillas, en suelos arenosos y arcillosos, y también en canales recién limpiados y rastrillados	0,0225
Alineación irregular, con ondulaciones en el fondo, en suelo de grava o esquistos arcillosos, con orillas irregulares o vegetación	0,025
Sección transversal y alineación irregulares, rocas dispersas y grava suelta en el fondo, o con considerable vegetación en los márgenes inclinados, o en un material de grava de hasta 150 mm de diámetro	0,030
Canales irregulares erosionados, o canales abiertos en la roca	0,030
(b) Canales con vegetación	
Gramíneas cortas (50-150 mm)	0,030-0,060
Gramíneas medias (150-250 mm)	0,030-0,085
Gramíneas largas (250-600 mm)	0,040-0,150
(c) Canales de corriente natural	
Limpios y rectos	0,025-0,030
Sinuosos, con embalses y bajos	0,033-0,040
Con muchas hierbas altas, sinuosos	0,075-0,150

FUENTE: OPEN-CHANNEL HYDRAULICS. (Ven Te Chow) (1959)

4.3.6.1.- DETERMINACIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE FLUJO A PARTIR DE LA FÓRMULA DE MANNING.

La ecuación de Manning es válida para flujos uniformes en equilibrio y flujos turbulentos completamente rugosos.

$$Q = \frac{A}{n} R_h^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

Q = Caudal en (m³/s).

n = coeficiente de rugosidad de Manning.

R_h = Radio hidráulico en (m).

A = Área de la sección hidráulica en (m²).

S = Pendiente del cauce en (m/m).

Como se mencionó el proceso de cálculo del tirante se lo hará por medio de tanteos, asignando un valor de tirante a la sección transversal del cauce, con esto se podrá determinar al área mojada y el perímetro mojado obteniéndose así el radio hidráulico y el caudal para diferentes alturas de calado.

Asignando valores al tirante de agua, y calculando el área mojada y el perímetro mojado que esa altura genera se obtuvieron los siguientes resultados. (cuadro 14)

Una vez establecido el comportamiento del caudal en función del calado estableceremos la curva de calibración del cauce. De esta manera se establece que en base a la ecuación de calibración del cauce para un caudal de avenida de 25.82 m³/s la altura máxima del calado será de 0.63 m. por lo que la integridad de la estructura no se verá afectada por caudales de avenida.

CUADRO 14.- VALORES DEL CAUDAL EN FUNCIÓN DE LA ALTURA DEL TIRANTE.

Y (m)	Am (m ²)	Pm (m)	Rh (m)	Q (m ³ /s)
0.05	0.111	3.627	0.031	0.115
0.10	0.310	4.346	0.071	0.56
0.15	0.545	5.051	0.108	1.301
0.20	0.816	5.827	0.14	2.316
0.25	1.125	6.581	0.171	3.648
0.30	1.470	7.334	0.2	5.292
0.35	1.853	7.985	0.232	7.365
0.40	2.255	8.288	0.272	9.965
0.45	2.670	8.589	0.311	12.902
0.50	3.098	8.891	0.348	16.135
0.55	3.539	9.193	0.385	19.716
0.60	3.989	9.529	0.419	23.512
0.65	4.442	9.738	0.456	27.702
0.70	4.902	9.991	0.491	32.116
0.75	5.414	10.245	0.528	37.23
0.80	5.908	10.499	0.563	42.404
0.85	6.385	10.753	0.594	47.494
0.90	6.927	11.006	0.629	53.531
0.95	7.452	11.260	0.662	59.585
1.00	7.955	11.512	0.691	65.451
1.05	8.531	11.691	0.73	72.807
1.10	9.078	11.806	0.769	80.211
1.15	9.627	11.922	0.807	87.841
1.20	10.179	12.038	0.846	95.846

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO. (2012)

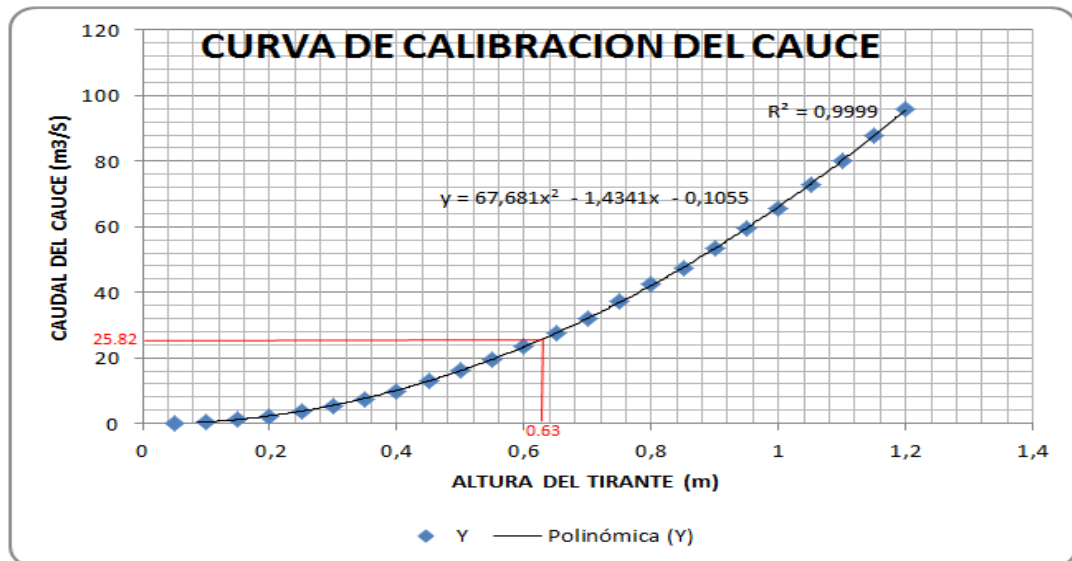


FIGURA 23.- CURVA DE CALIBRACIÓN DEL CAUCE.
ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO. (2012)

4.4.- ESTUDIO ESTRUCTURAL DEL PUENTE “EL QUILO”.

4.4.1.- CONSIDERACIONES GENERALES.

El propósito primario de un puente carretero es llevar con seguridad los volúmenes necesarios de tráfico y cargas es por ende que la actividad del análisis estructural requiere de un gran conocimiento de las cargas, materiales y formas estructurales, así como los modelos matemáticos empleados para obtener las fuerzas internas, momentos flectores, fuerzas cortantes, fuerzas axiales y momentos torsores a los que está sometida la estructura, por lo que es necesario en el proceso de análisis evaluar las cargas o solicitaciones que estarán presentes en la estructura durante su vida útil, en base a esto el análisis estructural tiene por objeto el estudio de la estabilidad y resistencia de las construcciones, de manera que bajo las acciones que estas deben soportar, tanto las fuerzas internas llamadas tensiones, como las deformaciones que se presentan, queden dentro de ciertos límites establecidos.

En los elementos estructurales siempre se aplica el aspecto validador, el análisis es una necesidad para confirmar la aptitud de nuestro sistema en las condiciones de trabajo previstas y conforme a la normativa aplicable en cada caso.²⁴

4.4.2.- DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA.

Considerando las características topográficas, hidrológicas e hidráulicas que presenta la zona de emplazamiento del puente, se ha establecido una sección transversal con un ancho de calzada de 10.40 m. mas dos veredas de 0.70 m, resultando un ancho total de 11.80 m. El puente está conformado por dos tramos isostáticos, el primero cumple las veces de acceso con una longitud de 10 m, el segundo tramo viene a ser el puente propiamente dicho con una longitud de 24m, dando así una longitud total de 34m.

La superestructura del tramo de 24 metros está constituida como una losa sobre vigas, el tablero es de hormigón armado de espesor 0.30 m. sobre el cual se encuentra una superficie de desgaste asfáltico cuyo espesor rodea los 0.10m. El tablero del puente se encuentra apoyado sobre cinco vigas de hormigón armado de sección transversal 0.35*1.40m y una separación entre ejes de 2.40m además presenta dos diafragmas de

²⁴“IMPORTANCIA DEL CÁLCULO ESTRUCTURAL Y EL ANÁLISIS DE RESISTENCIA DE PIEZAS” CASAS, Gustavo.

hormigón armado ubicados en los extremos y uno en el centro de la luz, cuyas dimensiones son 0.30*0.30*1.00 m.

Las aceras son de hormigón armado en donde la huella está establecida en 0.70m y el sardinel en 0.20m, los parapetos quedan definidos en una altura de 1.00m, con un ancho y espesor de 0.20m.

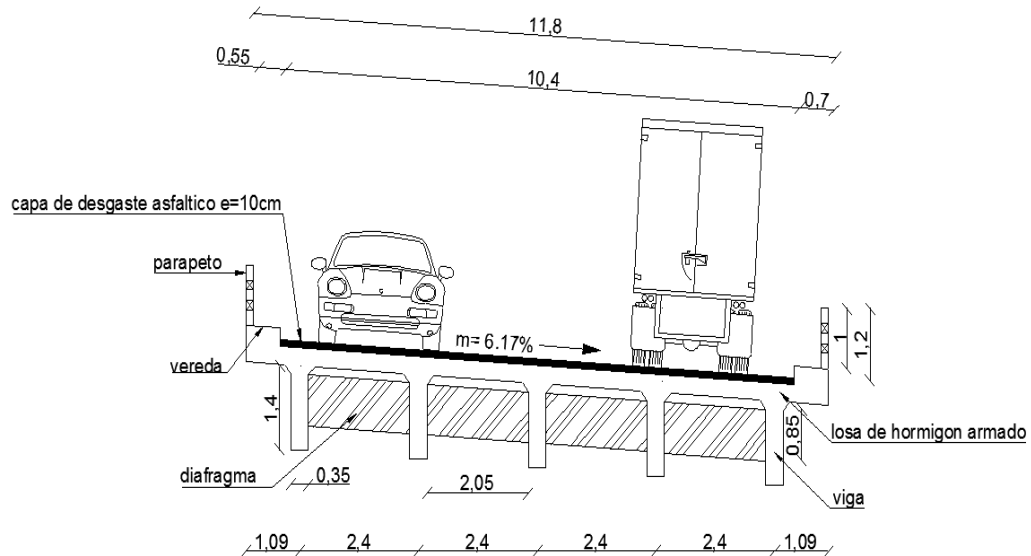


FIGURA 24.- ESQUEMA Y DIMENSIONES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE – TRAMO DE L=24 m.
 ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO. (2012)

El tramo de acceso cuya longitud es de 10 metros de la misma manera se encuentra conformado por un sistema de losa sobre vigas; con un espesor de la losa de 0.30m. la misma que se encuentra apoyada sobre vigas de hormigón armado cuyas dimensiones son de 0.30*0.52 m , encontrando también dos diafragmas en los extremos para proporcionar rigidez a la estructura.

La acera y sardineles en el acceso tienen las mismas características que el tramo de 24m. en lo que respecta tanto a geometría como a materiales.

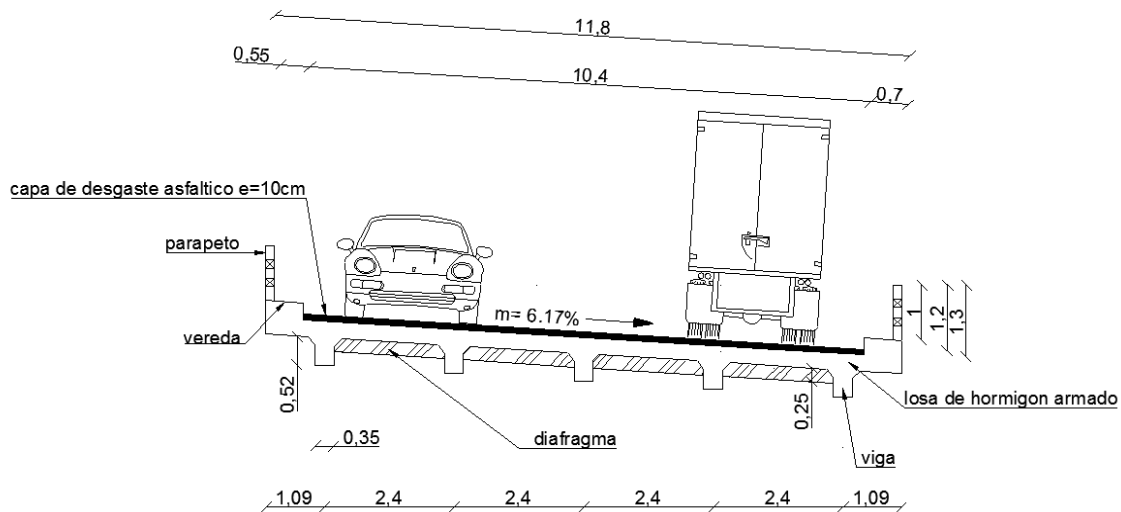


FIGURA 25.- ESQUEMA Y DIMENSIONES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL ACCESO AL PUENTE – TRAMO DE L=10 m.
ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO. (2012)

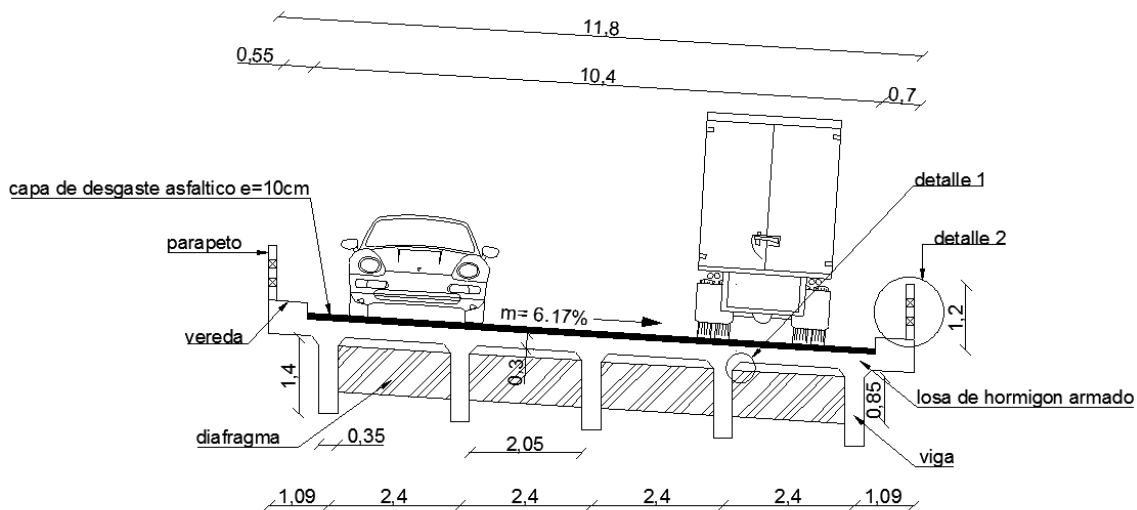
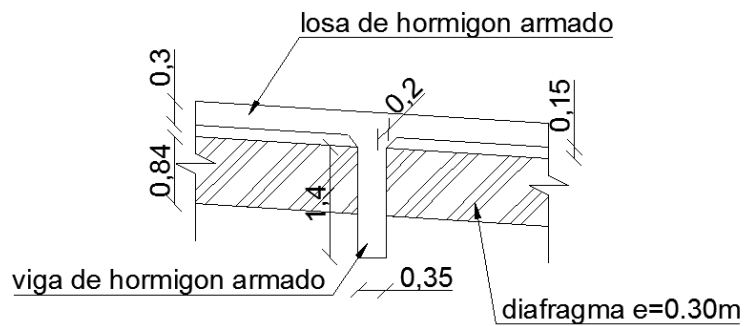
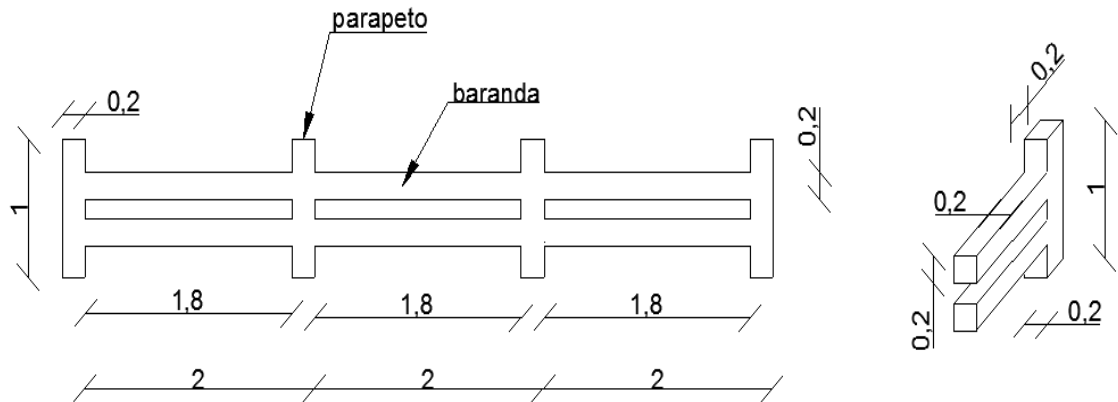


FIGURA 26.- ESQUEMA Y DIMENSIONES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE EN EL MEDIO DEL VANO – TRAMO DE L=24 m.
ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO. (2012)



DETALLE 1



DETALLE 2

Por otro lado la infraestructura del puente está constituida, por dos estribos laterales y una pila central de hormigón armado tipo pórtico inclinados un ángulo de 7° con relación a la horizontal, precisamente con la finalidad de proporcionarle el peralte necesario a la vía, ya que el puente se encuentra conformando una curva horizontal del trazado vial.

El suelo de cimentación es limo-arenoso de alta compresibilidad (MH), conocido comúnmente como cangahua , con un esfuerzo admisible de 45 ton/m² con un factor de seguridad de 5.²⁵

La cimentación de los estribos está establecida como una zapata corrida de 0.80m de peralte y una longitud de 10m.

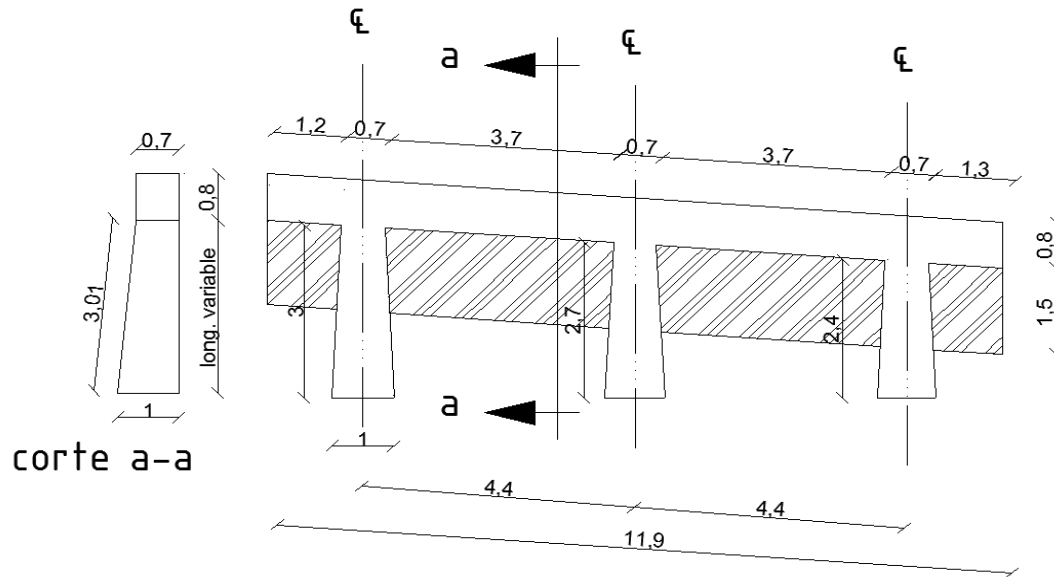


FIGURA 27.-. ESQUEMA Y DIMENSIONES DE LOS ESTRIBOS LATERALES DEL PUENTE.
ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO. (2012)

CUADRO 15.- CONDICIONES GEOMÉTRICAS DEL PUENTE.

LONGITUD =	34.00 m
NÚMERO DE VÍAS =	2
ANCHO TOTAL DEL TABLERO =	11.80 m
ANCHO DE LA CALZADA =	10.40 m
ANCHO DE ANDEN VEREDA =	0.55 m
NUMERO DE VIGAS LONGITUDINALES =	5

²⁵ “MEMORIA DESCRIPTIVA DE LAS PROTECCIONES PARA EL PUENTE SOBRE EL RIO EL QUILO” Torres, Manolo.

RADIO DE CURVATURA DEL TABLERO =	92.30 m
LONGITUD DE VOLADO DESDE EL EJE DE LA VIGA EXTERIOR =	0.90 m
ANCHO DEL ALMA DE LA VIGA =	0.35 m
DISTANCIA ENTRE EJES DE VIGAS =	2.40 m
ESPESOR CAPA DE RODADURA =	0.10 m
ESPESOR LOSA DE HORMIGÓN =	0.30 m
DIMENSIÓN TRANSVERSAL DE POSTES =	0.20 m

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO. (2012)

CUADRO 16-. SOLICITACIÓN DEL MATERIAL.

HORMIGÓN DE LA INFRAESTRUCTURA ($f'c$) =	210 kg/cm ²
HORMIGÓN DE LA SUPERESTRUCTURA ($f'c$) =	210 kg/cm ²
ACERO DE REFUERZO PARA HORMIGÓN ARMADO (f_y) =	4200 kg/cm ²
ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO (q_{adm}) =	4.5 kg/cm ²

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO. (2012)

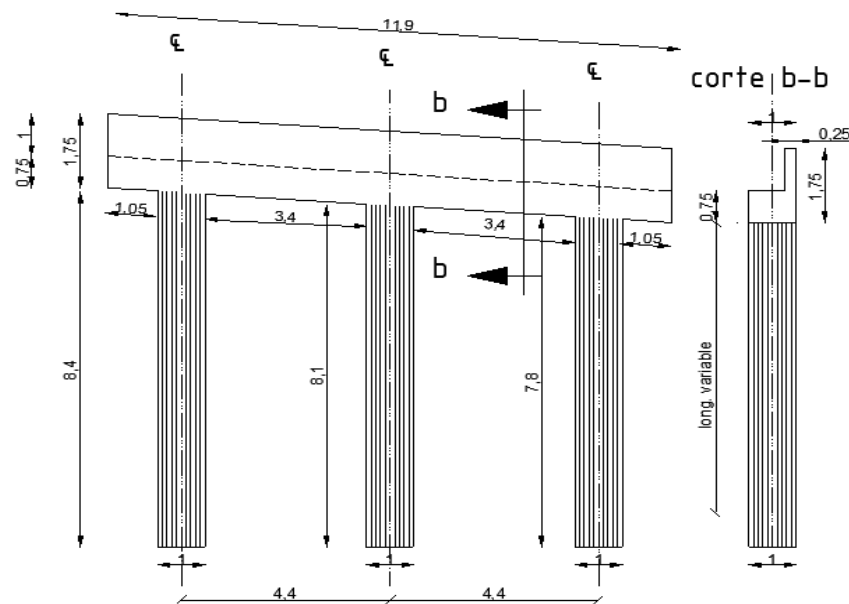


FIGURA 28.- ESQUEMA Y DIMENSIONES DE LA PILA CENTRAL DEL PUENTE.

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO. (2012)

4.4.3.- HIPÓTESIS DEL MODELO MATEMÁTICO.

Modelar de acuerdo a su estricta definición, significa ajustar a un modelo pre establecido. En nuestro caso este modelo será matemático. Es decir que a partir de un número discreto de parámetros se tratará de representar el comportamiento de la estructura en la realidad. Para ello, se consideran una serie de simplificaciones e hipótesis que llevarán a la formulación matemática que permitirá llegar a la relación causa - efecto²⁶

Para realizar la modelación se idealizarán tanto la geometría de la estructura como las acciones y las condiciones de apoyo, mediante un modelo matemático idóneo, de la misma manera debe reflejar aproximadamente las condiciones de rigidez de las secciones transversales de los elementos, de sus uniones y de los apoyos en el terreno.

El modelo matemático se fundamenta en las siguientes hipótesis:

- El análisis es elástico-lineal. Las cargas y las propiedades de los materiales son conocidas y se asume un comportamiento lineal elástico de la estructura; es decir, existe linealidad entre las cargas impuestas y las deformaciones causadas.
- Los desplazamientos de la estructura deben ser lo suficientemente pequeños como para poder ser despreciados.
- Las vigas se modelan como elementos perfectamente rígidos en la dirección longitudinal y transversal, por lo que las deformaciones en estos sentidos se consideran despreciables.
- Se supone que los estribos son muy rígidos en la dirección transversal, por lo que sus desplazamientos en esta dirección son despreciables.
- El apoyo de la viga sobre el estribo se idealiza como simplemente apoyado.

²⁶“MODELOS PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL” CERNUSCHI,Diego

4.4.4.- CONDICIONES DE CARGA.

4.4.4.1.- CARGA PERMANENTE.

Las cargas permanentes deberán incluir el peso de todos los componentes de la estructura, accesorios y servicios adjunta a la misma, rellenos de material, superficies de desgaste, así como los recapeos futuros de ser posible, y ensanchamientos previstos.

A falta de información más precisa, las densidades de materiales especificadas en la tabla 9 pueden ser usadas para establecer la carga muerta de la estructura.

TABLA 9.- DENSIDADES DE DIFERENTES MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN.

MATERIAL		DENSIDAD (kg/m ³)
Aleaciones de aluminio		2800
Superficies de desgaste bituminosos		2250
Hierro fundido		7200
Ceniza de relleno		960
Arena compactada, limo o arcilla		1925
Concreto	baja densidad	1775
	arena de baja densidad	1925
	densidad normal con $f_c \leq 350$ kg/cm ²	2320
	densidad normal con $350 \leq f_c \leq 1070$ kg/cm ²	$2240 + 2.29 f_c$
Arena suelta , lodo o grava		1600
Arcilla suave		1600
Grava compactada, madacam o lastre		2250
Acero		7850
Mamposteria de piedra		2725
Madera	dura	960
	suave	800
Agua	dulce	1000
	salada	1025

FUENTE: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2005)

4.4.4.2.- CARGA VIVA.

La carga viva vehicular asignada en las especificaciones de diseño para puentes AASHTO-LRFD queda establecida por el camión tipo HL-93, que es un camión semirremolque de las siguientes características:

Peso en cada rueda eje delantero	3.57 ton
Peso en cada rueda eje intermedio	14.79 ton
Peso en cada rueda eje posterior	14.79 ton
Peso total del camión de diseño	66.3 ton
Separación longitudinal entre eje delantero e intermedio	4.3 m
Separación longitudinal entre eje intermedio y posterior	4.3 a 9.0 m
Separación transversal de ruedas	1.8 m

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán los especificados en la figura 5, además se deberá considerar un incremento por factor de carga dinámica, factor de distribución, factor de seguridad de MTOP y el coeficiente de reducción con lo que se llegó a un 33%, la separación entre los dos ejes de 14.79 ton. se deberá variar entre 4.3 y 9.0 m. a fin de producir las solicitaciones extremas.

El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 11.22 ton con una separación de 1.2 m según lo estipulado en la tabla 5. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1.8m. Además se deberá considerar un incremento del 33% en base a lo indicado en el párrafo anterior.

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 0.95 ton/m uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3.0 metros. Las solicitaciones debidas al carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

Mientras los camiones de carga idealizados simulan el efecto de la presencia de vehículos sumamente pesados de dos y tres ejes, la carga distribuida equivalente con eje de cargas concentradas simula el efecto de un congestionamiento vehicular sobre el puente.

4.4.4.3.- CARGA DE IMPACTO O EFECTO DINÁMICO DE LA CARGA VIVA

Se referirá a lo estipulado en la sección 2.3.1.3 “validación de la norma AASHTO”.

4.4.4.4.- FUERZA LONGITUDINAL DE FRENADO (BR).

Se referirá a lo estipulado en la sección 2.3.1.3 “validación de la norma AASHTO”.

4.4.4.5.- CARGAS DE VIENTO (W).

El código AASHTO – LRFD provee la carga de viento en función de la velocidad base del mismo equivalente a 160 Km/h, dando así una presión base P_B . Los valores de P_B se especifican en la tabla 10

Según lo que se estipula en las especificaciones de diseño de puentes de la AASHTO-LRFD la presión del viento de diseño P_D en MPas es calculada por:

$$P_D = P_B \frac{V_{DZ}^2}{25600}$$

donde:

P_D = presión de diseño del viento en (MPas)

P_B = presión base del viento correspondiente a una velocidad de 160 km/h en (MPas)

V_{DZ} = velocidad de diseño del viento en (km/h)

TABLA 10.-. PRESIONES BASE DEL VIENTO P_B , CORRESPONDIENTE A $V_B=160\text{Km/h}$.

COMPONENTE ESTRUCTURAL	PRESIÓN A BARLOVENTO (MPas)	PRESIÓN A SOTAVENTO(MPas)
Cerchas, columnas y arcos	0.0024	0.0012
Vigas	0.0024	NA
Superficies planas largas	0.0019	NA

FUENTE: AASHTO-LRFD Bridge Desing Specifications.(2005)

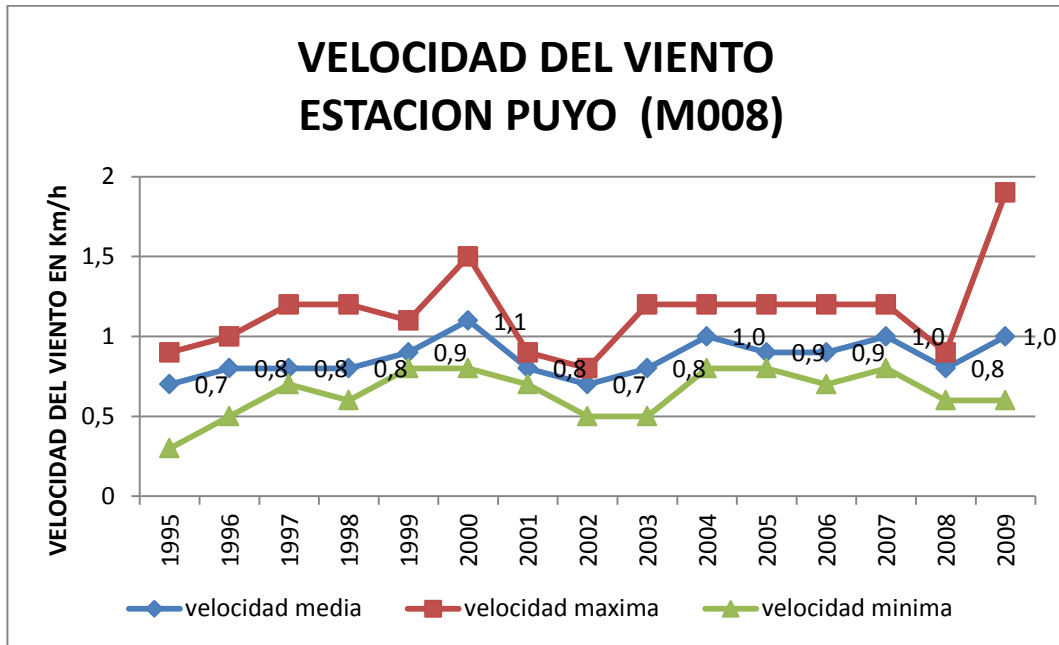


FIGURA 29.-VARIACIÓN ESTACIONAL DE LA VELOCIDAD DEL VIENTO
ESTACION PUYO (M008).

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO. (2012)

Por lo tanto se tiene:

$$P_B = 0.0024 \text{ MPas}$$

$$\text{Velocidad media del viento (Km/h)} = 1.1$$

$$P_D = 0.113 \text{ Pas}$$

$$\text{Área expuesta a barlovento (m2)} = 48.80$$

$$\text{Fuerza del viento (N)} = 5.51$$

$$\text{Carga del viento por milímetro (N/mm)} = 0.0027$$

La norma AASHTO-LRFD en su artículo 3.8.1.2 determina que la carga total del viento no deberá ser menor que 4.4 N/mm en el plano a barlovento, por lo que se establece que bajo las condiciones ambientales a la que esta se encuentra expuesta la estructura en lo concerniente al viento la carga de este es sustancialmente menor a la recomendada por la norma, concluyendo así que la carga de viento no resulta determinante sobre la estructura.

4.4.4.6.- CARGAS PEATONAL.

Se referirá a lo estipulado en la sección 2.3.1.3 “validación de la norma AASHTO”.

4.4.5.- FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGA.

El propósito de los factores de carga es incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas y muertas.

En la tabla 3 se muestran las diferentes combinaciones que las especificaciones de diseño de puentes de la AASHTO-LRFD recomienda donde:

CARGAS PERMANENTES

DD= Fuerza de arrastre hacia abajo.

DC= Carga muerta de componentes estructurales y no estructurales.

DW= Carga muerta de la superficie de rodadura y dispositivos auxiliares.

EH= Presión de tierra horizontal.

ES= Carga superficial en el terreno.

EV= Presión vertical del relleno.

CARGAS TRANSITORIAS

BR= Fuerza de frenado vehicular.

CE= Fuerza centrífuga vehicular.

CR= “Creep” del concreto.

CT= Fuerza de choque vehicular.

CV= Fuerza de choque de barcos.

EQ= Fuerzas sísmicas.

FR= Fuerzas de fricción.

IC= Cargas de hielo.

IM= Carga de impacto.

LL= Carga viva vehicular.

LS= Carga viva superficial.

PL= Carga viva de peatones.

- SE= Asentamientos.
- SH= Contracción.
- TG= Gradiente de temperatura.
- TU= Temperatura uniforme.
- WA= Carga de agua y presión de flujo.
- WL= Efecto de viento sobre la carga viva.
- WS= Efecto de viento sobre la estructura.

4.4.5.1.- COMBINACIONES DE CARGA DE SERVICIO (SERVICE I, II, III y IV).

Contienen cargas permanentes (carga muerta estructural, capa de rodadura, etc.) y cargas transitorias de alta probabilidad de ocurrencia (carga viva máxima, carga viva dinámica, frenado, etc.), fundamentalmente sin mayoración, utilizadas en el diseño bajo el paradigma de esfuerzos admisibles.

4.4.5.2.- COMBINACIONES DE CARGA DE RESISTENCIA ÚLTIMA (STRENGTH I, II, III, IV y V).

Contiene cargas permanentes y cargas transitorias de alta probabilidad de ocurrencia, con factores de mayoración, utilizadas en el diseño bajo el paradigma de cargas últimas resistentes, como en los elemento de hormigón armado.

4.4.5.3.- COMBINACIONES DE CARGA DE EVENTOS EXTREMOS (EXTREME EVENT I y II).

Contiene cargas permanentes de alta probabilidad de ocurrencia y cargas ocasionales de muy baja probabilidad de ocurrencia (sismos severos, socavación extrema, etc.) Las cargas permanentes y ocasionales son afectadas por factores de mayoración y las acciones extremas no son mayoradas.

4.4.5.4.- COMBINACIÓN DE CARGA DE FATIGA Y FRACTURA (FATIGUE).

Permite incluir el efecto dinámico de las cargas vivas de alta probabilidad de ocurrencia repetitiva. Fundamentalmente se utiliza en elementos de acero.

Los factores para cargas permanentes (γ_p) estipulados en la norma AASHTO-LRFD se encuentran tabulados en la tabla 4

Por su parte, el factor que afecta a las cargas provenientes del gradiente de temperatura γ_{TG} se debe determinar en función del proyecto específico que se está evaluando. En caso de no disponer de tal información se puede utilizar los siguientes valores:

- $\gamma_{TG} = 0.00$, para las combinaciones de carga de resistencia última y de eventos extremos.
- $\gamma_{TG} = 1.00$, para las combinaciones de carga de servicio cuando no se incluye la carga viva.
- $\gamma_{TG} = 0.50$, para las combinaciones de carga de servicio cuando se incluye la carga viva.

El factor que afecta a las cargas provenientes de los asentamientos de suelos (γ_{SE}) también se debe determinar en función del proyecto específico que se está evaluando. En caso de no disponer de esa información se puede utilizar un valor de $\gamma_{SE} = 1.00$

El factor que afecta a las cargas vivas como producto de los sismos γ_{EQ} de debe determinar en función de la carga viva más probable durante la ocurrencia del sismo de diseño. Generalmente se considera como una pequeña fracción de la carga viva ($0.15 \leq \gamma_{EQ} \leq 0.25$), excepto en puentes ubicados en zonas urbanas de alta densidad en la que la fracción es más alta ($0.25 \leq \gamma_{EQ} \leq 0.50$).

4.4.6.- ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA.

4.4.6.1.- ANÁLISIS DEL TRAMO 1 – L=24m

Como se cita en la definición de la estructura el puente consta de un acceso más un tramo de longitud de 24m. Con la finalidad de obtener resultados más confiables se ha considerado conveniente el análisis de cada sección del puente por separado.

En la imagen se muestra la conformación tanto del acceso como la del tramo 1.



Las sobrecargas existentes en este tramo de la estructura quedan establecidas por las veredas, capa de rodadura, parapetos y barandas. Se ha supuesto el valor máximo de espesor que la superficie de desgaste podrá llegar a tener luego de los recapeos que en el futuro se darán sobre la vía.

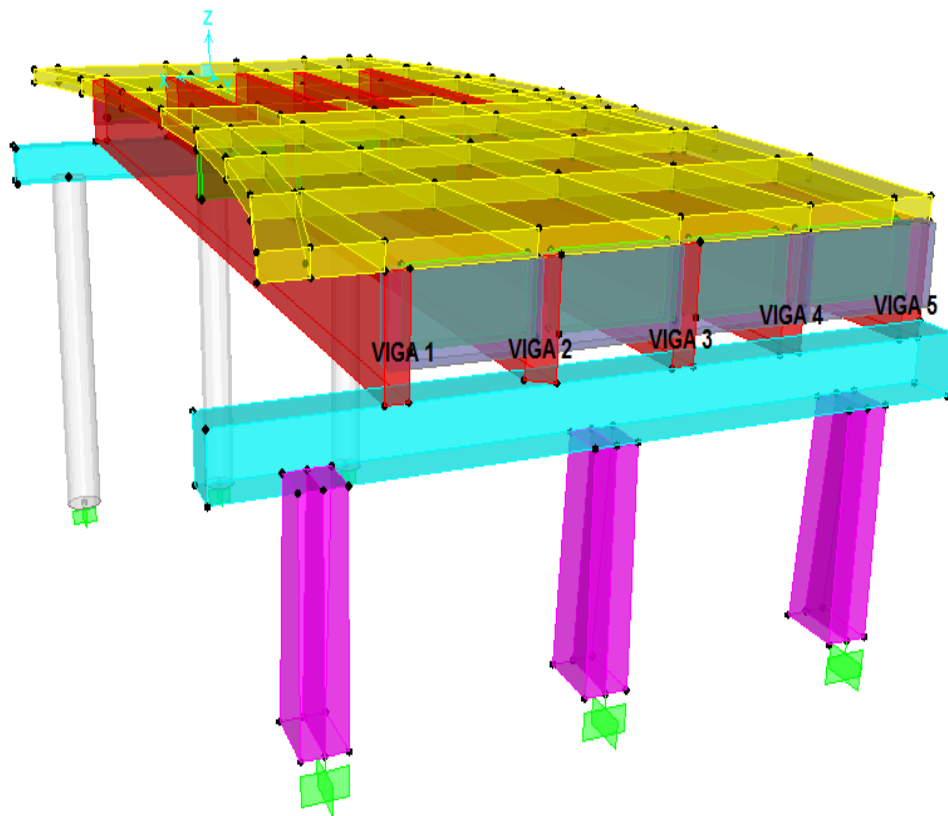


FIGURA 30.- MODELO MATEMÁTICO DEL TRAMO 1.
ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO. (2012)

CUADRO 17.- CUANTIFICACIÓN DE SOBRECARGAS SOBRE EL TRAMO 1.

ELEMENTO NO ESTRUCTURAL	N°	MATERIAL	DENSIDAD (kg/m ³)	DIMENSIONES UNITARIAS (m)			CARGA ton/m ²
				longitud	ancho	espesor	
VEREDA	2	H°A°	2320	24.00	0.70	0.20	0.46
SUPERFICIE DE DESGASTE	1	ASFALTO	2250	24.00	8.80	0.10	0.23
PARAPETOS	32	H°A°	2320	1.00	0.20	0.20	0.09
BARANDAS	48	H°A°	2320	1.80	0.20	0.20	0.24

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO. (2012)

ESTADOS DE CARGA DE LA ESTRUCTURA TRAMO 1.

Las combinaciones de carga utilizadas en la evaluación de la estructura en el tramo 1 en función a lo establecido en las tablas 3 y 4 serán:

Resistencia I $R(I) = 1.00[1.25DC + 1.5DW + 1.75(LL + IM + CE + BR + PL)]$

Resistencia II $R(II) = 1.00[1.25DC + 1.5DW + 1.35(LL + IM + CE + BR + PL)]$

Resistencia III $R(III) = 1.00[1.25DC + 1.5DW]$

Resistencia IV $R(IV) = 1.00[1.5(DC + DW)]$

Resistencia V $R(V) = 1.00[1.25DC + 1.5DW + 1.35(LL + IM + CE + BR + PL)]$

Servicio I $S(I) = 1.00[1.00(DC + DW) + 1.00(LL + IM + CE + BR + PL)]$

Servicio II $S(II) = 1.00[1.00(DC + DW) + 1.30(LL + IM + CE + BR + PL)]$

Servicio III $S(III) = 1.00[1.00(DC + DW) + 0.80(LL + IM + CE + BR + PL)]$

Servicio IV $S(IV) = 1.00[1.00(DC + DW)]$

Fatiga $F = 1.00[0.75(LL + IM + CE + BR + PL)]$

CUADRO 18.- VALORES MÁXIMOS DE MOMENTOS FLECTORES Y FUERZAS CORTANTES DEL TRAMO 1 PARA DIFERENTES COMBINACIONES DE CARGA.

COMBINACION DE CARGA		VIGA 1	VIGA 2	VIGA 3	VIGA 4	VIGA 5
RESISTENCIA I	MOMENTO	216.99	284.51	314.67	349.88	352.88
	CORTE	76.16	115.36	110.11	122.66	119.81
RESISTENCIA II	MOMENTO	196.88	260.23	285.44	316.39	316.28
	CORTE	70.88	103.07	99.42	109.27	110.11
RESISTENCIA III	MOMENTO	128.99	178.31	186.82	203.37	192.74
	CORTE	53.06	61.62	63.35	64.06	77.39
RESISTENCIA IV	MOMENTO	151.56	208.40	217.33	235.12	223.14
	CORTE	61.60	71.91	73.91	74.70	89.17
RESISTENCIA V	MOMENTO	196.88	260.23	285.44	316.39	316.28
	CORTE	70.88	103.07	99.42	109.27	110.11
SERVICIO I	MOMENTO	151.33	199.62	217.94	240.47	240.26
	CORTE	54.27	78.65	75.99	83.29	83.68
SERVICIO II	MOMENTO	166.42	217.83	239.87	265.59	267.72
	CORTE	58.23	87.86	84.00	93.33	90.95
SERVICIO III	MOMENTO	141.27	187.48	203.33	223.73	221.96
	CORTE	51.63	72.50	70.65	76.59	78.84
SERVICIO IV	MOMENTO	101.04	138.94	144.89	156.75	148.76
	CORTE	41.07	47.94	49.27	49.80	59.45
FATIGA	MOMENTO	37.73	47.16	54.81	62.79	68.63
	CORTE	9.90	23.03	20.04	25.12	18.18
MOMENTO MAXIMO [ton-m]		216.99	284.51	314.67	349.88	352.88
CORTE MAXIMO [ton]		76.16	115.36	110.11	122.66	119.81

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO. (2012)

4.4.6.2.- EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA CONFIABLE TRAMO 1.

Con el objeto de poder determinar la resistencia última que la sección es capaz de soportar en forma confiable, se procederá a calcular el momento último resistente, para ello establecemos el área de refuerzo que la sección requiere para absorber el momento máximo.

El cálculo del área de refuerzo se establecerá de forma iterativa, suponiendo un $a_{(asumido)}$ y recalculando este valor $a_{(recalculado)}$ hasta que estos valores sean muy cercanos, el área de refuerzo calculada cuando esta condición se cumpla será el área necesaria de diseño.

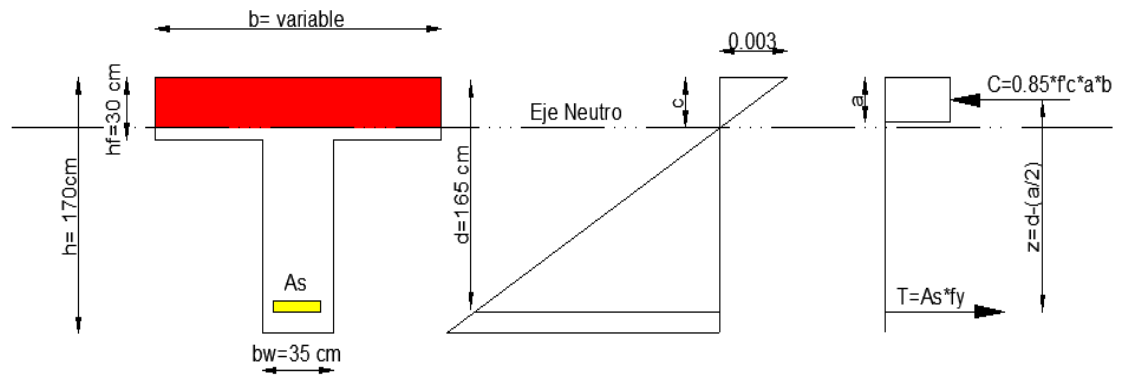


FIGURA 31.- DIAGRAMA DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES DE LA VIGA “T” EN EL TRAMO 1.
ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO. (2012)

donde:

- b= ancho efectivo del ala de la viga “T”
- bw= ancho del alma
- h= peralte total de la viga
- hf= espesor del ala
- d= peralte efectivo de la viga
- c= distancia desde la fibra más comprimida hasta el eje neutro
- a= altura del bloque de compresión de Whitney
- es= esfuerzo de trabajo del acero de refuerzo
- Cc= resultante de las fuerzas de compresión
- T= resultante de la fuerza de tracción

Partiendo del principio de equilibrio de fuerzas internas del elemento tenemos que:

$$C_c = T$$

En donde: $C_c = 0.85 f'_c * a * b$

$$T = A_s * f_y$$

Por lo tanto: $0.85 f'c * a * b = As * fy$

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

Por otro lado el momento interno de la sección transversal queda determinado por:

$$Mu = (As * fy) * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

TABLA 11.- FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA (θ)

Secciones controladas por tracción	0.90
Secciones controladas por compresión	
a) Elementos con refuerzo espiral	0.75
b) Otros elementos reforzados	0.65
Cortante y torsión	0.75
Aplastamiento en el concreto (excepto para anclajes de postensado y modelos puntal-tensor)	0.65
Zonas de anclaje de postensado	0.85

FUENTE: Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-08) (2008)

Despejando el área de acero (As) tenemos que: $As = \frac{Mu}{\theta * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$

Resumiendo tenemos que:

$$As(\text{calculado}) = \frac{Mu}{\theta * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)} a_{(\text{recalculada})} = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

Las dos ecuaciones anteriores expresan la interdependencia que existe entre la sección de acero requerida para absorber un momento último flector y la altura del bloque de compresión.

Se asume un valor “ $a_{(inicial)}$ ” que acorde a los códigos se establece como un buen punto de partida el 20% del peralte efectivo.²⁷

DATOS GENERALES VIGA 1:

momento último=	216.99 ton-m
$f'c =$	210 kg/cm ²
$f_y =$	4200 kg/cm ²
recubrimiento =	5cm
$b=$	135 cm
$h=$	170 cm
$d=$	165 cm
$\emptyset =$	0.9
$a_{(asumido\ inicial\ 20\% * d)} =$	33 cm

PRIMERA APROXIMACIÓN.

Se supone que “ a ” tiene un valor estimado a partir del cual podemos calcular el área de acero mediante:

$$A_{s_{calculado}} = \frac{Mu}{\theta * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{216.99 * 10^5 \text{ kg} - \text{cm}}{0.9 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \left(165 - \frac{33}{2}\right) \text{cm}} = 38.66 \text{cm}^2$$

Luego reemplazamos este valor en la siguiente ecuación para obtener una mejor estimación de la altura del bloque de compresión “ a ”

$$a_{(recalculab)} = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'c * b} = \frac{38.66 \text{cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 135 \text{cm}} = 6.74 \text{cm}$$

Se estimo inicialmente un valor de “ a ” de 33 cm y se concluyó que una mejor aproximación es 6.74 cm lo que requiere un ajuste en el proceso.

²⁷“TEMAS DE HORMIGON ARMADO” Marcelo Romo

SEGUNDA APROXIMACIÓN.

El nuevo valor de “a” es sin duda una mejor aproximación al valor real, por lo que se lo utilizará en esta segunda fase, que es una repetición de la primera.

En este caso el valor de “a” es igual a 6.74 cm

$$A_{s_{calculado}} = \frac{Mu}{\theta * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{216.99 * 10^5 \text{ kg} - \text{cm}}{0.9 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} (165 - \frac{6.74}{2}) \text{cm}} = 35.52 \text{cm}^2$$

Se vuelve a recalcular la altura del bloque de compresión.

$$a_{(recalculad)} = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{35.52 \text{cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 135 \text{cm}} = 6.19 \text{cm}$$

Como el valor de “a” y el de “a_(recalculado)” aun mantienen una diferencia considerable será necesario un nuevo recalcu.

TERCERA APROXIMACIÓN.

a= 6.19 cm

$$A_{s_{calculado}} = \frac{Mu}{\theta * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{216.99 * 10^5 \text{ kg} - \text{cm}}{0.9 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} (165 - \frac{6.19}{2}) \text{cm}} = 35.46 \text{cm}^2$$

$$a_{(recalculad)} = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{35.46 \text{cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 135 \text{cm}} = 6.18 \text{cm}$$

Por lo tanto se tiene una pequeña diferencia entre “a” y “a_(recalculado)” por lo que se da por terminado el proceso iterativo y se acepta el área de acero calculada.

VERIFICACIÓN DE LA DUCTILIDAD DEL ELEMENTO.

$$k = \frac{Mu}{\theta * b_w * d^2 * f'c}$$

donde:

k = coeficiente relacionado con la cuantía mecánica de refuerzo

Mu = momento último (Kg-cm)

θ = factor de reducción de carga

b_w = ancho del alma de la viga (cm)

d = peralte efectivo de la viga (cm)

$f'c$ = esfuerzo a compresión del hormigón kg/cm^2

por lo tanto:

$$k = \frac{Mu}{\theta * b_w * d^2 * f'c} = \frac{216.99 * 10^5 \text{ kg-cm}}{0.9 * 35 \text{ cm} * (165 \text{ cm})^2 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0.1205$$

el coeficiente máximo asociado a la cuantía mecánica queda definido por:

$$k_{\max} = \frac{1}{2.36}$$

El valor del coeficiente máximo es: 0.4237

Se verifica por lo tanto que: $k_{\max} \geq k$ $0.4237 \geq 0.1205$

Para que la falla se produzca por fluencia se deberá verificar que:

$$\frac{k_{\max}}{2} \geq k \quad \frac{0.4237}{2} \geq 0.1205 \quad 0.2119 \geq 0.1205 \text{ por lo tanto se verifica la fluencia del}$$

elemento, descartándose así una falla explosiva del hormigón.

La cuantía de refuerzo se determina por:

$$\rho = \frac{f'c}{fy} * \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36k}}{1.18}$$

donde:

ρ = cuantía de refuerzo

$f'c$ = esfuerzo a compresión del hormigón kg/cm^2

fy = límite de fluencia del acero kg/cm^2

k = coeficiente relacionado con la cuantía mecánica de refuerzo

Por lo tanto se tiene que:

$$\rho = \frac{210kg/cm^2}{4200kg/cm^2} * \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36(0.1205)}}{1.18} = 0.0065$$

El porcentaje balanceado del elemento se lo determinará por:

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{fy} * \frac{6300}{6300 + fy}$$

donde:

ρ_b = cuantía balanceada de refuerzo

$f'c$ = esfuerzo a compresión del hormigón kg/cm^2

fy = límite de fluencia del acero kg/cm^2

β_1 = factor que relaciona la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos a compresión, con la profundidad del eje neutro

TABLA 12.- VALORES DEL FACTOR DE WITNEY (β_1) PARA DIFERENTES RESISTENCIAS DEL HORMIGÓN.

$f'c \left(\frac{Kg}{cm^2} \right)$	210	240	280	350	420	490
β_1	0.85	0.85	0.85	0.80	0.75	0.70

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO. (2012)

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{210}{4200} * \frac{6300}{6300 + 4200} = 0.0217$$

La cuantía máxima de acero está definida por:

$$\rho_{\max} = 0.5\rho_b \text{ por lo tanto la cuantía máxima es: } 0.011$$

La cuantía mínima de acero está definida por:

$$\rho_{\min} = \frac{14.1}{f_y} \text{ por lo tanto la cuantía mínima es: } 0.0034.$$

Para que un elemento sea dúctil se deberá verificar que:

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$$

$0.0034 \leq 0.0065 \leq 0.011$ por lo tanto se verifica la ductilidad del elemento.

Resumiendo los valores calculados para la viga 1 tenemos lo siguiente:

ITERACIÓN	a_(asumido)(cm)	As_(calculado) (cm²)	a_(recalculado) (cm)
1	33	38.66	6.74
2	6.74	35.52	6.19
3	6.19	35.46	6.18
DUCTILIDAD			
$k = 0.1205$	$\rho = 0.0065$	$0.0034 \leq 0.0065 \leq 0.011$ ok	

El cálculo de las áreas y ductilidades para los demás elementos estructurales que conforman el tramo 1 queda determinado de la siguiente manera:

VIGA 2		Mu= 284.51 ton-m	
		b = 175 cm	
ITERACIÓN	a_(asumido)(cm)	As_(calculado) (cm²)	a_(recalculado) (cm)
1	33	50.69	6.82
2	6.82	46.58	6.26
3	6.26	46.50	6.25
DUCTILIDAD			
$k = 0.1579$	$\rho = 0.0088$	$0.0034 \leq 0.0088 \leq 0.011$ ok	
VIGA 3		Mu = 314.67 ton-m	
		b = 190 cm	
ITERACIÓN	a_(asumido)(cm)	As_(calculado) (cm²)	a_(recalculado) (cm)
1	33	56.06	6.94
2	6.94	51.54	6.38
3	6.38	51.45	6.37
DUCTILIDAD			
$k = 0.1747$	$\rho = 0.0099$	$0.0034 \leq 0.0099 \leq 0.011$ ok	
VIGA 4		Mu = 349.88 ton-m	
		b = 205 cm	
ITERACIÓN	a_(asumido)(cm)	As_(calculado) (cm²)	a_(recalculado) (cm)
1	33	62.33	7.15
2	7.15	57.34	6.58
3	6.58	57.24	6.57
DUCTILIDAD			
$k = 0.1943$	$\rho = 0.011$	$0.0034 \leq 0.011 \leq 0.011$ ok	
VIGA 5		Mu = 352.88 ton-m	
		b = 205 cm	
ITERACIÓN	a_(asumido)(cm)	As_(calculado) (cm²)	a_(recalculado) (cm)

1	33	62.87	7.22
2	7.22	57.84	6.64
3	6.64	57.74	6.63
DUCTILIDAD			
$k = 0.1959$	$\rho = 0.011$	$0.0034 \leq 0.011 \leq 0.011$ ok	

El cálculo de los momentos últimos resistentes que proporcionan las áreas de refuerzo arriba calculadas se establecerá mediante la ecuación:

$$M_{resistente} = A_s * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Por lo tanto para la viga 1 tenemos:

$$M_{resistente} = A_s * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = \frac{35.46 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \left(165 - \frac{6.19}{2} \right) \text{ cm}}{1 * 10^5} = 241.12 \text{ ton} - \text{m}$$

Los momentos resistentes que generan las áreas de acero calculadas para las demás vigas que conforman la superestructura del puente quedan tabulados a continuación:

CUADRO 19.- – MOMENTOS ÚLTIMOS RESISTENTES DE LAS VIGAS QUE CONFORMAN LA SUPERESTRUCTURA DEL TRAMO 1.

Elemento	As(requerido) (cm ²)	a (cm)	c (cm)	z (cm)	Momento resistente (ton-m)	Momento solicitante (ton-m)	Condicion
VIGA 1	35.46	6.19	7.28	161.91	241.12	216.99	ok
VIGA 2	46.50	6.26	7.36	161.87	316.13	284.51	ok
VIGA 3	51.45	6.38	7.51	161.81	349.66	314.67	ok
VIGA 4	57.24	6.58	7.74	161.71	388.76	349.88	ok
VIGA 5	57.74	6.64	7.81	161.68	392.09	352.88	ok

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO. (2012)

4.4.6.3.- DEFORMACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE CONFORMAN LA SUPERESTRUCTURA DEL TRAMO 1.

El código ACI requiere que los miembros estructurales sujetos a flexión tengan una resistencia adecuada a las cargas bajo condiciones de servicio, es por esto que se vuelve necesario el poder calcular las deflexiones a las que cada viga se encuentra sometida, las mismas que no deberán sobrepasar los niveles máximos permitidos tanto en el mismo código ACI como en el AASHTO-LRFD.

La línea base para el cálculo de las deflexiones están estipuladas en la Sección 9.5 del código ACI-318-08.

Con la finalidad de proveer una base más precisa en la determinación de las deflexiones reales se introduce el momento de inercia efectivo (I_e), el mismo que será calculado por la ecuación propuesta por el código ACI.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr}$$

Donde:

Simbología	Descripción	Unidad
I_e	Momento de inercia efectivo para el cálculo de las deflexiones.	m ⁴
I_{cr}	Momento de inercia de la sección fisurada transformada a concreto.	m ⁴
I_g	Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el acero de refuerzo.	m ⁴
M_a	Momento máximo debido a cargas de servicio presente en el elemento en la etapa para la que se calcula la deflexión.	ton-m
M_{cr}	Momento de fisuración $M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{y_t}$	ton-m
f_r	Módulo de rotura del concreto	ton/m ²
y_t	Distancia desde el eje que pasa por el centroide de la sección	m

	bruta a la fibra extrema de tracción, sin considerar el refuerzo	
--	------------------------------------------------------------------	--

TABLA 13.- PROPIEDADES Y CONSTANTES PARA EL CONCRETO.

$f'c$ (kg/cm ²)	210	245	280	350
E_c (ton/m ²)	2188197.889	2363523.852	2526713.280	2824951.327
η	9	9	8	7
f_r (ton/m ²)	289.8	313.0	334.7	374.2

E_c = módulo de elasticidad del concreto con densidad normal $151000\sqrt{f'c}$

η = relación modular $\frac{E_s}{E_c}$

f_r = módulo de rotura del concreto $20\sqrt{f'c}$

FUENTE: REINFORCED CONCRETE DESIGN Spiegel, Leonard (1980)

El momento de inercia de la sección fisurada es determinada en función de la hipótesis que el concreto se podrá fisura hasta el eje neutro de la sección transversal del elemento, en otras palabras se asume que el concreto no tiene esfuerzos de tensión y la pequeña zona de tensión bajo el eje neutral y sobre el límite superior de fisuramiento es despreciable.²⁸

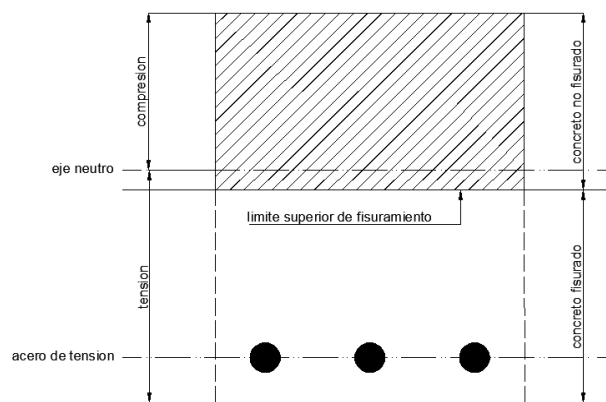
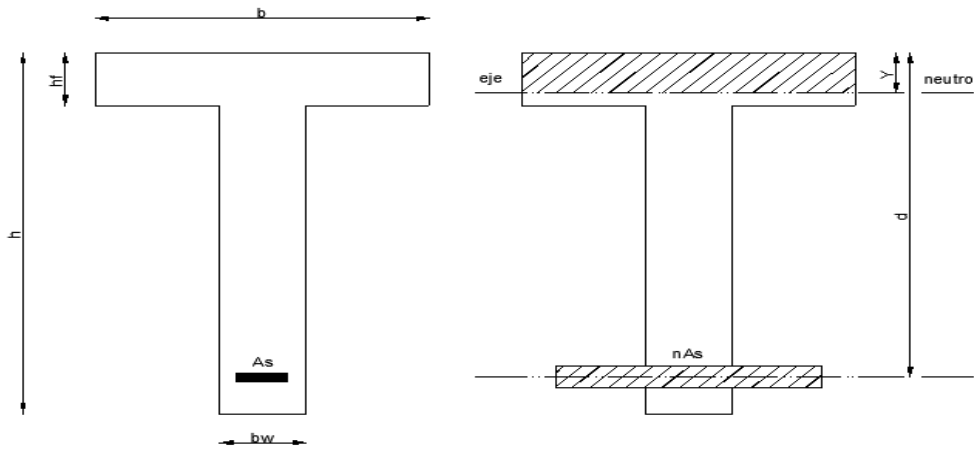


FIGURA 32.- CORTE TÍPICO DE UNA SECCIÓN FISURADA

FUENTE: REINFORCED CONCRETE DESIGN Spiegel, Leonard (1980)

²⁸ "REINFORCED CONCRETE DESIGN " Spiegel, Leonard

CALCULO DE LA DEFLEXIÓN.



DATOS DE CÁLCULO VIGA 1

momento último= 216.99 ton-m

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

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

recubrimiento = 5cm

$b = 135 \text{ cm}$

$h = 170 \text{ cm}$

$d = 165 \text{ cm}$

As (requerido) = 35.46 cm²

$n = 9$

- *Calculo del área de concreto equivalente para resistir los esfuerzos de tensión.*

$$nAs = 9 * 35.46 \text{ cm}^2 = 319.14 \text{ cm}^2$$

- *Localización del eje neutro de la sección transversal fisurada.*

$$Y = \frac{nAs \left[\sqrt{1 + 2 \frac{bd}{nAs}} - 1 \right]}{b} = \frac{319.14 \left[\sqrt{1 + 2 \frac{135 * 165}{319.14}} - 1 \right]}{135} = 25.67 \text{ cm}$$

- *Momento de inercia de la sección fisurada.*

$$I_{cr} = \frac{bY^3}{3} + (nA_s * (d - Y)^2) = \frac{135 * 25.67^3}{3} + (319.14 * (165 - 25.67)^2) = 6956601.42 \text{ cm}^4$$

- *Momento de inercia de la sección bruta.*

$$I_g = \frac{bh^3}{12} = \frac{135 * 170^3}{12} = 55271250 \text{ cm}^4$$

- *Momento de fisuramiento.*

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{yt} = \frac{28.98 * 55271250}{\frac{170}{2}} = 18844245 \text{ kg} - \text{cm}$$

- *Momento de inercia efectivo de fisuramiento.*

$$I_e = \left\{ \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \right\}$$

$$I_e = \left\{ \left(\frac{188.44}{216.99} \right)^3 55271250 + \left[1 - \left(\frac{188.44}{216.99} \right)^3 \right] 6956601.42 \right\} = 38599696.21 \text{ cm}^4$$

- *Computo de la deflexión inmediata debido al momento último máximo.*

$$\Delta = \frac{5Ml^2}{48E_c I_e} = \frac{5(216.99)(24)^2}{48(2188197.89)(0.38599)} = 0.0154 \text{ m}$$

CUADRO 20.- VALORES DE DEFLEXIÓN MÁXIMA EN VIGAS DEL TRAMO 1

VIGA	b	h	d	c	As(cal)	nAs	Ig	Y	Icr	Yt	Mcr	Ma	Ie	luz	Ec	Δ
	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	m ⁴	cm	m ⁴	cm	ton-m	ton-m	m ⁴	m	ton/m ²	mm
1	135	170	165	7.27	35.46	319.14	0.5527	25.67	0.0695	85	188.44	216.99	0.3860	24	2188197.89	15.4
2	175	170	165	7.36	46.50	418.50	0.7165	25.80	0.0911	85	244.28	284.51	0.4869	24	2188197.89	16.00
3	190	170	165	7.50	51.45	463.05	0.7779	26.03	0.1006	85	265.22	314.67	0.5061	24	2188197.89	17.00
4	205	170	165	7.73	57.24	515.16	0.8393	26.39	0.1115	85	286.15	349.88	0.5097	24	2188197.89	18.8
5	205	170	165	7.80	57.74	519.66	0.8393	26.50	0.1124	85	286.15	352.88	0.5000	24	2188197.89	19.4

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO (2012)

4.4.6.4.- VERIFICACIÓN DE LA DEFLEXIÓN MÁXIMA CALCULADA EN EL TRAMO 1.

La especificación de diseño para puentes AASHTO- LRFD /2005, en su artículo 2.5.2.6.2 “*criterios de deflexión*” establece que en ausencia de otro criterio, los siguientes límites para deflexión pueden ser considerados para estructuras de acero, aluminio y/o concreto.

TABLA 14.- DEFLEXIÓN MÁXIMA EN PUENTES.

Carga vehicular general	luz/800
Carga vehicular y/o carga peatonal	luz/1000
Carga vehicular en volado	luz/300
Carga vehicular y/o carga peatonal en volado	luz/375

FUENTE: AASHTO –LRFD (2005).

Por lo que para el caso se tiene:

Luz = 24000 mm.

$$deflexion\ maxima = \frac{24000}{800} = 30mm$$

CUADRO 21.- DEFLEXIÓN MÁXIMA PERMISIBLE vs DEFLEXIÓN CALCULADA EN EL TRAMO 1

VIGA	DEFLEXIÓN MÁXIMA CALCULADA(mm) $\Delta_{cal} = \frac{5ML^2}{48Ecl}$	DEFLEXIÓN MÁXIMA PERMISIBLE (mm) $\Delta_{max} = \frac{Luz}{800}$	CONDICIÓN $\Delta_{max} \geq \Delta_{cal}$
1	15.40	30.00	ok
2	16.00	30.00	ok
3	17.00	30.00	ok
4	18.80	30.00	ok
5	19.40	30.00	ok

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO (2012)

4.4.6.5.- ANÁLISIS DEL TRAMO DE ACCESO – L=10 m.

CUADRO 22.- CUANTIFICACIÓN DE SOBRECARGAS EN EL TRAMO DE ACCESO AL PUENTE.

ELEMENTO NO ESTRUCTURAL	N°	MATERIAL	DENSIDAD (kg/m ³)	DIMENSIONES UNITARIAS (m)			CARGA ton/m ²
				longitud	ancho	espesor	
VEREDA	2	H°A°	2320	10.00	0.70	0.20	0.46
SUPERFICIE DE DESGASTE	1	ASFALTO	2250	10.00	8.80	0.10	0.23
PARAPETOS	32	H°A°	2320	1.00	0.20	0.20	0.09
BARANDAS	48	H°A°	2320	1.80	0.20	0.20	0.24

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO (2012)

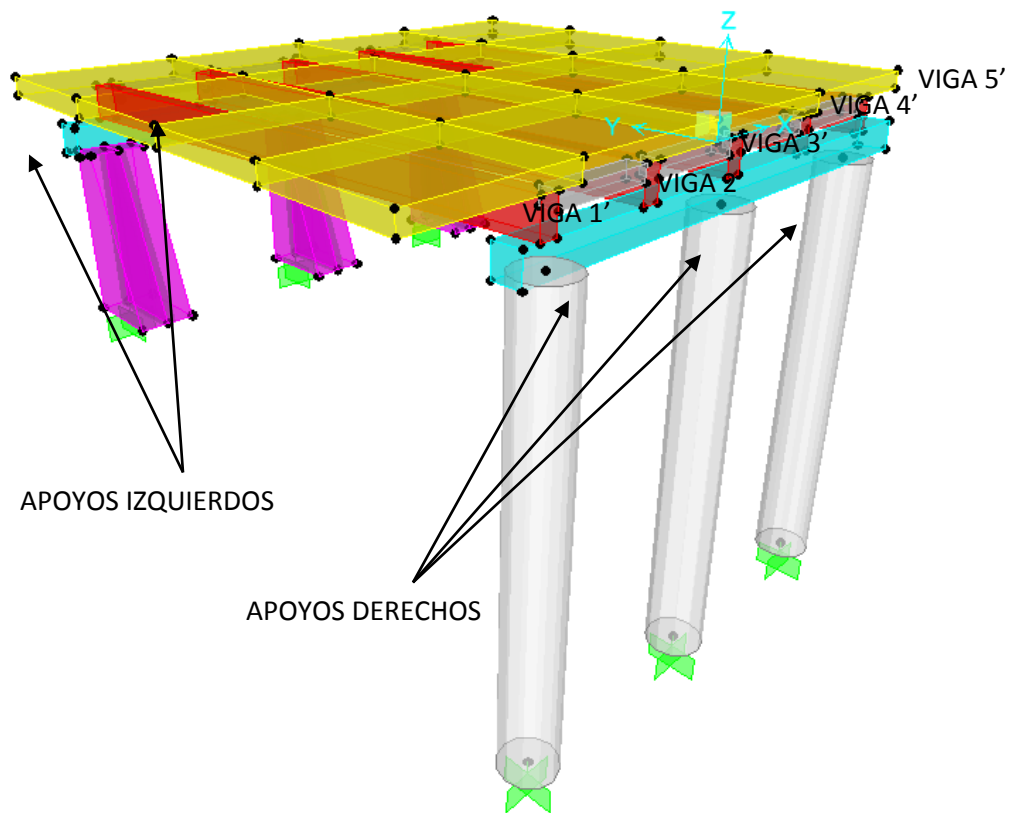


FIGURA 33.- MODELO MATEMÁTICO DEL ACCESO.

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO (2012)

ESTADOS DE CARGA DE LA ESTRUCTURA TRAMO DE ACCESO.

Las combinaciones de carga utilizadas en la evaluación de la estructura en el acceso en función a lo establecido en las tablas 3 y 4 serán:

Resistencia I $R(I) = 1.00[1.25DC + 1.5DW + 1.75(LL + IM + CE + BR + PL)]$

Resistencia II $R(II) = 1.00[1.25DC + 1.5DW + 1.35(LL + IM + CE + BR + PL)]$

Resistencia III $R(III) = 1.00[1.25DC + 1.5DW]$

Resistencia IV $R(IV) = 1.00[1.5(DC + DW)]$

Resistencia V $R(V) = 1.00[1.25DC + 1.5DW + 1.35(LL + IM + CE + BR + PL)]$

Servicio I $S(I) = 1.00[1.00(DC + DW) + 1.00(LL + IM + CE + BR + PL)]$

Servicio II $S(II) = 1.00[1.00(DC + DW) + 1.30(LL + IM + CE + BR + PL)]$

Servicio III $S(III) = 1.00[1.00(DC + DW) + 0.80(LL + IM + CE + BR + PL)]$

Servicio IV $S(IV) = 1.00[1.00(DC + DW)]$

CUADRO 23.- VALORES MÁXIMOS DE MOMENTOS FLECTORES Y REACCIONES EN LOS APOYOS DEL TRAMO DE ACCESO PARA DIFERENTES COMBINACIONES DE CARGA.

SOLICITACION	MOMENTO MAXIMO FLECTOR (ton - m)					REACCION IZQUIERDA (ton)										REACCION DERECHA (ton)									
						HORIZONTAL					VERTICAL					HORIZONTAL					VERTICAL				
VIGA	1'	2'	3'	4'	5'	1'	2'	3'	4'	5'	1'	2'	3'	4'	5'	1'	2'	3'	4'	5'	1'	2'	3'	4'	5'
RESISTENCIA I	50.79	55.87	47.06	57.26	48.85	4.16	2.73	2.65	3.31	3.42	47.45	57.97	38.10	52.47	55.29	4.07	2.54	2.92	2.57	3.73	48.24	52.86	40.31	58.55	41.30
RESISTENCIA II	43.18	47.70	40.88	48.81	42.19	3.30	2.14	2.10	2.48	2.55	40.70	49.26	33.88	44.72	48.15	3.12	1.92	2.25	2.01	2.92	42.02	45.14	35.58	49.62	36.60
RESISTENCIA III	17.48	20.15	20.03	20.29	19.70	0.40	0.14	0.24	0.56	0.84	17.95	19.88	19.63	18.56	24.06	0.39	0.26	0.00	0.12	0.18	21.01	19.08	19.62	19.49	20.74
RESISTENCIA IV	20.05	23.33	23.24	23.47	22.44	0.48	0.15	0.26	0.61	0.86	20.60	23.06	22.79	21.61	27.26	0.39	0.29	0.00	0.14	0.24	23.94	22.18	22.77	22.63	23.64
RESISTENCIA V	43.18	47.70	40.88	48.81	42.19	3.30	2.14	2.10	2.48	2.55	40.70	49.26	33.88	44.72	48.15	3.12	1.92	2.25	2.01	2.92	42.02	45.14	35.58	49.62	36.60
SERVICIO I	32.40	35.96	30.94	36.77	31.62	2.43	1.58	1.55	1.67	1.61	30.59	37.13	25.74	33.78	36.02	2.15	1.34	1.67	1.49	2.09	31.52	34.09	27.00	37.40	27.51
SERVICIO II	38.11	42.09	35.58	43.11	36.62	3.08	2.02	1.96	2.29	2.26	35.65	43.66	28.91	39.60	41.38	2.86	1.80	2.17	1.91	2.69	36.19	39.88	30.55	44.10	31.04
SERVICIO III	28.59	31.88	27.85	32.54	28.29	2.00	1.28	1.27	1.25	1.20	27.22	32.78	23.63	29.91	32.45	1.68	1.04	1.33	1.21	1.68	28.41	30.23	24.64	32.94	25.16
SERVICIO IV	13.37	15.56	15.50	15.65	14.96	0.28	0.10	0.17	0.41	0.58	13.73	15.37	15.19	14.41	18.17	0.22	0.19	0.00	0.10	0.05	15.96	14.79	15.18	15.08	15.76
FATIGA	14.27	15.31	11.58	15.84	12.49	1.61	1.11	1.03	1.55	1.64	12.64	16.32	7.92	14.53	13.39	1.78	1.15	1.25	1.06	1.52	11.67	14.48	8.87	16.74	8.81
VALORES MAXIMOS	50.79	55.87	47.06	57.26	48.85	4.16	2.73	2.56	3.31	3.42	47.45	57.97	38.1	52.47	55.29	4.07	2.54	2.92	2.57	3.73	48.24	52.86	40.31	58.55	41.3

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO (2012)

4.4.6.6.- EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA CONFIABLE TRAMO DE ACCESO.

En base a los criterios de cálculo expuestos en el apartado 4.4.6.2 se procederá a la determinación de la resistencia confiable en vigas para el tramo de acceso, para lo cual se procederá primero al cálculo de la cantidad de acero requerida por la sección para absorber el momento último

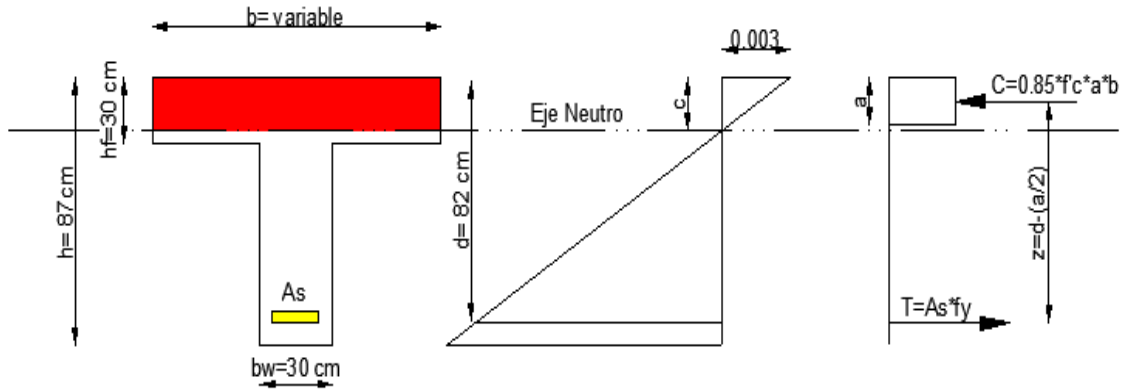


FIGURA 34.- DIAGRAMA DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES DE LA VIGA “T” EN EL TRAMO DE ACCESO.
ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO (2012)

VIGA 1'		Mu = 50.79 ton-m	
		b = 135 cm	
ITERACIÓN	a _(asumido) (cm)	As _(calculado) (cm ²)	a _(recalculado) (cm)
1	16.4	18.21	3.17
2	3.17	16.71	2.91
3	2.91	16.68	2.91
DUCTILIDAD			
k = 0.1332	ρ = 0.0073	0.0034 ≤ 0.0073 ≤ 0.011 ok	
VIGA 2'		Mu = 55.87 ton-m	
		b = 150 cm	

ITERACIÓN	a_(asumido)(cm)	As_(calculado) (cm²)	a_(recalculado) (cm)
1	16.4	20.03	3.14
2	3.14	18.38	2.88
3	2.88	18.35	2.87
DUCTILIDAD			
$k = 0.1465$	$\rho = 0.0081$	$0.0034 \leq 0.0081 \leq 0.011$ ok	
VIGA 3'		Mu = 47.06 ton-m	
		b = 150 cm	
ITERACIÓN	a_(asumido)(cm)	As_(calculado) (cm²)	a_(recalculado) (cm)
1	16.4	16.87	2.65
2	2.65	15.43	2.42
3	2.42	15.41	2.41
DUCTILIDAD			
$k = 0.1234$	$\rho = 0.0067$	$0.0034 \leq 0.0067 \leq 0.011$ ok	
VIGA 4'		Mu = 57.26 ton-m	
		b = 150 cm	
ITERACIÓN	a_(asumido)(cm)	As_(calculado) (cm²)	a_(recalculado) (cm)
1	16.4	20.53	3.22
2	3.22	18.84	2.96
3	2.96	18.81	2.95
DUCTILIDAD			
$k = 0.1502$	$\rho = 0.0083$	$0.0034 \leq 0.0083 \leq 0.011$ ok	
VIGA 5'		Mu = 48.85 ton-m	
		b = 135 cm	
ITERACIÓN	a_(asumido)(cm)	As_(calculado) (cm²)	a_(recalculado) (cm)
1	16.4	17.51	3.05
2	3.05	16.06	2.80
3	2.80	16.03	2.79
DUCTILIDAD			

$k = 0.1281$	$\rho = 0.0069$	$0.0034 \leq 0.0069 \leq 0.011$ ok
--------------	-----------------	------------------------------------

CUADRO 24. – MOMENTOS ÚLTIMOS RESISTENTES DE LAS VIGAS QUE CONFORMAN LA SUPERESTRUCTURA DEL TRAMO DE ACCESO.

Elemento	As(requerido) (cm ²)	a (cm)	c (cm)	z (cm)	Momento resistente (ton-m)	Momento solicitante (ton-m)	Condicion
VIGA 1'	16.68	2.91	3.42	78.85	55.24	50.79	ok
VIGA 2'	18.35	2.88	3.39	80.56	62.09	55.87	ok
VIGA 3'	15.41	2.41	2.84	80.80	52.29	47.06	ok
VIGA 4'	18.81	2.96	3.48	80.52	63.61	57.26	ok
VIGA 5'	16.03	2.80	3.29	80.60	54.26	48.85	ok

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO (2012)

CUADRO 25.- VALORES DE DEFLEXIÓN MÁXIMA EN VIGAS DEL TRAMO DE ACCESO.

VIGA	b	h	d	c	As(cal)	nAs	Ig	Y	Icr	Yt	Mcr	Ma	Ie	luz	Ec	Δ
	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ²	m ⁴	cm	m ⁴	cm	ton-m	ton-m	m ⁴	m	ton/m ²	mm
1'	135	87	82	3.42	16.68	150.12	0.0741	12.44	0.0081	43.50	49.354	50.79	0.0686	10	2188197.89	3.5
2'	150	87	82	3.39	18.35	165.15	0.0823	12.38	0.0089	43.50	54.837	55.87	0.0783	10	2188197.89	3.4
3'	150	87	82	2.84	15.41	138.69	0.0823	11.42	0.0077	43.50	54.837	47.06	0.1258	10	2188197.89	2.0
4'	150	87	82	3.47	18.82	169.38	0.0823	12.53	0.0092	43.50	54.837	57.26	0.0734	10	2188197.89	3.7
5'	135	87	82	3.29	16.03	144.27	0.0741	12.21	0.0078	43.50	49.354	48.85	0.0762	10	2188197.89	3.1

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO (2012)

CUADRO 26.- DEFLEXIÓN MÁXIMA PERMISIBLE vs DEFLEXIÓN CALCULADA EN EL TRAMO DE ACCESO

N° DE VIGA	DEFLEXIÓN MÁXIMA (mm) $\Delta_{\max} = \frac{Luz}{800}$	DEFLEXIÓN MÁXIMA CALCULADA (mm) $\Delta_{cal} = \frac{5ML^2}{48Ecl_e}$	CONDICIÓN $\Delta_{\max} \geq \Delta_{cal}$
1'	12.5	3.50	ok
2'	12.5	3.40	ok
3'	12.5	2.00	ok
4'	12.5	3.70	ok
5'	12.5	3.10	ok

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO (2012)

4.4.6.7.- EVALUACIÓN DE LA FISURA EN EL CABEZAL DE LA PILA EN EL TRAMO DE ACCESO.



Al ser el puente el Quilo una estructura que se encuentra conformando una curva horizontal del trazado vial y con el objeto de poderle asignar el peralte que la carretera requiere por motivos de seguridad se procedió a inclinar los estribos y pila de la infraestructura un ángulo de 7 grados en relación de la horizontal. Dicha inclinación

descompone la fuerza vertical de reacción que ejerce el cabezal sobre la viga que para efectos de localización y nomenclatura se le ha asignado el nombre (viga 1').

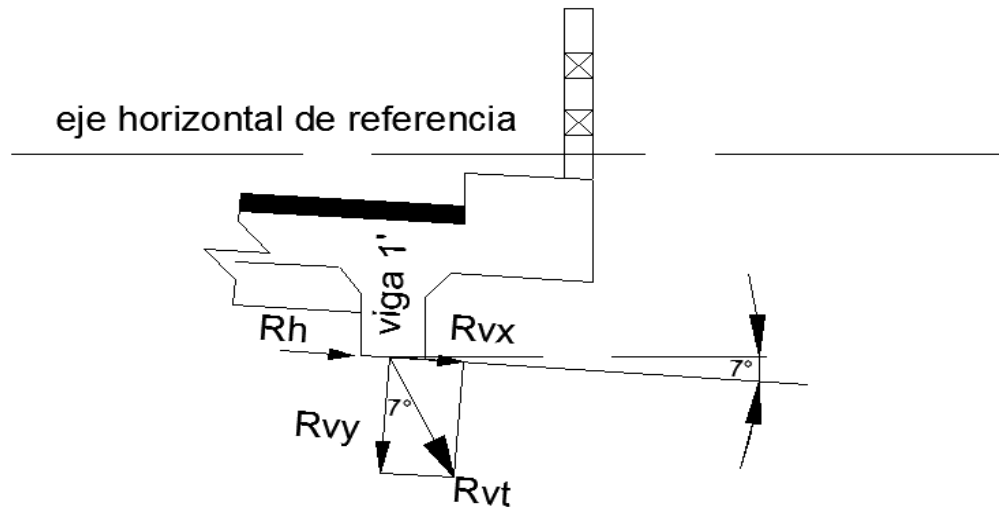
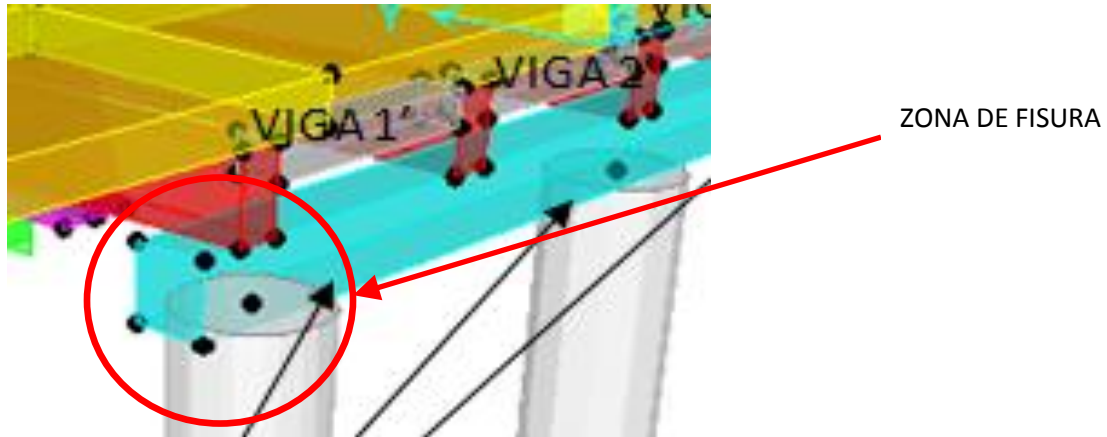


FIGURA 35.- DESCOMPOSICIÓN DE FUERZAS SOBRE EL APOYO FISURADO.
ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO (2012)

CUADRO 27.- VALORES DE FUERZA SOBRE EL APOYO FISURADO.

REACCIÓN	FÓRMULA DE CÁLCULO	VALOR CALCULADO (ton)
Rvx	$Rvy \cdot \tan(7^\circ)$	5.92
Rvy	-	48.24
Rvt	$Rvy / \cos(7^\circ)$	48.60
Rh	-	4.07
Rht	$Rvx + Rh$	10.00

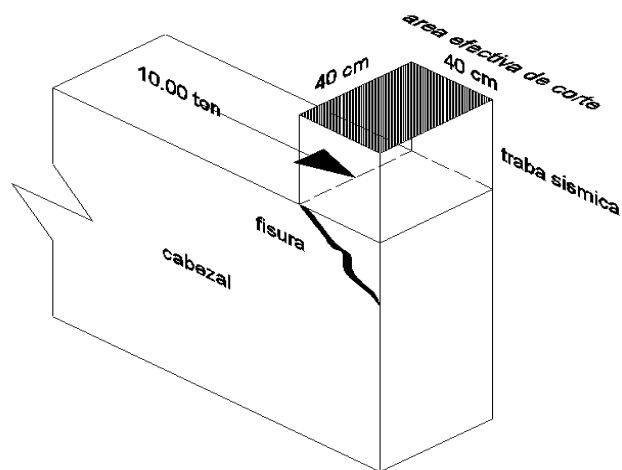


FIGURA 36. – ISOMETRÍA DE LA SECCIÓN FISURADA
 ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO (2012)

Por lo tanto el área efectiva que va a soportar los esfuerzos de corte entre la traba sísmica y el cabezal es de 1600 cm².

En base a lo estipulado por el código ACI 2008 y el Código Ecuatoriano de la Construcción 2001 se optó por manejar el esfuerzo cortante referencial o característico promedio (v), lo que facilita la inclusión de los diferentes parámetros que influyen en la resistencia al cortante. Para el caso de secciones rectangulares, secciones T, secciones L y secciones I, el ACI y el CEC establecen como esfuerzo cortante característico, antes de afectarse con otros factores al obtenido mediante la siguiente expresión:²⁹

$$v = \frac{V}{\phi * b_w * h}$$

Donde:

SIMBOLOGIA	DESCRIPCION	UNIDAD
$v =$	esfuerzo al corte de una sección sin refuerzo	kgf/cm ²
$V =$	fuerza de corte máxima a la que está sometida la sección	kgf
$\phi =$	factor de reducción de resistencia (tabla 11)	-

²⁹“TEMAS DE HORMIGON ARMADO” Marcelo Romo

$b_w =$	ancho del alma resistente al cortante	cm
$h =$	peralte del alma resistente al cortante	cm

La resistencia al cortante se basa en un esfuerzo cortante promedio sobre toda la sección transversal efectiva ($b_w * d$). En un elemento sin refuerzo para cortante, se supone que el cortante lo resiste el alma de concreto ($b_w * h$)³⁰.

En función de lo anteriormente estipulado, y bajo la suposición de que la zona de agrietamiento no presenta reforzamiento a corte, el esfuerzo al que se ve sometido la sección es:

$$v = \frac{V}{\phi * b_w * h} = \frac{10000kg}{0.75 * 40cm * 40cm} = 8.33 \frac{kg}{cm^2}$$

El esfuerzo mínimo resistente a corte del hormigón simple se calcula mediante la siguiente expresión básica que por su forma de expresión guarda una relación directa con la resistencia a la tracción del hormigón.³¹

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'c}$$

Donde:

SIMBOLOGIA	DESCRIPCION	UNIDAD
$v_c =$	esfuerzo máximo resistente a cortante del hormigón	kgf/cm ²
$f'c =$	resistencia característica del hormigón a compresión	kgf/cm ²

A continuación se presenta una tabla con los valores de resistencia mínima al cortante para los hormigones más usuales en el medio.

³⁰“REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318/08)- Comentario

³¹“TEMAS DE HORMIGON ARMADO” Marcelo Romo

TABLA 15.- RESISTENCIA AL CORTANTE DE LOS HORMIGONES SEGÚN ACI.

$f'_c \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$	$v_c \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$
210	7.68
240	8.21
280	8.87
350	9.92
420	10.86
490	11.73

FUENTE: “TEMAS DE HORMIGÓN ARMADO” Marcelo Romo (2008)

4.4.6.8.- EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE EN LA SECCIÓN FISURADA.

El hormigón simple del cual está conformada la sección es capaz de resistir un esfuerzo de 7.68 kg/cm², mientras que el esfuerzo al que se encuentra sometida la sección es de 8.33 kg/cm² por lo tanto el esfuerzo solicitante es mayor que el esfuerzo que el hormigón por si solo es capaz de resistir y es por este motivo que se produce la fisura en esta zona.

4.5.- VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS.

En base a los estudios realizados tanto en el campo como en el trabajo de oficina, se ha logrado establecer las solicitaciones a las que está sometida la estructura actualmente.

El proceso de diagnóstico o evaluación comenzó partiendo de un levantamiento topográfico de la estructura así como de las zonas aledañas de implantación, esto coadyuvo al análisis hidráulico-hidrológico de la cuenca del río. El área de levantamiento está establecida en 6815.6 m² identificándose en este la implantación de la estructura así como perfiles transversales y longitudinales aguas arriba y aguas debajo de la zona de emplazamiento de la estructura. La altimetría fue establecida mediante curvas de nivel cada metro.

El proceso de inspección facilitó la toma de datos en los elementos que conforman el puente los mismos que fueron de esencial importancia en el posterior análisis estructural; ayudándonos de una guía de inspección se tabuló los aspectos más importantes de la estructura, partiendo desde aspectos informativos, geométricos, viales hasta llegar a un diagnóstico superficial del estado y condición de la estructura.

El estudio hidráulico-hidrológico permitió establecer los caudales y gálibos de máxima crecida en la cuenca del río “El Quilo” determinándose así las precipitaciones mensuales, épocas de estiaje, épocas de crecidas, caudales promedios, humedades relativas y la curva de calibración del cauce.

En cuanto a las solicitudes por carga vehicular se procedió a realizar un estudio de tráfico determinándose así la cantidad de vehículos que anualmente transitarán por esa vía y lo más importante la clasificación y volúmenes de los mismos según su clase y tonelaje lo que ha permitido establecer la carga vehicular de evaluación.

Finalmente con toda esta información recolectada se procedió a evaluar estructuralmente al puente, para esto se tomó en cuenta los datos recolectados en el proceso de inspección. Fundamentalmente la evaluación estructural se enfocó en establecer la capacidad resistente de los elementos a las solicitudes de mayor importancia a las que están sometidas y que por ende son más propensas a presentar falla. Se consideró necesario el establecer la deflexión máxima de los elementos para determinar así su condición de servicialidad; y las causas que están generando el fisuramiento en el cabezal de la pila central del puente.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1.- CONCLUSIONES.

Las conclusiones aquí expuestas, son formuladas en base al estudio de evaluación del puente “El Quilo” enfatizándose en los aspectos fundamentales para un correcto funcionamiento y servicio de la estructura tanto en el aspecto estructural, como vial.

- Se observa degradación en el hormigón, como pérdida de recubrimientos del acero de refuerzo, filtraciones, cavidades que han sido ocupadas ya sea por vegetación o a su vez por insectos, presentándose gran cantidad de hormigueros y avisperos.
- La falta de apoyos adecuados entre la superestructura y la infraestructura colabora con la degradación de la estructura, induciendo esfuerzos elevados entre los miembros estructurales que se encuentran en contacto propendiendo así a un fisuramiento debido a la falta de amortiguamiento.
- El aforo vehicular en el puente es de 2757 vehículos por día de los cuales el 89.76% son livianos, el 3.54% corresponden a buses y camiones pequeños de dos ejes, el 2.76% son camiones de dos ejes grandes y el 0.2% lo ocupan vehículos de carga de tres y seis ejes.
- La cota de máxima crecida queda establecida en 1121.261 msnm para un caudal extremo de 25.82 m³/s y un período de retorno de 50 años. Mientras que la cota inferior de la estructura es de 1128.441 msnm, por lo que la capacidad hidráulica de evacuación del agua de la sección transversal del sitio de la implantación del puente es suficiente y la estructura no se verá comprometida por el choque de agua.

- Las deformaciones estructurales debido a las cargas presentes en el puente se encuentran dentro del rango establecido por la norma AASHTO-LRFD que se adoptó como modelo de evaluación.
- En vista de la imposibilidad de poder acceder a la armadura de refuerzo presente en los elementos estructurales, ya sea por medios manuales, electrónicos o planos de diseño definitivo, se da por entendido que el diseño de la superestructura para las solicitaciones actuales es la correcta, por cuanto no se observan fisuras tanto a corte como a flexión (ver informe de inspección-panel fotográfico) que haga presumir un comportamiento plástico de los mismos.
- Se puede constatar la presencia de un hundimiento en un extremo de la pila central del puente, que constituye a su vez la junta entre el tramo 1 y el acceso, el cual se presume se dio por la socavación generada por el río sobre la cimentación superficial de la pila, antes de la construcción del muro de protección que hoy se encuentra realizado.
- Se descarta la posibilidad de falla del suelo, ya que mediante documento oficial suscrito por el Ing. Manolo Torres en Abril del 2011 titulado “Protecciones para el puente sobre el río Quilo” y que actualmente reposa en los archivos del Ministerio de Obras Públicas y Transporte - Dirección Provincial Pastaza se establece un esfuerzo admisible del suelo de 45 ton/m².
- Como se mencionó anteriormente el puente “El Quilo” se encuentra conformando una curva horizontal del trazado vial. La estructura fue concebida como un puente recto, pero bajo la necesidad de acoplarla al trazado se adaptó el tablero y se inclinaron los estribos y la pila para poder así otórgale el peralte a la curva. Dicha inclinación produce una descomposición de la fuerza de reacción que ejerce la viga sobre el cabezal de la pila. Precisamente la componente horizontal de esta reacción, se encuentra empujando la traba sísmica, y está a su vez se encuentra fisurando el cabezal de la pila. Se demuestra mediante el análisis estructural que la sección de hormigón que está expuesta a esta componente de la reacción no es suficiente para absorber los esfuerzos de corte.

5.2.- RECOMENDACIONES.

Con la finalidad de preservar la estructura, mejorar su calidad de servicio y mantenerla dentro de rangos aceptables de seguridad se recomienda a la entidad administradora de la estructura la adopción de las siguientes actividades correctivas bajo su mejor criterio.

- El desbroce de vegetación, limpieza y sellado de cavidades presentes en la estructura.
- La reposición de los recubrimientos perdidos.
- La implementación de apoyos de neopreno que coadyuven a reducir los esfuerzos entre elementos estructurales en contacto.
- El control periódico del hundimiento en la pila central, mediante la colocación de una cota patrón para así poder llevar un registro de la falla.
- Reforzamiento y sellado de la fisura en el cabezal de la pila.

CAPITULO VI

PROPUESTA

6.1.- DATOS INFORMATIVOS.

A mediados de la década de 1990 el Ministerio de Obras Públicas (MOP) contrata con la empresa argentina “José Cartellone Construcciones Civiles S.A” la construcción, modernización y mejoramiento del trazado vial entre los cantones de Baños de Agua Santa perteneciente a la Provincia de Tungurahua y Mera en la Provincia de Pastaza.

Entre los rubros contratados consta la ejecución de variantes al trazado original, mediante la implementación de nueva infraestructura tales como túneles y puentes.

Es por este motivo que se proyecta la construcción del puente sobre el río “Quilo Grande” el mismo que consta con una longitud de 34 metros, divididos en dos tramos, el primero con una longitud de 10 metros y el otro con 24 metros aproximadamente.

Debido a las dificultades propias del cálculo que se presentaban en esa época, el escaso uso, conocimiento e incluso desarrollo de los paquetes computacionales que permitan ejecutar modelaciones más exactas de las estructuras, se recurría al método tradicional de cálculo que de ninguna manera es incorrecto, pero que lógicamente no permite en honor al tiempo un análisis estructural mas detallado. Actualmente con la implementación de poderosas herramientas informáticas que permiten desarrollar cálculos y modificaciones en un tiempo infinitamente menor y con una gran exactitud, se ha procedido a evaluar la condición de seguridad tanto estructural como vial que actualmente presenta el puente. Una vez identificadas las causas negativas que se están produciendo sobre la estructura se propone las acciones correctivas y de control que al modo de pensar del autor son necesarias y suficientes para mantener a la estructura dentro de un rango de seguridad aceptable.

6.2.- ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA.

En base a la evaluación del puente “El Quilo” se concluyó que las acciones inmediatas a realizar sobre la estructura son el diseño de los apoyos elastoméricos, así como el diseño del reforzamiento y sellado de la fisura en el cabezal de la pila central.

6.3.- JUSTIFICACIÓN.

La importancia que representa el puente en el trazado vial, justifica plenamente la ejecución de las medidas correctivas antes mencionadas, ya que la no ejecución de las mismas contribuirá a un deterioro acelerado de la estructura pudiéndose provocar una pérdida considerable de resistencia en los elementos estructurales debido al fisuramiento por falta de amortiguamiento entre elementos estructurales, así como un colapso parcial del tramo de acceso si la viga pierde el sustento que actualmente le está brindando la traba sísmica.

El organismo gubernamental responsable de la administración de la infraestructura vial en el país debe garantizar el derecho a una circulación segura y continua, para ello debe velar cuidadosamente del estado de los bienes tangibles a su cargo con la finalidad de poder tomar las medidas correctivas que conserven los parámetros de seguridad necesarios para la circulación de personas y automotores.

6.4.- OBJETIVOS.

6.4.1.- GENERAL.

- Mantener las condiciones de servicio tanto estructural como vial del puente “El Quilo” dentro de límites aceptables de seguridad.

6.4.2.- ESPECÍFICOS.

- Diseñar los apoyos elastoméricos necesarios para el correcto funcionamiento de la estructura.
- Establecer el mecanismo de reforzamiento y sellado de la fisura presente en el cabezal de la pila central.

6.5.- ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD.

Si bien el proceso de rehabilitación de puentes en la actualidad es un tema inexplorado todavía en el Ecuador, se cuenta con toda la tecnología suficiente y necesaria para este fin. Es necesario tener presente que los costos económicos que estos procesos demandan pueden variar, dependiendo de la oportuna evaluación e intervención sobre la estructura, del grado de intervención que se requiera y la tecnología empleada.

Sin embargo ninguna intervención para repotenciar la estructura debe ser igual o superar el costo que generaría la construcción de una nueva, es por este motivo que es menester realizar un seguimiento continuo para poder identificar las diversas fallas que se puedan presentar y así poder tomar en el momento adecuado las medidas correctivas que la entidad administradora de la estructura considere necesarias.

6.6.- FUNDAMENTACIÓN.

El diseño de las almohadillas de neopreno se sustentará en lo establecido en las Especificaciones para el Diseño de Puentes publicado por la AASHTO – LRFD 2005, en base a lo estipulado en el artículo 14.7.6 “Almohadillas elastoméricas y Apoyos elastoméricos con acero de refuerzo – Método A” , mientras que para el reforzamiento de la fisura mediante el empleo de fibras de carbono FRP se utilizó lo establecido por el subcomité 440 del Instituto Americano del Concreto ACI publicado en el año 2002 titulado “ Guía para el diseño y construcción de sistemas externos para el reforzamiento de estructuras de concreto” fundamentalmente se hizo uso del capítulo 10 destinado al reforzamiento a corte.

6.7.- DESARROLLO DE LA PROPUESTA.

6.7.1.- DISEÑO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO PARA EL PUENTE “EL QUILO” UBICADO EN EL KM 17+200 DE LA VÍA PUYO – BAÑOS.

6.7.1.1.- GENERALIDADES SOBRE APOYOS DE NEOPRENO.

Las funciones de los apoyos además de transferir las fuerzas de la superestructura hacia la infraestructura, son las de disipar y aislar los desplazamientos de translación y rotación debidos a la expansión térmica, contracción por flujo plástico, deflexión de miembros estructurales, cargas dinámicas y vibraciones entre otros.

Los apoyos de neopreno son construidos comúnmente de materiales flexibles, producto de la combinación de diversos elastómeros y otros aditivos químicos. Este tipo de apoyo presenta diversas ventajas respecto a los apoyos mecánicos entre los cuales se pueden mencionar los siguientes:

- Economía.- dada su simplicidad en el diseño, facilidad de fabricación y bajo costo del material.
- Efectividad (como medio de transmisión de cargas).- se deforma rápidamente desde el comienzo del movimiento horizontal de las vigas y absorbe las irregularidades de las superficies de contacto.
- Ausencia de mantenimiento.- no hay necesidad de limpieza ni de lubricación. Todo el movimiento es absorbido por deformaciones de la goma.

Dentro de los apoyos de neopreno se pueden encontrar fundamentalmente dos tipos:

1. Caucho sintético.- tiene las cualidades elásticas del caucho natural pero posee mejor resistencia que este contra la corrosión y envejecimiento, especialmente en los procesos de oxidación acelerada ante la luz y la intemperie.
2. Apoyo sintético armado.- es un bloque de caucho sintético que contiene láminas de acero en su interior, adheridas mediante un proceso de vulcanización, otorgando así una mayor capacidad de soportar cargas verticales en función del número de láminas de acero que el apoyo contenga. Los apoyos armados están compuestos por múltiples láminas de material elastómero separadas por placas de acero como armaduras. Las dimensiones del apoyo, el número de capas de neopreno y su espesor e igualmente el de las placas de acero, serán dimensionados en función de las cargas a ser transmitidas a la infraestructura. La inclusión efectiva de las planchas de acero implica un proceso bajo condiciones de presión y temperatura.

Los neoprenos se especifican por su dureza, propiedad fácil de medir y que puede correlacionarse nominalmente con el módulo de corte y de compresión. Cuando un apoyo de neopreno se somete a la acción de una carga se deforma verticalmente. Esta deformación vertical no debe sobrepasar el 15% del espesor antes de ser comprimido el

apoyo, si esto sucede se producen esfuerzos internos dentro del neopreno que aceleran la deformación plástica y el agrietamiento.

6.7.1.2.- INFORMACIÓN NECESARIA PARA EL DISEÑO DE LAS ALMOHADILLAS DE NEOPRENO.

Tipo de almohadilla:	Apoyo común sin refuerzo
Longitud de la viga :	24.00 m
Ancho de la viga :	0.35 m
Esfuerzo admisible del neopreno:	560 ton/m ² según AASHTO-LRFD 14.7.6.3.2-1
Dureza escogida para la almohadilla:	Shore 70
Coefficiente de expansión térmica del hormigón:	0.0000099 cm/m/°C
Reacción por carga muerta:	34.58 ton
Reacción por carga viva + impacto	11.58 ton

6.7.1.3.- DIMENSIONAMIENTO DE LA ALMOHADILLA DE NEOPRENO.

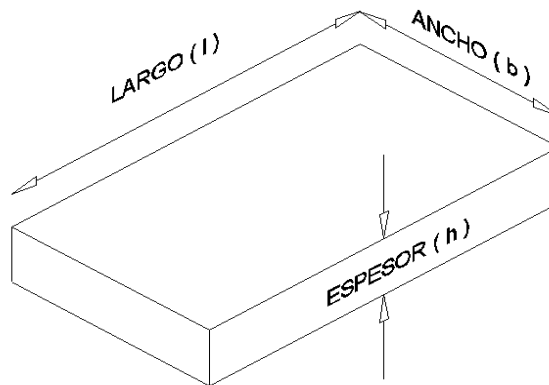


FIGURA 37.- DIMENSIONES DE LA ALMOHADILLA DE NEOPRENO.
ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO (2012)

El pre dimensionamiento de la almohadilla de neopreno se lo realiza en base a la aplicación de las siguientes fórmulas empíricas:

$$b = b_w - 2cm = (35 - 2)cm = 33cm$$

$$h = 0.32 \left(\frac{L}{3} \right) = 0.32 \left(\frac{24.00}{3} \right) = 2.56 \text{ cm}$$

$$l = \frac{P_{cm} + P_{cv}}{\sigma_{adm} * b} = \frac{(34.58 + 11.58) \text{ ton}}{560 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 0.33 \text{ m}} = 0.249 \text{ m} = 25 \text{ cm}$$

donde :

b= ancho de la almohadilla de apoyo.

h= altura de la almohadilla de apoyo.

l= largo de la almohadilla de apoyo.

L= longitud de la viga.

P_{cm}= reacción sobre el apoyo por carga muerta.

P_{cv}= reacción sobre el apoyo por carga viva + impacto.

σ_{adm}= esfuerzo admisible de compresión de la almohadilla.

b_w = ancho de la viga.

Por lo tanto se asumirá las siguientes dimensiones para la almohadilla:

Largo (l) = 30 cm

Ancho (b) = 30 cm

Espesor (h) = 3 cm

6.7.1.4.- VERIFICACIÓN DE LA GEOMETRÍA ESCOGIDA.

Según lo estipulado en las Especificaciones para el Diseño de Puentes AASHTO-LRFD 2005 en su artículo 14.7.6.3.6 establece que para garantizar la estabilidad del apoyo el espesor total de la almohadilla no deberá sobrepasar la relación l/3.

$$h \leq \frac{l}{3}$$

$$3 \text{ cm} \leq \frac{30 \text{ cm}}{3}$$

$$3 \text{ cm} \leq 10 \text{ cm}$$

Por lo tanto se cumple la verificación geométrica de la almohadilla.

6.7.1.5.- CÁLCULO DEL FACTOR DE FORMA. (AASHTO-LRFD 14.7.5.1-1)

El factor de forma de una capa de apoyo elastómero, debe ser calculado como el área plana del apoyo dividida para el área del perímetro libre de pandeo. Para apoyos rectangulares sin perforaciones o agujeros el factor de forma debe ser calculado como:

$$S = \frac{b * l}{2h(b + l)} = \frac{30cm * 30cm}{2(3cm)(30cm + 30cm)} = 2.5$$

donde :

S= factor de forma

h= altura de la almohadilla de apoyo.

l= largo de la almohadilla de apoyo.

b= ancho de la almohadilla de apoyo.

6.7.1.6.- CÁLCULO DEL ESFUERZO REAL DE COMPRESIÓN SOBRE LA ALMOHADILLA.

El esfuerzo real sobre la almohadilla de neopreno se lo calculará dividiendo la carga total que esta soportará para el área efectiva de apoyo es decir:

$$\sigma_{real} = \frac{P_{cm} + P_{cv}}{b * l} = \frac{(34.58 + 11.58) * 10^3 Kg}{30cm * 30cm} = 51.29 \frac{kg}{cm^2}$$

donde :

b= ancho de la almohadilla de apoyo.

l= largo de la almohadilla de apoyo.

P_{cm}= reacción sobre el apoyo por carga muerta.

P_{cv}= reacción sobre el apoyo por carga viva + impacto.

6.7.1.7.- VERIFICACIÓN DEL ESFUERZO A COMPRESIÓN.

Para un correcto desempeño del apoyo este no deberá sobrepasar el esfuerzo máximo estipulado por las Especificaciones para el Diseño de Puentes AASHTO-LRFD 2005 en su artículo 14.7.6.3.2-1 el cual es de 56.00 kg/cm².

$$\sigma_{real} \leq \sigma_{adm}$$

$$51.29 \frac{kg}{cm^2} \leq 56.00 \frac{kg}{cm^2}$$

6.7.1.8.- DEFORMACIÓN PORCENTUAL DEL ESPESOR DEL APOYO.

Una vez establecidos el factor de forma de la almohadilla y el esfuerzo real a la que esta estará sujeta se deberá verificar que la deformación porcentual que esta sufrirá bajo cargas últimas no superé el 15% que equivale al acortamiento por compresión.

Para este fin utilizaremos las curvas experimentales de “Kimmich of Goodyear Tire and Rubber Co.”

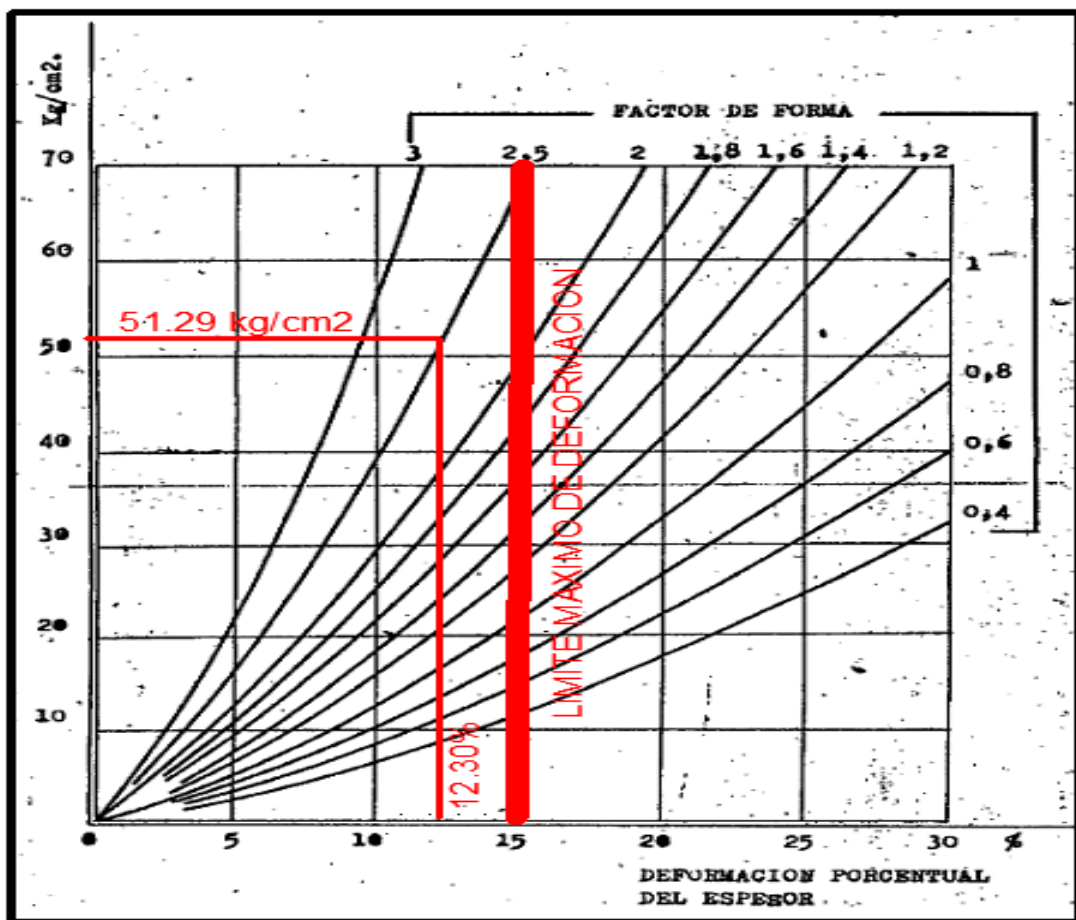


FIGURA 38.- RELACIÓN ENTRE PRESIÓN ESPECÍFICA Y DEFORMACIÓN DUREZA 70 SHORE.

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO (2012)

Como se puede observar en la figura 38 para un esfuerzo real de la almohadilla de 51.29 kg/cm² y un factor de forma de 2.5 se establece una deformación porcentual ($\epsilon\%$) aproximada de 12.30, siendo esta menor que el límite máximo de deformación a compresión.

6.7.1.9.- CÁLCULO DE LA DEFORMACIÓN HORIZONTAL DE LA ALMOHADILLA DE NEOPRENO.

6.7.1.9.1.- DEFORMACIÓN HORIZONTAL POR TEMPERATURA.

Para poder determinar la deformación horizontal que sufrirá la almohadilla por factor temperatura será necesario establecer la temperatura promedio de la zona de implantación del puente, con esta finalidad utilizaremos los anuarios meteorológicos publicados por el Instituto de Meteorología e Hidrología INAMHI.

CUADRO 28.- TEMPERATURA DEL AIRE A LA SOMBRA EN °C. ESTACIÓN M008 – PUYO.

PERIODO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	MEDIA	MAX	MIN
1995	21.5	22.0	21.5	21.8	21.0	21.2	21.0	21.4	21.6	21.8	21.7	21.5	21.5	22.0	21.0
1996	20.4	20.8	20.9	21.5	21.2	20.5	20.0	20.5	21.4	21.3	21.9	21.2	21.0	21.9	20.0
1997	21.4	20.4	21.2	21.1	20.6	21.1	20.3	20.9	21.6	22.3	21.5	21.5	21.2	22.3	20.3
1998	22.1	22.5	22.0	22.2	21.8	20.8	20.6	21.2	21.4	21.7	22.0	21.6	21.7	22.5	20.6
1999	20.9	20.8	21.4	20.5	20.5	20.5	19.8	20.4	21.2	20.8	21.6	21.4	20.8	21.6	19.8
2000	21.9	21.5	21.7	21.9	21.8	21.3	20.6	21.0	21.6	22.1	22.6	22.0	21.7	22.6	20.6
2001	21.4	21.3	21.7	22.0	22.3	20.9	21.2	21.2	21.9	22.7	22.9	22.8	21.9	22.9	20.9
2002	22.2	22.2	22.0	22.2	21.8	21.3	21.0	21.6	22.0	22.2	22.3	22.1	21.9	22.3	21.0
2003	22.3	22.7	22.1	22.6	21.6	21.8	21.1	21.8	22.2	23.3	22.4	22.1	22.2	23.3	21.1
2004	23.2	22.2	22.3	22.8	22.3	21.2	21.5	21.7	21.8	22.6	23.1	22.5	22.3	23.2	21.2
2005	22.8	22.6	22.6	22.5	22.6	22.3	21.2	21.4	22.2	22.3	22.7	22.4	22.3	22.8	21.2
2006	21.0	21.4	21.1	21.5	20.8	20.6	20.6	21.1	21.2	22.3	21.6	21.5	21.2	22.3	20.6
2007	21.5	22.2	21.5	21.6	21.5	20.3	20.8	21.2	20.7	21.5	21.3	21.4	21.3	22.2	20.3
2008	21.0	20.7	21.0	21.2	20.7	20.7	20.5	21.2	21.3	21.8	22.0	21.5	21.1	22.0	20.5
2009	20.7	20.6	21.4	21.4	21.5	20.8	21.0	21.2	21.8	22.4	22.5	21.9	21.4	22.5	20.6
MEDIA	21.6	21.6	21.6	21.8	21.5	21.0	20.7	21.2	21.6	22.1	22.1	21.8	21.6	22.4	20.6
MAX	23.2	22.7	22.6	22.8	22.6	22.3	21.5	21.8	22.2	23.3	23.1	22.8	22.3	23.3	21.2
MIN	20.4	20.4	20.9	20.5	20.5	20.3	19.8	20.4	20.7	20.8	21.3	21.2	20.8	21.6	19.8

VALORES INTERPOLADOS

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO (2012)

De los valores tabulados en el cuadro 28 se establece que la temperatura media máxima es de 23.3°C, mientras que la mínima media es de 19.8°C.

El valor de deformación de la almohadilla por el factor temperatura queda establecido de la siguiente manera:

$$\Delta l_1 = L\alpha\Delta t = 24.00m \left(0.0000099 \frac{\frac{cm}{m}}{^{\circ}C} \right) (23.3 - 19.8)^{\circ}C = 0.00083cm$$

donde :

Δl_1 = deformación horizontal del apoyo por temperatura.

L= largo de la viga.

α = coeficiente de expansión térmica del hormigón..

Δt = variación de temperatura.

6.7.1.9.2.- DEFORMACIÓN HORIZONTAL POR FUERZA DE FRENADO.

La fuerza de frenado que interviene en la deformación horizontal de la almohadilla se la considerara como el 5% de la reacción por carga viva + impacto. Por lo que esta deformación horizontal quedará establecida como:

$$\Delta l_2 = \frac{0.05 * P_{cv} * h}{G_o * b * l} = \frac{0.05(11580kg) * 3cm}{15 \frac{kg}{cm^2} * 30cm * 30cm} = 0.128cm$$

Δl_2 = deformación horizontal del apoyo por fuerza de frenado.

P_{cv} = reacción sobre el apoyo por carga viva + impacto.

G_o = módulo de corte del neopreno.

b= ancho de la almohadilla de apoyo.

l= largo de la almohadilla de apoyo.

TABLA 16.- VALORES PROMEDIOS DEL MÓDULO DE CORTE DEL NEOPRENO PARA DIFERENTES DUREZAS.

DUREZA	MÓDULO DE CORTE (Go)
shore 50	8
shore 60	11
shore 70	15

FUENTE: AASHTO-LRFD Bridge Design Specifications (2005)

Por lo tanto la deformación horizontal total quedará definida como:

$$\Delta l = \Delta l_1 + \Delta l_2 = (0.0008 + 0.128)cm = 0.1283cm$$

6.7.1.10.- VERIFICACIÓN DEL ESPESOR DE LA ALMOHADILLA DE NEOPRENO.

En el artículo 14.7.6.3.4-1 de las Especificaciones para el Diseño de Puentes AASHTO-LRFD establece que la máxima deformación por corte de la almohadilla, debe ser considerada como el máximo desplazamiento horizontal de la superestructura para ello se deberá verificar que:

$$h \geq 2\Delta l$$

$$3cm \geq 2(0.1283cm)$$

$$3cm \geq 0.2566cm$$

donde :

h= espesor de la almohadilla de apoyo.

Δl = deformación horizontal de la almohadilla de apoyo.

6.7.1.11.- CÁLCULO DEL DESLIZAMIENTO MÁXIMO ADMISIBLE.

El deslizamiento máximo admisible de la almohadilla de neopreno se lo calculará en base a la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{0.2P_{cm} * h}{b * l * Go} = \frac{0.2 * 34580kg * 3cm}{30cm * 30cm * 15 \frac{kg}{cm^2}} = 1.54 \text{ cm}$$

donde :

δ = deslizamiento máximo admisible de la almohadilla de neopreno

P_{cm} = reacción sobre el apoyo por carga muerta.

h= espesor de la almohadilla de apoyo.

b= ancho de la almohadilla de apoyo.

l = largo de la almohadilla de apoyo.

Go = módulo de corte del neopreno

6.7.1.12.- VERIFICACIÓN DEL DESLIZAMIENTO MÁXIMO DE LA ALMOHADILLA DE APOYO.

El deslizamiento máximo de la almohadilla de neopreno debe ser menor o igual a la deformación horizontal de la misma, para este propósito se deberá verificar que:

$$\delta \geq \Delta l$$

$$1.54cm \geq 0.1283cm$$

Una vez calculadas y verificadas todas las solicitaciones a las que se someterá la almohadilla de neopreno se dan por aceptadas las dimensiones y dureza de la misma.

6.7.1.13.- CÁLCULO DE LAS DIMENSIONES Y SOLICITACIONES DE LAS ALMOHADILLAS DE APOYO PARA EL PUENTE EL QUILO.

Con la finalidad de poder proveer una nomenclatura clara y sencilla sobre la ubicación de cada apoyo en el puente, se ha visto la necesidad de establecer la siguiente figura:

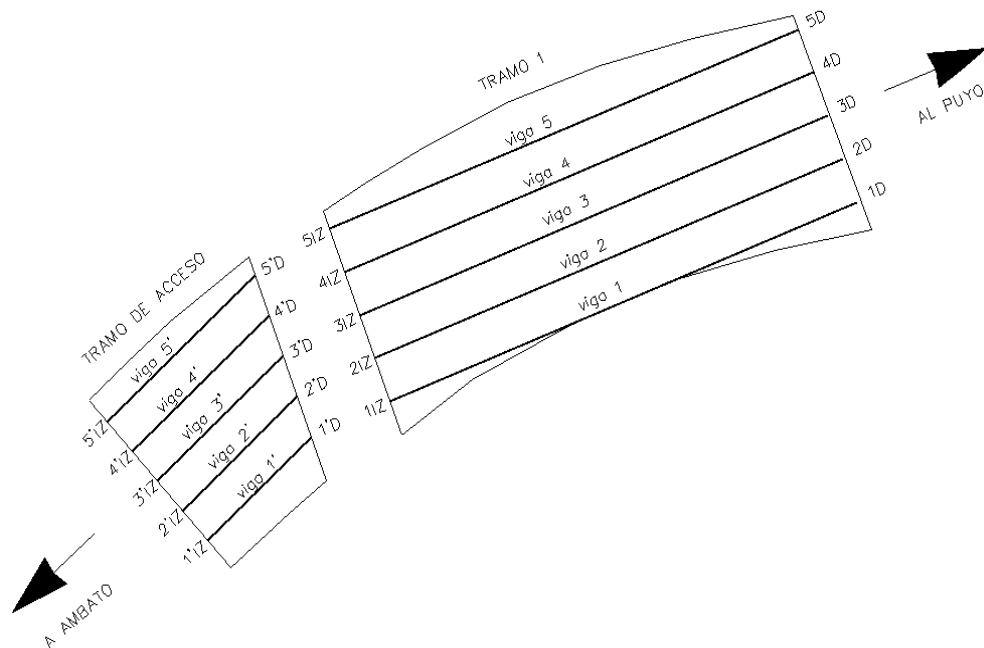


FIGURA 39.- NOMENCLATURA DE APOYOS SOBRE EL PUENTE “EL QUILO”
ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO (2012)

CUADRO 29.- DIMENSIONES Y SOLICITACIONES DE LAS ALMOHADILLAS DE APOYO PARA EL PUENTE “EL QUILO”

UBICACION	TIPO DE ALMOHADILLA	DIMENSIONES DEL APOYO (cm)			DIMENSIONES VIGA (m)		DUREZA	REACCIONES (ton)		TEMPERATURA °C	MODULO DE CORTE (kg/cm2)	ESFUERZOS DEL APOYO (kg/cm2)		FACTOR DE FORMA	DEFORMACION %	DEFORMACION HORIZONTAL (cm)			DESPLAZAMIENTO (cm)
		l	b	h	L	bw		Pcm	Pcv+imp			σ_{adm}	σ_{real}			ΔI_1	ΔI_2	ΔI	
1D	apoyo simple sin refuerzo	30	30	3	24	0.35	shore 70	34.58	11.58	3.5	15	56	51.29	2.5	12.3	0.0008	0.13	0.1308	1.54
2D	apoyo simple sin refuerzo	45	30	3	24	0.35	shore 60	41.25	32.17	3.5	11	56	54.39	3	13.6	0.0008	0.33	0.3308	1.66
3D	apoyo simple sin refuerzo	45	30	3	24	0.35	shore 60	42.23	27.25	3.5	11	56	51.47	3	13.1	0.0008	0.28	0.2808	1.7
4D	apoyo simple sin refuerzo	50	30	3	24	0.35	shore 60	42.49	36.82	3.5	11	56	52.87	3.13	13	0.0008	0.34	0.3408	1.54
5D	apoyo simple sin refuerzo	45	30	3	24	0.35	shore 60	47.28	21.97	3.5	11	56	51.3	3	13.1	0.0008	0.22	0.2208	1.91
1Z	apoyo simple sin refuerzo	30	30	3	24	0.35	shore 70	35.23	14.64	3.5	15	56	55.41	2.5	13	0.0008	0.16	0.1608	1.57
2Z	apoyo simple sin refuerzo	45	30	3	24	0.35	shore 60	41.2	32.25	3.5	11	56	54.41	3	13.7	0.0008	0.33	0.3308	1.66
3Z	apoyo simple sin refuerzo	45	30	3	24	0.35	shore 60	42.19	29.96	3.5	11	56	53.44	3	13.5	0.0008	0.3	0.3008	1.7
4Z	apoyo simple sin refuerzo	50	30	3	24	0.35	shore 60	42.49	35.75	3.5	11	56	52.16	3.13	13	0.0008	0.33	0.3308	1.55
5Z	apoyo simple sin refuerzo	45	30	3	24	0.35	shore 60	47.26	22.33	3.5	11	56	51.47	3	13.1	0.0008	0.23	0.2308	1.91
1D	apoyo simple sin refuerzo	20	25	2	10	0.3	shore 60	11.71	14.27	3.5	11	56	51.96	2.8	14.3	0.0003	0.26	0.2603	0.85
2D	apoyo simple sin refuerzo	25	25	2	10	0.3	shore 60	12.41	19.48	3.5	11	56	51.02	3.1	12.6	0.0003	0.28	0.2803	0.72
3D	apoyo simple sin refuerzo	20	25	2	10	0.3	shore 60	12.61	11.9	3.5	11	56	49.02	2.8	13.1	0.0003	0.22	0.2203	0.92
4D	apoyo simple sin refuerzo	25	25	2	10	0.3	shore 60	12.55	22.41	3.5	11	56	55.94	3.1	13.5	0.0003	0.33	0.3303	0.73
5D	apoyo simple sin refuerzo	20	25	2	10	0.3	shore 60	11.62	10.51	3.5	11	56	44.26	2.8	12.5	0.0003	0.19	0.1903	0.84
1Z	apoyo simple sin refuerzo	20	25	2	10	0.3	shore 60	10.61	16.11	3.5	11	56	53.44	2.8	14.6	0.0003	0.29	0.2903	0.77
2Z	apoyo simple sin refuerzo	25	25	2	10	0.3	shore 60	12.7	21.79	3.5	11	56	55.2	3.1	13.4	0.0003	0.32	0.3203	0.74
3Z	apoyo simple sin refuerzo	20	25	2	10	0.3	shore 60	12.61	10.63	3.5	11	56	46.48	2.8	13	0.0003	0.19	0.1903	0.92
4Z	apoyo simple sin refuerzo	25	25	2	10	0.3	shore 60	12.21	19.63	3.5	11	56	50.94	3.1	12.6	0.0003	0.29	0.2903	0.71
5Z	apoyo simple sin refuerzo	25	25	2	10	0.3	shore 60	12.82	16.01	3.5	11	56	46.13	3.1	11.6	0.0003	0.23	0.2303	0.75

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO (2012)

6.7.2.- DISEÑO DEL REFORZAMIENTO DE LA FISURA MEDIANTE EL EMPLEO DE PLATABANDAS DE FIBRA DE CARBONO EN EL CABEZAL DE LA PILA DEL PUENTE “EL QUILO” UBICADO EN EL KM 17+200 DE LA VÍA PUYO – BAÑOS.

6.7.2.1.- GENERALIDADES SOBRE EL REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS.

Muchas veces un diseño o un proceso de construcción deficiente, la corrosión de la armadura de refuerzo, el cambio de uso de la estructura o un incremento sustancial en las cargas de servicio de la estructura crean la necesidad de proyectar el reforzamiento de la estructura para así poder mantener los niveles de seguridad necesarios.

Históricamente el reforzamiento de estructuras se ha hecho de manera convencional, ya sea agrandando las secciones estructurales o colocando elementos metálicos que ayuden a soportar las cargas. Sin embargo, en la actualidad existen sistemas de reforzamiento mucho más eficientes, basados en nuevos materiales de alta tecnología que presentan un sin número de ventajas frente a los métodos de refuerzos tradicionales.

El sistema de reforzamiento en base a fibras FRP (fiber-reinforcedpolymer) son cada vez más usados por muchos factores entre los que destaca el uso de fibras de carbono que es un polímero diez veces más resistente a la tracción que el acero (35500 kg/cm² vs 4200 kg/cm²) y con un peso mucho menor.³²

Aunque la aplicación en nuestro medio es relativamente reciente, el uso de este sistema de refuerzo no es una novedad en el mundo, se lo ha venido empleando por más de treinta años en la industria aeroespacial, manufacturera de productos de bajo peso y alta resistencia a la tensión, y lógicamente presentando extraordinarias ventajas en el campo de la construcción.

Las ventajas primordiales del uso de platabandas de fibra de carbono radican principalmente en que presentan un peso muy bajo, lo que representa un mínimo incremento en la carga muerta adicional que la estructura tendrá que soportar, la alta durabilidad ya que es anticorrosiva y requiere de bajo mantenimiento, es de rápida instalación, no se necesita mano de obra calificada ni equipos sofisticados con el consiguiente ahorro de dinero y tiempo de espera, debido a su extrema delgadez presenta un mínimo incremento en el espesor de la geometría del elemento y por último gracias a su flexibilidad es adaptable a cualquier forma estructural.

³² “REFORZANDO EDIFICACIONES CON FIBRAS DE CARBONO” FLORES, Luis

6.7.2.2.- CÁLCULO DEL REFUERZO CON FIBRAS DE CARBONO SOBRE EL CABEZAL DE LA PILA DEL PUENTE “EL QUILO”

El proceso de cálculo de las platabandas de fibra de carbono necesarias para el reforzamiento del cabezal estará basado en la “Guía para el diseño y construcción de sistemas FRP adheridos externamente para el reforzamiento de estructuras de concreto” publicado por el comité 440 del ACI en el año 2002.

La fibra seleccionada para este fin es la SIKAWRAP-300C debido a su facilidad de adquisición y permanente presencia en el mercado nacional.

Los datos técnicos de la fibra proporcionados por el fabricante mediante hoja técnica de cuarta edición publicada en Junio del 2012 son los siguientes:

Resistencia a la tensión	3900 MPas (39750 kg/cm²)
Módulo de elasticidad	230000 MPas (2344000 kg/cm²)
Elongación	1.5%
Dirección de la fibra	0° (Unidireccional)
Peso por metro cuadrado	300 gr
Espesor	0.17 mm
Densidad de la fibra	1.8 gr /cm³

6.7.2.3.- HIPÓTESIS PARA EL DISEÑO DE LAS PLATABANDAS DE FIBRA DE CARBONO.

Dentro del diseño de las platabandas de fibra de carbono será necesario considerar que:

- El diagrama esfuerzo- deformación de la fibra de carbono es lineal hasta la ruptura.
- Según lo estipulado en la guía para el diseño de refuerzos externos mediante el empleo de fibras ACI 440.2R-02 en su artículo 10.4.1.1, establece que la deformación máxima de diseño de la fibra deberá estar limitada al 0.4%.
- El comportamiento del refuerzo por fibras de carbono presenta un comportamiento anisotrópico, es decir únicamente absorbe esfuerzos de tensión.
- Se desprecia la capacidad de soportar esfuerzos de corte del hormigón así como también del acero de refuerzo a corte en vista de la imposibilidad de

determinar con relativa precisión su cuantía, por lo que toda la carga de corte será absorbida por el refuerzo de carbono.

6.7.2.4.- DISPOSICIÓN DEL REFUERZO SOBRE EL CABEZAL DE LA PILA.

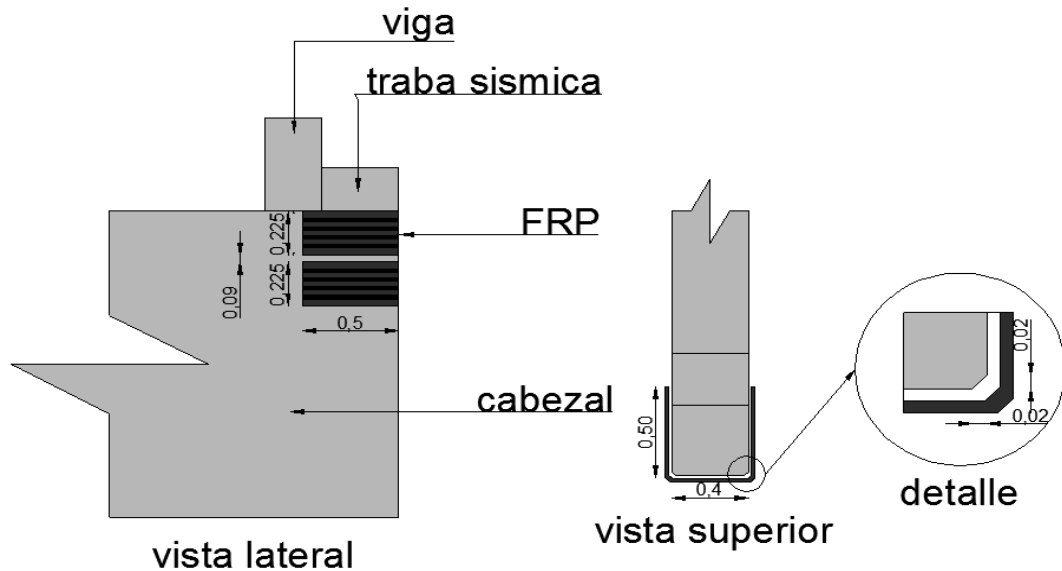


FIGURA 40.- DISPOSICIÓN DE LAS PLATABANDAS DE FIBRA DE CARBONO SOBRE EL CABEZAL.

ELABORADO POR: ALTAMIRANO MARCO (2012)

6.7.2.5.- CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE DISEÑO DEL MATERIAL.

El esfuerzo de diseño último de la fibra estará determinado por lo estipulado en el código ACI 440.2R-02, mediante la ecuación:

$$f_{fu} = CE * f_{fu}^*$$

donde :

f_{fu} = esfuerzo último de diseño de la fibra (MPas)

CE = factor de reducción ambiental (tabla 8.1 ACI440.2R-02)

f_{fu}^* = esfuerzo último de diseño de la fibra especificado por el fabricante. (MPas)

El factor de reducción ambiental viene dado de la siguiente manera:

TABLA 17.- FACTOR DE REDUCCIÓN AMBIENTAL PARA VARIOS SISTEMAS DE REFUERZO CON FIBRAS Y CONDICIONES DE EXPOSICIÓN.

Condiciones de exposición	Tipo de fibra y resina	Factor de reducción ambiental (CE)
Interiores	Carbono / Epóxica	0.95
	Vidrio / Epóxica	0.75
	Aramida / Epóxica	0.85

Exteriores (puentes, pilas y parqueaderos al aire libre)	Carbono / Epóxica	0.85
	Vidrio / Epóxica	0.65
	Aramida / Epóxica	0.75
Ambientes agresivos (plantas químicas y de tratamiento de aguas residuales)	Carbono / Epóxica	0.85
	Vidrio / Epóxica	0.50
	Aramida / Epóxica	0.70

FUENTE: ACI 440.2R-02(2002)

Por lo tanto el esfuerzo de diseño último del refuerzo esta dado por:

$$f_{fu} = CE * f_{fu}^* = 0.85 * (3900MPas) = 3315MPas$$

La deformación última de diseño viene dada por la expresión:

$$\varepsilon_{fu} = CE * \varepsilon_{fu}^*$$

donde :

ε_{fu} = deformación de ruptura de diseño de la fibra (mm/mm)

CE = factor de reducción ambiental (tabla 8.1 ACI440.2R-02)

ε_{fu}^* = deformación última de diseño de la fibra especificado por el fabricante.
(mm/mm)

Por lo tanto se tiene que:

$$\varepsilon_{fu} = CE * \varepsilon_{fu}^* = 0.85 * (0.015mm / mm) = 0.01275mm / mm$$

6.7.2.6.- CÁLCULO DE LA LONGITUD EFECTIVA DE ADHERENCIA.

La guía ACI 440.2R-02 propone la siguiente expresión para el cálculo de la longitud efectiva de adherencia.

$$L_e = \frac{23300}{(n * t_f * E_f)^{0.58}}$$

donde :

L_e = longitud efectiva de adherencia (mm)

n = número de capas de refuerzo

t_f = espesor nominal de una capa de refuerzo (mm)

E_f = módulo de elasticidad de la fibra de refuerzo (MPas)

$$L_e = \frac{23300}{(n * t_f * E_f)^{0.58}} = \frac{23300}{(2 * 0.17mm * 230000MPas)^{0.58}} = 33.83mm$$

6.7.2.7.- CÁLCULO DEL FACTOR DE MODIFICACIÓN APLICADO AL COEFICIENTE DE ADHERENCIA A CORTE EN FUNCIÓN DEL ESFUERZO A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN.

$$K_1 = \left(\frac{f'c}{27} \right)^{\frac{2}{3}}$$

donde :

K_1 = factor de modificación aplicado al coeficiente de adherencia

$f'c$ = esfuerzo a compresión especificado del hormigón (MPas)

$$K_1 = \left(\frac{f'c}{27} \right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{20.58MPas}{27} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.8344$$

6.7.2.8.- CÁLCULO DEL FACTOR DE MODIFICACIÓN APLICADO AL COEFICIENTE DE ADHERENCIA A CORTE EN FUNCIÓN DE LA DISPOSICIÓN DE ENVOLTURA.

La guía ACI 440.2R-02 establece las siguientes expresiones para el cálculo del factor de modificación en función de la disposición de envoltura en la pieza a reforzar.

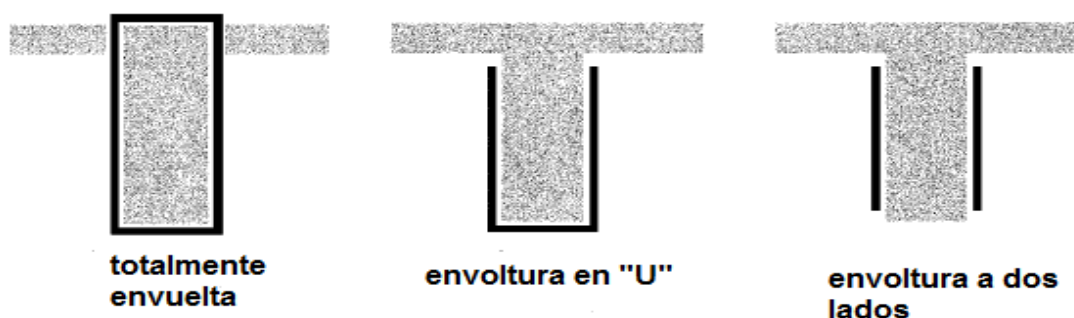


FIGURA. 41.- DISPOSICIÓN DE ENVOLTURAS PARA EL REFUERZO A CORTE.

FUENTE: ACI 440.2R-02(2002)

TABLA 18.- EXPRESIONES DEL FACTOR DE MODIFICACIÓN EN FUNCIÓN DE LA DISPOSICIÓN DE LA ENVOLTURA.

$K_2 = \frac{d_f - L_e}{d_f}$	Para envolturas en U
$K_2 = \frac{d_f - 2L_e}{d_f}$	Para adherencia en dos lados.

FUENTE: ACI 440.2R-02.(2002)

donde :

K_2 = factor de modificación aplicado al coeficiente de adherencia en función de la disposición de la envoltura de la pieza a reforzar.

d_f = profundidad de la fibra para el refuerzo a corte (mm)

L_e = longitud efectiva de adherencia (mm)

Como se muestra en la figura 39 la disposición de la envoltura para el refuerzo elegida es en forma de “U”, por lo que se utilizará la siguiente expresión:

$$K_2 = \frac{d_f - L_e}{d_f} = \frac{500mm - 33.83mm}{500mm} = 0.9323$$

6.7.2.9.- CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE ADHERENCIA PARA ESFUERZOS DE CORTE.

El coeficiente de adherencia para esfuerzos de corte se lo calculará con la siguiente expresión tabulada en la guía ACI440.2R-02.

$$K_v = \frac{K_1 * K_2 * L_e}{11900 * \varepsilon_{fu}}$$

donde :

K_v = coeficiente de adherencia para esfuerzos de corte

K_1 = factor de modificación aplicado al coeficiente de adherencia

K_2 = factor de modificación aplicado al coeficiente de adherencia en función de la disposición de la envoltura de la pieza a reforzar.

L_e = longitud efectiva de adherencia (mm)

ε_{fu} = deformación de ruptura de diseño de la fibra (mm/mm)

Por lo tanto se tiene que:

$$K_v = \frac{K_1 * K_2 * L_e}{11900 * \varepsilon_{fu}} = \frac{0.8337 * 0.9323 * 33.83mm}{11900 * 0.01275mm/mm} = 0.1735$$

El valor del coeficiente de adherencia debe ser menor o igual a 0.75 por lo que se debe verificar que:

$$K_v \leq 0.75$$

Por lo tanto $0.1735 \leq 0.75$ Ok.

6.7.2.10.- CÁLCULO DE LA DEFORMACIÓN EFECTIVA DE LA FIBRA.

La deformación efectiva de la fibra se lo calculará mediante la expresión:

$$\varepsilon_{fe} = K_v * \varepsilon_{fu}$$

donde :

ε_{fe} = deformación efectiva de la fibra de refuerzo. Nivel de esfuerzo relacionado con la falla de la sección. (mm/mm)

K_v = coeficiente de adherencia para esfuerzos de corte

ε_{fu} = deformación de ruptura de diseño de la fibra (mm/mm)

Por lo tanto se tiene que:

$$\varepsilon_{fe} = K_v * \varepsilon_{fu} = 0.1735 * 0.01275 \text{ mm/mm} = 0.002601912 \text{ mm/mm}$$

Como se estableció en las hipótesis de diseño la deformación efectiva de la fibra no podrá superar el valor de 0.004 por lo que se verifica lo siguiente:

$$\varepsilon_{fe} \leq 0.004 \quad 0.002601912 \leq 0.004 \quad \text{Ok.}$$

6.7.2.11.- CÁLCULO DEL ÁREA A CORTE DE LA FIBRA.

El área a corte de la fibra puede ser calculada mediante la expresión:

$$A_{fv} = 2n * t_f * w_f$$

donde :

A_{fv} = área del refuerzo a corte de la fibra con espaciamientos (mm²)

t_f = espesor nominal de una capa de refuerzo (mm)

n = número de capas de refuerzo

w_f = ancho de la capa de refuerzo (mm)

$$A_{fv} = 2n * t_f * w_f = 2 * 2 * 0.17 \text{ mm} * 225 \text{ mm} = 153 \text{ mm}^2$$

6.7.2.12.- CÁLCULO DEL ESFUERZO EFECTIVO DE LA FIBRA.

El esfuerzo efectivo de la fibra puede ser calculado mediante la ley de Hooke con la expresión:

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} * E_f$$

donde :

f_{fe} = esfuerzo efectivo de la fibra (MPas)

ε_{fe} = deformación efectiva de la fibra de refuerzo. Nivel de esfuerzo relacionado con la falla de la sección. (mm/mm)

E_f = módulo de elasticidad de la fibra de refuerzo (MPas)

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} * E_f = 0.002601912 \text{ mm/mm} * 230000 \text{ MPas} = 598.44 \text{ MPas}$$

6.7.2.13.- CÁLCULO DE LA CONTRIBUCIÓN DE LAS FIBRAS DE REFUERZO A LA FUERZA DE CORTE.

La contribución que la fibra de refuerzo soportará de la fuerza cortante será calculada mediante la expresión:

$$V_f = \frac{A_{fv} * f_{fe} (\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha) d_f}{s_f}$$

donde :

v_f = fuerza nominal de corte provista por la fibra (N)

ε_{fe} = deformación efectiva de la fibra de refuerzo. Nivel de esfuerzo relacionado con la falla de la sección. (mm/mm)

E_f = modulo de elasticidad de la fibra de refuerzo (MPas)

$$V_f = \frac{A_{fv} * f_{fe} (\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha) d_f}{s_f}$$

$$v_f = \frac{153 \text{ mm}^2 * 598.44 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} (\text{sen}(0^\circ) + \text{cos}(0^\circ)) 500 \text{ mm}}{315 \text{ mm}} = 145335.43 \text{ N} \cong 14.83 \text{ ton}$$

6.7.2.14.- CÁLCULO DE LA FUERZA CORTANTE TOTAL.

La guía ACI 440.2R-02 proporciona la ecuación de cálculo de la fuerza total de corte absorbida por las fibras de refuerzo mediante la expresión:

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s + \phi_f V_f)$$

donde :

ϕ = factor de reducción de fuerza a corte

V_n = fuerza nominal de corte (N)

V_c = fuerza nominal de corte del concreto (N)

V_s = fuerza nominal de corte de los estribos de acero (N)

ϕ_f = factor de reducción adicional de fuerza de la fibra (tabla 10.1 ACI 440.2R-02)

V_f = fuerza nominal de corte provista por la fibra (N)

Como se mencionó en la hipótesis de diseño se asumirá que toda la fuerza de corte producida sobre el cabezal será absorbida por las fibras de refuerzo por lo que la expresión tabulada anteriormente queda de la siguiente manera:

$$\phi V_n = \phi(\phi_f V_f)$$

donde :

ϕV_n = fuerza de corte total (N)

ϕ = factor de reducción a corte

ϕ_f = factor de reducción adicional para el refuerzo a corte con FRP

V_f = fuerza nominal de corte provista por la fibra (N)

TABLA 19.- FACTORES RECOMENDADOS DE REDUCCIÓN ADICIONAL PARA EL REFUERZO A CORTE CON FIBRAS.

$\phi_f = 0.95$	Elemento completamente envuelto
$\phi_f = 0.85$	Elementos envueltos en forma de "U"

Fuente: ACI 440.2R-02(2002)

Por lo tanto se tiene que:

$$\phi V_n = \phi(\phi_f V_f) = 0.85(0.85 * 145335.43N) = 105004.85N \cong 10.71ton$$

6.7.2.15.- VERIFICACIÓN DEL REFUERZO.

De la misma manera la guía ACI 440.2R-02 exige la verificación del refuerzo mediante la expresión:

$$\phi V_n \geq V_u$$

donde :

ϕV_n = fuerza de corte total (N)

V_u = fuerza de corte última (N)

La fuerza de corte última V_u fue determinada en base al análisis estructural del puente en mención.

$10.71ton \geq 10ton$ Por lo tanto se da por aceptado el diseño de las fibras y su disposición en la pieza de concreto a reforzar.

MATERIAL DE REFERENCIA.

1. - BIBLIOGRÁFICAS.

- **AASHTO-LRFD** “ Bridge Design Specifications ” Third Edition (2005)
- **AASHTO** “ Manual for Condition Evaluation of Bridges ” (1996)
- **ALVARADO, Cesar** “Análisis y Diseño de puentes según la AASHTO-LRFD con aplicación del SAP2000” Instituto de la construcción y gerencia (ICG), Fondo Editorial ICG, Primera Edición, Perú (2008)
- **AMERICAN CONCRETE INSTITUTE** “Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario” (2008)
- **AMERICAN CONCRETE INSTITUTE** “Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures” (2002)
- **BELMONTE, Hugo** “Puentes” Bolivia (1990)
- **DICCIONARIO ENCICLOPÉDICO UNIVERSAL** “Aula”
- **HERRERA, Luis – MEDINA, Arnaldo – NARANJO, Galo** “Tutoría de la investigación científica” Editorial Corona, Cuarta edición (2004)
- **NILSON, Arthur** “Diseño de estructuras de concreto ”, McGrawHill (1999)
- **MORAN , Mario** “ Estructuras y Cargas para puentes ” Universidad Católica del Ecuador –Seminario Ingeniería de Puentes (2000)
- **ROMO, Marcelo** “Temas de Hormigón Armado” Escuela Politécnica del Ejército (2008)
- **RYALL, Mike** “ Bridge Management ” First Edition, Butterworth-Heinemann (2001)
- **SPIEGEL, Leonard – LIMBURNER, George** “ Reinforced Concrete Design” , Prentice-Hall Editions , New Jersey (1980)
- **TONIAS, Demetrios – ZHAO,Jim** “Bridge Engineering” Second Edition McGraw-Hill (1994)
- **TORRES, Manolo Ing.** “ Protecciones para el puente sobre el río Quilo Cantón mera, Provincia de Pastaza (2011)
- **VEN TE CHOW, Ph.D** “Open-Channel hydraulics” International Student Edition, McGraw-Hill Kogakusha (1959)

2. - PUBLICACIONES PERIÓDICAS.

- **BARLEK, José** “Assessment and Retrofitting on bridges” Instituto de Estructuras Universidad Nacional de Tucuman.
- **CASTELLANOS , MC** “Validación de la Norma AASHTO-LRFD en puentes de hormigón armado” Universidad Privada Boliviana
- **ECUADOR,** Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología INAMHI – Anuarios meteorológicos.

- **ECUADOR**, Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología INAMHI – Estudio de lluvias intensas (1999)
- **ECUADOR** , Ministerio de Obras Públicas y Transporte (MOPT)- Estadísticas
- **FACULTAD DE INGENIERIA U.B.A** “Apoyos Elastoméricos” , Departamento de Construcciones y estructuras
- **Gómez, Consuelo – Oller, Sergio – Barbat Alex** “Evaluación del daño sísmico en puentes de hormigón armado”, Revista Internacional de Métodos Numéricos para Calculo y Diseño en Ingeniería, Vol. 18 (2002)
- **GOMES, María – SOBRINO, Juan**“Criterios de diseño para el refuerzo de estructuras con materiales compuestos con fibras de carbón-casos prácticos”, Universidad de los Andes- Facultad de Ingeniería
- **HERNÁNDEZ , Aneuris**“Introducción al concepto de CSI Bridge – Análisis y diseño de puentes”, Servicios de Ingeniería estructural de alto nivel(2011)
- **INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO Y SUS APLICACIONES (EICA)** “Puentes de hormigón” Fichas Técnicas
- **JAUREGUI, David** “Una resana de ensayos de carga no destructivos usados para la evaluación de puentes ” Revista Internacional de desastres naturales, accidentes e infraestructura civil
- **MENDOZA, Víctor** “Guía línea de influencia, modelación puentes SAP 2000 V10”
- **MINNESOTA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION OFFICE OF BRIDGES ANDSTRUCTURES**“Bridge Inspection Copliance Review” (2008)
- **MYINT,M** “ Why the AASHTO Load and Resistance Factor Design Specifications ”
- **QUEZDOU, Ben** “Effective bond length of externally bonded FRP sheets” Fourth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (2008)
- **QUEZDOU, Ben – BELARBI ,Abdeldjelil – SANG WOOK, Bae**“Effective bond length of FRP sheets externally bonded to concrete” International Journal of Concrete Structures and Materials Vol.3(2009)
- **PERÚ**, Ministerio de Transportes y Comunicaciones“ Manual de hidrología, hidráulica y drenaje”
- **PERÚ**, Ministerio de Transportes y Comunicaciones- Dirección General de Caminos y Ferrocarriles “ Guía para la Inspección de Puentes” (2006)
- **RODRÍGUEZ,Carlos – BAQUERIZO, Eduardo**“ Diseño de la vía Duran – Tambo KM6 – Puerto pesquero Delia” (2006)
- **SANCHEZ, Víctor PhD** “ Vulnerabilidad de los puentes ” Instituto de Investigación FIC.UNI
- **SIKA WRAP 300C** “Tejido de fibra de carbono para reforzamiento estructural” Hoja técnica (2012)

- **THOMAS K. SaadPE**, “Introduction to LRFD (Loads and Loads Distribution)”, Federal Highway Administration Chicago ,IL

3.- TESIS.

- **ALLAUCA, José**, TESIS “Simulación de puentes mediante el software SAP2000 y calificación de materiales y soldaduras” Tesis de Ingeniero Mecánico, Escuela Superior Politécnica de Chimborazo, Facultad de Mecánica, Escuela de Ingeniería Mecánica (2009)
- **CASTELLANOS, Raúl**, TESIS “Propuesta de un modelo para la evaluación de los puentes metálicos” Tesis de Máster en Carreteras y Puentes, Universidad de Oriente, Facultad de Construcciones (2009)
- **CORREA, Edwin**, TESIS “Análisis de los elementos elastoméricos utilizados en aisladores y neoprenos” Tesis de Ingeniero Civil, Escuela Politécnica del Ejército, Carrera de Ingeniería Civil (2011)
- **DURÁN, Sandra – QUIHPE, Cristina** , TESIS “Reparación de puentes de hormigón colapsados, mediante la instalación de sistemas estructurales de acero” Tesis de Ingeniero Mecánico, Escuela Politécnica Nacional, Escuela de Ingeniería (2009)
- **GONZÁLEZ, Anabel- GUZMÁN, María**, TESIS “ Consideraciones de diseño en la infraestructura de puentes carreteros ” Tesis de Ingeniero Civil, Universidad de Oriente, Escuela de Ingeniería y Ciencias Aplicadas, Departamento de Ingeniería Civil(2008)
- **MEJÍA , Andrea**, TESIS “ El método de cálculo de un puente de hormigón armado de losa sobre vigas de 20 metros de longitud y su incidencia en el tiempo y eficiencia de cálculo ” Tesis de Ingeniero Civil, Universidad Técnica de Ambato, Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Carrera de Ingeniería Civil(2011)
- **OÑA, Jaime - PAUCAR, José**, TESIS “ Evaluación del estado actual de la superestructura del puente sobre el río Blanco, ubicado en la vía Quito-La Independencia KM 164 y consideraciones para el mantenimiento para HCPP” Tesis de Ingeniero Mecánico, Escuela Politécnica del Ejército, Facultad de Ingeniería Mecánica (2008)
- **PAREDES, Víctor Hugo**, TESIS “ Sistema de administración de puentes para la Provincia de Tungurahua” Tesis de Máster en Vías Terrestres, Universidad Técnica de Ambato, Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica (2003)
- **PARTH, Athawale**, TESIS “ Analysis of factors affecting effective bond length for fiber reinforced polymer composite laminate externally bonded to concrete substrate” Tesis de Máster en Ingeniería Civil, Texas Tech University, (2012)
- **PICAZO , Álvaro**, TESIS “ Estudio experimental del comportamiento a esfuerzo cortante de vigas de hormigón reforzadas con fibras de carbono”

Tesis de Máster en técnicas y sistemas de edificación, Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica (2010)

- **RODRIGUEZ, Juan – VENEGAS, Felipe**, TESIS “ Diseño y simulación de un puente de 60 metros de luz y 12 metros de ancho para una capacidad de carga de 90 toneladas” Tesis de Ingeniero Mecánico, Universidad Politécnica Salesiana, Facultad de Ingenierías, Carrera de Ingeniería Mecánica (2011)
- **SANTANA, Rodrigo**, TESIS “ Mantención de puentes de hormigón armado y mixto” Tesis de Ingeniero Constructor, Universidad Austral de Chile, Facultad de Ciencias de la Ingeniería, Escuela de Construcción Civil (2006)
- **VALENZUELA, Matías** , TESIS “ Refuerzo de puentes existentes por cambio de esquema estático – Aplicación al puente San Luis en Chile” Tesis de Máster en Ingeniería Estructural y de la Construcción, Universidad Politécnica de Catalunya, Departamento de Ingeniería de la Construcción, (2010)

4.- DIRECCIONES DE INTERNET

- www.arqhys.com
- www.construaprende.com
- www.construmatica.com

ANEXOS

ANEXO 1.

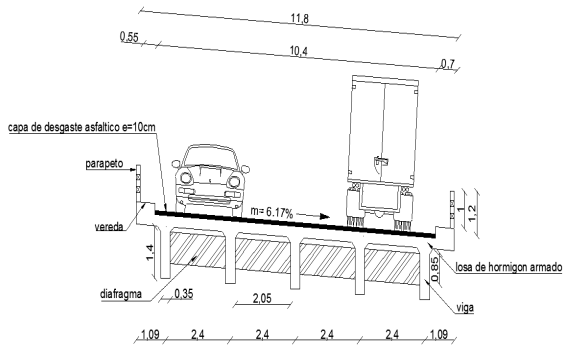
REPORTE DE INSPECCIÓN.

1. IDENTIFICACIÓN Y UBICACIÓN.		
Nombre puente: El Quilo	Datum : WGS 84	
Tipo puente: Losa sobre vigas de hormigón armado	Tramo: Puyo 17+200 Baños	
Sobre : Río Quilo Grande	Dpto. Político: Cantón Mera	
Altitud (msnm): 1125	Dpto. Vial: E30	
Latitud (utm): 9839889 N	Provincia: Pastaza	
Longitud (utm): 17/ 818006 E	Poblado más cercano: Mera	
Ruta: Baños - Puyo	Kilometraje: 5+300 Km	
2. DATOS GENERALES.		
Puente sobre: Río "El Quilo Grande"	Nombre: Puente "El Quilo"	
Longitud total (m): 34	Número de vías de tránsito: 2	
Ancho de calzada (m): 10.40	Sobrecarga de diseño (ton/m) : 0.95	
Ancho de vereda (m) : 0.70	Número de proyecto:	
Altura libre superior (m): 10.80	Año de construcción: 1995 - 1996	
altura libre inferior (m) : 8.40	Ultima insp. (dd/mm/aa):	
Tipo de servicio: Vehicular y peatonal	Ultima trab. (dd/mm/aa): 15/05/2011	
Tráfico (veh/día) : 2757	% camiones y buses: 10.24	
Año: 2012	Alineamiento entrada: N33°09'44"E	
Condiciones ambientales: Húmedas	Alineamiento salida: N87° 24' 30"W	
3. TRAMOS.		
Número tramos: 2	Long.tramo 1(m): 24	Long.tramo 2(m): 10
Luz principal (m): 24	Long.tramo 3(m):	Long.tramo 4(m):
Long.total (m): 34		
<u>TRAMO 1 (PRINCIPAL)</u>		<u>TRAMO 2</u>
Categoría/tipo :Losa sobre vigas		Categoría/tipo : Losa sobre vigas
Características secundarias: Tablero curvo peraltado		Características secundarias: Tablero curvo peraltado
Condición borde: Simplemente apoyado		Condición borde: Simplemente apoyado
Material predominante: Hormigón armado		Material predominante: Hormigón armado
4. TABLERO DE RODADURA.		
<u>LOSA</u>		<u>VIGAS</u>
Material: Hormigón armado		Tipo : Simplemente apoyadas
Espesor (m): 0.30		N° de vigas: 5
Superficie de desgaste: Asfalto		Material: Hormigón armado
espesor de capa de desgaste (m) : 0.10		Forma: "T"
		Peralte (m): 1.40
		Separación entre ejes (m): 2.40
5. SUBESTRUCTURA.		
<u>ESTRIBO IZQUIERDO</u>		<u>ESTRIBO DERECHO</u>
Tipo: Pórtico inclinado		Tipo : Pórtico inclinado
Material: Hormigón armado		Material: Hormigón armado
Cimentación/tipo: Zapata corrida		Cimentación/tipo: Zapata corrida
Cimentación/material: Hormigón armado		Cimentación/material: Hormigón armado

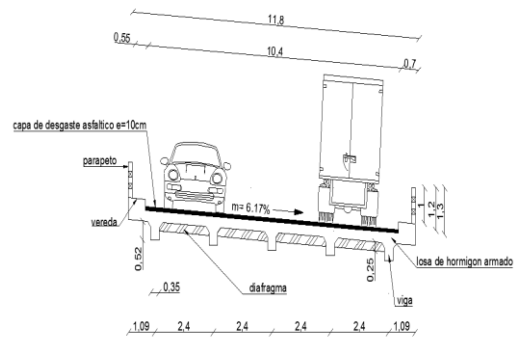
6. PILARES.		
<u>PILAR 1</u>	<u>PILAR 2</u>	<u>PILAR 3</u>
Tipo : Pórtico inclinado	Tipo ::	Tipo ::
Material: Hormigón Armado	Material:	Material:
Ciment/Tipo: Zapata corrida	Ciment/tipo:	Ciment/tipo:
Ciment/mat: Hormigón armado	Ciment/mat:	Ciment/mat:
7. MACIZOS / CÁMARAS DE ANCLAJE.		
<u>IZQUIERDO</u>	<u>DERECHO</u>	
Tipo :	Tipo :	
Material :	Material :	
Ciment/tipo:	Ciment/tipo:	
Ciment/mat:	Ciment/mat:	
8. DETALLES.		
<u>BARANDAS</u>	<u>VEREDAS Y SARDINELES</u>	
Tipo: Parapeto	Ancho vereda (m): 0.70	
Material: Hormigón armado	Altura sardinel (m): 0.20	
	Material : Hormigón armado	
<u>APOYO 1</u>	<u>APOYO 2</u>	<u>APOYO 3</u>
Tipo:	Tipo:	Tipo:
Material:	Material:	Material:
Ubicación:	Ubicación:	Ubicación:
Número:	Número:	Número:
<u>JUNTAS DE EXPANSIÓN</u>	<u>DRENAJE DE CALZADA</u>	
Tipo: Junta de Construcción	Tipo: Drenaje superficial	
Material: Sellante Plástico	Material: Tubos PVC	
9. ACCESOS.		
<u>ACCESO IZQUIERDO</u>	<u>ACCESO DERECHO</u>	
Long. Transición (m): 65.80	Long. Transición (m): 22.80	
Alineamiento: N33°09'44"E	Alineamiento: N87°24'30"W	
Ancho de calzada (m): 10.40	Ancho de calzada (m): 10.40	
Ancho total de bermas (m): 0	Ancho total de bermas (m): 0	
Visibilidad: Regular	Visibilidad: Regular	
10. SEGURIDAD VIAL.		
<u>ACCESO IZQUIERDO</u>	<u>ACCESO DERECHO</u>	
Señal informativa: Si	Señal informativa: Si	
Señal preventiva : Si	Señal preventiva : Si	
Señal reglamentaria : Si	Señal reglamentaria : Si	
Señal horizontal : Si	Señal horizontal : Si	

11. SOBRECARGA.					
Carga de diseño(ton/m) : 0.95			Carga máx. Actual: 40 ton.		
Sobresfuerzo :			Señalización de carga:Si		
12. RUTA ALTERNA.					
Tipo otras rutas: Puente paralelo losa sobre vigas de hormigón armado simplemente apoyado					
VADO			PUENTE PARALELO		
Distancia del puente (km):			Posibilidad de construir: Buena		
Periodo de funcionamiento (meses):			Longitud total (m): 15.70		
Profundidad aguas mínimas (m):			Subestructura: Macizo		
Naturaleza del suelo:			Tipo: Cajón		
Variante existente:					
Necesidad de construirlo:					
13. CONDICIÓN DEL SECTOR DE LA CARRETERA					
Condición de la carretera: Muy buena, asfaltada, con presencia de cunetas y señalización vertical. Existe presencia de explotación de material pétreo en los alrededores lo que incide en gran número de material suelto.					
14. SUELO DE CIMENTACIÓN.					
	ESTRIBO IZQ.	ESTRIBO DER.	PILAR 1	PILAR 2	PILAR 3
Material:	MH	MH	MH		
Comentarios: Según estudio contratado por el MTOP con su dirección Provincial Pastaza y ejecutado por el Ing. Manolo Torres en Abril del 2011 se establece que el suelo de cimentación es limo arenoso de alta compresibilidad, dando así una capacidad de carga de aproximadamente 40 ton/m2.					
15. NIVELES DE AGUA.					
Aguas máximas (msnm): 1121.73			Periodo aguas máx.: De Abril a Junio		
Aguas mínimas (msnm): 1120.83			Periodo estiaje: Agosto y Septiembre		
Aguas extraordinarias (msnm): 1121.83			Galibo de aguas máx. (m): 8.30		
Galibo determinado (m): 8.40					
Galibo obtenido del plano (m):					
16. CAPACIDAD HIDRÁULICA DEL PUENTE.					
Longitud aceptable : Si			Longitud requerida (m):		
Altura aceptable: Si			Altura adicional requerida (m):		
Necesidad de encauzamiento: No			Longitud encauzamiento (m):		
Socavación del cauce: No			Profundidad de socavación (m):		

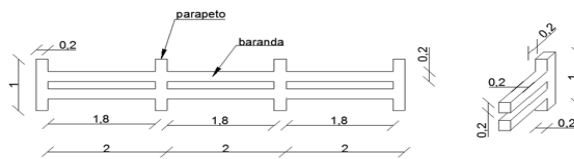
17. CROQUIS



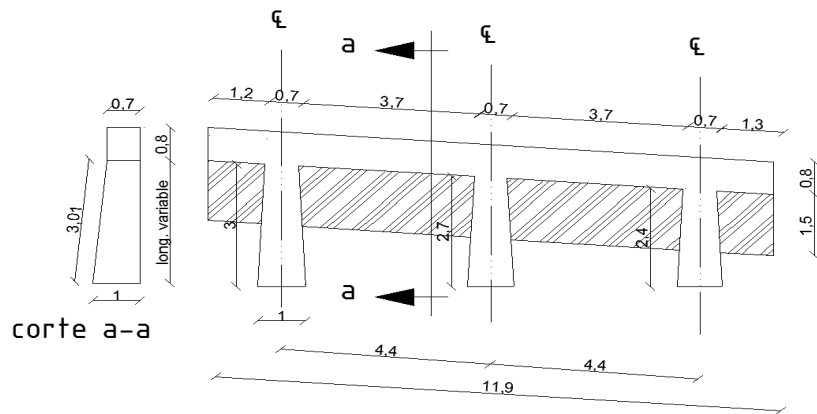
Sección transversal del puente sobre los estribos



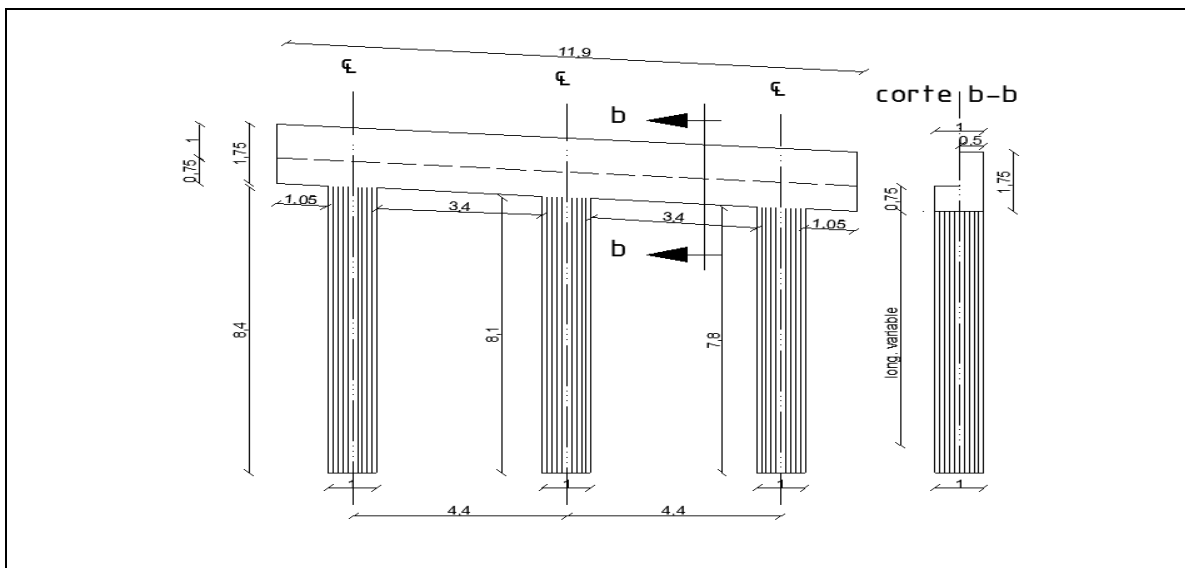
Sección transversal del acceso al puente



Parapetos y barandas del puente



Estribos laterales del puente



Pila central del puente

18. COMENTARIOS, OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES.

Se detecta algunas deficiencias en el proceso constructivo del puente, esto ha generado cierta degradación del hormigón, observándose una serie de hormigueros y avisperos en las cavidades presentes en el material.

Fecha de inspección : / / Inspector : Firma:

Fecha de supervisión: / / Supervisor: Firma:

ANEXO 2.
CONDICIÓN GLOBAL DEL PUENTE.

Nombre puente: El Quilo Tipo puente: Losa sobre vigas de hormigón armado Provincia: Pastaza Tramo: Puyo 17+200 Baños Página 1 de 1	Año de construcción : 1995 - 1996 Sobrecarga: Longitud total (m): 34.00 Ancho de calzada (m): 10.40
------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------

CONDICIÓN DE LOS ELEMENTOS INSPECCIONADOS										
NRO	DESCRIPCIÓN	METRADO	UND	Calificación						OBSERVACIONES
				0	1	2	3	4	5	
104	Losa de concreto armado (refuerzo. transversal)	34	M	X						
108	Vigas principales de concreto armado	34	M			X				
109	Vigas secundarias de concreto armado	34	M	X						
117	Columnas de concreto armado					X				
137	Elevación cuerpo del estribo de concreto armado	11	M				X			
145	Zapata de concreto armado para estribos				X					
153	Capa de asfalto	353.6	M2	X						
156	Vereda de concreto	23.8	M2	X						
170	Juntas de expansión	10.4	M			X				
174	Parapeto de concreto armado	34	M	X						
175	Guardavías	5	M		X					
176	Márgenes del río	30	M		X					
177	Lecho del río	14	M	X						
178	Enrocado	20	M	X						
179	Muros de concreto armado	18	M	X						
182	Señalización			X						
COMENTARIOS:									Calificación	
									MUY BUENO: 0	
									BUENO :1	
									REGULAR :2	
									MALO :3	
									MUYMALO:4	
									PÉSIMO :5	

FECHA DE INSPECCIÓN : / /		FIRMA:
INSPECTOR:		

ANEXO 3.
PANEL FOTOGRÁFICO.

Nombre puente: El Quilo Tipo puente: Losa sobre vigas de hormigón armado Provincia: Pastaza Tramo: Puyo 17+200 Baños Página 1 de 1	Año de construcción : 1995 -1996 Longitud total (m) : 34.00 Ancho de calzada (m) : 10.4
------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------

LISTA DE FOTOGRAFÍAS		
N° FOTO	FECHA	DESCRIPCIÓN
1		Presencia de hormigueros en el hormigón
2		Registro de humedad en el cabezal de la pila central
3		Diafragmas
4		Trabas sísmicas
5		Pérdida de recubrimientos
6		Disposición del tablero con relación a las vigas
7		Desagües de agua lluvia
8		Panorámica puente antiguo
9		Inclinación de los estribo margen derecha
10		Inclinación estribo margen izquierda
11		Fisura en el cabezal de la pila central
12		Presencia de vegetación en la junta de construcción
13		Apoyo actual entre la superestructura y la infraestructura en el estribo margen izq.
14		Apoyo actual entre la superestructura y la infraestructura en la pila central
15		Panorámica del puente
16		Señalización , parapetos y barandas
17		Hundimiento de la calzada lado izquierdo sentido Baños - Puyo
18		Presencia de vegetación estribo margen derecha
19		Contrafuerte estribo margen derecha
20		Muro y material de protección contra la socavación en la pila central
21		Estribo margen izquierdo
22		Presencia de vegetación entre la superestructura y la infraestructura estribo izquierdo
23		Señalización vertical de acceso al puente
24		Panorámica aguas abajo del sitio de implantación del puente
COMENTARIOS:		
FECHA DE INSPECCIÓN : / /		
INSPECTOR:		FIRMA:

FOTON° 1



FOTON° 2



FOTON° 3



FOTON° 4



FOTON° 5



FOTON° 6



FOTON° 7



FOTON° 8



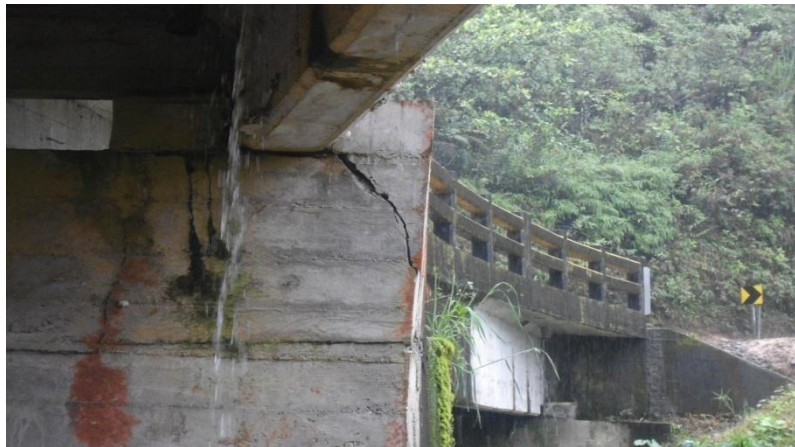
FOTON° 9



FOTON° 10



FOTON° 11



FOTON° 12



FOTON° 13



FOTON° 14



FOTON° 15



FOTON° 16



FOTON° 17



FOTON° 18



FOTON° 19



FOTON° 20



FOTON° 21



FOTON° 22



FOTON° 23



FOTON° 24









ANEXO 4.

OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES DE LA INSPECCIÓN.

Nombre puente: El Quilo Tipo puente: Losa sobre vigas de hormigón armado Provincia: Pastaza Tramo: Puyo 17+200 Baños Página 1 de 1	Año de construcción : 1995 - 1996 Longitud total (m) : 34.00 Ancho de calzada (m) : 10.40
------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------

OBSERVACIONES	RECOMENDACIONES
ACCIONES NORMATIVAS	
Se verifica la inexistencia de aparatos de apoyo entre la superestructura y la infraestructura	Se recomienda el diseño de apoyos que permitan disipar las fuerzas presentes entre elementos estructurales en contacto
ACCIONES PREVENTIVAS	
Existencia de suciedad y escombros en los estribos y pila central lo que está fomentando el crecimiento de vegetación	Se realice un desbroce de la vegetación existente en los elementos estructurales, para posteriormente realizar un pulido del hormigón a fin de eliminar toda cavidad existente en el mismo
ACCIONES EJECUTIVAS	
COMENTARIOS:	
FECHA DE INSPECCIÓN : / /	FIRMA:
INSPECTOR:	

ANEXO 5.
FORMULARIO DE CONTEO VEHICULAR.

CARRETERA :		SENTIDO:		LIVIANOS : Vehiculos con dos ejes y cuatro llantas															
TRAMO :		FECHA :		BUSES : Vehiculos con dos ejes y cuatro llantas posteriores															
REALIZO :		HOJA :		CAMIONES Y TRAILERS : Vehiculos acoplados con mas de 3 ejes															
HORA	LIVIANOS											BUSES	CAMIONES Y TRAILERS					DESCRIPCION VEHICULAR	
													C-2-PC	C-2-G	C3	C4	C5	C6	VEHICULO
																			C-2-P
																			C-2-G
																			C-3
																			C-4
																			C-5
																			C-6

ANEXO 6.
ESTUDIO DE TRÁFICO.

UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO										
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECANICA										
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL										
INVENTARIO DE TRAFICO DE LA VIA PUYO - BANOS										
UBICACION : CANTON MERA - PROVINCIA DE PASTAZA										
FECHA :SABADO 14 DE JULIO DEL 2012					SENTIDO : BANOS - PUYO					
HORA	LIVIANOS	BUSES	PESADOS						TOTAL	TOTAL ACUMULADO
			C-2-P	C-2-G	C-3	C-4	C-5	C-6		
7h00 - 7h15	4	2	2	2	0	0	0	0	10	
7h15 - 7h30	12	0	0	2	1	0	0	1	16	
7h30 - 7h45	18	2	0	0	1	0	0	0	21	
7h45 - 8h00	9	2	0	0	0	0	1	0	12	59
8h00 - 8h15	16	1	1	1	0	0	1	0	20	69
8h15 - 8h30	7	2	1	2	0	0	0	0	12	65
8h30 - 8h45	25	1	1	0	1	0	0	0	28	72
8h45 - 9h00	15	3	2	0	0	0	0	1	21	81
9h00 - 9h15	17	3	1	1	0	0	0	0	22	83
9h15 - 9h30	12	0	3	1	0	0	1	0	17	88
9h30 - 9h45	20	2	3	0	2	0	0	0	27	87
9h45 - 10h00	30	2	0	0	0	0	0	0	32	98
10h00 - 10h15	30	0	0	1	0	0	0	0	31	107
10h15 - 10h30	24	0	2	1	0	0	0	0	27	117
10h30 - 10h45	26	1	3	1	1	0	0	2	34	124
10h45 - 11h00	31	1	0	1	0	0	0	0	33	125
11h00 - 11h15	25	1	3	0	0	0	0	0	29	123
11h15 - 11h30	32	1	1	1	0	0	0	0	35	131
11h30 - 11h45	21	1	1	1	0	0	0	0	24	121
11h45 - 12h00	35	1	0	0	2	0	0	0	38	126
12h00 - 12h15	20	3	2	0	0	0	0	0	25	122
12h15 - 12h30	24	0	0	0	0	0	1	0	25	112
12h30 - 12h45	21	1	0	0	0	0	0	0	22	110
12h45 - 13h00	25	3	0	0	0	0	0	0	28	100
13h00 - 13h15	32	0	4	2	1	0	0	0	39	114
13h15 - 13h30	50	2	1	0	0	0	0	0	53	142
13h30 - 13h45	29	3	1	2	0	0	0	0	35	155
13h45 - 14h00	40	0	1	5	0	0	0	0	46	173
14h00 - 14h15	40	2	1	2	0	0	0	0	45	179
14h15 - 14h30	52	1	5	3	0	0	0	0	61	187
14h30 - 14h45	45	1	1	2	0	0	0	1	50	202
14h45 - 15h00	49	2	3	0	0	0	0	0	54	210
15h00 - 15h15	30	1	2	0	0	0	0	0	33	198
15h15 - 15h30	30	1	3	0	0	0	1	0	35	172
15h30 - 15h45	35	3	2	5	0	0	0	0	45	167
15h45 - 16h00	35	0	4	0	0	0	0	0	39	152
16h00 - 16h15	45	2	3	2	0	0	0	0	52	171
16h15 - 16h30	28	2	3	1	0	0	0	0	34	170
16h30 - 16h45	21	2	1	1	0	0	0	0	25	150
16h45 - 17h00	25	0	0	4	0	0	0	0	29	140
17h00 - 17h15	40	0	0	0	0	0	1	0	41	129
17h15 - 17h30	42	3	0	0	0	0	0	0	45	140
17h30 - 17h45	42	3	2	0	0	0	0	0	47	162
17h45 - 18h00	25	3	0	1	0	0	0	0	29	162
18h00 - 18h15	35	3	2	1	0	0	0	0	41	162
18h15 - 18h30	25	0	1	0	0	0	0	0	26	143
18h30 - 18h45	28	0	1	1	1	0	0	0	31	127
18h45 - 19h00	38	4	0	1	0	0	0	0	43	141
TOTAL	1360	71	67	48	10	0	6	5	1567	5968

UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO										
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECANICA										
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL										
INVENTARIO DE TRAFICO DE LA VIA PUYO - BANOS										
UBICACION : CANTON MERA - PROVINCIA DE PASTAZA										
FECHA :SABADO 14 DE JULIO DEL 2012						SENTIDO : PUYO-BANOS				
HORA	LIVIANOS	BUSES	PESADOS						TOTAL	TOTAL ACUMULAD
			C-2-P	C-2-G	C-3	C-4	C-5	C-6		
7h00 - 7h15	12	3	3	2	3	0	1	0	24	
7h15 - 7h30	16	1	1	2	1	0	0	0	21	
7h30 - 7h45	17	2	2	0	0	0	0	1	22	
7h45 - 8h00	15	2	2	0	3	0	0	0	22	89
8h00 - 8h15	11	1	0	0	0	0	2	0	14	79
8h15 - 8h30	7	3	0	0	1	0	0	0	11	69
8h30 - 8h45	15	1	1	3	0	0	0	0	20	67
8h45 - 9h00	4	1	1	1	2	0	0	0	9	54
9h00 - 9h15	20	1	1	1	0	0	1	0	24	64
9h15 - 9h30	25	2	2	1	2	0	0	0	32	85
9h30 - 9h45	20	1	2	1	1	0	0	1	26	91
9h45 - 10h00	10	2	2	2	0	0	1	0	17	99
10h00 - 10h15	25	1	1	1	2	0	0	0	30	105
10h15 - 10h30	35	1	1	1	1	0	0	0	39	112
10h30 - 10h45	26	0	0	0	0	0	0	0	26	112
10h45 - 11h00	26	0	0	0	0	0	0	1	27	122
11h00 - 11h15	22	1	1	1	0	0	0	0	25	117
11h15 - 11h30	27	1	0	2	0	0	1	0	31	109
11h30 - 11h45	30	2	1	1	0	0	0	0	34	117
11h45 - 12h00	35	2	1	1	0	0	0	0	39	129
12h00 - 12h15	22	4	0	0	0	0	0	0	26	130
12h15 - 12h30	31	3	0	4	1	0	0	0	39	138
12h30 - 12h45	14	2	4	1	0	0	0	2	23	127
12h45 - 13h00	35	0	0	0	2	0	0	2	39	127
13h00 - 13h15	25	0	5	0	0	0	0	0	30	131
13h15 - 13h30	23	2	0	5	0	0	0	0	30	122
13h30 - 13h45	23	1	1	1	1	0	0	0	27	126
13h45 - 14h00	31	1	1	2	0	0	0	0	35	122
14h00 - 14h15	36	1	0	2	1	0	0	0	40	132
14h15 - 14h30	32	1	0	1	0	0	0	1	35	137
14h30 - 14h45	51	2	3	0	1	0	0	0	57	167
14h45 - 15h00	42	1	0	1	0	0	0	0	44	176
15h00 - 15h15	43	1	1	2	0	0	0	0	47	183
15h15 - 15h30	38	1	0	0	1	0	0	0	40	188
15h30 - 15h45	50	1	0	1	0	0	0	0	52	183
15h45 - 16h00	61	1	2	3	0	0	0	1	68	207
16h00 - 16h15	65	1	0	3	2	0	0	0	71	231
16h15 - 16h30	55	1	0	0	0	0	0	0	56	247
16h30 - 16h45	51	5	0	1	1	0	0	0	58	253
16h45 - 17h00	41	3	0	1	0	0	1	0	46	231
17h00 - 17h15	60	2	2	4	2	0	0	0	70	230
17h15 - 17h30	80	6	2	0	0	0	0	0	88	262
17h30 - 17h45	63	2	0	1	0	0	0	1	67	271
17h45 - 18h00	62	1	1	0	0	0	0	0	64	289
18h00 - 18h15	39	4	0	1	0	0	1	0	45	264
18h15 - 18h30	42	1	1	1	0	0	0	0	45	221
18h30 - 18h45	49	3	1	0	0	0	0	0	53	207
18h45 - 19h00	54	1	1	0	0	0	0	1	57	200
TOTAL	1616	80	47	55	28	0	8	11	1845	6922

UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO										
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECANICA										
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL										
INVENTARIO DE TRAFICO DE LA VIA PUYO - BANOS										
UBICACION : CANTON MERA - PROVINCIA DE PASTAZA										
FECHA :SABADO 14 DE JULIO DEL 2012					SENTIDO : ACUMULADO					
HORA	LIVIANOS	BUSES	PESADOS						TOTAL	TOTAL ACUMULADO
			C-2-P	C-2-G	C-3	C-4	C-5	C-6		
7h00 - 7h15	16	5	5	4	3	0	1	0	34	
7h15 - 7h30	28	1	1	4	2	0	0	1	37	
7h30 - 7h45	35	4	2	0	1	0	0	1	43	
7h45 - 8h00	24	4	2	0	3	0	1	0	34	148
8h00 - 8h15	27	2	1	1	0	0	3	0	34	148
8h15 - 8h30	14	5	1	2	1	0	0	0	23	134
8h30 - 8h45	40	2	2	3	1	0	0	0	48	139
8h45 - 9h00	19	4	3	1	2	0	0	1	30	135
9h00 - 9h15	37	4	2	2	0	0	1	0	46	147
9h15 - 9h30	37	2	5	2	2	0	1	0	49	173
9h30 - 9h45	40	3	5	1	3	0	0	1	53	178
9h45 - 10h00	40	4	2	2	0	0	1	0	49	197
10h00 - 10h15	55	1	1	2	2	0	0	0	61	212
10h15 - 10h30	59	1	3	2	1	0	0	0	66	229
10h30 - 10h45	52	1	3	1	1	0	0	2	60	236
10h45 - 11h00	57	1	0	1	0	0	0	1	60	247
11h00 - 11h15	47	2	4	1	0	0	0	0	54	240
11h15 - 11h30	59	2	1	3	0	0	1	0	66	240
11h30 - 11h45	51	3	2	2	0	0	0	0	58	238
11h45 - 12h00	70	3	1	1	2	0	0	0	77	255
12h00 - 12h15	42	7	2	0	0	0	0	0	51	252
12h15 - 12h30	55	3	0	4	1	0	1	0	64	250
12h30 - 12h45	35	3	4	1	0	0	0	2	45	237
12h45 - 13h00	60	3	0	0	2	0	0	2	67	227
13h00 - 13h15	57	0	9	2	1	0	0	0	69	245
13h15 - 13h30	73	4	1	5	0	0	0	0	83	264
13h30 - 13h45	52	4	2	3	1	0	0	0	62	281
13h45 - 14h00	71	1	2	7	0	0	0	0	81	295
14h00 - 14h15	76	3	1	4	1	0	0	0	85	311
14h15 - 14h30	84	2	5	4	0	0	0	1	96	324
14h30 - 14h45	96	3	4	2	1	0	0	1	107	369
14h45 - 15h00	91	3	3	1	0	0	0	0	98	386
15h00 - 15h15	73	2	3	2	0	0	0	0	80	381
15h15 - 15h30	68	2	3	0	1	0	1	0	75	360
15h30 - 15h45	85	4	2	6	0	0	0	0	97	350
15h45 - 16h00	96	1	6	3	0	0	0	1	107	359
16h00 - 16h15	110	3	3	5	2	0	0	0	123	402
16h15 - 16h30	83	3	3	1	0	0	0	0	90	417
16h30 - 16h45	72	7	1	2	1	0	0	0	83	403
16h45 - 17h00	66	3	0	5	0	0	1	0	75	371
17h00 - 17h15	100	2	2	4	2	0	1	0	111	359
17h15 - 17h30	122	9	2	0	0	0	0	0	133	402
17h30 - 17h45	105	5	2	1	0	0	0	1	114	433
17h45 - 18h00	87	4	1	1	0	0	0	0	93	451
18h00 - 18h15	74	7	2	2	0	0	1	0	86	426
18h15 - 18h30	67	1	2	1	0	0	0	0	71	364
18h30 - 18h45	77	3	2	1	1	0	0	0	84	334
18h45 - 19h00	92	5	1	1	0	0	0	1	100	341
TOTAL	2976	151	114	103	38	0	14	16	3412	12890

UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO										
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECANICA										
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL										
INVENTARIO DE TRAFICO DE LA VIA PUYO - BANOS										
UBICACION : CANTON MERA - PROVINCIA DE PASTAZA										
FECHA :DOMINGO 15 DE JULIO DEL 2012					SENTIDO : BANOS - PUYO					
HORA	LIVIANOS	BUSES	PESADOS						TOTAL	TOTAL ACUMULADO
			C-2-P	C-2-G	C-3	C-4	C-5	C-6		
7h00 - 7h15	9	2	2	2	0	0	0	0	15	
7h15 - 7h30	16	1	1	1	0	0	0	0	19	
7h30 - 7h45	21	1	1	0	0	0	0	0	23	
7h45 - 8h00	11	1	0	2	0	0	0	0	14	71
8h00 - 8h15	24	1	1	0	0	0	0	1	27	83
8h15 - 8h30	11	2	0	1	0	0	0	0	14	78
8h30 - 8h45	30	2	2	0	1	0	0	0	35	90
8h45 - 9h00	22	2	3	0	0	0	0	0	27	103
9h00 - 9h15	28	3	2	2	1	0	0	1	37	113
9h15 - 9h30	15	0	2	2	0	0	0	0	19	118
9h30 - 9h45	20	2	3	0	0	0	0	0	25	108
9h45 - 10h00	30	4	0	0	0	0	0	1	35	116
10h00 - 10h15	30	0	0	1	0	0	0	0	31	110
10h15 - 10h30	28	2	1	3	1	0	0	1	36	127
10h30 - 10h45	30	1	1	1	0	0	1	0	34	136
10h45 - 11h00	29	1	0	1	0	0	0	0	31	132
11h00 - 11h15	24	1	2	2	0	0	0	0	29	130
11h15 - 11h30	44	2	1	1	0	0	0	0	48	142
11h30 - 11h45	22	1	1	1	0	0	0	0	25	133
11h45 - 12h00	37	1	0	0	0	0	1	0	39	141
12h00 - 12h15	25	4	1	0	1	0	0	0	31	143
12h15 - 12h30	31	0	0	0	0	0	0	0	31	126
12h30 - 12h45	21	1	0	0	0	0	0	0	22	123
12h45 - 13h00	25	3	0	3	0	0	0	0	31	115
13h00 - 13h15	46	0	6	2	0	0	0	3	57	141
13h15 - 13h30	63	3	1	9	1	0	0	0	77	187
13h30 - 13h45	36	3	1	2	0	0	0	0	42	207
13h45 - 14h00	41	0	1	3	2	0	0	0	47	223
14h00 - 14h15	47	3	1	3	0	0	0	0	54	220
14h15 - 14h30	52	1	3	3	0	0	0	0	59	202
14h30 - 14h45	34	1	1	2	0	0	0	0	38	198
14h45 - 15h00	49	3	2	0	0	0	0	0	54	205
15h00 - 15h15	39	1	2	0	0	0	0	0	42	193
15h15 - 15h30	36	1	4	2	1	0	0	0	44	178
15h30 - 15h45	38	3	2	0	0	0	0	0	43	183
15h45 - 16h00	33	0	4	2	0	0	0	0	39	168
16h00 - 16h15	45	2	2	1	1	0	0	0	51	177
16h15 - 16h30	31	3	3	1	0	0	0	0	38	171
16h30 - 16h45	22	2	2	2	1	0	0	0	29	157
16h45 - 17h00	23	0	0	0	0	0	0	0	23	141
17h00 - 17h15	47	2	4	4	0	0	0	0	57	147
17h15 - 17h30	37	4	4	2	0	0	0	0	47	156
17h30 - 17h45	40	3	2	1	0	0	0	1	47	174
17h45 - 18h00	15	2	0	1	0	0	0	0	18	169
18h00 - 18h15	42	2	5	3	0	0	0	0	52	164
18h15 - 18h30	32	0	1	3	1	0	0	0	37	154
18h30 - 18h45	32	0	2	2	0	0	0	0	36	143
18h45 - 19h00	41	5	1	1	0	0	0	0	48	173
TOTAL	1504	82	78	72	11	0	2	8	1757	6669

UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO										
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECANICA										
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL										
INVENTARIO DE TRAFICO DE LA VIA PUYO - BANOS										
UBICACION : CANTON MERA - PROVINCIA DE PASTAZA										
FECHA :DOMINGO 15 DE JULIO DEL 2012						SENTIDO : PUYO - BANOS				
HORA	LIVIANOS	BUSES	PESADOS						TOTAL	TOTAL ACUMULAD
			C-2-P	C-2-G	C-3	C-4	C-5	C-6		
7h00 - 7h15	11	2	2	3	1	0	0	0	19	
7h15 - 7h30	14	2	2	3	0	0	0	0	21	
7h30 - 7h45	18	2	1	2	0	0	0	0	23	
7h45 - 8h00	19	2	1	2	1	0	0	0	25	88
8h00 - 8h15	12	2	2	3	0	0	0	1	20	89
8h15 - 8h30	9	1	0	1	0	0	0	1	12	80
8h30 - 8h45	12	1	1	2	1	0	0	0	17	74
8h45 - 9h00	8	1	1	0	1	0	0	0	11	60
9h00 - 9h15	16	1	1	0	0	0	0	0	18	58
9h15 - 9h30	27	0	0	1	1	0	0	0	29	75
9h30 - 9h45	28	1	0	1	1	0	0	0	31	89
9h45 - 10h00	4	0	0	0	0	0	0	0	4	82
10h00 - 10h15	39	2	1	3	1	0	0	0	46	110
10h15 - 10h30	30	2	1	3	0	0	0	0	36	117
10h30 - 10h45	24	1	2	1	1	0	1	0	30	116
10h45 - 11h00	31	2	3	2	2	0	0	0	40	152
11h00 - 11h15	22	1	1	2	0	0	0	0	26	132
11h15 - 11h30	29	1	1	3	0	0	0	0	34	130
11h30 - 11h45	25	2	1	0	0	0	0	0	28	128
11h45 - 12h00	28	2	1	1	0	0	0	0	32	120
12h00 - 12h15	33	3	1	2	0	0	1	0	40	134
12h15 - 12h30	28	3	0	3	2	0	0	0	36	136
12h30 - 12h45	15	1	0	1	0	0	0	2	19	127
12h45 - 13h00	32	0	0	0	0	0	0	2	34	129
13h00 - 13h15	29	1	0	2	0	0	0	0	32	121
13h15 - 13h30	27	4	0	6	0	0	0	0	37	122
13h30 - 13h45	25	1	1	0	0	0	0	0	27	130
13h45 - 14h00	27	1	2	2	0	0	0	0	32	128
14h00 - 14h15	40	1	0	2	0	0	0	0	43	139
14h15 - 14h30	37	1	0	1	0	0	0	0	39	141
14h30 - 14h45	65	3	2	1	0	0	0	0	71	185
14h45 - 15h00	46	1	0	1	0	0	0	0	48	201
15h00 - 15h15	55	1	1	3	0	0	0	0	60	218
15h15 - 15h30	42	1	1	1	0	0	0	0	45	224
15h30 - 15h45	51	3	0	1	0	0	0	0	55	208
15h45 - 16h00	57	3	4	4	0	0	0	0	68	228
16h00 - 16h15	71	1	1	4	1	0	1	0	79	247
16h15 - 16h30	55	1	0	0	0	0	0	0	56	258
16h30 - 16h45	67	7	4	2	0	0	0	0	80	283
16h45 - 17h00	61	3	1	2	0	0	0	0	67	282
17h00 - 17h15	90	2	3	3	1	0	0	0	99	302
17h15 - 17h30	77	2	3	0	0	0	0	0	82	328
17h30 - 17h45	81	2	1	2	0	0	0	0	86	334
17h45 - 18h00	65	1	1	0	0	0	0	0	67	334
18h00 - 18h15	47	3	1	2	0	0	2	0	55	290
18h15 - 18h30	55	1	2	2	1	0	0	0	61	269
18h30 - 18h45	48	3	1	2	0	0	0	0	54	237
18h45 - 19h00	43	2	4	0	0	0	0	0	49	219
TOTAL	1775	84	56	82	15	0	5	6	2023	7654

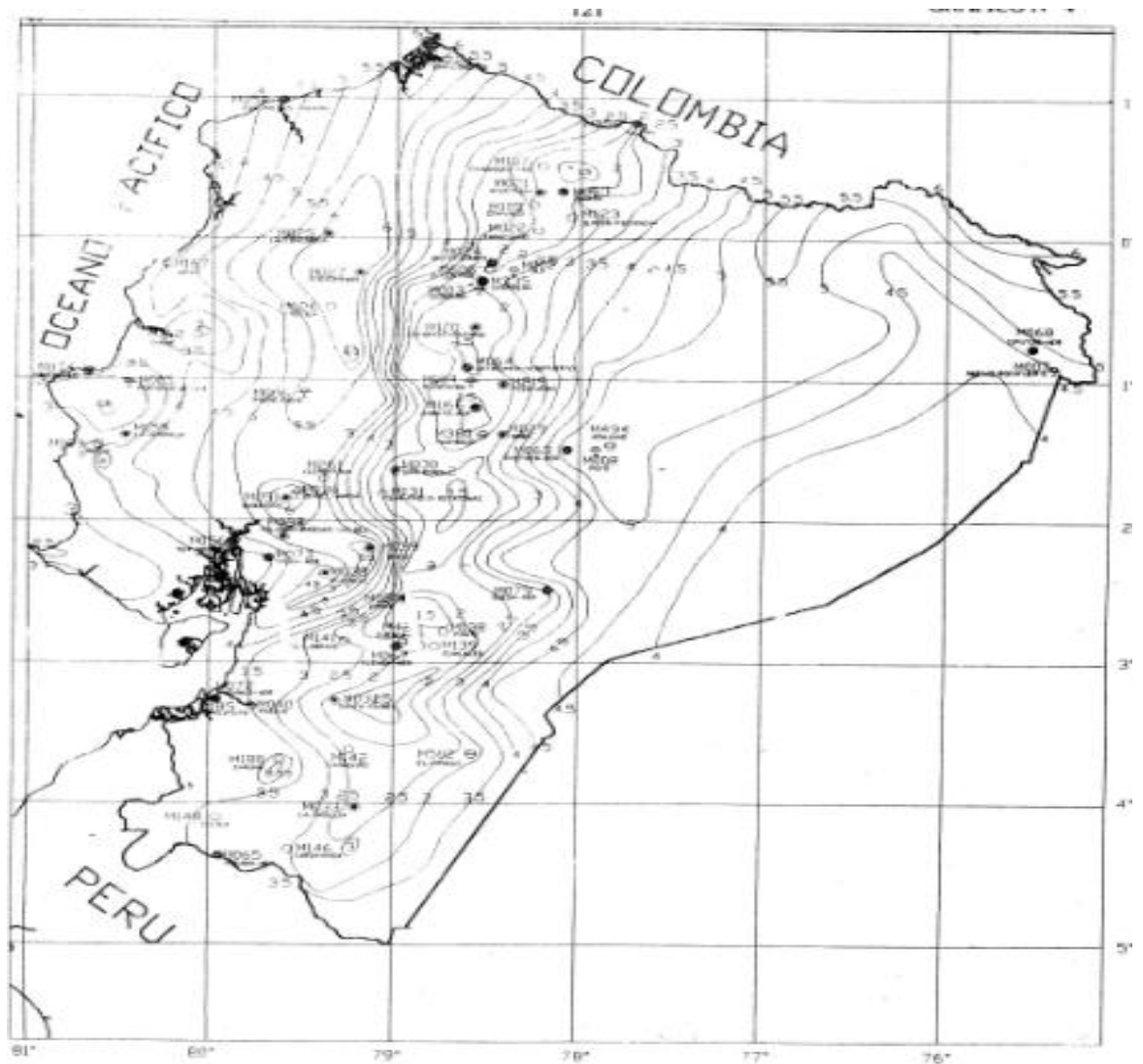
UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO										
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECANICA										
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL										
INVENTARIO DE TRAFICO DE LA VIA PUYO - BANOS										
UBICACION : CANTON MERA - PROVINCIA DE PASTAZA										
FECHA :DOMINGO 15 DE JULIO DEL 2012						SENTIDO : ACUMULADO				
HORA	LIVIANOS	BUSES	PESADOS						TOTAL	TOTAL ACUMULAD
			C-2-P	C-2-G	C-3	C-4	C-5	C-6		
7h00 - 7h15	20	4	4	5	1	0	0	0	34	
7h15 - 7h30	30	3	3	4	0	0	0	0	40	
7h30 - 7h45	39	3	2	2	0	0	0	0	46	
7h45 - 8h00	30	3	1	4	1	0	0	0	39	159
8h00 - 8h15	36	3	3	3	0	0	0	2	47	172
8h15 - 8h30	20	3	0	2	0	0	0	1	26	158
8h30 - 8h45	42	3	3	2	2	0	0	0	52	164
8h45 - 9h00	30	3	4	0	1	0	0	0	38	163
9h00 - 9h15	44	4	3	2	1	0	0	1	55	171
9h15 - 9h30	42	0	2	3	1	0	0	0	48	193
9h30 - 9h45	48	3	3	1	1	0	0	0	56	197
9h45 - 10h00	34	4	0	0	0	0	0	1	39	198
10h00 - 10h15	69	2	1	4	1	0	0	0	77	220
10h15 - 10h30	58	4	2	6	1	0	0	1	72	244
10h30 - 10h45	54	2	3	2	1	0	2	0	64	252
10h45 - 11h00	60	3	3	3	2	0	0	0	71	284
11h00 - 11h15	46	2	3	4	0	0	0	0	55	262
11h15 - 11h30	73	3	2	4	0	0	0	0	82	272
11h30 - 11h45	47	3	2	1	0	0	0	0	53	261
11h45 - 12h00	65	3	1	1	0	0	1	0	71	261
12h00 - 12h15	58	7	2	2	1	0	1	0	71	277
12h15 - 12h30	59	3	0	3	2	0	0	0	67	262
12h30 - 12h45	36	2	0	1	0	0	0	2	41	250
12h45 - 13h00	57	3	0	3	0	0	0	2	65	244
13h00 - 13h15	75	1	6	4	0	0	0	3	89	262
13h15 - 13h30	90	7	1	15	1	0	0	0	114	309
13h30 - 13h45	61	4	2	2	0	0	0	0	69	337
13h45 - 14h00	68	1	3	5	2	0	0	0	79	351
14h00 - 14h15	87	4	1	5	0	0	0	0	97	359
14h15 - 14h30	89	2	3	4	0	0	0	0	98	343
14h30 - 14h45	99	4	3	3	0	0	0	0	109	383
14h45 - 15h00	95	4	2	1	0	0	0	0	102	406
15h00 - 15h15	94	2	3	3	0	0	0	0	102	411
15h15 - 15h30	78	2	5	3	1	0	0	0	89	402
15h30 - 15h45	89	6	2	1	0	0	0	0	98	391
15h45 - 16h00	90	3	8	6	0	0	0	0	107	396
16h00 - 16h15	116	3	3	5	2	0	1	0	130	424
16h15 - 16h30	86	4	3	1	0	0	0	0	94	429
16h30 - 16h45	89	9	6	4	1	0	0	0	109	440
16h45 - 17h00	84	3	1	2	0	0	0	0	90	423
17h00 - 17h15	137	4	7	7	1	0	0	0	156	449
17h15 - 17h30	114	6	7	2	0	0	0	0	129	484
17h30 - 17h45	121	5	3	3	0	0	0	1	133	508
17h45 - 18h00	80	3	1	1	0	0	0	0	85	503
18h00 - 18h15	89	5	6	5	0	0	2	0	107	454
18h15 - 18h30	87	1	3	5	2	0	0	0	98	423
18h30 - 18h45	80	3	3	4	0	0	0	0	90	380
18h45 - 19h00	84	7	5	1	0	0	0	0	97	392
TOTAL	3279	166	134	154	26	0	7	14	3780	14323

UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO										
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECANICA										
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL										
INVENTARIO DE TRAFICO DE LA VIA PUYO - BANOS										
UBICACION : CANTON MERA - PROVINCIA DE PASTAZA										
FECHA : LUNES 16 DE JULIO DEL 2012					SENTIDO : BANOS - PUYO					
HORA	LIVIANOS	BUSES	PESADOS						TOTAL	TOTAL ACUMULAD
			C-2-P	C-2-G	C-3	C-4	C-5	C-6		
7h00 - 7h15	6	1	1	1	0	0	0	0	9	
7h15 - 7h30	10	0	0	2	1	0	0	0	13	
7h30 - 7h45	16	1	0	1	0	0	1	0	19	
7h45 - 8h00	7	1	1	1	1	0	0	1	12	53
8h00 - 8h15	14	0	0	0	1	0	0	0	15	59
8h15 - 8h30	7	1	1	1	0	0	0	0	10	56
8h30 - 8h45	15	0	2	1	1	0	0	0	19	56
8h45 - 9h00	16	1	1	1	1	0	0	0	20	64
9h00 - 9h15	19	1	0	1	0	0	1	0	22	71
9h15 - 9h30	10	1	0	0	0	0	0	0	11	72
9h30 - 9h45	16	1	1	0	0	0	0	1	19	72
9h45 - 10h00	18	1	0	2	0	0	0	0	21	73
10h00 - 10h15	29	2	0	1	1	0	0	0	33	84
10h15 - 10h30	20	1	1	0	0	0	0	0	22	95
10h30 - 10h45	27	0	2	1	0	0	0	0	30	106
10h45 - 11h00	30	1	0	3	0	0	0	2	36	121
11h00 - 11h15	20	0	1	2	0	0	0	0	23	111
11h15 - 11h30	19	1	0	1	0	0	0	0	21	110
11h30 - 11h45	15	0	2	0	0	0	0	0	17	97
11h45 - 12h00	30	0	0	0	1	0	0	0	31	92
12h00 - 12h15	15	1	1	1	0	0	0	0	18	87
12h15 - 12h30	30	1	0	1	0	0	0	0	32	98
12h30 - 12h45	15	0	0	1	0	0	0	0	16	97
12h45 - 13h00	20	1	1	1	2	0	0	1	26	92
13h00 - 13h15	35	0	2	1	0	0	0	1	39	113
13h15 - 13h30	40	1	0	3	0	0	0	0	44	125
13h30 - 13h45	25	1	0	1	1	0	1	0	29	138
13h45 - 14h00	29	1	1	0	0	0	0	0	31	143
14h00 - 14h15	39	1	1	0	0	0	0	0	41	145
14h15 - 14h30	48	0	2	1	1	0	0	0	52	153
14h30 - 14h45	32	0	3	1	0	0	0	0	36	160
14h45 - 15h00	48	1	1	1	1	0	0	1	53	182
15h00 - 15h15	25	0	0	1	0	0	1	0	27	168
15h15 - 15h30	23	0	2	3	0	0	0	0	28	144
15h30 - 15h45	33	1	2	1	0	0	0	0	37	145
15h45 - 16h00	30	0	1	1	1	0	0	0	33	125
16h00 - 16h15	40	1	3	0	0	0	0	1	45	143
16h15 - 16h30	30	1	0	1	0	0	0	0	32	147
16h30 - 16h45	24	1	1	2	0	0	1	0	29	139
16h45 - 17h00	20	0	3	1	0	0	0	0	24	130
17h00 - 17h15	45	1	0	1	1	0	0	0	48	133
17h15 - 17h30	47	1	2	1	0	0	0	1	52	153
17h30 - 17h45	39	1	1	2	2	0	0	0	45	169
17h45 - 18h00	19	2	0	1	0	0	0	0	22	167
18h00 - 18h15	40	1	1	0	0	0	0	0	42	161
18h15 - 18h30	30	1	3	2	0	0	0	0	36	145
18h30 - 18h45	35	1	1	1	0	0	0	0	38	138
18h45 - 19h00	40	1	2	1	0	0	0	0	44	160
TOTAL	1240	35	47	50	16	0	5	9	1402	5292

UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO										
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECANICA										
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL										
INVENTARIO DE TRAFICO DE LA VIA PUYO - BANOS										
UBICACION : CANTON MERA - PROVINCIA DE PASTAZA										
FECHA : LUNES 16 DE JULIO DEL 2012						SENTIDO : PUYO-BANOS				
HORA	LIVIANOS	BUSES	PESADOS						TOTAL	TOTAL ACUMULAD
			C-2-P	C-2-G	C-3	C-4	C-5	C-6		
7h00 - 7h15	10	1	1	1	0	0	0	0	13	
7h15 - 7h30	13	1	1	0	0	0	0	2	17	
7h30 - 7h45	15	1	2	0	0	0	1	0	19	
7h45 - 8h00	14	1	1	2	1	0	0	0	19	68
8h00 - 8h15	11	2	0	1	1	0	0	0	15	70
8h15 - 8h30	10	1	3	1	0	0	0	0	15	68
8h30 - 8h45	9	1	1	0	0	0	0	0	11	60
8h45 - 9h00	6	0	0	0	0	0	0	2	8	49
9h00 - 9h15	17	1	1	3	0	0	0	0	22	56
9h15 - 9h30	20	1	2	0	1	0	1	0	25	66
9h30 - 9h45	25	0	1	2	0	0	0	0	28	83
9h45 - 10h00	14	1	1	1	0	0	0	0	17	92
10h00 - 10h15	19	1	0	1	1	0	0	0	22	92
10h15 - 10h30	20	2	0	0	0	0	0	0	22	89
10h30 - 10h45	22	0	0	0	1	0	0	0	23	84
10h45 - 11h00	29	0	2	1	0	0	0	0	32	99
11h00 - 11h15	15	1	1	0	1	0	1	0	19	96
11h15 - 11h30	20	1	0	0	0	0	0	0	21	95
11h30 - 11h45	17	1	0	1	2	0	0	0	21	93
11h45 - 12h00	12	0	1	2	0	0	0	0	15	76
12h00 - 12h15	15	2	1	0	0	0	0	0	18	75
12h15 - 12h30	30	1	2	0	0	0	0	0	33	87
12h30 - 12h45	11	1	1	3	0	0	0	0	16	82
12h45 - 13h00	10	0	1	1	0	0	0	0	12	79
13h00 - 13h15	22	0	2	0	1	0	0	0	25	86
13h15 - 13h30	19	1	0	0	0	0	0	2	22	75
13h30 - 13h45	17	1	0	2	1	0	0	0	21	80
13h45 - 14h00	33	1	0	0	1	0	0	0	35	103
14h00 - 14h15	28	1	2	1	0	0	0	0	32	110
14h15 - 14h30	35	0	1	0	1	0	0	0	37	125
14h30 - 14h45	40	1	3	1	1	0	1	0	47	151
14h45 - 15h00	45	0	0	0	0	0	0	0	45	161
15h00 - 15h15	47	0	1	1	0	0	0	0	49	178
15h15 - 15h30	29	2	1	1	0	0	0	0	33	174
15h30 - 15h45	47	1	1	0	0	0	0	0	49	176
15h45 - 16h00	56	2	1	2	0	0	0	0	61	192
16h00 - 16h15	66	1	2	1	0	0	2	0	72	215
16h15 - 16h30	48	0	0	0	1	0	0	0	49	231
16h30 - 16h45	50	2	1	0	0	0	0	2	55	237
16h45 - 17h00	57	2	1	1	2	0	0	0	63	239
17h00 - 17h15	39	1	1	2	0	0	0	0	43	210
17h15 - 17h30	68	3	1	0	0	0	0	0	72	233
17h30 - 17h45	70	1	2	0	0	0	0	0	73	251
17h45 - 18h00	29	0	1	3	2	0	0	1	36	224
18h00 - 18h15	33	2	3	0	0	0	1	1	40	221
18h15 - 18h30	49	1	0	0	0	0	0	0	50	199
18h30 - 18h45	50	2	1	0	1	0	0	0	54	180
18h45 - 19h00	27	2	1	1	0	0	0	0	31	175
TOTAL	1388	48	49	36	19	0	7	10	1557	5885

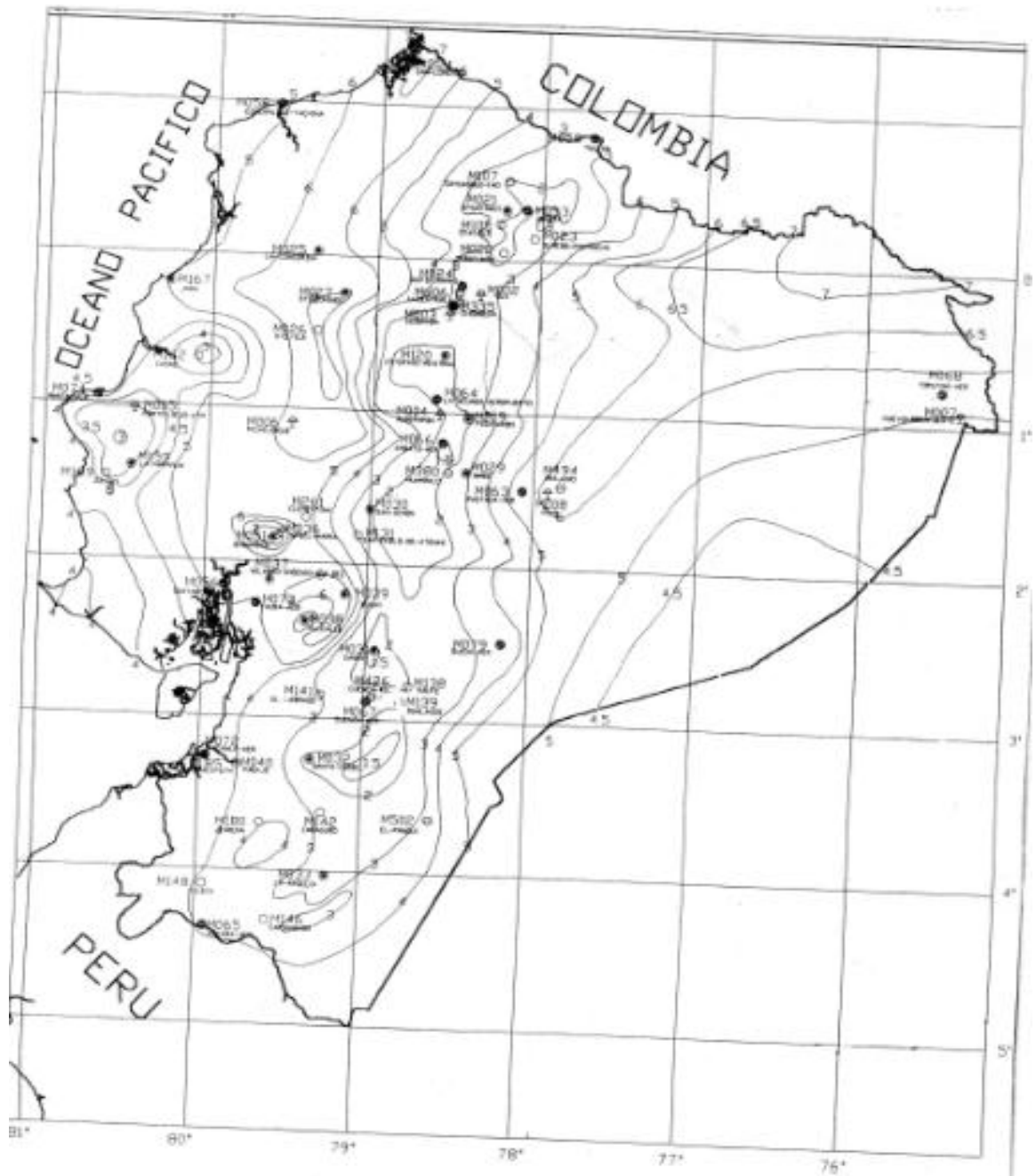
UNIVERSIDAD TECNICA DE AMBATO										
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y MECANICA										
CARRERA DE INGENIERIA CIVIL										
INVENTARIO DE TRAFICO DE LA VIA PUYO - BANOS										
UBICACION : CANTON MERA - PROVINCIA DE PASTAZA										
FECHA : LUNES 16 DE JULIO DEL 2012					SENTIDO : ACUMULADO					
HORA	LIVIANOS	BUSES	PESADOS						TOTAL	TOTAL ACUMULAD
			C-2-P	C-2-G	C-3	C-4	C-5	C-6		
7h00 - 7h15	16	2	2	2	0	0	0	0	22	
7h15 - 7h30	23	1	1	2	1	0	0	2	30	
7h30 - 7h45	31	2	2	1	0	0	2	0	38	
7h45 - 8h00	21	2	2	3	2	0	0	1	31	121
8h00 - 8h15	25	2	0	1	2	0	0	0	30	129
8h15 - 8h30	17	2	4	2	0	0	0	0	25	124
8h30 - 8h45	24	1	3	1	1	0	0	0	30	116
8h45 - 9h00	22	1	1	1	1	0	0	2	28	113
9h00 - 9h15	36	2	1	4	0	0	1	0	44	127
9h15 - 9h30	30	2	2	0	1	0	1	0	36	138
9h30 - 9h45	41	1	2	2	0	0	0	1	47	155
9h45 - 10h00	32	2	1	3	0	0	0	0	38	165
10h00 - 10h15	48	3	0	2	2	0	0	0	55	176
10h15 - 10h30	40	3	1	0	0	0	0	0	44	184
10h30 - 10h45	49	0	2	1	1	0	0	0	53	190
10h45 - 11h00	59	1	2	4	0	0	0	2	68	220
11h00 - 11h15	35	1	2	2	1	0	1	0	42	207
11h15 - 11h30	39	2	0	1	0	0	0	0	42	205
11h30 - 11h45	32	1	2	1	2	0	0	0	38	190
11h45 - 12h00	42	0	1	2	1	0	0	0	46	168
12h00 - 12h15	30	3	2	1	0	0	0	0	36	162
12h15 - 12h30	60	2	2	1	0	0	0	0	65	185
12h30 - 12h45	26	1	1	4	0	0	0	0	32	179
12h45 - 13h00	30	1	2	2	2	0	0	1	38	171
13h00 - 13h15	57	0	4	1	1	0	0	1	64	199
13h15 - 13h30	59	2	0	3	0	0	0	2	66	200
13h30 - 13h45	42	2	0	3	2	0	1	0	50	218
13h45 - 14h00	62	2	1	0	1	0	0	0	66	246
14h00 - 14h15	67	2	3	1	0	0	0	0	73	255
14h15 - 14h30	83	0	3	1	2	0	0	0	89	278
14h30 - 14h45	72	1	6	2	1	0	1	0	83	311
14h45 - 15h00	93	1	1	1	1	0	0	1	98	343
15h00 - 15h15	72	0	1	2	0	0	1	0	76	346
15h15 - 15h30	52	2	3	4	0	0	0	0	61	318
15h30 - 15h45	80	2	3	1	0	0	0	0	86	321
15h45 - 16h00	86	2	2	3	1	0	0	0	94	317
16h00 - 16h15	106	2	5	1	0	0	2	1	117	358
16h15 - 16h30	78	1	0	1	1	0	0	0	81	378
16h30 - 16h45	74	3	2	2	0	0	1	2	84	376
16h45 - 17h00	77	2	4	2	2	0	0	0	87	369
17h00 - 17h15	84	2	1	3	1	0	0	0	91	343
17h15 - 17h30	115	4	3	1	0	0	0	1	124	386
17h30 - 17h45	109	2	3	2	2	0	0	0	118	420
17h45 - 18h00	48	2	1	4	2	0	0	1	58	391
18h00 - 18h15	73	3	4	0	0	0	1	1	82	382
18h15 - 18h30	79	2	3	2	0	0	0	0	86	344
18h30 - 18h45	85	3	2	1	1	0	0	0	92	318
18h45 - 19h00	67	3	3	2	0	0	0	0	75	335
TOTAL	2628	83	96	86	35	0	12	19	2959	11177






ANEXO 7.
ISOLÍNEAS DE INTENSIDADES DE PRECIPITACIÓN PARA VARIOS PERÍODOS DE RETORNO.



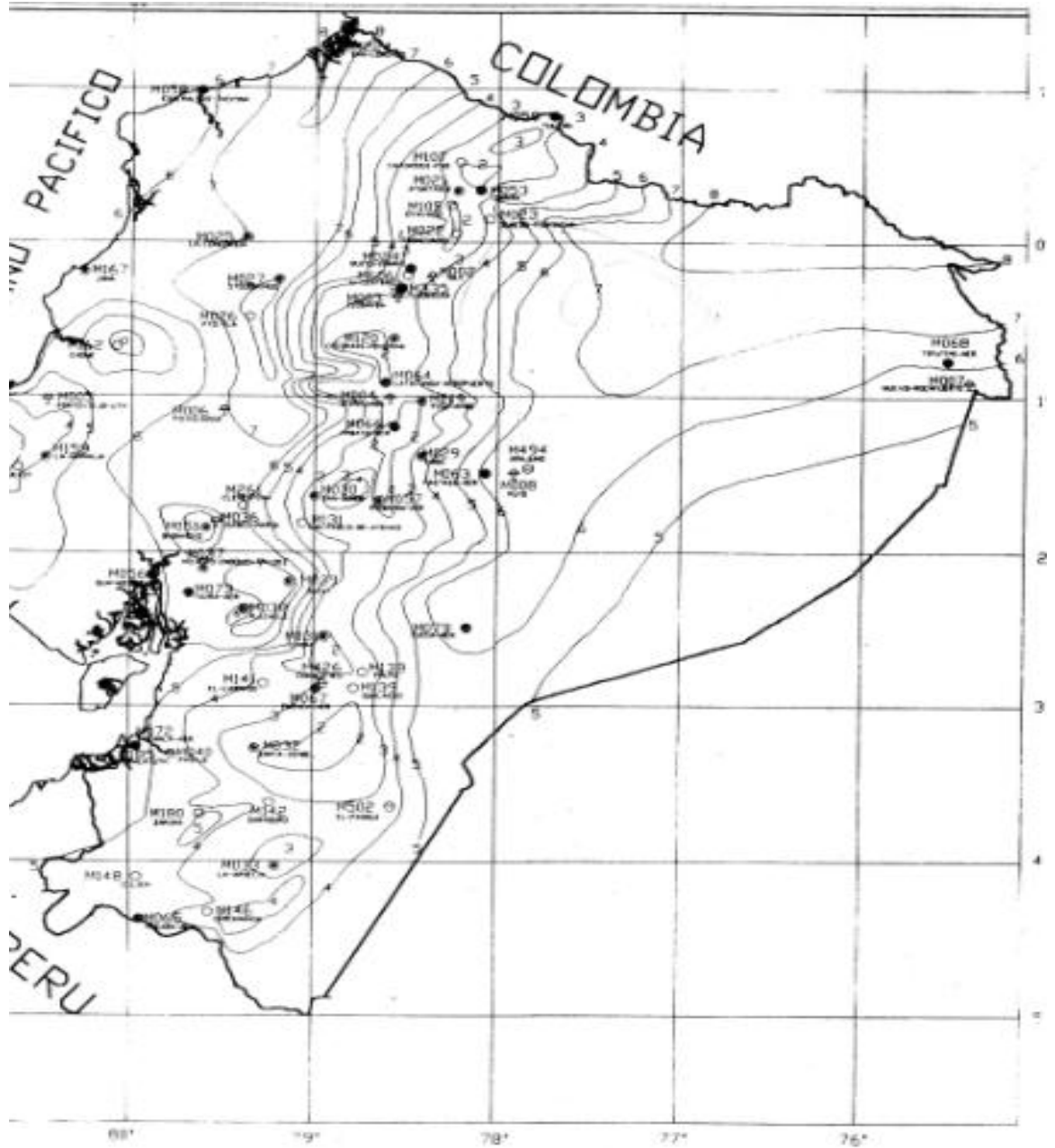
- SÍMBOLOS
- ▲ EST. AGROPECUARIO PRINCIPAL
 - EST. CLIMAT. PERIÓDICO
 - EST. CLIMAT. ORDINARIO
 - ⊗ EST. PLUVIÓGRAFICA
 - ⊖ EST. PLUVIOMÉTRICA

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA DIRECCIÓN DE HIDROLOGÍA DEPARTAMENTO DE HIDROMETRÍA		
ISOLÍNEAS DE INTENSIDADES DE PRECIPITACIÓN PARA VARIOS PERÍODOS DE RETORNO EN FUNCIÓN DE LA MÁXIMA EN 24 HORAS REGISTRO DE INFORMACIÓN 1964-1999 TR= 5 AÑOS		
MAPA Nº 2		MAYO 1999
ELABORACION	REVISADO	APROBADO
DPTO. HIDROMETRÍA	ING. LUIS RODRÍGUEZ F. JEFE DPTO. HIDROMETRÍA	ING. HELTON SILVA C. DIRECTOR DE HIDROLOGÍA



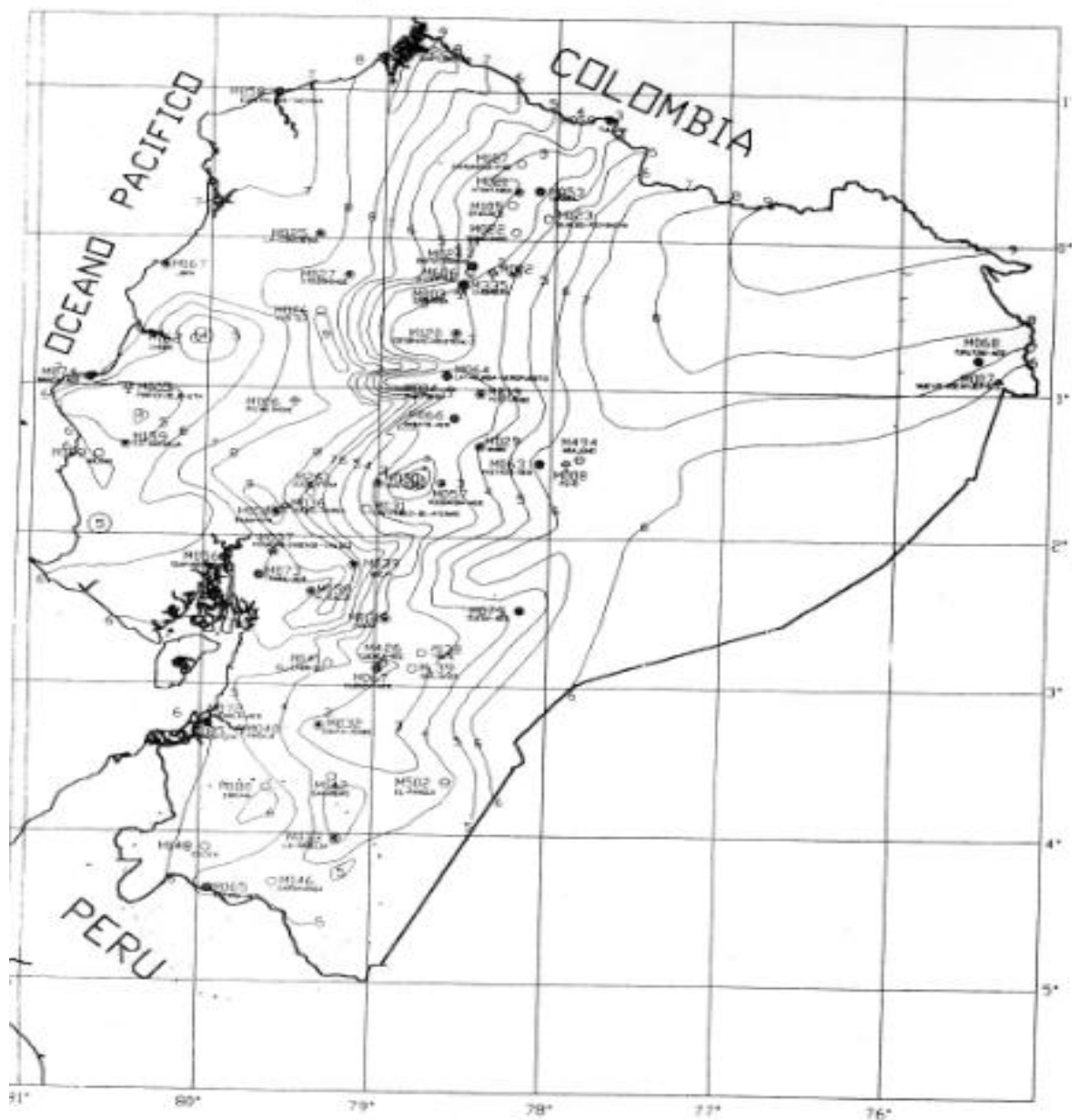
- SIMBOLOGIA**
-  EST. AGROMET. PRINCIPAL
 -  EST. CLIMAT. PRINCIPAL
 -  EST. CLIMAT. ORDINARIA
 -  EST. PLUVIOMETRICA
 -  EST. PLUVIOMETRICA

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA		
DIRECCION DE HIDROLOGIA		
DEPARTAMENTO DE HIDROMETRIA		
ISOLINEAS DE INTENSIDADES DE PRECIPITACION PARA VARIOS PERIODOS DE RETORNO EN FUNCION DE LA MAXIMA EN 24 HORAS REGISTRO DE INFORMACION 1964-1999		
MAPA N° 3		
ELABORACION	REVISADO	MAYO 1999
APROBADO		
DPTO. HIDROMETRIA	ING. LUIS RODRIGUEZ F.	ING. NILTON SILVA C.



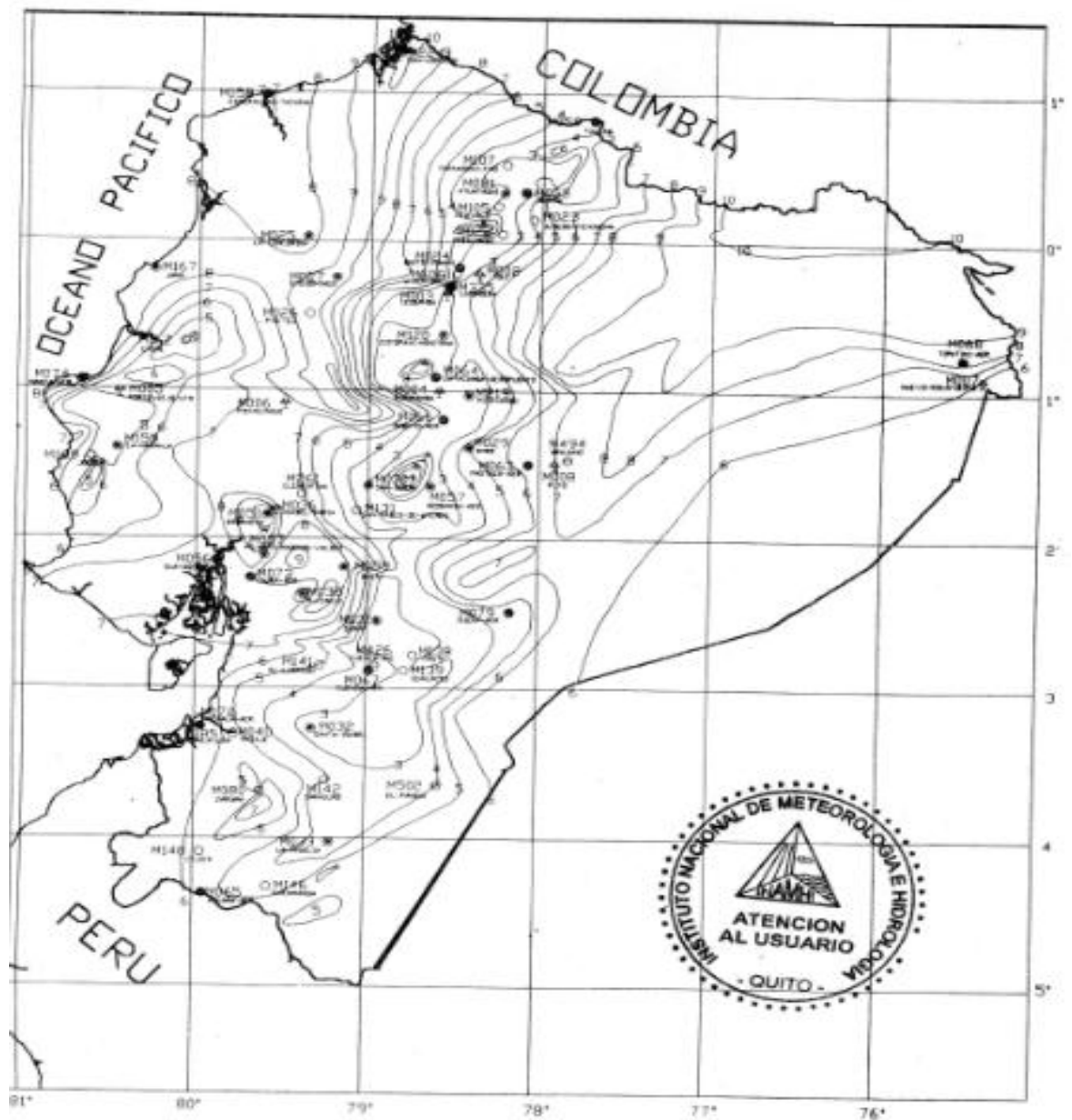
- SIMBOLOGIA**
-  EST. AEROMET. PRINCIPAL
 -  EST. CLIMAT. PRINCIPAL
 -  EST. CLIMAT. OREOGRÁFICA
 -  EST. PLUVIOGRÁFICA
 -  EST. PLUVIOMÉTRICA

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA DIRECCIÓN DE HIDROLOGÍA DEPARTAMENTO DE HIDROMETRÍA		
(ISOLINEAS DE INTENSIDADES DE PRECIPITACIÓN PARA VARIOS PERIODOS DE RETORNO EN FUNCIÓN DE LA MÁXIMA EN 24 HORAS REGISTRO DE INFORMACIÓN 1964-1998 TR= 25 AÑOS		
MAPA N° 4		MAYO 1999
ELABORACION	REVISADO	APROBADO
DPTO. HIDROMETRÍA	ING. LUIS RODRIGUEZ F. JEFE DPTO. HIDROMETRÍA	ING. HILTON SILVA C. DIRECTOR DE HIDROLOGÍA



- SIMBOLOGIA**
- △ EST. AGROMET. PRINCIPAL
 - EST. CLIMAT. PRINCIPAL
 - EST. CLIMAT. ORDINARIA
 - EST. PLUVIOMETRICA
 - EST. PLUVIOMETRICA

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA		
DIRECCION DE HIDROLOGIA		
DEPARTAMENTO DE HIDROMETRIA		
ISOLINEAS DE INTENSIDADES DE PRECIPITACION PARA VARIOS PERIODOS DE RETORNO EN FUNCION DE LA MAXIMA EN 24 HORAS REGISTRO DE INFORMACION 1964-1998 TR= 50 AÑOS		
MAPA N° 5		MAYO 1999
ELABORACION	REVISADO	APROBADO
DPTO. HIDROMETRIA	ING. LOIS RODRIGUEZ F. JEFE DPTO. HIDROMETRIA	ING. MILTON SILVA C. DIRECTOR DE HIDROLOGIA



- SIMBOLOGIA**
- EST. AGROMET. PRINCIPAL
 - EST. CLIMAT. PRINCIPAL
 - EST. CLIMAT. ORDINARIA
 - EST. PLOVIDRAFICA
 - EST. PLOVIDMETRICA

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA DIRECCION DE HIDROLOGIA DEPARTAMENTO DE HIDROMETRIA		
ISOLINEAS DE INTENSIDADES DE PRECIPITACION PARA VARIOS PERIODOS DE RETORNO EN FUNCION DE LA MAXIMA EN 24 HORAS REGISTRO DE INFORMACION 1964-1998 TR= 100 AÑOS		
MAPA N° 6		MAYO 1999
ELABORACION	REVISADO	APROBADO
DPTO. HIDROMETRIA	ING. LUIS RODRIGUEZ F. JEFE DPTO. HIDROMETRIA	ING. MILTON SILVA C. DIRECTOR DE HIDROLOGIA

ANEXO 8. LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO DEL PUENTE “EL QUILO”

